

# 本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.36 No.118 2012.3

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118号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.118

## 【巻頭言】

橋梁ヘルスマニタリング……………長大橋技術センター長	藤原 亨… 1
Bridge Health Monitoring	

## 【技術論文】

CFRCハンガーロープ管理基準の設定……………坂出管理センター 橋梁維持第一課長	楠原 栄樹… 2
Establishment of control criteria for CFRC	(前)保全部 橋梁保全課長代理
suspender ropes	鳴門管理センター 橋梁維持課長 森山 彰

リスクマネジメントによる長大橋の維持管理……………神戸管理センター 橋梁維持課長	小林 義弘… 8
～明石海峡大橋洗掘調査の事例～	しまなみ今治管理センター 道路維持課 河野 晴彦
Maintenance management of a long span bridge	(前)神戸管理センター 橋梁維持課
by risk management	
- An example of Akashi-Kaikyo Bridge scouring investigation -	

瀬戸大橋におけるコンクリート構造物の劣化対策……………坂出管理センター 橋梁維持第一課	坂本 佳也…16
Countermeasures against deterioration of	神戸管理センター 専門役 大川 宗男
concrete structures in Seto-Ohashi Bridges	(前)坂出管理センター 橋梁維持第一課長

鋼床版への高機能舗装の試験施工……………保全部 道路保全課	有馬 敬育…24
Application of porous asphalt pavement to	
orthotropic steel deck plate	

瀬戸大橋のCCTVに求められる性能……………岡山管理センター 施設課長代理	日高 英治…31
Characteristics of the CCTV Cameras Applied	坂出管理センター 施設課長代理 玉津 和哉
for the Seto-Ohashi Bridges	

## 【海外報告】

ケニアの道路維持管理状況……………東京事務所付	梁取 直樹…38
Overseas Report	
(Current Situation of Road Maintenance in the	
Republic of Kenya)	

【技術ニュース】……………	46
The latest information	

【文献紹介】……………	49
Related technical report in other publications	

---

# 鋼床版への高機能舗装の試験施工

Application of porous asphalt pavement to orthotropic steel deck plate



写真-1 舗設状況

Pavement works



写真-2 塗膜防水工（路面全体）

Coating of waterproofing (center)



写真-3 塗膜防水工（路面端部）

Coating of waterproofing (edge)



写真-4 鋼製排水溝 開口部加工

Aperture processing of steel drain

---

## 瀬戸大橋におけるコンクリート構造物の劣化対策

Countermeasures against deterioration of concrete structures in Seto-Ohashi Bridges

---

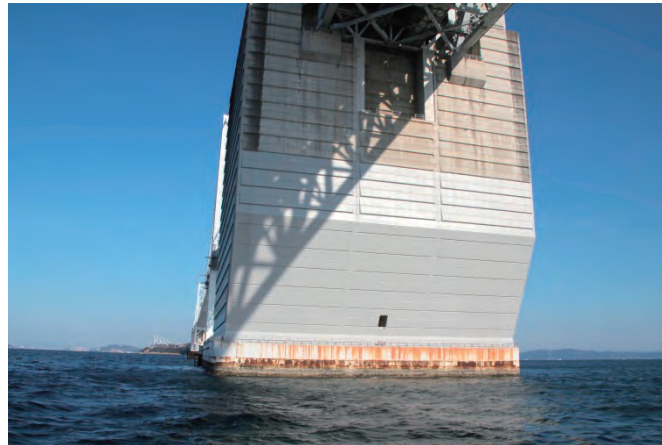


写真-5 BB7A 南面オーバーハング部の補修状況  
Repair of overhang area of BB7A south face



写真-6 コンクリート劣化状況 (HVa15P)  
Concrete deterioration (HVa15P)



写真-7 櫃石島高架橋の ASR 対策状況  
ASR measures of Hitsuishijima viaduct

---

## 瀬戸大橋の CCTV に求められる性能

Characteristics of the CCTV Cameras Applied for the Seto-Ohashi Bridges

---



写真-8 BB6P より北向き映像 (既設カメラ)  
North view from BB6P (Existing Camera)



写真-9 BB6P より北向き映像 (EM-CCD カメラ)  
North view from BB6P (EM-CCD Camera)

# 橋梁ヘルスマニタリング

Bridge Health Monitoring

長大橋技術センター長 藤原 亨

Toru Fujiwara

昨年4月に韓国そして12月には中国を訪問し、長大橋を管理する技術者と交流する機会を得た。両国とも橋梁の視察だけでなく、技術的なテーマについての双方からの発表とそれに対する質疑応答や情報交換を行う技術会議も行われた。会議を通して長大橋について、建設だけでなく維持管理の重要性が認識され、管理の先行している本四高速に対する関心が高いことを改めて認識した。技術会議において先方から取り上げ紹介されたものの中で、両国に共通していたテーマが長大橋のヘルスマニタリングであった。韓国では2000年に完成した中央支間長470mの斜張橋西海（ソヘ）大橋で、橋体の挙動観測、性能の評価、維持管理や同様の橋梁の設計や施工に対する有益な情報の提供を目的として実施しているヘルスマニタリングシステムとその全面的な更新についての紹介、中国では江蘇省の長江に架かる長大橋4橋で実施しているモニタリングシステムと観測データ及びその活用方法の紹介で、船舶の橋桁への衝突をモニタリングで見えないかというものなどもあり様々な活用方法が検討されているようであった。

近年、日本においても橋梁のモニタリングに関する研究や技術開発が盛んで、昨年12月には「維持管理における先進モニタリング技術—橋の安全確保のために—」というテーマで土木学会と次世代センサ協議会の合同シンポジウムも開催されている。通常の見視点検や非破壊検査などにより直接橋梁の健全性を確認する方法に対し、モニタリングの概念は、橋に設置した各種センサーにより日常的に継続的にデータを収集し、それを監視することで実橋の定常的な挙動を把握するとともに、それに対比して異常を検知することで健全性を評価しようとするものと言えるだろう。センシングの技術にデータの通信や処理システムを組み合わせシステムを構築することで、遠隔で随時にデータを入手、処理できるため、点検・調査などの維持管理業務の効率化や異常の早期発見も研究のインセンティブとなっているようである。

先に述べた韓国及び中国での取り組みを聞いてまず感じたのは、収録される膨大な量のデータとその処理、分析を長期間継続していくという管理者側のエネルギーである。もちろん情報処理機器等の格段の性能向上でマンパワーによるところは限定されるであろうが、得られたデータの評価・診断は技術者が下さなければならない。またセンサーを始めとする機器のメンテが長期的には課題となってくるであろうことは、本四高速の経験上からも想定される。橋梁のヘルスマニタリングは人間の体温、

血圧、心電図などのデータから健康状態を評価する健康診断に例えられる場合がある。橋で言えば、変位、応力、振動データから求められる振動特性（振動数、周期）、部材温度などが観測データになるが、長大橋のような大規模な構造物で、これらのデータから異常を判定し損傷を特定していくことはそう容易とは思われず、この点がヘルスマニタリングに要求される技術ノウハウでもあるだろう。先の技術会議でそこまでの議論はできなかった。

さて話を本四連絡橋に移すと、橋梁全体の健全度の評価は、点検データをベースに行っている。ただし吊橋の主ケーブルについては、全ての吊橋に送気システムを導入し、ケーブル内の相対湿度をモニタリングすることで健全性を確認するという方法をとっており、ヘルスマニタリングの概念に合致するものと言えるだろう。また動態観測として、地震や風という外力と橋体の応答の観測を行っている。動態観測は大鳴門橋や瀬戸大橋の供用に際し整備され観測をスタートしているが、観測データの蓄積や分析、完成橋梁の増加、機器の更新などを機に、見直しがなされてきている。

瀬戸大橋供用時には、動態観測の目的として、設計検証（実橋の応答と設計時の仮定の対比）、交通管理（地震、強風データの交通管制への活用）、橋体管理（日常的データからの健全度の把握）が挙げられているが、3ルート完成を踏まえた動態観測の基本方針では、設計検証と合理的な設計法の追求を目的とし、合わせて橋体健全度評価の支援となる情報提供を行うものとして、観測体制の見直しが行われている。設計法の合理化は本四での観測結果を更なる長大橋計画における設計法への反映を念頭に置いたものである。この方針策定からさらに10年余りが経過し、順次観測機器の更新が必要となってきていることから、改めて今後の観測方針を検討し、昨年の技術委員会でご説明した。要約すれば、外力の観測としては各ルート2箇所地震動観測、明石海峡大橋で自然風観測を行う、橋体挙動観測は代表橋梁を選定し観測を継続し、大規模地震等の外力を受けた場合の安全性の評価を目的とするというものである。ヘルスマニタリングという観点から言えば、大規模外力を受けた場合の橋梁の挙動観測と安全性評価に特化したものと言える。

冒頭に紹介した海外での取り組みに比べ、形の上で見劣りするの否めない。設備投資への予算的制約という背景もあるが、これまでの観測結果の評価や経験・知見を踏まえ至った方針でもある。これを活かすことに技術力を傾注していきたい。

# CFRCハンガーロープ管理基準の設定

Establishment of control criteria for CFRC suspender ropes

坂出管理センター 橋梁維持第一課長  
(前) 保全部 橋梁保全課長代理  
鳴門管理センター 橋梁維持課長

楠原 栄樹  
Shigeki Kusuhara  
森山 彰  
Akira Moriyama

## 概要

本州四国連絡橋の吊橋のハンガーロープ(以下、「ロープ」という。)には、CFRCタイプとPWSタイプがある。いずれも取替え可能な部材であるが、ロープの交換は莫大な費用が必要となる。特にCFRCはPWSに比べ長期的な耐久性に劣ることから、ライフサイクルコストの低減を目指した維持管理方法の最適化が必要とされている。

これまでに、外観調査では把握ができないロープ内部の腐食状態を定量的に把握できる非破壊検査手法(全磁束法)、腐食したロープの補修方法(内部充填工法、部分取替工法)を開発してきたが、具体的な適用基準が定められていなかった。本論文は、腐食したロープの引張強度の把握、実作用荷重の整理により、現在の荷重条件で所要の安全性を確保するよう設定したロープの管理基準について報告するものである。

Suspension bridges of the Honshu-Shikoku Bridges have two types of suspender rope system, Center Fit Rope Core (CFRC) and Parallel Wire Strand (PWS). Each type is assumed to be exchangeable, but replacement costs would be extremely expensive. Since CFRC type has less durability than PWS type, it is necessary to optimize the maintenance method of CFRC suspender ropes.

In the past, the main flux method which quantifies the situation of suspender rope corrosion and the repairing method for corroded suspender ropes were developed. However, there were no rules of applying these methods. In this paper, the control criteria for CFRC suspender ropes, which are established to secure the safety requirements based on the study of the corroded rope strength and the actual loading condition, are described.

## 1. まえがき

本州四国連絡橋の吊橋のハンガーロープには、より線を用いたCFRC(Center Fit Rope Core)タイプとポリエチレン管で被覆された平行線を用いたPWS(Parallel Wire Strand)タイプの2種類がある。いずれのタイプのロープも取替え可能な部材であるが、その交換には莫大な費用が必要となるため、健全な状態をできるだけ維持することが求められる。特に、CFRCは本州四国連絡橋の10橋の吊橋のうち7橋で採用しており、全本数は2,680本である。また、PWSに比べ長期的な耐久性に劣るとともに、外観目視からは腐食の状況を把握できないことから、ライフサイクルコストを低減するためには、ロープの状態を定量的に把握し、適切な補修を行う必要がある。

以上の背景のもと、ロープの腐食状況を定量的に把握する非破壊検査手法(全磁束法)を開発<sup>1)</sup>し、腐食したロープの補修方法(内部充填工法、部分取替工法)を確

立<sup>2)</sup>したが、ロープ腐食状況に対応した補修方法の選定基準が明らかとなっていなかった。そこで、CFRCの点検から補修に至るまでの管理フローを作成し、実作用力および実ロープ強度の把握を行い、所要の安全性確保の観点から、ロープ腐食量の管理基準値を設定したので報告する。

## 2. 腐食したロープの残存強度

### 2.1 静的引張試験

CFRCを採用した7つの吊橋のうち、大鳴門橋は特に厳しい腐食環境に位置していることから、ロープの定着部近傍に激しい腐食が発生していることが確認されている。(写真-1)。

この様に腐食したロープの強度を把握するため、腐食したロープを取り外し、引張破断強度試験を実施した。断面減少率と引張強度低下率の関係は図-1に示すとおりとなり、CFRCはストランドロープよりも断面減

少に伴う強度低下は小さいものの、断面減少率が 20% に達すると強度は半分になることが明らかとなった。

CFRC ロープの断面減少率  $\Delta A$  と引張強度低下率  $\Delta\sigma$  は、式(1)に示す指数関数で表され、大鳴門橋の定着部の試験結果を適用すると、 $\alpha \approx 5.5$ 、 $\beta \approx 0.73$  で近似できる。

$$\Delta\sigma = \alpha(\Delta A)^\beta \quad (1)$$

ここに、 $\alpha$ 、 $\beta$  は試験に基づく定数である

## 2.2 疲労特性の調査

ロープには活荷重等による変動荷重が作用するため、適切な状態で管理していく上では、静的な引張強度だけでなく疲労特性も把握する必要がある。そこで、大鳴門橋の腐食したロープ(H18年試料は断面減少率 5~6%、H22年試料は断面減少率 4~5%のロープ)に対する疲労試験を実施した。

試験結果は図-2 に示すとおりであり、腐食したロープの疲労特性は、奥川<sup>3)</sup>が新品ロープ( $\phi=60\text{mm}$ )に対して実施した試験結果(試料 I-1~試料 II-2)とほぼ一致した。この結果より、断面減少率 5%程度までであれば、新品ロープと同等の疲労耐久性を有しているものと考えられる。ここで、グラフ左側のグループ(試料 I-1~3、H18-No.2)は応力振幅約  $294 \text{ N/mm}^2$  ( $30 \text{ kgf/mm}^2$ )、その他は応力振幅約  $196 \text{ N/mm}^2$  ( $20 \text{ kgf/mm}^2$ ) の条件で実施されたものである。

なお、引張試験で示したとおり、実際には 5%以上腐食したロープも存在していることから、今後可能な限り断面減少率の大きなロープに対する疲労試験を実施し、耐疲労特性を確認する必要がある。

## 3. ハンガーロープの維持管理方針

### 3.1 ハンガーロープの管理フロー

本州四国連絡橋では予防保全の概念のもと、原則 1~2年に 1回の頻度で基本点検を実施し、橋の変状を把握している。一般的には、変状に対応した補修を実施することとなるが、ロープの場合、内部の腐食が進行し外観から判断される状態よりも悪化しているケースが存在するため、腐食状況を定量的に把握し、それに応じた補修を実施する必要がある。図-3 は、点検と補修の基本的な管理フローである。

まず目視点検により、腐食状況の概要を把握する。写真-2 は瀬戸大橋におけるロープの外観を分類したものであるが、全磁束法による調査の結果、外層ストランドに断面欠損が生じていない程度の腐食状況であれば、状態 3 程度であっても断面減少率は 2%以下であることから、この場合は塗替塗装で対応することを基本とする。



写真-1 定着部の腐食状況(大鳴門橋)

Photo1 Corrosion situation of suspender rope (Ohnaruto Bridge)

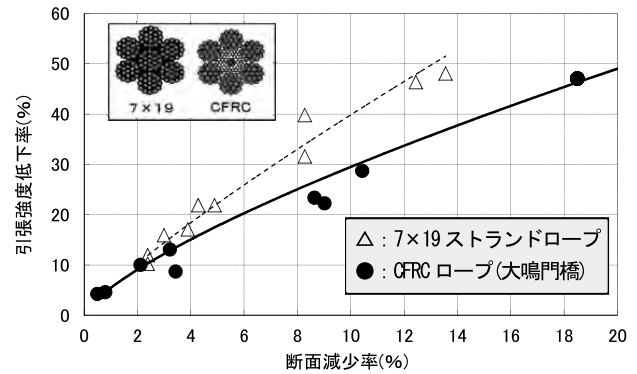


図-1 ロープの断面減少率と引張強度低下率の関係

Fig.1 Relation between sectional area reduction rate and tensile strength reduction rate

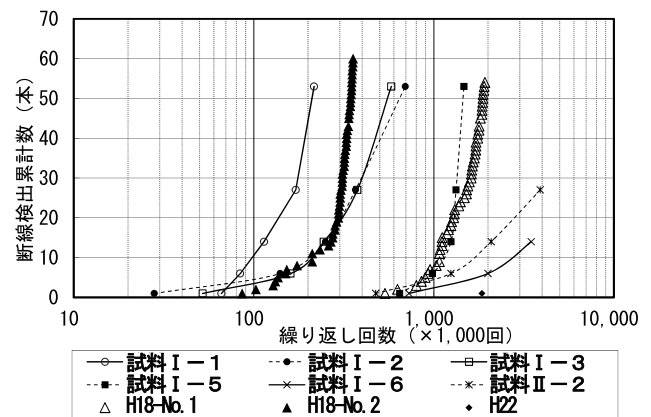


図-2 CFRCロープの疲労特性

Fig.2 Fatigue characteristic of CFRC rope

外観調査で腐食の進行が見受けられるロープについては、非破壊検査機器を使用して断面減少量の定量的な把握を行うこととなるが、全磁束法による調査は多くの時間と費用を必要とするため、簡易的な検査手法により、全磁束法適用の要否を判断することが有効である。現時点において、簡易的な非破壊検査手法は確立していないが、幾つかの技術の適用性を実橋において確認中である。

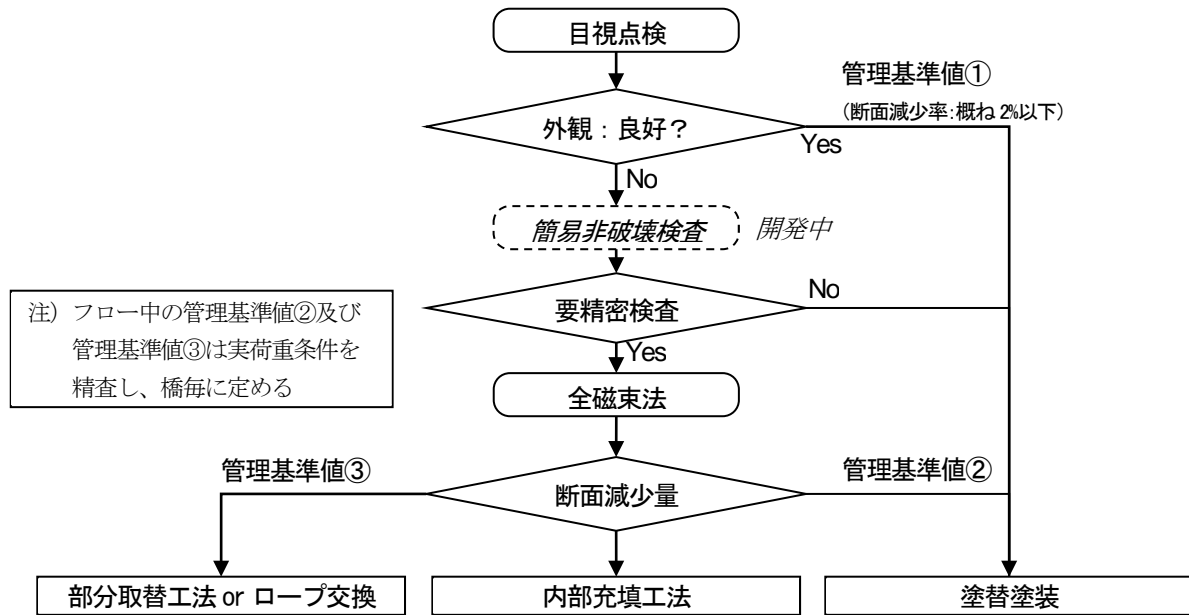


図-3 CFRCの管理フロー

Fig.3 Maintenance management flow of CFRC suspender rope



状態1 状態2 状態3

写真-2 ロープの腐食状態

Photo2 Corrosion grade of suspender ropes of the Seto-Ohashi Bridges

現在開発中の簡易非破壊検査手法により精密検査が必要になると、全磁束法により精度良く断面減少量を把握し、その量に応じた補修対策を選定することとなる。ここで、図-3 に示す管理基準値②および管理基準値③を設定する必要があるが、橋により設計条件が異なることから、橋毎に定める必要がある。なお、管理基準値③を超える断面減少量のロープが見つかった場合は、部分取替工法またはロープの交換を実施することとなる。この選択は、ロープ長等の現地の状況を勘案の上、経済的な工法の選定を行う必要がある。

### 3.2 ロープの設計条件

CFRC は、ハンガー設計要領(案)<sup>4)</sup>に従い、表-1 に示す荷重について式(2)の組合せを考慮し、安全率 3.0 を確保するよう設計されている。

$$F=D+L\{L_H+L_R(1+I)\}+T+E_M+E_E+B_E \quad (2)$$

これらの荷重のうち、死荷重や製作・架設誤差の影響は設計時の想定で設定されているが、実橋においては実際にロープの張力を計測することにより精査することが可能である。また、腐食の発生は定着部で著しいことから、その安全性を検討する場合にはロープの曲げによる影響は無視することが可能となる。この様に維持管理上考慮すべき荷重の条件を表-1 に記載した。

例えば、当初設計において安全率 3.0 を確保する断面であった場合、曲げの影響を無視するだけで 13%程度の荷重が軽減可能となり、逆算される安全率は 3.4 程度に上昇することとなる(図-4)。すなわち、一般部では腐食によりロープ断面が減少し引張強度が低下しても、曲げによる影響を無視すれば、所要の安全率を確保することができることとなる。

表-1 CFRCに作用する荷重

Table1 Load acting on CFRC suspender rope

		設計荷重	維持管理上考慮すべき荷重
死荷重	D	補剛桁死荷重 ハンガー自重	不確定死荷重は精算、 実(暫定系)荷重で精査
		活荷重	L <sub>H</sub> 自動車荷重
L <sub>R</sub> 列車荷重	実(暫定系)荷重で精査		
I 衝撃	当初設計を準用 (道鉄併用橋のみ)		
温度変化	T	20°C±30°C	当初設計を準用
製作誤差	E <sub>M</sub>		実張力を計測した場合は、 それによって評価
架設誤差	E <sub>E</sub>		実張力を計測した場合は、 それによって評価
曲げの影響	B <sub>E</sub>	鞍掛部 曲げ応力	腐食は定着部で著しく、 管理基準上除外可能
架設時荷重	ER		ロープ取替時の荷重のみ 考慮

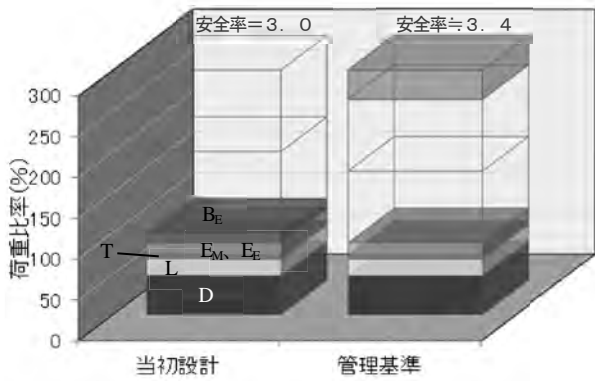


図-4 設計荷重と実荷重の関係(一般部)

Fig.4 Relation between design load and actual load

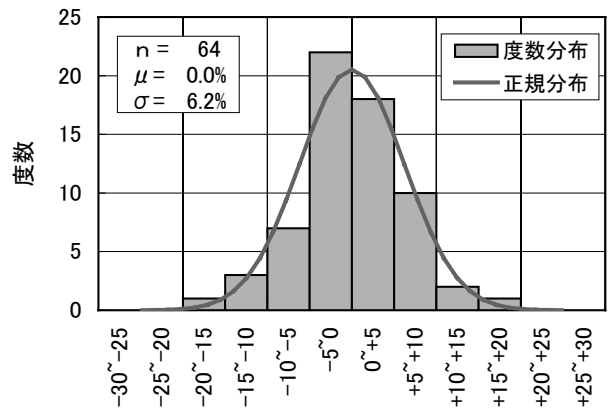
### 3.3 ハンガーロープに作用する実張力

現時点においてロープに作用している実張力は、死荷重+製作誤差+架設誤差に等しいと考えれば、実測したハンガーロープ張力を評価することにより、設計時点における不確定要素を排除可能となる。なお、張力計測時の活荷重は、設計活荷重に比べ非常に小さいことから無視した。

実橋におけるロープ張力は、定期的実施している橋樑精密点検時に計測を行っており、直近の計測値の整理を実施した。張力計測値は、バラツキを持った結果となっていたが、計測張力を死荷重による設計張力で除して無次元化を行うことにより、その分布はほぼ正規分布となっていることを確認した(図-5)。なお、計測された最大張力は $\mu+2\sigma$ とほぼ等しいことから、最大張力は管理基準値を設定する際の実張力と考えた。

次に、この実測された最大張力に、設計上考慮される活荷重(完成系および暫定系)、温度荷重を加えることにより、維持管理段階において考慮すべきロープの最大張力を算出した。図-6に、定着部の腐食が著しい大鳴門橋とほぼ完成状態の荷重が作用している下津井瀬戸大橋を代表例として、設計張力(完成系)と実荷重(暫定系)の整理結果を示す。いずれの橋梁においても、設計で考慮した死荷重、製作誤差、架設誤差の和よりも実測ロープ張力の方が小さな値となっており、さらに曲げによる影響を無視すれば、ロープに作用している張力はかなり小さく見積もることができる。これらの結果を用いて、CFRCロープを採用している吊橋7橋の現状における安全率を整理した結果を、表-2に示す。

いずれの橋梁についても、曲げによる影響を考慮していないことから、基準で定める安全率3.0を超える結果となっている。特に将来荷重の鉄道が載荷されていない大鳴門橋および暫定2車線供用の大島大橋の暫定系における安全率はかなり高い値となっており、現状の供用形態が継続する場合においては、若干の断面減少を許容することが可能となる。なお、因島大橋については、ハンガー設計要領(案)の制定前の設計でロープ径が決定しているため、高めの安全率となっている。



格点当りハンガー張力の変動率(%)

図-5 計測ロープ張力のバラツキ

Fig.5 Distribution of tensile force

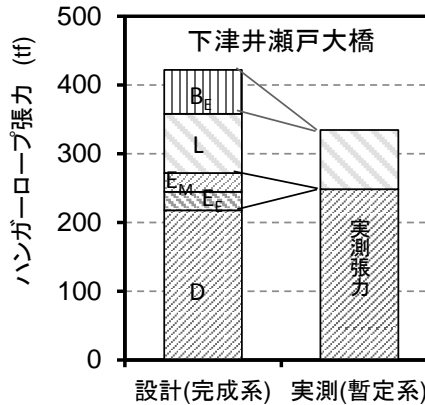
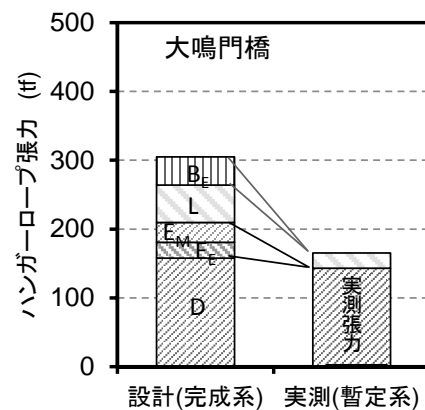


図-6 設計荷重と実荷重の比較

Fig.6 Comparison between design load and actual load

表-2 実荷重による安全率の試算結果(直線部)

Table 2 Safety rate based on actual load		
橋梁名	暫定系	完成系
明石海峡大橋	—	4.5
大鳴門橋	6.0	4.5
下津井瀬戸大橋	3.8	3.6
北備讃瀬戸大橋	4.3	4.0
南備讃瀬戸大橋	4.0	3.7
因島大橋	—	7.2
大島大橋	5.4	4.6

### 3.4 ロープの切断荷重

表-2 に示した安全率は、ハンガー用ストランドロープの HBS 規格<sup>5)</sup>において規定する最小切断荷重で計算したものであるが、実際に実橋で架設されたロープは最小切断荷重を上回る性能を有していると考えられる。そこで、ロープの製作工事に於いて実施されたロープの破断試験結果を整理し、実橋のロープの強度を求めた。ロープの実測張力と同様に、130本のロープに対する破断試験結果を最小切断荷重で除して無次元化すると、その分布はほぼ正規分布となっていることが確認された(図-7)。この結果より、実橋における切断荷重は $\mu - 2\sigma$ を考慮し、HBS規格に示される最小切断荷重の1.1倍とした。

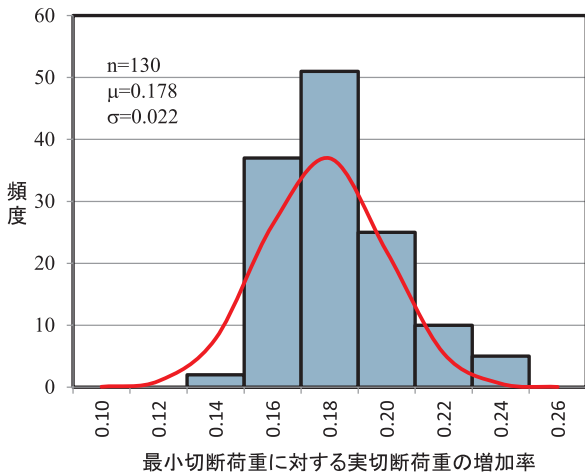


図-7 ロープ切断荷重のパラツキ  
Fig.7 Distribution of actual cutting load

### 3.5 ロープ管理基準値の設定

前節までの検討結果より、図-3に示すロープの管理基準値③を橋毎に設定する。一方、図-8の下津井瀬戸大橋の例に示すとおり、同じ橋の中でも格点毎に作用する荷重が異なっているが、管理基準値③の設定にあたっては、最も厳しい条件のロープで設定することとした。橋毎の管理基準値③は、現在の暫定供用状態が当面継続すると想定されるものの、完成系において本州四国連絡橋全体で統一した安全性を確保することを念頭に、現状荷重における安全率が3.0以上を確保できる完成系の最大値となる安全率から求めることとした。橋毎の完成系と暫定系の安全率の関係は図-9に示す通りとなり、暫定系の逆算安全率3.0以上を満たす完成系安全率は瀬戸大橋の結果から2.9とした。

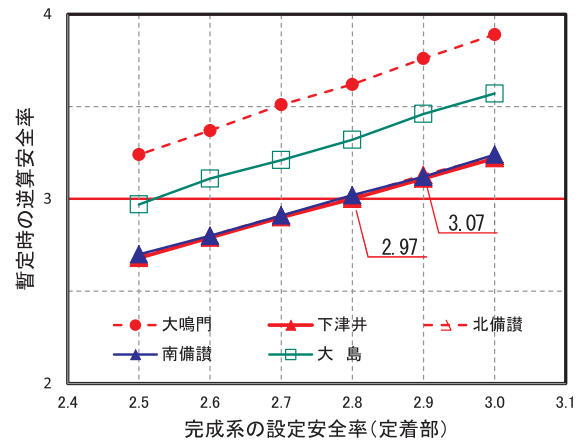


図-9 完成系安全率と暫定系安全率の関係  
Fig.9 Relation of safety rate between completion and transition

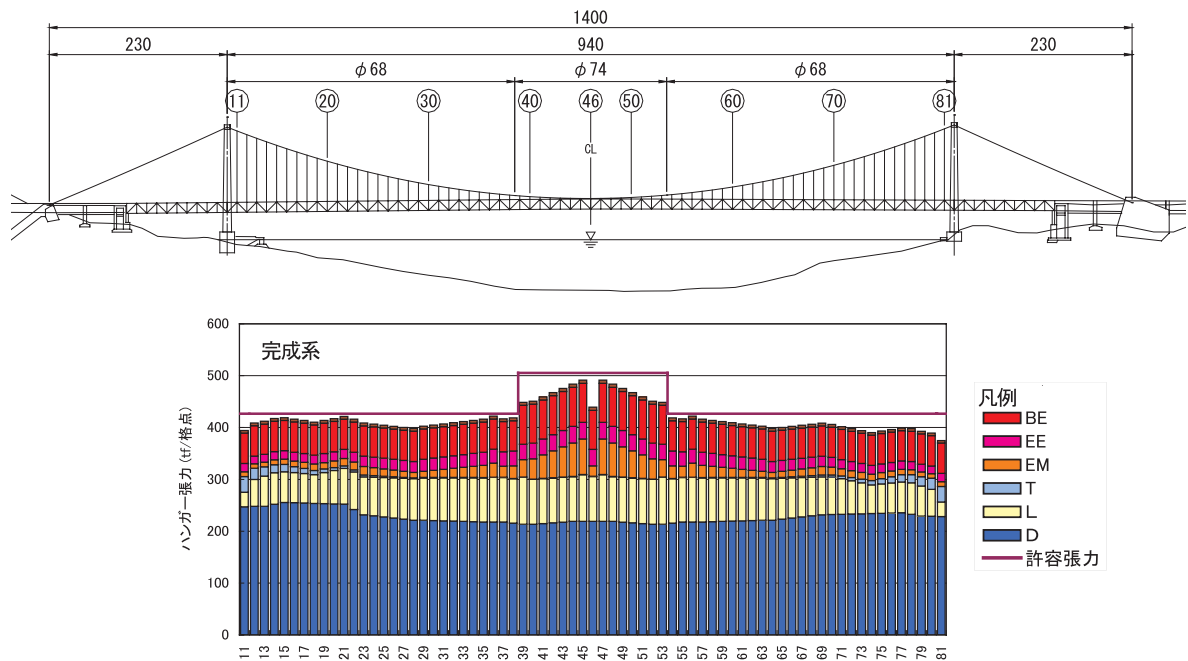


図-8 格点ロープ張力の分布(下津井瀬戸大橋)  
Fig.8 Tension distribution of suspender ropes (Shimotsui-Seto Bridge)

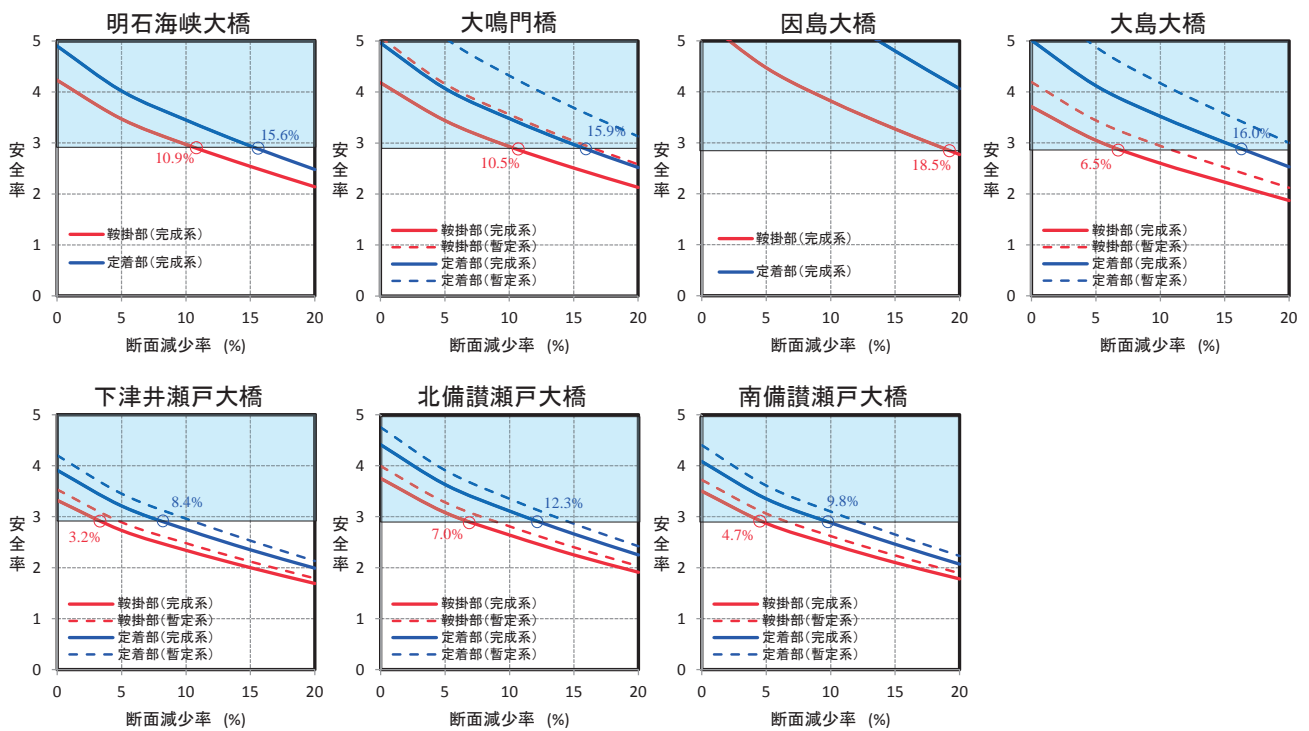


図-10 断面減少率と安全率の関係

Fig.10 Relation between sectional area reduction rate and safety rate

各橋の条件により、ロープの断面減少率に応じた安全率の計算結果を図-10に示す。これらの図より、完成系のグラフが安全率2.9となる断面減少率が図-3に示す管理基準値③に相当することとなる。

神戸淡路鳴門自動車道の2橋(明石海峡大橋、大鳴門橋)の管理基準値および瀬戸中央自動車道の3橋(下津井瀬戸大橋、北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋)の管理基準値は結果的にほぼ同程度の値となった。一方、西瀬戸自動車道の2橋(因島大橋、大島大橋)は異なる傾向を示しているが、これは前述の通り因島大橋の設計条件が異なっていることに起因しているものと考えられる。

また図-3の管理基準値②については、以下の点を考慮して暫定的に5%とした。

- 1) 新品ロープと同等の疲労耐久性が確認されている断面減少率は5%程度であること。
- 2) 簡易非破壊検査手法の計測精度として5%程度を目標としている。

#### 4. まとめと今後の課題

大鳴門橋のハンガーロープ定着部に著しい腐食が発見され、これまでに非破壊検査方法、補修方法が確立されてきた。そして今回、ハンガーロープの強度と作用荷重を整理することにより、非破壊検査結果に基づく補修方法を選定するための管理基準値を定めることができた。

しかしながら、ロープの腐食が進行しているのは大

鳴門橋のみであり、その他の橋梁については2%以下の断面減少率であることが現地調査により確認されている。したがって、大鳴門橋以外の橋梁については、腐食が進行する前に定期的にロープの塗替塗装を実施することが基本である。

なお、今回設定した管理基準値は、大鳴門橋のロープの引張強度低下率のデータがベースとなっており、径や素線構成の異なるロープの引張強度低下率のデータで修正を行う必要がある。また、疲労強度についても、断面減少率の大きなロープに対するデータが不足しており、今後のデータ蓄積が必要である。さらに将来的には、ケーブルバンド等の関連する部材の安全率との整合性を考慮し、より適切な安全率の設定が必要であると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 小川和也、前田喜宏、明石良男、守谷敏之：吊橋ハンガーロープの非破壊検査、土木学会第57回年次学術講演会、pp.227-228、2002.9
- 2) 北川竜三、長尾幸雄：大鳴門橋における吊橋ハンガーロープの定着部補修工法の検討、本四技報、Vol.30、No.107、pp.15-21、2006.9
- 3) 奥川淳志：吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験、本四技報、Vol.1、No.5、pp.2-7、1978.7
- 4) 本州四国連絡橋公団：ハンガー設計要領(案)、昭和53年3月
- 5) 本州四国連絡橋公団：HBS G 3504-1979 本州四国連絡橋公団規格 ハンガー用ストランドロープ、昭和54年6月

---

---

# リスクマネジメントによる長大橋の維持管理 ～明石海峡大橋洗掘調査の事例～

Maintenance management of a long span bridge by risk management

— An example of Akashi-Kaikyo Bridge scouring investigation —

神戸管理センター 橋梁維持課長

小林 義弘

Yoshihiro Kobayashi

しまなみ今治管理センター 道路維持課

河野 晴彦

(前) 神戸管理センター 橋梁維持課

Haruhiko Kono

---

---

## 概要

本州四国連絡橋の維持管理は、予防保全により行うことを基本としているが、その実施においては、合理的な保全実施レベルや実施時期の説明が必要となる。しかし、これらの明瞭な説明のためには、現状ではデータ不足であり、また、逼迫した保全予算の現状では、理想的な予防保全実施は困難である。筆者らは、「長大橋の安全性喪失事象をリスクと捉え、リスクマネジメント手法によりこの課題解決へのアプローチとできないか。」と考えた。本報文は、その取り組みの全体概要とリスク事象の一つである主塔基礎の洗掘に対するリスクアセスメント事例について報告するものである。

Maintenance management of the Honshu-Shikoku Bridges is based on preventive maintenance. In order to conduct preventive maintenance, maintenance level and schedule of repair and repainting should be decided by enough data. As data are not enough and budget is also limited at present, it is too difficult to conduct ideal preventive maintenance. The authors thought that the risk management method should be an approach of solving the problem by assuming that loss of safety margin were a risk. This paper describes a risk assessment example against scouring of the main tower foundations of the Akashi-Kaikyo Bridge.

## 1. はじめに

長大橋の建設段階に於いては、調査設計段階で構造物に対して不安全と考えられる事象を考慮して、その対策を行っている。

特に構造物の崩壊に繋がるような項目については、十分に安全な限界値を設定し、設計に反映させている。これらは、例えば、強風による補剛桁のフラッターを照査風速以下で発生させないこと、想定地震に対して早期に復旧可能な被害にとどめること、主塔基礎の安定のため洗掘防止対策を行っていること、主塔の渦励振による振動振幅を部材許容応力以下に抑えるために制振装置を取り付けていることなど、構造物に致命的な影響を与える事象を発現させない対策を主として行っている。

また、経時に伴う抑止しにくい鋼材腐食やコンクリートの劣化などについては、防食方法や使用材料、構造の配慮により、できるだけ長く健全な状態を保つような配慮がなされている。

一方、維持管理段階においては、点検によって構造物の異常を発見し、評価、診断、補修を行っている。このため長大橋点検要領が定められ、それに沿った健全度評価を行っているが、その評価方法や意義、補修の優先順位につながるような仕組みは確立されていないのが現状である。

しかし、本四連絡橋は、他に代替手段のない構造物群であり、今後200年以上に亘り、健全に維持管理していく必要があることから、維持管理活動を、リスクマネジメントのような戦略的な意識をもって行っていく必要があると思われる。

このため、これまでの建設段階及び維持管理段階における知見や情報をもとに、明石海峡大橋を事例として、構造物の健全性に対するリスクマネジメントの適用を試みているところである。本報文では、リスクマネジメントの第一段階であるリスクの抽出と次段階のリスク評価の一部として主塔基礎の洗掘事象を取り上げ、シナリオ分析及びリスク対策の提案を行った結果を報告する。



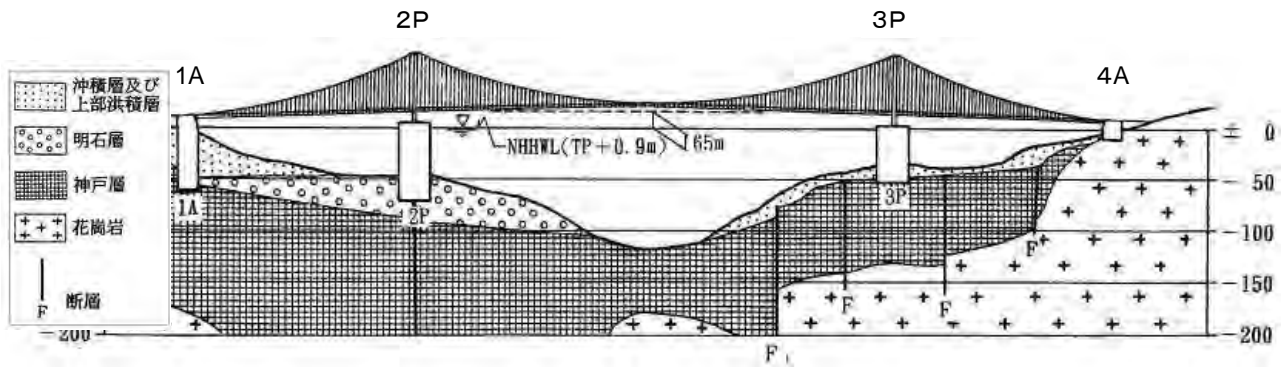


図-3 明石海峡大橋 地質断面図  
Fig.3 Akashi-Kaikyo Bridge Geological section

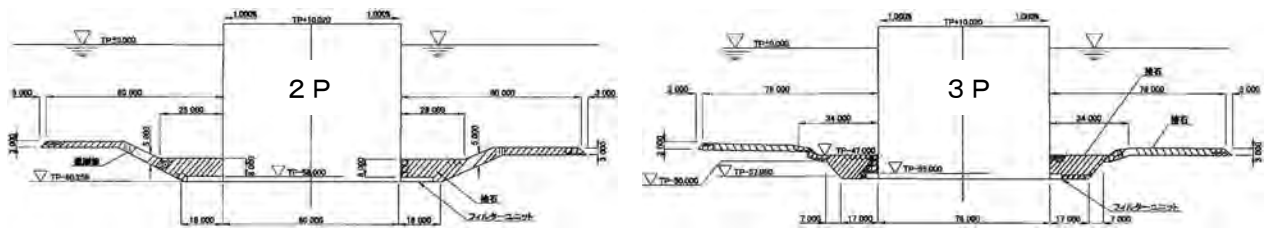


図-4 明石海峡大橋2P・3P洗掘防止工構造図  
Fig.4 Structural drawing of scour protection of the piers

ためには、個々の要因についてリスクシナリオを想定し、発現確率と被害の大きさを考慮してリスク管理を行う必要があり、これがリスクマネジメントである。理論的には明石海峡大橋の維持管理において、これを適用することにより、補修の優先順位や予防保全の必要性を説明できるはずである。しかし、これらのリスク要因の全てに対して、リスクシナリオを推定するにはデータがまだ少なく、長時間の検討を要すると考えられ現時点ではそこまで行えていない。従って、優先順位まで設定することは今後の課題とし、当面は吊橋の崩壊に繋がる重篤なリスクに対して、その発生確率が増加しないための監視方法について順次検討していくこととしている。

今回は、そのうち主塔基礎の洗掘リスクに焦点を当ててリスクアセスメントを行った。主塔基礎の洗掘は、目に見えない海底で起こる現象であり確認しにくいこと、発生した場合の被害が重篤であること、建設時の調査、実験データがよくまとまっていることから、試行にあたり最も適切な項目であると考えた。また、調査データを利用してリスクシナリオの推定を行うことにより、今後の調査計画に反映させることができるものと考えた。

本報文では、明石海峡大橋洗掘防止工の現状調査内容を報告するとともに、建設時において行われた室内水理模型実験（以下、「室内試験」という。）、現地調査での知見と現状との比較からリスク再評価を行い、今後の維持管理計画の提案を行うものである。

### 3. 明石海峡大橋主塔基礎の洗掘対策経緯

#### 3.1 建設時の洗掘対策検討

明石海峡大橋の橋梁計画において、上部工支間と基礎の水深、地盤地質条件（図-3）から神戸側主塔基礎（以下、「2P」という。）は、未固結堆積物の明石層を支持地盤とせざるを得なかった。しかし、明石層は、そのままではケーソン周囲が洗掘される可能性があるため、昭和48年より基礎工種別や施工法と並行して洗掘対策検討が行われた。

また、淡路側主塔基礎（以下、「3P」という。）は、明石層よりも洗掘されにくい神戸層を支持地盤としているが、潮流条件が2Pよりも厳しく、また神戸層の上層は容易に洗掘される沖積層であり、2Pとは別の条件で洗掘対策を検討する必要があった。

これらの検討により判明した結果概要を以下に示すと共に、完成時の洗掘対策構造図を図-4に示す。これらが、維持管理段階において検討すべきと想定したリスク対象項目であり、またこれら以外の現象が新たに発現していないかを確認することがリスク監視として必要となる。

#### 3.2 2P主塔基礎の洗掘対策検討

2P主塔基礎の洗掘については、過去の室内・現地での水理実験等において、以下の知見が得られている。

- (1) 明石層は対策なしでは、確実に洗掘される。この対策として、超長期的な洗掘防止対策（基礎周辺の捨石による洗掘防止とフィルターユニット（以下、「F.U.」という。）による吸い出し防止）とケーソン設置時初期洗掘対策（F.U.）により対応する。
- (2) 捨石は、1t石を4層設置すれば、明石層の吸い出しに対して安定（捨石範囲はケーソン直径（以下、

「1D」という。) によく、その外側は影響が少ない) である。但し、1Dの外側でも局部的な外縁部の洗掘は避けられず、捨石下の地盤は吸い出される(7年間の実験では全体面積の2%)。

- (3) 捨石は、平坦とするよりもケーソン近傍に窪みを設けた方が外縁部は洗掘されにくい。しかし捨石が薄すぎると吸い出しが発生する(ケーソン近傍の捨石厚は、最低5mとする)。結果的に窪み部の捨石厚さは、周辺洗掘とケーソン近傍吸い出しのトレードオフとなっており、最終的にケーソン近傍捨石厚は、10mとした。
- (4) 室内試験では、暴露期間7年で洗掘進行が止まる結果となっている。

### 3. 3 3P主塔基礎の洗掘対策検討

3P主塔基礎に対する洗掘の検討結果は、上記の他、以下の知見が得られている。

- (1) 3P神戸層の洗掘耐久性は、明石層と比較してかなり高い。しかし、現地での潮流暴露調査では、神戸層の表層の小薄片が剥離する現象が見られる。また、砂礫まじりの水流による長期の浸食進行が考えられる。
- (2) ケーソン周囲の沖積層が洗掘され、ケーソン周辺に地形変化が発生するが、主塔基礎には影響しない。
- (3) このため、洗掘対策として、海底掘削範囲を捨石で埋め戻す一次捨石工を施工するとともに、その外側の沖積層の洗掘範囲に二次捨石工を施工することとした。
- (4) 室内試験では、二次捨石工の施工後、約6年で進行が止まる結果となっている。

### 3. 4 これまでの洗掘状況確認経緯

これらの検討結果に対し、現地では海底地形の傾斜や流速、流況の変化など実験との差違が考えられるため、供用までの期間に2Pで7回、3Pで二次捨石工の確認も含め8回、供用後に明石海峡大橋精密点検のタイミングに合わせそれぞれ2回の現地調査が行われている。その結果としては、概ね水理実験の結果と違いが無いが、ケーソン設置後11年以上経過しても洗掘は進行しており、今後も経過観察が必要と結論されている。

このため、供用後10年目の精密点検時期に合わせて、再度現地計測を行い、現時点での洗掘リスク再評価を行うこととした。これらの評価については、前回(平成12年)の計測データとの比較を行い、前項で上げた建設時の前提の延長にあるかどうかを確認することとした。

## 4. 主塔基礎現地測深調査

### 4. 1 調査方法

平成21~22年度に実施した測深調査は、ナローマルチビーム測深ソナーシステムを搭載した作業船を主塔基礎周辺の範囲を測定できるように走らせて行った。作業船の位置計測は、GPS計測によりソナーと連動させている。この計測方法は、海底を面で補足することができ、従来のシングルビームソナー方式に比べ、精度が高く広範囲かつ高密度の測深データを取得することが可能である。今回の計測においては、海底地形を1mのメッシュデータとして取得し、3次元地形図で表現できるところまでデータ処理を行った。今回の計測方法は、平成12年度の計測方法と同じであり、前回の測定との比較は可能であるが、それ以前の調査方法とは精度が異なるため、データ比較には注意が必要である。

### 4. 2 2P測深調査結果

図-5に2P周辺のカラー差分図を示す。この差分は、前回調査と今回調査との深度の差分として表したものである。この結果から、主塔基礎の東西下流域捨石外縁部において、剥離渦の影響を受けた洗掘現象が確認できる。これは、室内試験において確認していた現象であり、前回までの測深調査においても確認されている。しかし、前回の調査から約9年経過し、ケーソン設置から約20年経過してもなお、外縁部の洗掘現象が収束していないことは、リスク対象として考慮する必要がある。

また今回の調査で特徴的な現象は、主塔基礎南側(航路側)において、捨石外縁の深度が下がっているという点である。現地の海底地形は、航路中心方向へ向かって深くなっており、捨石外縁部が洗掘された場合、捨石が徐々に崩れていき海底方向へ移動している可能性が考えられる。この現象は、室内試験では確認されておらず、新たな維持管理リスクの対象となる。

この2点について、リスクシナリオ想定し、今後の維持管理計画を策定する必要がある。

### 4. 3 3P測深調査結果

図-6に3P周辺のカラー差分図を示す。結果から、捨石工の被覆範囲はほとんど変化が無く、捨石の外縁部の浸食が大きい部分(橋軸方向及び橋軸直角東方向)が見られる。これらの現象は、洗掘されやすい沖積層の洗掘であるが、橋軸方向の洗掘現象は、室内試験では把握していないものである。この原因は、沖積層の洗掘に伴い海底地形がより変化し、平坦な室内試験条件に対し、更に差異が大きくなったためと想定される。それ以外の建設時の想定と異なる部分はあまりなく、沖積層が洗掘されつくし神戸層が露頭した部分については、その後の深度変化がない結果となっている。

従って、3Pについては、橋軸方向の捨石外縁部の洗掘をリスク対象として考慮していく必要がある。

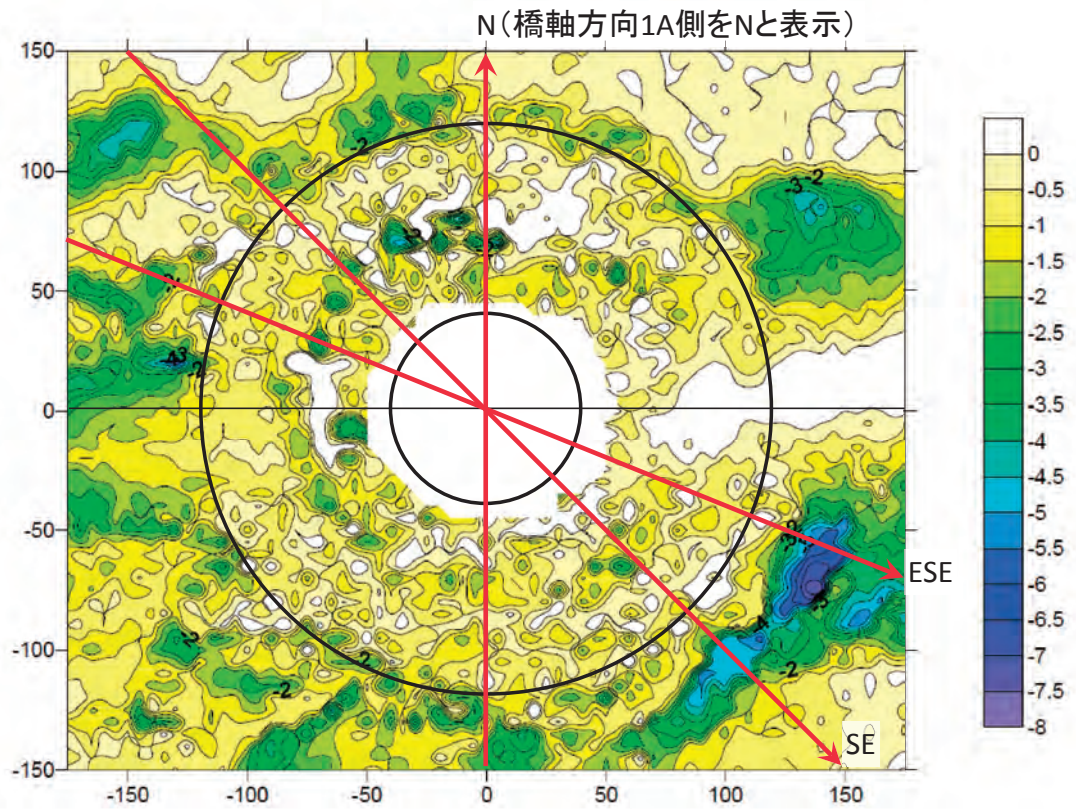


図-5 明石海峡大橋2P 海底深度差分図  
Fig.5 Seabed depth difference (Akashi-Kaikyo Bridge 2P)

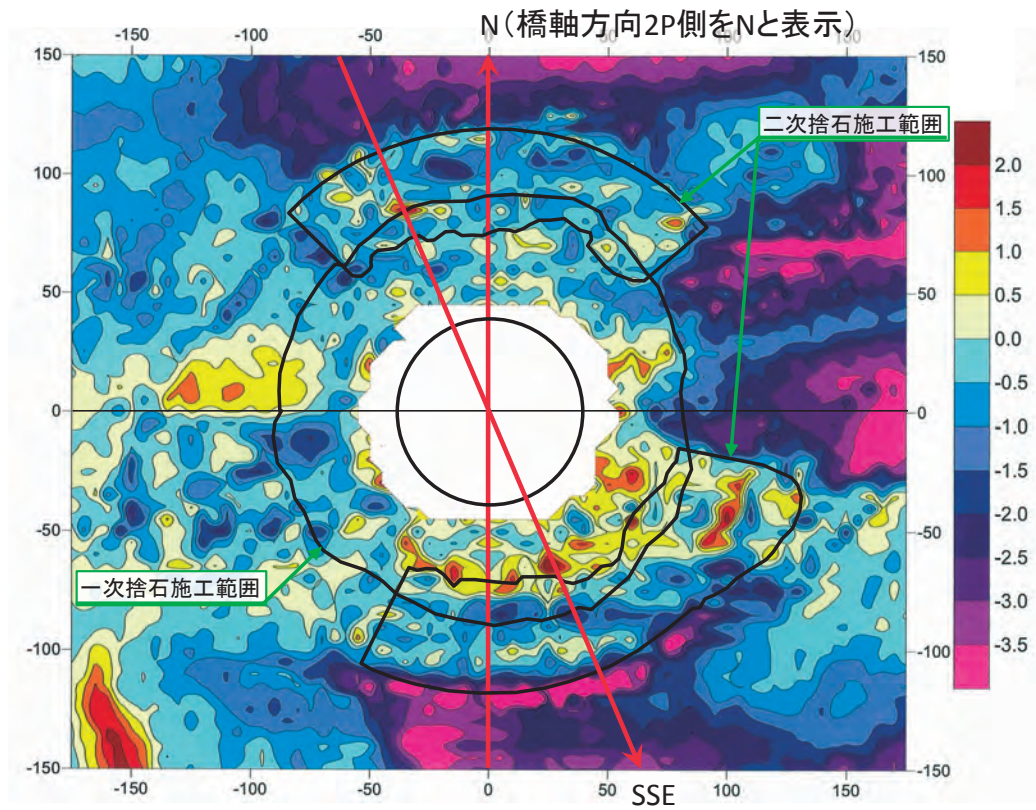


図-6 明石海峡大橋3P 海底深度差分図  
Fig.6 Seabed depth difference (Akashi-Kaikyo Bridge 3P)

## 5. 主塔基礎洗掘のリスク評価

これまでの検討及び調査結果から、長期に亘る主塔基礎の洗掘に伴う主塔基礎の崩壊プロセス（リスクシナリオ）を想定した。

### 5.1 2Pの洗掘プロセス

2P主塔基礎については、現実に発現するかどうかは分からないが、以下のプロセスにより洗掘が進展していくと推測される（図-7）。

- STEP1 捨石外縁部の明石層が洗掘される
- STEP2 洗掘孔に捨石が落ち込み、薄くなった捨石下から明石層が吸い出される
- STEP3 外側から徐々に捨石工が崩れていき、窪み形状が崩れ始める
- STEP4 捨石の窪み形状が無くなる
- STEP5 ケーソン周囲のF.U.外周の捨石が4層以下になって、明石層が吸い出される
- STEP6 ケーソン周囲のF.U.がむき出しになる
- STEP7 ケーソン周囲のF.U.の外縁部明石層が洗掘され、F.U.が傾いていく
- STEP8 F.U.が機能を失い、ケーソン回りの明石層が洗掘されることで基礎が転倒する

現状は、STEP1～2の状態であり、主塔基礎が不安定となる状態からはほど遠い。とは言え、どの状態になるまでに対処するかというリスク基準を設定する必要がある。

### 5.2 3Pの洗掘プロセス

3P主塔基礎についても、同様に以下のプロセスにより洗掘が進展していくと推測される（図-8）。

- STEP1 捨石外縁部の沖積層が洗掘される
- STEP2 洗掘孔に捨石が落ち込む
- STEP3 外縁部の沖積層が全て洗掘され、神戸層が露頭
- STEP4 捨石外縁周辺にある露頭した神戸層が徐々に剥がされていく
- STEP5 二次捨石工外縁部が徐々に崩壊しはじめ、その下の神戸層が徐々に剥がされる
- STEP6 ケーソン付近の神戸層が徐々に剥がされる
- STEP7 二次捨石は周辺洗掘孔にすべて崩れ、事前掘削斜面の神戸層が剥がされていく
- STEP8 ケーソン周りの捨石が全て崩れ、神戸層が洗掘されることで基礎が転倒

現状は、STEP2の状態であり、2Pに比較すると沖積層が洗掘されやすいため進行が早い。神戸層が露呈すると急激に進行が遅くなるため、こちらも主塔基礎が不安定となる状態からはほど遠い。3Pにおいても、リスク基準を設定する必要があるのは同様である。

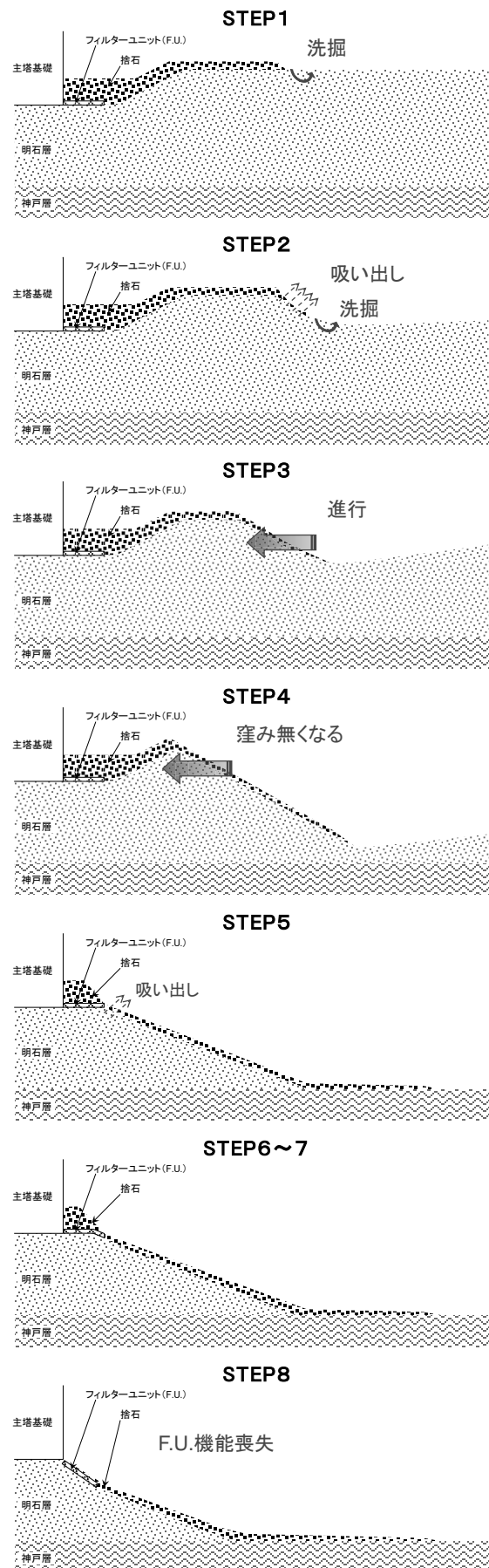


図-7 明石海峡大橋2P 洗掘進展プロセス（推定）  
Fig.7 Scouring progress process (Akashi-Kaikyo Bridge 2P)

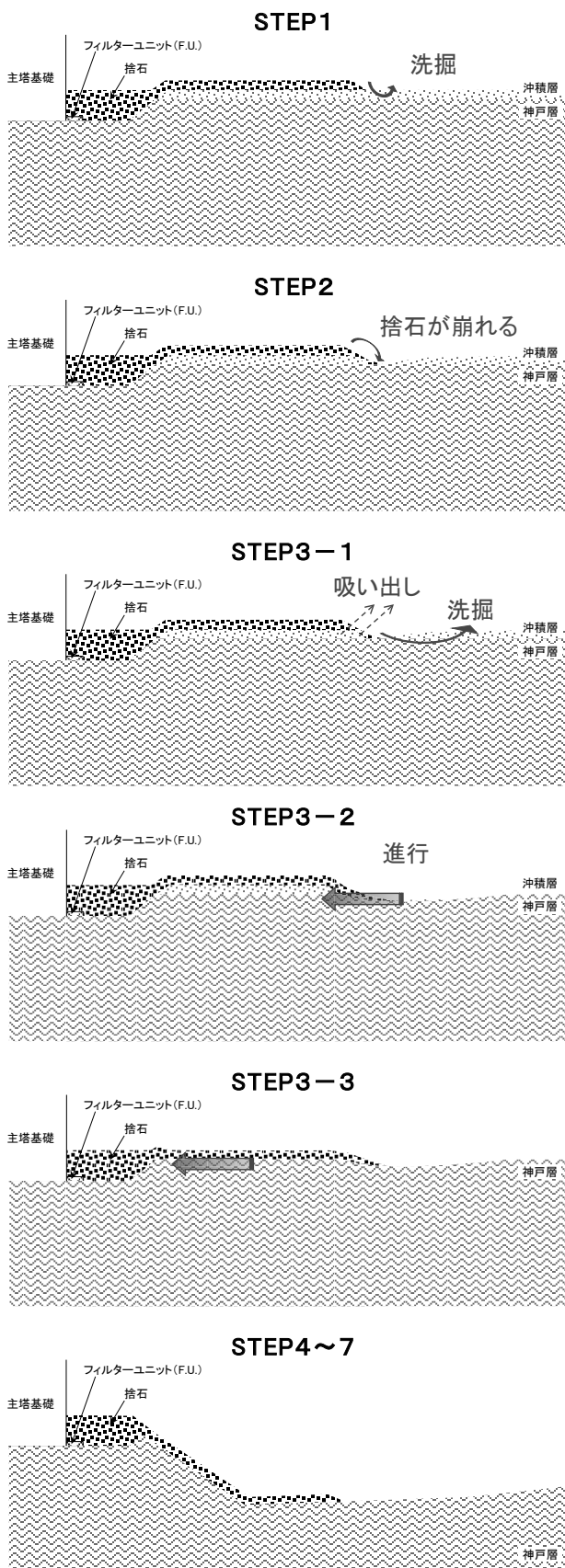


図-8 明石海峡大橋3P 洗掘進展プロセス (推定)  
Fig.8 Scouring progress process (Akashi-Kaikyo Bridge 3P)

### 5.3 リスク基準の設定

2Pにおいては、明石層の洗掘が止まらなると仮定すると、海底掘削のり面部の明石層が吸い出しされない時点がひとつのリスク基準値となる。これは、この時点で追加捨石工をすることによって、洗掘速度を低減できるためである。但し、追加捨石工の施工量は遅くなるほど多くなるため、もっと早い段階をリスク基準とすることが合理的である可能性もある。現時点では、洗掘の進行速度データが不足であり、まだ判断できないが、今後測深調査データが増加していくにつれ、精度が上げられると思われる。

3Pにおいては、STEP3-3までは比較的早い時期に到達するものと考えられるが、神戸層の洗掘がほとんどないことを考慮すると、捨石外縁部の神戸層到達以後の捨石の沈下 (STEP4の中間時期) がリスク基準であると考えられる。

### 5.4 リスク基準到達時期

これまでの知見をもとに、上記のリスク基準到達時期を以下のとおり推定した。推定にあたっては、ケーソン中心からの16方位中最も洗掘が激しい部分を対象とし、平成12年度から今回調査までの年数で洗掘された深度と延長から、その断面の年当たり洗掘面積を算出した。その結果をもとにリスク基準ステップに達する年数を推定した。その結果を表-1に示す。但し、この洗掘量推定は、ケーソンから一定距離離れた部分までを対象としている。現実の海底地形では推定範囲外の洗掘も起こるため、実際には推定期間よりも長くなると考えられる。

表-1 明石海峡大橋洗掘リスク基準到達時期

Table1 Estimated time to each stage

2P				
断面方向	試算対象範囲 (ケーソン壁面からの距離)	2009年からの到達予測年数		
		STEP 3 (窪み形状が崩れ始める)	STEP 5 (F.U. 外縁部捨石が4層以下)	STEP 8 (F.U. が機能損失)
ESE	150m	70年	140年	170年
SE	160m	120年	180年	220年
3P				
断面方向	試算対象範囲 (ケーソン壁面からの距離)	2011年からの到達予測年数		
		STEP 3-3 (沖積層がなくなる)	STEP 5 (捨石下の神戸層が剥がされる)	
S	110m	11年		想定不能(相当長期)
SSE	126m	7年		想定不能(相当長期)

## 6. リスク評価結果による維持管理方針

上記のリスク評価を受け、対策を実施する必要がある。そのためには、長期の維持管理方針を策定し、記録・保存と見直しが必要になる。当面の間は、リスク基準に到達することはないと想定されるため、対策は監視（今回実施した現地測深調査の進行把握）とその評価である。

明石海峡大橋の主塔基礎洗掘による被害リスクは、リスク基準を超えると倒壊につながる恐れがあり、橋の撤去、再建、その間のユーザー損失コストを考慮すると数兆円規模になると考えられる。また、それを抑止するためのリスク基準を超えてからの対策費用は、急激に増加すると考えられる。従って、リスク基準に達する時期にタイミング良く対策することが最も合理的な対策コストのかけ方である。これらの概念を、2Pを例として図-9に示す。

監視に伴う1回のコストは数百万円であり、重篤リスク対策費用としては極くわずかなものであると評価できる。このため、STEP3に至る時期の推定は、ある程度細かく行っても良いと考えられる。但し、測深精度との兼ね合いもあり、毎年行うことも意味がない。従って、2Pの場合は、精密点検実施間隔（5年）で行うことが妥当であると考えられる。3Pについては、神戸層の露頭までは早く到達するが、その後は急速に緩慢になると考えられるため、リスクの重篤度は2Pよりもマイルドである。従って、神戸層の吸い出し進展度を把握するため、沖積層のなくなるSTEP3の時期を把握すればよいと考えられる。現時点の推定では、今後10年程度でこの時期に達するため、次回調査は、その時期に行えばよいと思われるが、沖積層の吸い出し速度の確認のため、中間時期に測深するのも1案である。

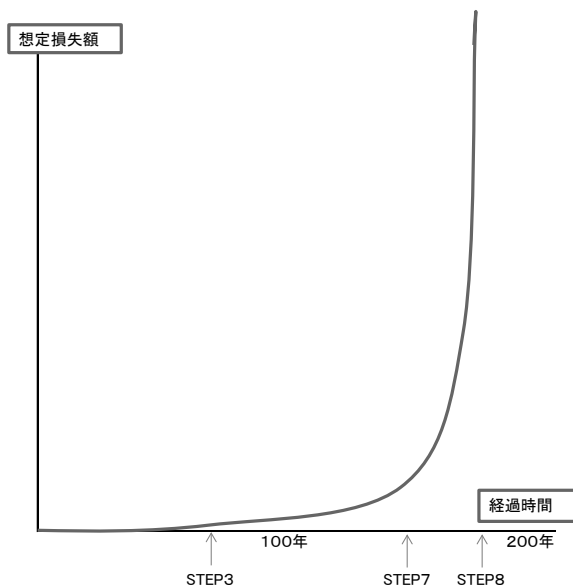


図-9 明石海峡大橋2P 洗掘リスク被害額（イメージ）

Fig.9 The amount of damage by scouring  
(Akashi-Kaikyo Bridge 2P)

## 7. おわりに

長大橋の構造安全性を脅かす、自然災害や外的要因をリスクとして捉え、その対策検討をリスクマネジメント手法を利用して試みた一例を紹介した。今回取り上げた洗掘現象は、明石海峡大橋の建設時点で最重要の課題であったため、十分な室内試験や、現地調査、各種検討が行われ、諸先輩のご努力により膨大な技術資料が適切に整理・保存されていた。このため、比較的、リスクシナリオが把握しやすかった。

今後は、多岐に亘るこれらのリスク要因を、順次評価し優先順位をつけていく必要があるが、全ての要因について検討することは一朝一夕には終わらない。しかし、少なくとも破壊につながる重篤リスクについては、早めに検討をすすめ、対策を検討していく必要があると思われる。

昨年の東日本大震災以降、「想定外」ということが言えなくなってきている。「想定外」ということは、リスクとして全く扱わないことである。地球規模の気象変動が懸念されている昨今、補剛桁のフラッター対策の根拠となっている限界風速の監視さえもいずれば行っていかなければならないのではないかと考えているところである。なお、洗掘調査を実施していただいた（株）ブリッジエンジニアリング技術事業本部に紙面をお借りして謝意を申し上げる。

### 参考文献

- 1) 本四公団：明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工に関する水理模型実験（その6）「水理実験総集編概要書」、1989.1
- 2) 本四公団：地盤地質調査誌、1993.3
- 3) 本四公団：明石海峡シンカー等状況調査報告書、2001.2
- 4) 本四高速：平成21年度明石海峡大橋橋体精密点検報告書、2010.3
- 5) 本四高速：平成22年度明石海峡大橋長大橋精密点検 主塔基礎洗掘状況調査報告書、2011.3
- 6) 佐藤弘史、岡本直久：橋梁点検・診断結果に基づく維持管理技術に関する研究、J-BECレポート2011Vol.6、2011.10

# 瀬戸大橋におけるコンクリート構造物の劣化対策

Countermeasures against deterioration of concrete structures in Seto-Ohashi Bridges

坂出管理センター	橋梁維持第一課	坂本 佳也 Yoshiya Sakamoto
神戸管理センター (前) 坂出管理センター	専門役 橋梁維持第一課長	大川 宗男 Muneo Okawa

## 概要

瀬戸大橋のコンクリート構造物は供用開始から20年以上が経過し、様々な変状が発生している。そこで対策を行うにあたり現状を把握するため調査を実施した。その結果、瀬戸大橋の高架橋でのASRやアンカレイジでの複合劣化を確認した。ASRや複合劣化についての対策として、雨水等外部因子を遮断するための対策を順次実施している。本稿では、近年実施したコンクリート構造物の変状に関する調査及び対策について報告する。

Various types of deteriorations have grown to be noticeable condition in concrete structures of Seto-Ohashi Bridges, as more than 20 years have passed since the completion. Investigations were implemented to understand present conditions of the bridges before taking countermeasures. As a result, ASR related deteriorations on viaducts and combined deteriorations on anchorages have been indentified. Countermeasures against such deteriorations by cutting supply of harmful materials are in progress. This paper reports on the investigations and countermeasures against deteriorations of concrete structures confirmed in recent years.

## 1. はじめに

瀬戸大橋は供用開始から20年以上が経過し、コンクリート構造物の多くで劣化が発生している。これらのうち、塩害による劣化については以前から定期的に調査を実施している。一方で、高架橋でのアルカリシリカ反応（以下、「ASR」という。）による劣化やアンカレイジでのポップアウトといった塩害以外による劣化も近年確認されている。今後、これらの劣化に伴う構造物の耐久性の低下が懸念されることから、原因の特定及び現状把握する必要がある。そこで、高架橋及びアンカレイジを対象に調査を行った上で、対策を実施している。本稿では、近年実施したコンクリート構造物の変状に関する調査及び対策について報告する。

な亀甲状のひび割れや白色のゲル状物質の析出といったASRと推定される変状が確認された。さらに、変状箇所には水の供給があり、アルカリ量の多い早強セメント使用箇所が発生している。



写真-1 コンクリート劣化状況 (HVa15P)

Photo 1 Concrete deterioration (HVa15P)

この変状が発生している箇所の骨材を調査した結果、ASR原因物質である火山ガラス、クリストバライトやトリディマイトを多く含む流紋岩を使用していることが判明した。ただし、建設時にセメント-骨材の潜在的アルカリ反応試験として、モルタルバー法及び化学法が実施され、ASRに対して無害であるということを確認してい

## 2. 高架橋コンクリートでのASR

### 2.1 コンクリートの現状

櫃石島高架橋や与島高架橋（以下、「HVa」・「YVa」という。）等多くの高架橋で、写真-1のよう

る。この流紋岩について他橋での使用を調査した結果、上部工・下部工問わずコンクリート構造物の大半で使用されていることが判明した。

## 2.2 詳細調査

これまで瀬戸大橋では、ASRが認識される前の構造物である番の州高架橋（以下、「BVa」という。）3PでASRの発生が確認されているのみで、ASRに関する詳細な調査は行われていない。そこで、今回変状が確認された流紋岩使用箇所を対象に劣化原因の特定及び今後の劣化進行程度の把握を目的に、詳細調査を実施した。

詳細調査は、HVa、YVa、BVa及び番の州南高架橋（以下、「BSVa」という。）を対象に実施した。調査対象橋脚及び内容を表-1に示す。

表-1 詳細調査内容

Table 1 Contents of detailed survey

橋脚	ひび割れ調査	室内試験		
		EPMA分析	化学法	促進膨張試験
HVa	21P	○		○
	22P	○		○
	23P	○		
	24P	○		
YVa	6P		○	○
BVa	20P		○	○
	21P		○	○
BSVa	6P		○	○
	13P		○	○

### (1) ひび割れ調査

HVa22P 橋脚側面（四国側）のひび割れ調査結果を図-1に示す。図-1より、ひび割れは橋脚側面の上部及び上部から下方向に5~8m付近の鉄筋量の少ない部位で多く発生し、一部でPC鋼材に沿ったひび割れも発生している。また、最大ひび割れ幅は側面上部で約1mm程度であり、PC構造物で補修が必要なひび割れ幅0.2mm以上のひび割れ延長は最大で約25m発生している。

また、ASRによる鉄筋破断が発生しやすい曲げ加工部をはつりだし、調査を実施した。その結果、写真-2に示すように、曲げ加工部では破断は発生していないが、鉄筋直上にひび割れが発生しており、そこからの水の浸入に伴い鉄筋が発錆している状況であった。

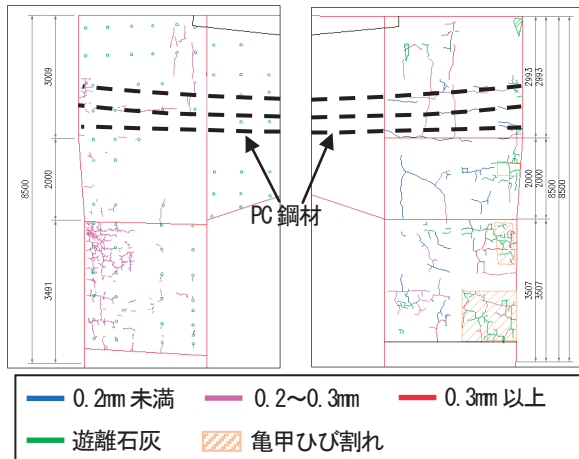


図-1 ひび割れ図 (HVa22P四国側)

Fig.1 Cracking map (Shikoku side of HVa22P)



写真-2 内部鉄筋状況 (HVa21P天端面)

Photo 2 Reinforcing steel situation (Top of HVa21P)

### (2) EPMA分析

室内試験用に HVa21P から採取した試料断面において、骨材周囲に反応リムや白色の析出物（写真-3）、骨材の割れが確認された。そこで、この白色析出物を対象に、EPMA分析を行った結果、表-2に示すように構成する成分の約70%がアルカリ反応性成分であることから、アルカリシリカゲルであることが判明した。また、YVa6Pから採取した試料においても同様の結果が得られた。



写真-3 採取試料の断面状況 (HVa21P)

Photo 3 Cross section of sample from HVa21P

表-2 EPMA分析結果 (HVa21P)

Table 2 Result of EPMA analysis (HVa21P)

定性分析で 検出された 元素	定量分析結果(%)			
	アルカリ 成分名	分析対象位置		平均
		A	B	
Na	Na <sub>2</sub> O	2.7	2.4	2.6
Si	SiO <sub>2</sub>	46.3	43.5	44.9
K	K <sub>2</sub> O	11.4	11.4	11.4
Ca	CaO	13.0	13.6	13.3
計		73.4	70.9	72.2

### (3) 化学法

BVa・BSVaでの化学法の結果を図-2に示す。試験は流紋岩使用橋脚 (BVa21P・BSVa6P)、比較として安山岩使用橋脚 (BVa20P・BSVa13P) から採取した試料により実施した。なお、流紋岩の産地はHVaと同一である。図-2より、いずれの骨材も「無害でない」判定であり、安山岩及び流紋岩ともにASR反応性を有する骨材である可能性がある。

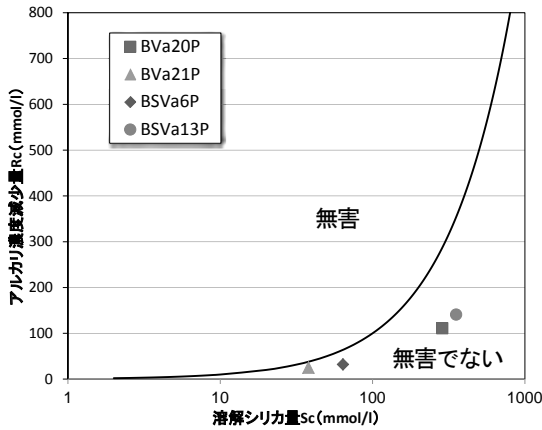


図-2 化学法結果 (BVa・BSVa)

Fig.2 Result of chemical method (BVa・BSVa)

#### (4) 促進膨張試験

YVa6P の促進膨張試験結果を図-3 に示す。なお、試験には橋脚の天端面と橋脚側面から採取した試料を使用した。膨張率は通常、養生 13 週で評価<sup>1)</sup>されるが、今回は長期の挙動を確認するために、さらに長期に渡って実施している。図-3 に示すように、天端面に比べ、側面の膨張率が高い。これは天端面には常に雨水が供給されるため、完成直後から膨張が発生しているのに対し、側面では雨水の供給が少なく反応が進行していないことが考えられる。HVa においても同様の結果が得られており、側面については今後雨水の供給により、劣化が大きく進行する可能性が考えられる。

流紋岩使用橋脚での解放膨張率 (既に発生している ASR による膨張) に対する残存膨張率 (将来起こりうる ASR による膨張) の比の経時変化を図-4 に示す。これより、アルカリ量が多い早強セメントを使用している YVa6P に比べ、ASR 抑制効果のある高炉セメント B 種を使用している BVa21P での膨張率比が高い。よって、セメントの種類によらず今後長期的に膨張が継続する可能性がある。

(1)~(4)の結果より、高架橋で確認された変状は ASR によるものと推測される。ただし、この ASR はこれまで報告されているようなコンクリートの強度低下や鋼材の損傷といった構造に影響を及ぼすような破壊的な ASR とは異なることが特徴として挙げられる。

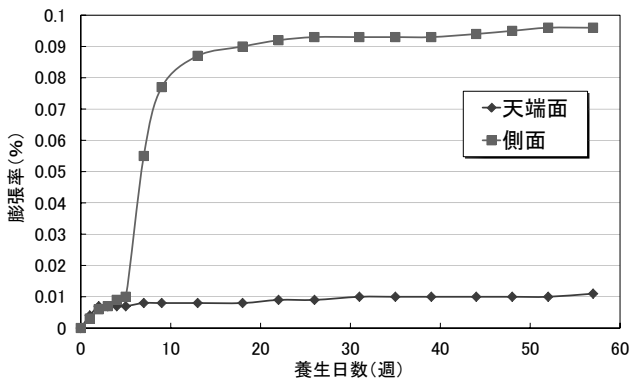


図-3 促進膨張試験結果 (YVa6P)

Fig.3 Result of accelerated expansion test (YVa6P)

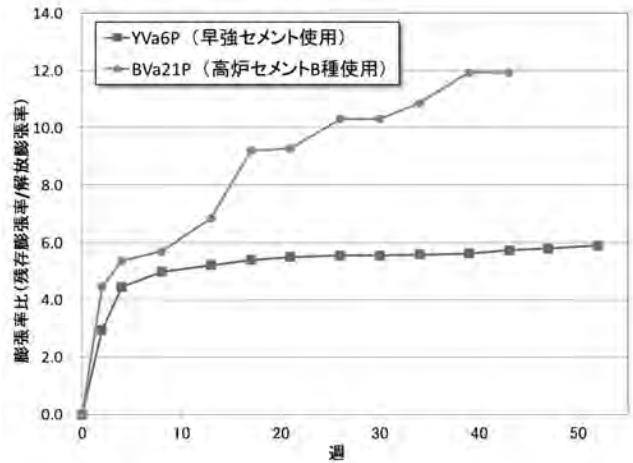


図-4 膨張率比の経時変化 (YVa6P・BVa21P)

Fig.4 Chronological change of expansion ratio (YVa6P・BVa21P)

### 3. 南北備讃瀬戸大橋4A・7Aでのポップアウト

#### 3.1 南北備讃瀬戸大橋4A・7Aの現状

南北備讃瀬戸大橋4A・7A (以下、「BB4A」・「BB7A」という。) のオーバーハング (以下、「OH」という。) 部において、セメントペーストの剥離による骨材の露出、骨材の薄皮状の剥離、骨材の脱落といったポップアウトが確認された。そこで、このポップアウトの原因を特定するため、BB7Aで標準調査及び詳細調査を実施した。

このBB7Aは海上部に位置し、年間を通じて西南西の風が卓越している環境下にある構造物であるため、常時海水等が飛来しやすい環境にある。そのうち、南面の下部から約20m上部の範囲であるOH部は、その形状により他面に比べ、表面に浸透した海水が雨水により洗い流されにくい。これは平成20年度に実施した全塩化物イオン濃度試験結果より、塩化物イオン濃度が西面の表層付近で約1.5kg/m<sup>3</sup>であるのに対し、OH部の表層付近で22.3kg/m<sup>3</sup>という結果からも明らかである。さらに、周囲に障害物がないことから、南面は特に日射の影響を受けやすいことと合わせると、OH部は他面に比べ、乾湿繰り返し環境下にあると推測される。

#### 3.2 標準調査

標準調査として、建設時の設計図書類による資料調査及び目視による現況調査を実施した。

##### (1) 資料調査

建設時の設計図書類から、コンクリートの材料として、セメントには高炉セメントB種、粗骨材には主に流紋岩と花崗岩が使用されている。このうち、流紋岩は2.1で示したようにASR反応性を有する骨材であり、潜在的にASRによる劣化の可能性がある。しかし、BB7AにおいてもHVa同様に建設時にモルタルバー法及び化学法により、ASRに対して無害の判定であることを確認している。

また、建設時において、BB7Aではコンクリートポン

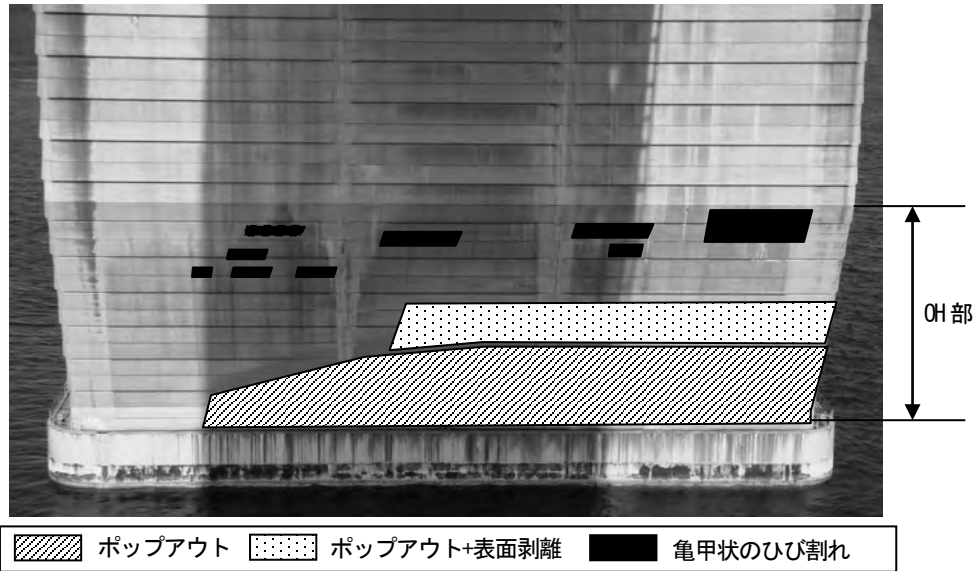
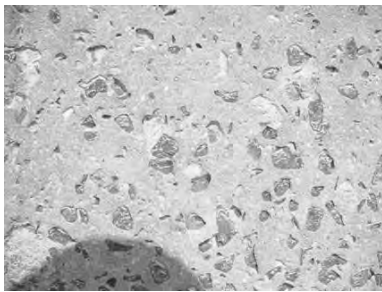
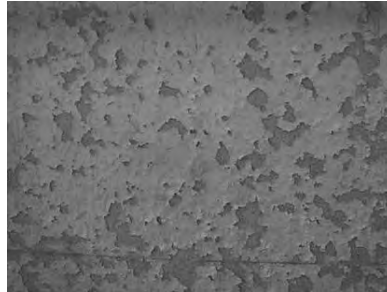


図-5 南面 OH部 現況調査結果

Fig.5 Result of existing condition survey (overhang area of BB7A south face)



(a)ポップアウト



(b)表面剥離



(c)亀甲状のひび割れ

写真-4 現況調査結果から確認された変状

Photo 4 Deterioration from existing condition survey

ブによる高所打設に配慮して、55.3%もしくは57.1%と高い水セメント比のコンクリートが打設されている。これに対し、コンクリート標準示方書（施工編）では、海水等による化学的侵食に対する抵抗性を確保するための最大水セメント比は、0.2%以上の硫酸塩を含む土や水に接する場合には50%以下<sup>2)</sup>となっている。よって、最近の知見から見ると、BB7Aのコンクリートは水セメント比の点で、海水等による化学的侵食に対する抵抗性が低い配合となっている。

(2) 現況調査

現況調査はOH部基部からの目視及びOH部に沿って設置した足場上からの目視により実施した。その結果を図-5に、調査で確認された変状を写真-4に示す。図-5及び写真-4より、OH部での変状は高さ毎に異なり、変状のタイプとして3種類に分類される。まず、OH部下段ではセメントペーストの剥離による骨材の露出や脱落等のポップアウト（写真-4(a)）や骨材の薄皮状の剥離といった骨材自体の劣化が見られた。また、中段ではポップアウトの他に、塗装の剥がれのようなコンクリートの表面剥離が見られた（写真-4(b)）。一方、上段ではポップアウトは見られず、ASRの特徴である亀甲状のひび割れが見られた（写真-4(c)）。しかし、OH部以外の面ではOH部で確認された変状は見られず、健全な状態

であった。

3.3 詳細調査

3.2の結果をもとに、（社）日本コンクリート工学協会の指針<sup>3)</sup>により標準調査に基づくひび割れの原因推定を行った。その結果、ひび割れ原因として、反応性骨材（ASR）及び酸・塩類の化学作用の可能性が高いことが分かった。そこで、原因を特定するため、詳細調査を実施した。詳細調査では、ASRに加え、酸・塩類の化学作用として海水による化学作用に着目し、表-3の項目について実施した。また、調査は主としてBB7A OH部基部から採取した試料により実施し、全塩化物イオン濃度試験のみ各面の高さ方向から試料を採取した。

表-3 詳細調査内容

Table 3 Contents of detailed survey

試験項目	試験数	試験方法
EPMA分析	3	JSCE-G 574-2005
粉末X線回折	1	
化学法	1	JIS A 1145
促進膨張試験	6	JCI-DD2
全塩化物イオン濃度試験	13	JIS A 1154

(1) EPMA分析

EPMA分析で求めた深さ方向のSO<sub>4</sub><sup>2-</sup>の濃度分布を図-6に示す。図-6に示すように、西面に比べ、OH部では表面付近で明瞭な濃度のピークが見られ、ピーク値も西面で約2%であるのに対し、OH部では約8%と高濃度である。これはOH部ではその形状により、海水から供給されたSO<sub>4</sub><sup>2-</sup>が洗い流されることなく、内部方向に浸透・濃縮したことによるものと考えられる。さらに、図-7より、表層付近の骨材内部にSO<sub>4</sub><sup>2-</sup>が浸入していることも確認されていることから、セメントペーストだけでなく、材料自体に欠陥がある骨材の内部にも海水中のSO<sub>4</sub><sup>2-</sup>が多く供給されていると考えられる。

また、図-8にEPMA分析で求めた深さ方向のNa<sup>+</sup>の濃度分布を示す。図-8に示すように、表面から20~30mmの深さでNa<sup>+</sup>のピークが見られる。これはSO<sub>4</sub><sup>2-</sup>と同様に、海水中のNa<sup>+</sup>が浸透・濃縮したものと考えられる。よって、コンクリート内部にNa<sup>+</sup>に代表されるアルカリ金属イオンが供給され、ASRが発生した可能性が考えられる。

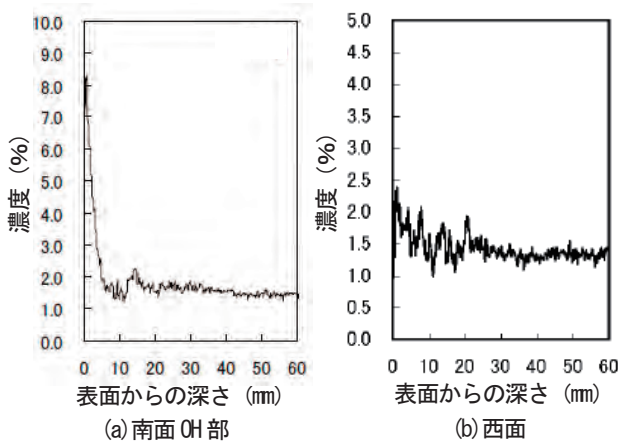


図-6 セメントペースト部のEPMA分析結果 (SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>)  
Fig.6 Result of EPMA analysis in cement paste (SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>)

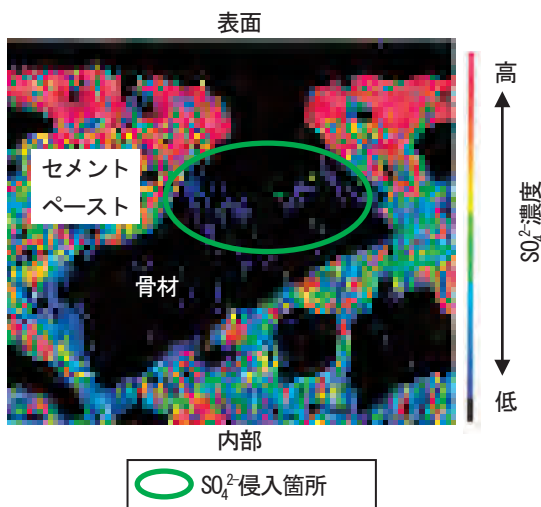


図-7 南面OH部のEPMA分析結果 (SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>の骨材内部への侵入)  
Fig.7 Result of EPMA analysis at overhang area (SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> infiltration into aggregate)

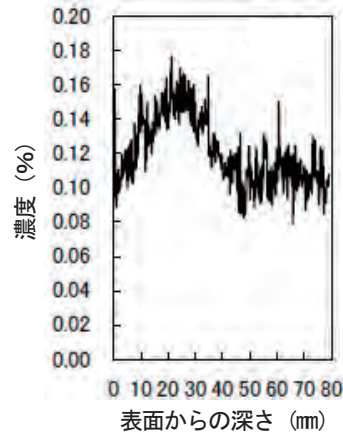


図-8 南面OH部のEPMA分析結果 (Na<sup>+</sup>)

Fig.8 Result of EPMA analysis at overhang area (Na<sup>+</sup>)

(2) 粉末X線回折

粉末X線回折結果を表-4に示す。粉末X線回折は採取した試料を表層の劣化部と内部の健全部に分けたセメントペーストと骨材及び表層付近の劣化した骨材周囲の白色生成物を対象に実施した。表-4に示すように、セメントペースト及び白色生成物から石こう (CaSO<sub>4</sub>・2H<sub>2</sub>O) が同定された。この結果と図-6より、海水に含まれるSO<sub>4</sub><sup>2-</sup>がコンクリート内部に供給されることで石こうが生成されたと推測される。

さらに、セメントペーストの劣化部で同定されたハライト (NaCl) は通常緻密なコンクリートであれば、Na<sup>+</sup>とCl<sup>-</sup>に分かれて拡散する<sup>4)</sup>。しかし、ポップアウトにより多孔質となったコンクリートではNaClのまま内部に侵入し、それが乾湿繰り返し作用を受けることで結晶化し析出したと推測される。このNaClの結晶化に伴う膨張圧によって、セメントペーストや骨材が劣化し、写真-4(a)のような骨材の露出や骨材の表層剥離が発生したと考えられる。

表-4 粉末X線回折結果

Table 4 Result of powder X-ray diffraction

対象		同定された物質
セメントペースト	劣化部 (表層)	カルサイト(CaCO <sub>3</sub> )、パテライト(CaCO <sub>3</sub> )、石こう(CaSO <sub>4</sub> ・2H <sub>2</sub> O)、ハライト(NaCl)、石英、長石、雲母
	健全部 (内部)	カルサイト(CaCO <sub>3</sub> )、石こう(CaSO <sub>4</sub> ・2H <sub>2</sub> O)、水酸化カルシウム(Ca(OH) <sub>2</sub> )、モノサルフェート(3CaO・Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> ・CaSO <sub>4</sub> ・12H <sub>2</sub> O)、石英、長石、雲母
骨材	劣化部 (表層)	石英、長石、雲母
	健全部 (内部)	石英、長石、雲母
白色生成物		石こう(CaSO <sub>4</sub> ・2H <sub>2</sub> O)、石英、長石、雲母

(3) 化学法

化学法の結果を図-9に示す。試験から得られた溶解シリカ量及びアルカリ濃度減少量から、使用した骨材は「無害」の判定である。しかし、図-9に示すように、結果は「無害」・「無害でない」判定ラインの近傍に位置していることから、ASRの可能性を完全に否定できるものではない。

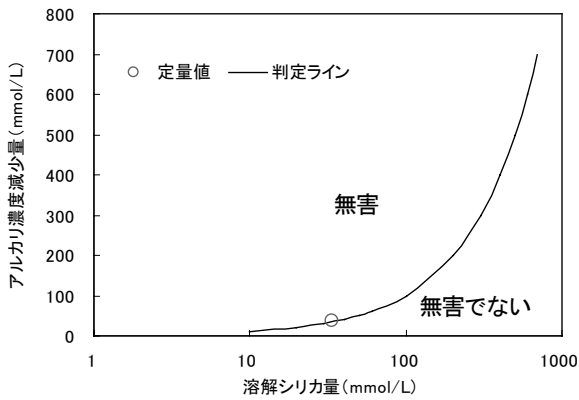


図-9 化学法結果

Fig.9 Result of chemical method

(4) 促進膨張試験

促進膨張試験結果を図-10に示す。なお、長期の挙動を確認するため、YVaと同様に長期間試験を実施した。図-10に示すように、養生57週時点の膨張率は最大でOH部0.031%、東面0.040%で、有害とされる0.05%以下<sup>1)</sup>であり、膨張率は大きくない。しかし、どちらの面も緩やかな膨張傾向が継続しており、さらにOH部に比べ東面の膨張率が大きい。よって、既に劣化しているOH部だけでなく、劣化が顕在化していない東面においても、将来の環境条件の変化次第で劣化する可能性を否定できない結果が得られた。

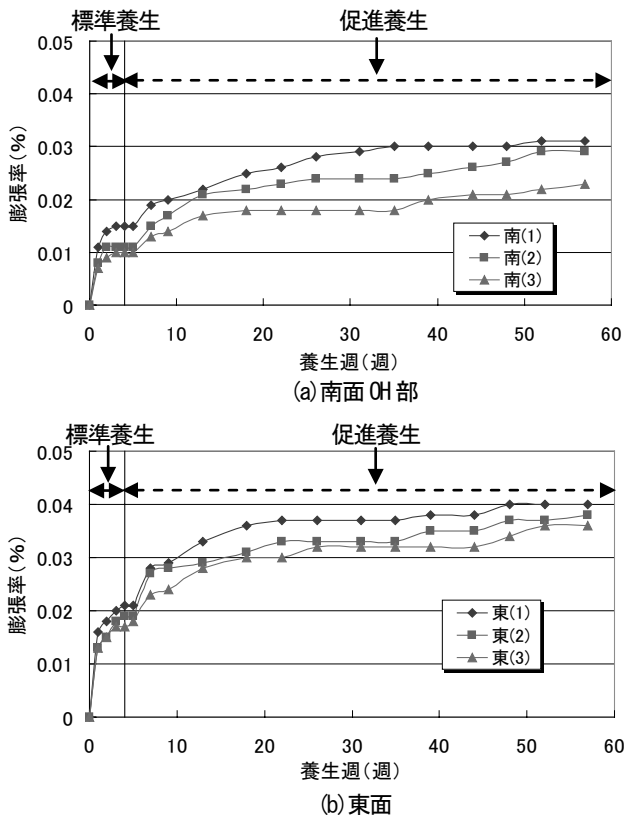


図-10 促進膨張試験結果

Fig.10 Result of accelerated expansion test

(5) 全塩化物イオン濃度試験

全塩化物イオン濃度試験結果を図-11に示す。図-11に示すように、西面ではどの深さ、高さにおいても塩化物イオン濃度はほぼ0である。一方、南面では表面から30mmまでの塩化物イオン濃度が高いが、それ以深では塩化物イオンが浸透していない。また、OH部とその上部の垂直部 (TP+25m以上) を比した場合、OH部の塩化物イオン濃度が非常に高い結果となっている。この結果とEPMA分析結果 (図-6) からOH部は他面に比べ、海水に含まれる飛来塩分等がコンクリート表面付近に多く浸透・濃縮していると考えられる。ただし、表面での塩化物イオン濃度の最も高いOH部基部についても、表面から90mmの位置で塩化物イオン濃度が $0.28\text{kg/m}^3$ であることから、鉄筋位置 (表面から100mm位置) での塩化物イオン濃度が腐食発生限界塩化物イオン濃度である $1.2\text{kg/m}^3$ に達している可能性は少ないと考えられる。よって、塩化物イオンの供給に伴う鉄筋腐食により、ポップアウトが発生した可能性は少ないと考えられる。

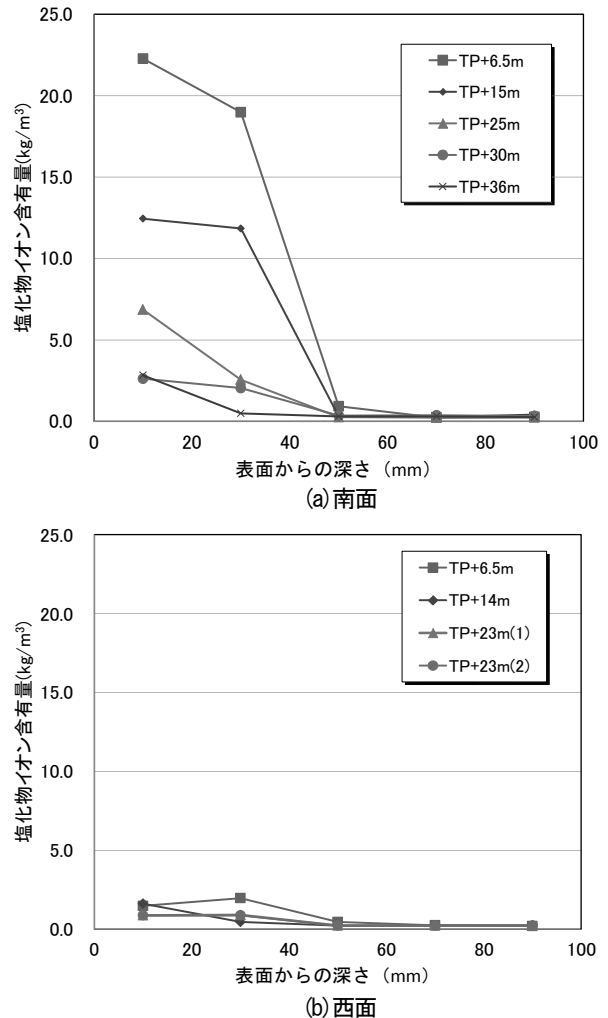


図-11 全塩化物イオン濃度試験結果

Fig.11 Result of chloride ion test

(1)~(5)の結果より、BB7Aで確認されたポップアウトの発生原因は、海水による化学的侵食+ASR+乾湿繰

り返しの複合劣化によるものと判断し、劣化メカニズムは図-12によるものと推測される。また、BB4AのOH部での調査結果においても、BB7Aと同様であることから、同じ原因により発生したと判断した。

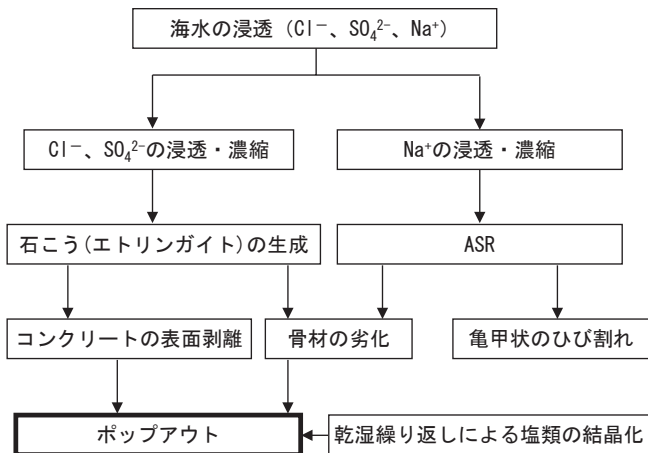


図-12 劣化メカニズム  
Fig.12 Deterioration mechanism

#### 4. コンクリートの劣化対策

##### 4.1 HVaでのASR劣化対策

HVaでのASR劣化対策は、ASRの進行抑制、鋼材の腐食抑制を目的に、ひび割れ注入及び表面処理（被覆、含浸）により実施することとした。なお、H23年度時点でHVa11橋脚及び岩黒島高架橋（以下、「IVa」という。）1Pの一部で補修が完了している。

施工に先立ち、目視及び打音による事前調査を実施した。事前調査では、ひび割れ、浮き、剥離箇所等を確認した後、図-13に示すマップを作成した。

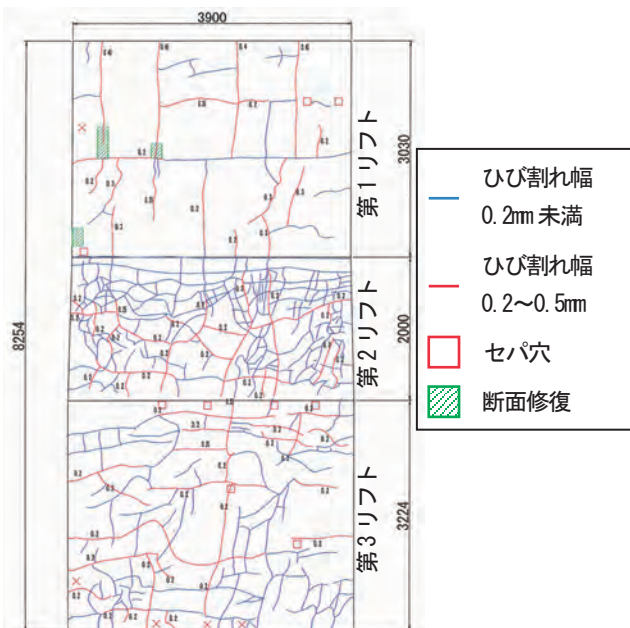


図-13 事前調査に基づくマップ (HVa27P東面)  
Fig.13 Deterioration map (HVa27P east side)

ひび割れ注入は、防水性の観点からひび割れ幅0.2mm以上のひび割れを対象に行うものとし、橋脚別のひび割れ補修延長を図-14に示す。図-14より、1橋脚当たりの最大ひび割れ延長は約106m（ひび割れ密度=1.1m/m<sup>2</sup>）で、リフト別のひび割れ延長は鉄筋量の少ない第1・3リフトでの割合が高い。また、ひび割れ注入材は旧建設省・総プロに定めた土木補修用エポキシ樹脂注入材3種に適合する材料を用いた。

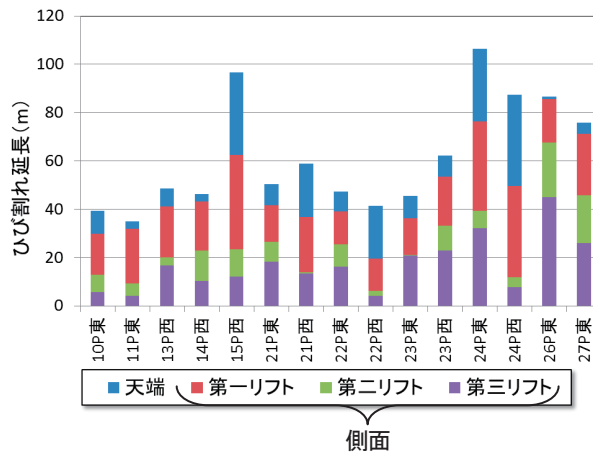


図-14 橋脚別のひび割れ補修延長 (HVa)  
Fig.14 Length of repaired crack in each pier (HVa)



写真-5 エポキシ樹脂の注入  
Photo 5 Injection of epoxy resin

表面処理の仕様を表-5に示す。表面処理は橋脚天端面と側面で材料を分け、水の供給が多い天端面は遮水系表面保護工法を、天端面に比べ水の供給が少なく、橋脚内部の水分を蒸散させる側面は撥水系表面保護工法を採用している。

表-5 表面処理仕様 (HVa)

Table 5 Specification of surface treatment (HVa)

工程	遮水系表面保護工法	撥水系表面保護工法
1層	エポキシ樹脂プライマー	シラン系含浸材 (0.20kg/m <sup>2</sup> )
2層	アクリルゴム系塗料中塗 (791 μm)	ポリマー系セメントパテ (0.50kg/m <sup>2</sup> 以上)
3層		ポリマー系セメント中塗 (1.20kg/m <sup>2</sup> )
4層	アクリルウレタン系塗料上塗 (86 μm)	アクリルシリコン系塗料上塗 (0.16kg/m <sup>2</sup> )
5層		
6層		

※表中のμmlは乾燥膜厚、kg/m<sup>2</sup>は標準使用量

また、HVa10P東側側面において、異なる3種類の表面含浸工法による試験施工を実施し、28日後に含浸深さを計測した。その結果を表-6及び図-15に示す。表-6に示すように、含浸深さは③が最も深く、外観上でも撥水効果が明確に見られた。この結果を踏まえて、HVa10・11P東側及びIVa1Pでは、側面に撥水系表面保護工法でなく、表面含浸工法（材料③を使用）による施工を実施した。

表-6 表面含浸工法別の含浸深さ

Table 6 Impregnation depth by surface impregnation method

分類	含浸深さ(mm)		
	平均	最大	最小
①シラン・シロキサン系	1.8	2.7	1.2
②シラン系	3.1	4.9	1.8
③シラン・シロキサン系 (①改良型)	3.9	5.9	2.7

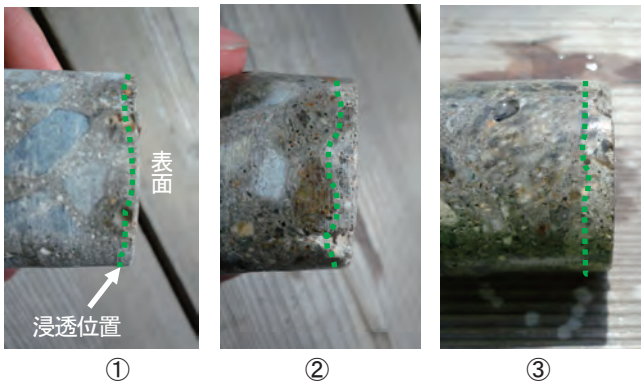


図-15 表面含浸工法別の浸透状況

Fig.15 Situation of infiltration by surface impregnation method

#### 4.2 BB7Aでのポップアウト対策

ポップアウト対策は、発生因子である海水のコンクリート内部への浸入を抑制するため、ひび割れ補修及び表面被覆によることとした。なお、HVaと同様に施工に先立ち、足場上からの事前調査を実施した。(写真-6) 事前調査では、下地処理（ひび割れ補修、断面修復等）、ケレン及び不陸調整箇所の確認を行った。

施工範囲の決定にあたっては、塩害と同様に、ポップアウトがコンクリート内部への海水の浸透に伴う損傷であることから、3.3(5)で測定した各面の塩化物イオン濃度を対策の参考とした。その塩化物イオン濃度をもとに、建設から100年後にコンクリート内部の鉄筋が腐食し始める塩化物イオン濃度(=1.2kg/m<sup>3</sup>)に達する範囲を施工範囲とした。

また、対象がマスコンクリート構造物であることから、温度変化によるひび割れ幅の変動が大きい。そこで、表面被覆に使用する材料は、建設時からBB7Aにて暴露試験した材料のうち、20年以上ひび割れ追従性を有していることを確認した表-7に示す材料（アクリルゴム塗装系）を使用した。



写真-6 事前調査状況 (BB7AOH部)

Photo 6 Situation of pre-investigation (BB7A)

表-7 表面処理仕様 (BB7A)

Table 7 Specification of surface treatment (BB7A)

工程	使用材料	標準使用量	目標膜厚
1層	エポキシ樹脂プライマー	0.1kg/m <sup>2</sup>	100 μm
2層	アクリルゴム系塗料中塗	0.9kg/m <sup>2</sup>	1,000 μm
3層		0.8kg/m <sup>2</sup>	
4層		0.3kg/m <sup>2</sup>	
5層	アクリルウレタン系塗料上塗	0.15kg/m <sup>2</sup>	100 μm
6層		0.15kg/m <sup>2</sup>	

## 5. おわりに

今回、瀬戸大橋でのコンクリート構造物での劣化に対し詳細調査を実施し、高架橋でのASR及びBB4A・BB7AOH部でのポップアウトの原因及び現状について把握した。今後は劣化状況を踏まえて、順次対策を行っていく予定である。また、今回の調査によりASR反応性骨材である流紋岩が上部工・下部工関係なく、ほぼ全てのコンクリート構造物に使用されていることが判明した。今後は、流紋岩使用箇所での劣化の進行について経過観察を行い、コンクリートの状況を逐次把握する必要がある。

### 参考文献

- 1) (社)日本コンクリート工学協会：作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会報告書、p.208、2008.9
- 2) (社)土木学会：コンクリート標準示方書（施工編）2007、p.73、2007.7
- 3) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリートのひび割れ調査、補修・補強指針-2009-、pp.41-75、2008.9
- 4) 野村昌弘、青山實伸、平俊勝、鳥居和之：北陸地方における道路構造物のASRによる損傷事例とその評価手法、コンクリート工学論文集、Vol.13、No.3、pp.108-109、2002.9

# 鋼床版への高機能舗装の試験施工

Application of porous asphalt pavement to orthotropic steel deck plate

保全部 道路保全課

有馬 敬育  
Noriyasu Arima

## 概要

高機能舗装は、雨天時の走行安全性・快適性、騒音の低減効果が高く、お客様へのサービス向上の面で採用が求められているが、本四高速においては現時点で、鋼床版橋梁に高機能舗装は採用されていない。鋼床版橋梁への高機能舗装適用の判断にあたっては、表層が従来の密粒度混合物から透水性混合物に置き換わることにより、基層グースアスファルト混合物が直接水の影響を受けやすくなるため、鋼床版本体および舗装体の耐久性に与える影響を評価する必要がある。本稿では、今後長期的な評価を行うため、塩生橋において実施した高機能舗装の試験施工および取得した舗装初期物性値について報告する。

In order to increase service to customers, porous asphalt pavement is preferable in terms of driving safety, comfortability and effect on reducing noise. In Honshu-Shikoku Expressway, until now, porous asphalt pavement has not been adopted to pavement on steel deck plate bridges. In order to determine an applicability of porous asphalt pavement to these bridges, the effect of water on the durability of both the steel deck and the pavement needs to be evaluated. This paper describes the application of porous asphalt pavement and initial properties of asphalt pavement on the Shionasu Bridge, for the purpose of evaluating a long term performance.

## 1. はじめに

本四高速においては、お客様に安全で快適な舗装路面を提供するため、雨天時に交通事故の多発する箇所等への高機能舗装化を進めており、本線における高機能舗装率は、平成22年度末時点で31%となっている。ただし、明石海峡大橋等の鋼床版橋梁においては、現在のところ高機能舗装は舗装されていない。

グレーチング床版が隣接する鋼床版桁については、路面排水を前提としているため、表層を高機能舗装とした場合、舗装内の滞水を避けるには、舗装止めの改良を行う必要があり、構造的に高機能舗装の適用は難しい。しかし、排水施設の改良が可能な全面鋼床版橋梁においては、今後高機能舗装を採用する可能性も考えられる。

ただし、鋼床版舗装の表層が透水性の高い高機能舗装に置き換わることにより、鋼床版の保護を兼ねた基層のグースアスファルト混合物が直接水の影響を受けやすくなるため、その適用にあたっては、舗装体および鋼床版本体の耐久性を評価する必要がある。

そこで、走行車両の輪荷重により変形が繰り返し生じる鋼床版上の高機能舗装の長期的評価を行うために、瀬

戸中央自動車道塩生橋下り線鋼床版の一部区間において実施した表層切削オーバーレイによる高機能舗装の試験施工、および今後評価を行うための材料となる開削調査および舗装の初期物性値試験について報告する。

## 2. 対象橋梁

### 2.1 塩生橋の概要

今回の調査および試験舗装の対象となる塩生橋の概要は次のとおりである。図-1に一般図を示す。

完成年月：昭和63年1月（上下線）

橋梁形式および支間長

上り線：鋼4径間連続鋼床版箱桁 285m

下り線：鋼単純合成桁+鋼4径間連続鋼床版箱桁

34m+285m

### 2.2 塩生橋の舗装構成および舗装補修履歴

昭和63年の供用時に、橋面舗装基準（案）<sup>1)</sup>に基づき、基層にグースアスファルト混合物（厚さ40mm）、表層に本四改質I型アスファルト混合物（厚さ35mm）が施工されている。補修は、平成19年度にマイクロサーフェ

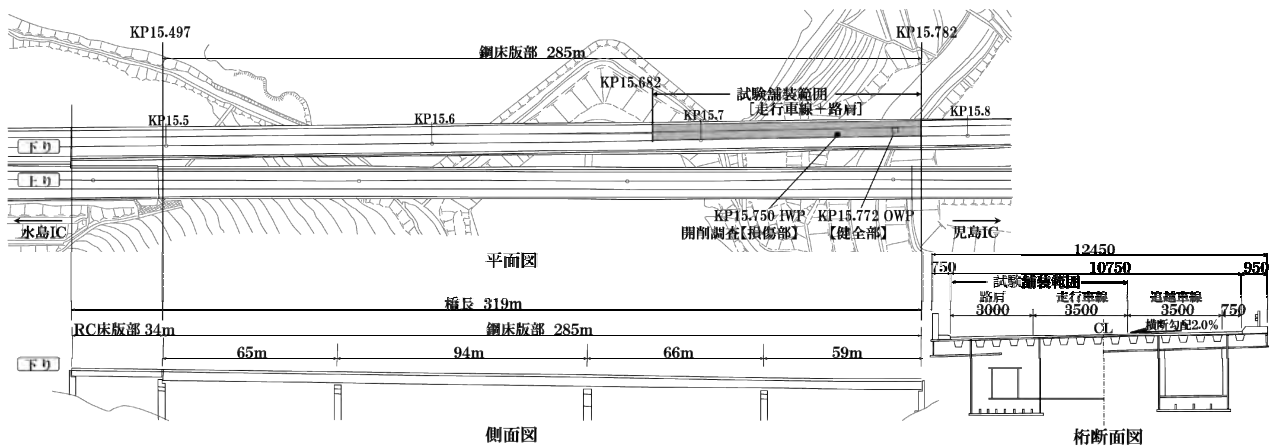


図-1 塩生橋一般図および試験施工範囲

Fig. 1 General view of the Shionasu Bridge and location of porous asphalt pavement

シングが施工されたのみである。

過去に実施した路面性状調査結果では、全ルートの鋼床版橋梁部は、土工部およびコンクリート床版橋梁部に比して、わだち掘れ、ひびわれの進行が遅い傾向を示しているが、塩生橋も同様の傾向であり、供用後23年経過しているが、舗装の打換えは実施されていない。

### 2.3 試験施工箇所の選定

試験舗装範囲は、図-1のとおり、横断・縦断勾配を考慮し、下り線走行車線および路肩部KP15.682～KP15.782の100m区間とした。

## 3. 試験舗装前の状態

### 3.1 目視調査

塩生橋鋼床版橋梁部下り走行車線(L=285m)について、事前に目視調査を行った。

車輪位置にはほぼ全長にわたる縦断方向ひびわれ、一部に横断方向ひびわれが発生していたが、舗装表面に目立った損傷(骨材飛散、ポットホール等)は見られなかった。

目視調査の結果をうけ、開削調査および試験体の採取位置を、健全部としてKP15.772付近、損傷部(ひびわれ部)としてKP15.750付近を選定した(図-1)。

### 3.2 開削調査

選定した開削調査箇所において、500mm×500mmの範囲を、電磁誘導加熱で鋼床版とアスファルト舗装の界面を加熱し、接着を解くことによりアスファルトの剥離・撤去を容易にする電磁誘導加熱式舗装撤去工法(以下、「IH式撤去工法」という。)を用いて、鋼床版とグースアスファルト混合物をはく離させ、状態確認を行った

(写真-1)。結果を表-1,写真-2に示す。

健全部、損傷部(ひびわれ部)ともグースアスファルト混合物裏面の一部分に小さな気泡が確認されたものの大きな変状はなく、鋼床版面についても健全であった。



[加熱機器] [加熱状況] [舗装剥ぎ取り]

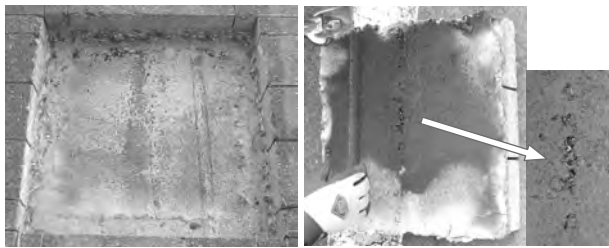
写真-1 IH式撤去工法による舗装剥ぎ取り

Photo 1 Removing asphalt pavement with IH method

表-1 開削調査

Table 1 Observation of pavement and deck after removing present pavement

	観察箇所		
	表層表面	鋼床版面	グース裏面
健全部	損傷は見られない	発錆・滞水なし デッキ溶接部も含めて、良好な鋼床版面	一部に小さな気泡が見られるが、混合物に水分や錆の付着は見られない
損傷部	縦断方向にひびわれ コア観察によると表層全層にひびわれ進展	発錆・滞水なし デッキ溶接部も含めて、良好な鋼床版面	一部に小さな気泡が見られるが、混合物に水分や錆の付着は見られない



【鋼床版面】 【グース裏面】  
写真-2 開削調査状況(舗装損傷部)

Photo 2 Surface of deck plate and guss asphalt mixture after removing present pavement (crack area)

### 3.3 接着強度

鋼床版面とグースアスファルト混合物との接着強度を測定する目的で、建研式引張試験機を用いて引張試験を実施したが、すべての試験体において、表層混合物内で破壊したため、正確な接着強度は測定できなかった。鋼床版面とグースアスファルト混合物との付着強度の規定値はないが、文献2では、混合物の引張強度より大きい必要はないとして、 $1.37\text{N/mm}^2$ という目安の値が示されている。今回測定では、表層混合物の引張強度が目安値に対して非常に小さく、表層混合物の劣化がかなり進行している可能性があることを示している。

表-2 接着強度試験結果[参考値]

Table 2 Result of adhesive strength test

	接着強度( $\text{N/mm}^2$ )			
	試験体1	試験体2	試験体3	平均
健全部	0.17	0.22	0.20	0.19
損傷部	0.28	0.25	0.15	0.22

※ いずれも表層アスファルト混合物層内の破壊

### 3.4 既設舗装の物性

従来、ストレートアスファルトの劣化度確認のためには、アスファルト回収試験後に抽出されたアスファルト成分に対して針入度試験、軟化点試験等種々の試験が実施されてきた。しかし、改質アスファルトに対しては、現在明確に劣化度の判定として規定されているのは、舗装再生便覧<sup>3)</sup>における、アスファルトコンクリート再生骨材の品質の規定値“針入度 $20(1/10\text{mm})$ 以上または圧裂係数 $1.70(\text{MPa}/\text{mm})$ 以下”のみである。これは、アスファルト成分の評価だけでなく、破壊試験である圧裂試験によるアスファルト混合物の強度評価と併せて劣化度を判断するものである。

また、グースアスファルト混合物については、まだ明確な評価方法が示されていない。これは、アスファルト材料が、元々劣化の進んだ天然アスファルトを成分とし

ていること、舗設時の高温( $240^\circ\text{C}$ 程度)でさらに劣化が促進されることに起因している。

今回の既設舗装の評価試験においては、従来のアスファルト性状試験に加え、グースアスファルト混合物の試験として、平成22年度実施の大島大橋での評価試験<sup>4)</sup>を参考に、アスファルト混合物の曲げ試験および圧裂試験を実施した。

試験体は、開削調査と同様、IH式撤去工法を用いて採取した。

#### (1) アスファルト性状

アスファルト性状に関する試験結果は表-3のとおりである。試験は、舗装調査・試験法便覧<sup>5)</sup>に準じて実施した。併せて、橋面舗装基準(案)<sup>1)</sup>の規格値も示す。

前述したとおり、表層、基層とも、これらの試験結果からは、明確な判断はできないが、表層については、針入度が建設時に比べて大きく下回っており、劣化が進行している可能性が高い。また、基層については、針入度、軟化点、伸度とも建設時に比べて劣化の傾向を示している。

表-3 アスファルト性状試験結果

Table 3 Result of property test for asphalt

対象	試験項目	サンプル数	測定値平均		試験条件	建設時(配合設計)	本四規格値 <sup>※2</sup>
			健全部	損傷部			
表層 本四改質I	針入度 $[1/10\text{mm}]$	N=6	28.0	32.0		72.0	60~100
	軟化点 $[^\circ\text{C}]$	N=2	64	63		63.5	55~65
	60 $^\circ\text{C}$ 粘度 $[\text{poise}]$	N=3	4,240	3,360		8240	4000以上
基層 グース	針入度 $[1/10\text{mm}]$	N=6	16.0	14.0		20.0	15~30
	軟化点 $[^\circ\text{C}]$	N=2	67	65		61	58~68
	伸度 $[\text{cm}]$	N=3	27	15	試験温度 $25^\circ\text{C}$ <sup>※2</sup>	42	10以上

※1 試験方法は、舗装調査・試験法便覧<sup>5)</sup>に基づくが、記載のない条件は試験条件に示す。

建設時の試験は、橋面舗装基準(案)<sup>1)</sup>に基づいているが、舗装調査・試験法便覧<sup>5)</sup>と同様の試験である。

※2 橋面舗装基準(案)<sup>1)</sup>に基づく

#### (2) アスファルト混合物性状

グースアスファルト混合物性状に関する試験結果は表-4のとおりである。試験は、舗装調査・試験法便覧<sup>9)</sup>に準じて実施したが、試験体厚さは、基層の設計舗装厚が $40\text{mm}$ であることから、成型を考慮し、すべて $30\text{mm}$ とした。

前述したとおり、明確なグースアスファルト混合物の劣化評価法は示されていないが、力学的強度による劣化評価として、曲げ試験および圧裂試験を試行として実施し、現時点での値を取得した。今後、追跡調査における比較のベースとなるため、実際に供用されている舗装体から乱さない試験体を採取することが重要である。今回は、IH式撤去工法を用いることでスムーズに試験体を採取することができた。

他にアスファルト抽出後の骨材粒度分布、密度、アスファルト量について、表層・基層とも配合設計時の値と比較したが、性状に影響を与えるほどの差はなかった。

表-4 グースアスファルト混合物性状試験結果

Table 4 Result of guss asphalt mixture test

試験項目	サンプル数	測定値平均		試験条件および試験体寸法 [mm](L×W×t)	参考	
		健全部	損傷部		建設時 (試験値) <sup>①</sup>	本四規格値 <sup>②</sup>
貫入量[mm]	N=3	1.13	1.05	70×70×30 <sup>③</sup>	1.32	1~4
曲げ試験 破断ひずみ[×10 <sup>-3</sup> ]	N=3	3.1	3.2	300×100×30 <sup>③</sup> 試験温度-10℃ <sup>④</sup>	9.3	8.0以上
圧裂試験						
圧裂強度[MPa]		3.3	3.5	φ100×t30 <sup>⑤</sup> 試験温度20℃ <sup>⑥</sup>	-	-
変位量[mm]	N=3	2.2	2.0			
圧裂係数[MPa/mm]		1.49	1.78			

※1 試験方法は、舗装調査・試験法便覧<sup>⑤</sup>に基づくが、試験体寸法については、実舗装の設計基層厚が40mmであるため、成型を考慮し、厚さを30mmとした。舗装調査・試験法便覧<sup>⑤</sup>に記載のない条件は試験条件に示す。

建設時の試験は、橋面舗装基準(案)<sup>①</sup>に基づいているが、舗装調査・試験法便覧<sup>⑤</sup>と同様の試験である。ただし、今回の試験とは試験体形状が異なるため、値の単純比較はできない。

※2 舗装調査・試験法便覧<sup>⑤</sup>では、一辺70.7±1mmの直方体形状、橋面舗装基準(案)<sup>①</sup>では、一辺70.9mmの立方体形状

※3 舗装調査・試験法便覧<sup>⑤</sup>、橋面舗装基準(案)<sup>①</sup>とも、L300mm×W100mm×t50mm

※4 橋面舗装基準(案)<sup>①</sup>に基づく

※5 舗装再生便覧<sup>③</sup>、舗装調査・試験法便覧<sup>⑤</sup>とも、φ100mm×t63.5±1.3mm

※6 舗装再生便覧<sup>③</sup>に基づく

## 4. 高機能舗装の試験施工

### 4.1 高機能舗装仕様の検討

本四道路の鋼床版舗装のグースアスファルト混合物については、これまで、大島大橋供用当初からのブリスタリング以外に大きな変状は報告されていない。大島大橋においては、平成22年7月にグースアスファルト混合物を含めた舗装打換えを一部区間で行ったが、鋼床版面に目立った変状は見られなかった。他の鋼床版橋梁での開削調査でも同様の結果となっていることから、現時点では基本的にグースアスファルトが健全であり、十分に鋼床版を保護できていると考えられる。そのため、鋼床版舗装を高機能舗装化する場合には、表層のみを高機能舗装に置き換えることになると考えられる。そこで、表層のみの切削オーバーレイを前提に舗装仕様の検討を行った。

#### (1) 高機能舗装のアスファルト選定

鋼床版舗装においては、耐久性確保のため、たわみ追従性および繰り返し曲げ疲労耐久性が求められる。また、相反する性能として、わだち掘れ抵抗性も要求される。

現在、本四高速において、土工部、コンクリート床版部に採用されている高機能舗装は、NEXCO設計要領<sup>⑨</sup>の高機能舗装I型用混合物(一般用)(以下、「高機能I型混合物」という。)であり、アスファルトは、高粘

度改質アスファルトを使用しているが、高機能I型混合物の規定には、橋面舗装基準(案)<sup>①</sup>に示されている“曲げ試験破断ひずみ”と“動的安定度”の基準値が示されていない。

そこで、試験施工においては、首都高速道路の舗装設計施工要領<sup>⑦</sup>(以下、「首都高要領」という。)に示されている、鋼床版用ポーラスアスファルト混合物を用いることとした。アスファルトは、たわみ追従性の高い鋼床版用ポリマー改質アスファルトH型を用いる。

表-5、表-6に、鋼床版用ポーラスアスファルト混合物の骨材粒度と基準値を示す。骨材配合については、高機能I型混合物とほぼ変わらない。また、密粒度混合物である本四改質I型混合物に比して、高い動的安定度とたわみ追従性(曲げ破断ひずみ)を基準値としている。試験は、舗装調査・試験法便覧<sup>⑤</sup>に基づいて実施した。

表-5 鋼床版用ポーラスアスファルト混合物の標準配合

Table 5 Standard grading of porous asphalt mixture for steel deck

	鋼床版用ポーラスアスファルト混合物		[参考]
			高機能I型混合物
最大粒径(mm)	13		13
百分率(%) ふるい通過質量	19	100	100
	13.2	90~100	92~100
	9.5	-	62~81
	4.75	11~35	10~31
	2.36	10~20	10~21
	0.6	-	4~17
	0.3	-	3~12
	0.15	-	3~8
	0.075	3~7	3~7
目標空隙率(%)	20		20

表-6 鋼床版用ポーラスアスファルト混合物の配合試験基準値

Table 6 Standard of porous asphalt mixture for steel deck

	鋼床版用ポーラスアスファルト混合物	[参考]	
		高機能I型混合物	本四改質I型(密粒)
マーシャル安定度[kN]	3.5以上	5以上	10以上
フロー値[1/100cm]	-	20~40	20~40
水浸マーシャル残留安定度[%]	-	75以上	80以上
動的安定度[回/mm] ホイールラッキング試験	4000以上	-	850以上
はく離抵抗性[%] 水浸ホイールラッキング試験	5以下	-	-
曲げ破断ひずみ 試験温度-10℃	8×10 <sup>-3</sup> 以上	-	6×10 <sup>-3</sup> 以上
カンタプロ損失量[%] 試験温度20℃	-	20以下	-

#### (2) グースアスファルト混合物上の防水

大型切削機による表層切削オーバーレイの施工においては、基層表面に凹凸が生じるが、微細なクラックも発生していると考えられる(写真-3)。高機能舗装化により、従来の密粒度混合物から透水性混合物に置き換えることで、鋼床版の保護に資するグースアスファルト混合物の負担が大きくなるため、切削後のグースアスファ

ルト混合物表面の補修を兼ねた防水層（遮水層）を設けることとした。

工法として、以下の2種類を採用した。

工法1：加熱型アスファルト塗膜防水+高機能舗装（以下、「首都高工法」という。）

工法2：遮水型排水性舗装工法<sup>8)</sup>（以下、「POSMAC工法」という。）

工法1は、首都高要領<sup>7)</sup>に示された、鋼床版上（表層打換え部）の工法である。切削後のグースアスファルト混合物表面に防水層として、加熱型アスファルト塗膜防水材を塗布後、防水層保護用に散布した珪砂と一体となり防水層を形成する。接着剤および加熱アスファルト塗膜防水材は、首都高要領<sup>7)</sup>に規定されたものを使用した。

工法2は、遮水型排水性舗装工法研究会によって開発された工法で、乳剤・分解剤散布装置付アスファルトフィニッシャーを用いて、高濃度改質アスファルト乳剤を多量に均一散布し、即時分解させると同時に高機能舗装を舗設する工法である。乳剤が高機能舗装下部の空隙へ浸透・充填し、基層への遮水性能を高めることにより、舗装体の耐久性向上を見込んだ工法である。近年、土工部で施工実績が増加（平成16～21年度で累計100万m<sup>2</sup>）しており、鳴門管理センターでも一部区間で試験的に採用されている。高濃度改質アスファルト乳剤および分解剤は、文献8に示されたものを使用した。

図-2に上記2工法の舗装構成及び防水工の概要図を示す。また、表-7に2工法の比較を示す。防水工については、POSMAC工法においても路面端部の施工が必要となるが、全体作業量の面では優位である。防水（遮水）層の品質については、首都高工法は均質と考えられるが、POSMAC工法の遮水層については、条件・箇所により浸透・充填状態が変わると考えられること、また直接出来形を確認できないことから、均質性に懸念があるが、工費面では優位である。

これら2工法について、長期的な耐久性評価を行うためには、同じ交通条件での比較が必要となるため、図-1に示した試験舗装区間100mを50m区間に2分割し、それぞれの工法区間を連続区間とした。図-3に試験舗装区間の平面図を示す。

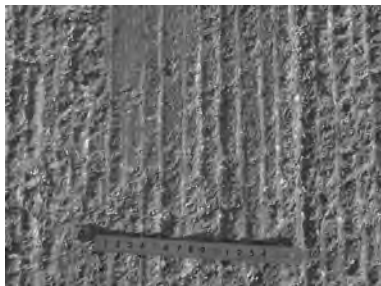
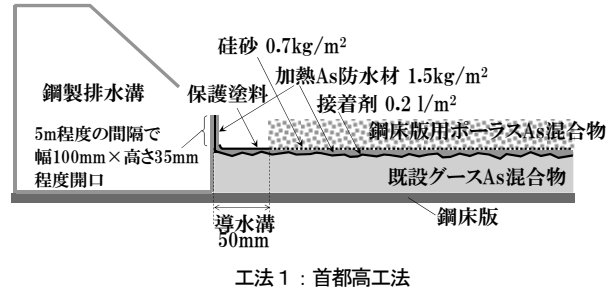
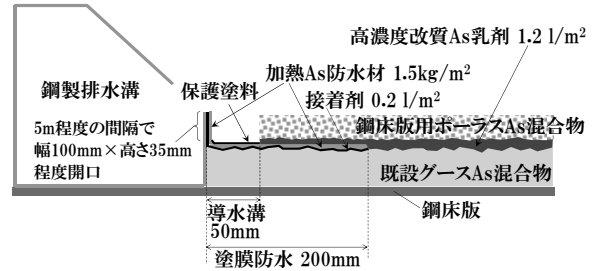


写真-3 表層切削後のグースアスファルト混合物表面

Photo 3 Surface of guss asphalt mixture after removing surface course



工法1：首都高工法



工法2：POSMAC工法

図-2 舗装構成および防水工の概要

Fig. 2 Structure of pavement and impermeable layer

表-7 施工工法比較

Table 7 Comparison of methods

	防水工工程	工費	防水(遮水)層品質
首都高工法	△ (路面+端部塗膜防水)	△	◎
POSMAC工法	○ (端部塗膜防水+舗設時遮水層同時施工)	○	○

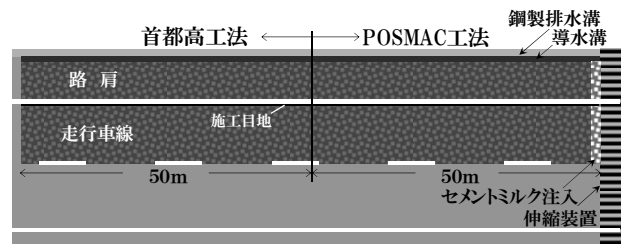


図-3 試験舗装区間の概要図

Fig. 3 Location of porous asphalt pavement

## 4.2 流末処理および端部防水

### (1) 流末処理

塩生橋は、鋼製排水溝があり、路面排水であるため、高機能舗装化のためには、排水経路を確保する必要がある。そこで、鋼製排水溝の舗装止め部分を、表層厚さ（35mm程度）×幅100mm程度で開口させることとした。また、開口間隔は、鋼製排水溝4ユニット分（5m程度）とした。これは、道路橋床版防水便覧の“水抜き孔設置間隔の規定の例”で縦断勾配1%以下の場合として

示されている、5m間隔<sup>9)</sup>を参考にした。切断は、熱変形を避けるため、サンダーおよびカッターを用いた施工とした(写真-4)。

さらに、新たに設けた開口部へ水を誘導するため、50mm幅の導水溝を設けることとした。都市高速のように、端部に導水管を埋設する方法も考えられたが、つぶれ、詰まりの可能性もあることから、採用しなかった。

## (2) 端部防水

舗装の高機能化においては、路面端部の防水処理も重要となる。今回は、首都高工法で用いる加熱型アスファルト塗膜防水材および接着剤が、鋼板にも対応していることから、鋼製排水溝の舗装止め部にも適用することとした。POSMAC工法の端部の防水処理は、首都高工法と同じ仕様で、路面部分の塗布幅を200mmとした。また、導水溝部分には両工法とも、保護塗料を塗布することとした(図-2)。

## 4.3 試験施工

高機能舗装の試験舗装の施工フロー図を図-4に示す。首都高工法とPOSMAC工法で異なる工程は、首都高工法では塗膜防水工を路面全体に施工する点である。

舗設は、乳剤・分解剤散布装置付アスファルトフィニッシャーを用い、首都高工法区間では通常の舗設とし、POSMAC工法区間に入った時点で乳剤および分解剤を散布する2工法の連続施工を行った。舗設幅が6.5mであり、全幅を一度に施工できないため、走行車線(幅3.5m)と路肩(幅3.0m)の2シリーズ施工とした。

試験施工は、平成23年3月9~10日の2日間で行った。

岡山管理センター管内では、表層切削状態での夜間養生が可能のため、表層切削からアスファルト塗膜防水工までを1日目、舗設以降を2日目で施工した。

舗設においては、鋼床版用ポーラスアスファルト混合物が、高機能I型混合物に比べて粘性が高かったことから、作業性の低下が懸念されたが、問題は生じず、これまで実施してきた通常の高機能舗装舗設の作業性と変わらなかった。

本試験舗装において、クリティカルとなった工程は、路面切削後の端部アスファルト除去および鋼製排水溝の開口部施工であった。どの鋼床版橋梁においても、端部の流末処理は避けられないものであり、高機能舗装化の際には、綿密な計画・検討をする必要があると考えられる。

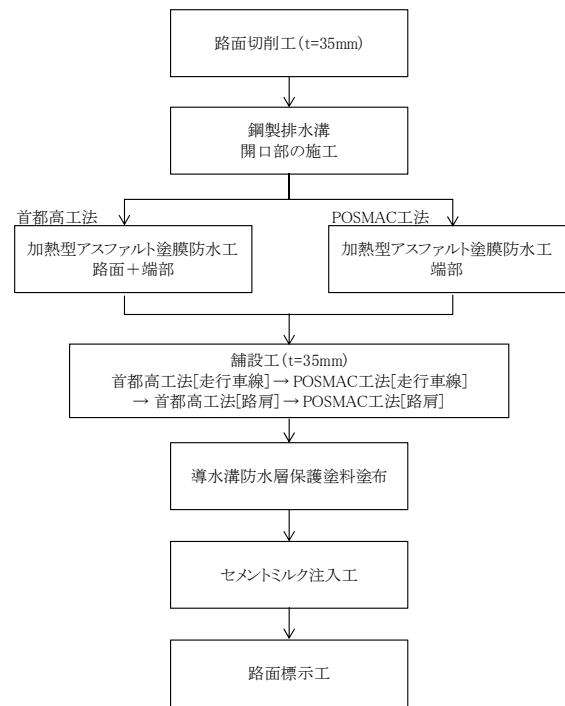


図-4 試験施工の工程

Fig.4 Flow of porous asphalt pavement



写真-4 試験舗装状況

Photo 4 Porous asphalt pavement

#### 4.4 試験施工後の試験

高機能舗装舗設直後の表層・基層一体としての初期性能を把握するため、試験舗装完了後の平成23年3月14日に路肩部でコア試験体を採取し、加圧透水試験および直接引張試験を実施した。

加圧透水試験の概要図を図-5に示す。試験は、舗装調査・試験法便覧<sup>9)</sup>に準じて実施した。結果を表-8に示す。本試験では、2工法すべての試験体で、150kPa・24時間加圧条件での透水が確認されなかったため、さらに500kPa・24時間加圧条件での試験を実施したが、同様に透水は確認されなかった。防水層（遮水層）および既設基層グースアスファルト混合物が水密性を確保していることが確認された。

直接引張試験の結果を表-9に示す。防水層（遮水層）の付着強度を測定する目的であったが、2工法すべての試験体とも表層内での完全な破壊であり、防水層の付着強度の測定はできなかった。

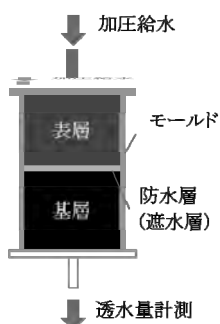


図-5 加圧透水試験の概要図

Fig. 5 Permeability test of asphalt mixture and impermeable layer by pressurized water

表-8 加圧透水試験結果

Table 8 Result of permeability test

	サンプル数	試験条件	透水係数 [cm/sec]
首都高工法	N=3	150kPa 24時間加圧後	不透水
		500kPa 24時間加圧後	不透水
POSMAC工法	N=3	150kPa 24時間加圧後	不透水
		500kPa 24時間加圧後	不透水

表-9 引張試験結果[参考値]

Table 9 Result of tensile strength test

	サンプル数	引張強度 [MPa]
首都高工法	N=3	0.65
POSMAC工法	N=3	0.70

※ すべて表層内における完全な部材破壊

#### 5. 今後の評価

今回の試験施工では、首都高速道路で実際に施工されている工法および、土工部で施工実績を積みつつあるPOSMAC工法を用いており、一般的な耐久性を確保していると考えられるが、今後、長期耐久性を評価するため、以下の追跡調査を行う必要がある。

- 目視による、路面状況（ひびわれ、わだち、骨材はく離・飛散）、排水状況の調査
  - 現在3年ごとに実施されている路面性状調査車による調査
  - 今回実施した各種試験
    - 特にグースアスファルト混合物性状（曲げ試験、圧裂試験）および表基層一体での加圧透水試験
- 各種試験については、数年後、今回の試験体採取箇所付近および変状箇所から採取した試料で同様の試験を行うことで、劣化の進行度の評価につながることを期待している。

#### 6. おわりに

本稿は、平成19年度から継続検討している技術開発項目の中間報告である。

本試験施工および調査は、岡山管理センターの協力のもと、主に平成22年度岡山管内舗装補修他工事（施工：大成ロテック）において実施され、無事に施工・試験を終えることができた。特に道路維持課の方々には、現場調整、プラント・現場立会、技術的意見等で多大なるご協力、ご指導をいただいた。ここに感謝の意を表する次第である。

#### 参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：橋面舗装基準（案）、1987.6
- 2) 多田宏行：鋼床版舗装の設計と施工、p.50、鹿島出版会、1990
- 3) 日本道路協会：舗装再生便覧、2010.11
- 4) 大林道路株式会社 四国支店：平成22年今治管内橋面防水他工事 大島大橋鋼床版舗装（未供用部）調査結果報告書、2010.10
- 5) 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧、2007.6
- 6) 東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社：設計要領第一集舗装編、2011.7
- 7) 首都高速道路株式会社：舗装設計施工要領（高架橋・トンネル編）、2008.7
- 8) 遮水型排水性舗装工法研究会：遮水型排水性舗装工法技術資料、2010.5
- 9) 日本道路協会：道路橋床版防水便覧、p.45、2007.3

# 瀬戸大橋のCCTVに求められる性能

Characteristics of the CCTV Cameras Applied for the Seto-Ohashi Bridges

岡山管理センター 施設課長代理

日 高 英 治

Eiji Hidaka

坂出管理センター 施設課長代理

玉 津 和 哉

Kazuya Tamatsu

## 概 要

CCTV設備は、道路面の交通状況を撮影し、視覚情報をリアルタイムで交通管制室に提供する唯一のシステムである。本設備は、供用開始から20年以上の間、瀬戸中央自動車道の交通管理を支えてきたが、近年老化による障害が顕著に見受けられるようになったため、平成22年度に設備更新を実施した。

本稿は、設備更新の内容を通して、長大橋の海上部高所に設置するCCTVカメラに要求される夜間の高精細画像性能等について報告するものである。

The CCTV (Closed Circuit TeleVision) system is the unique system to monitor the condition of roadway surface and traffic and to provide the visual information to Traffic Control Center in real time. The CCTV system had supported traffic control in Seto-Chuo Expressway for longer than 20 years. The CCTV system was, however, replaced in 2011 because the troubles of the system had been strikingly increased recently due to the aging deterioration.

This report presents the overview of the CCTV system, the introduction of the high sensitivity technology for night and the performance required for the cameras placed at the high positions on the towers of the long-span bridges.

## 1. まえがき

昭和63年に設置されたCCTV設備は、平成8年度にカメラ装置を高感度型へ更新し運用を維持してきた。しかし、近年カメラ装置を含む設備の老化が進むと共に、補修部品の製造中止による修理が困難な状況となり、運用に支障をきたす恐れがあることから更新が必要となった。

本報告は、更新にあたって海峡部という特殊な環境下で必要とされるCCTVカメラ装置の高精細画像性能について検討した内容を報告するものである。

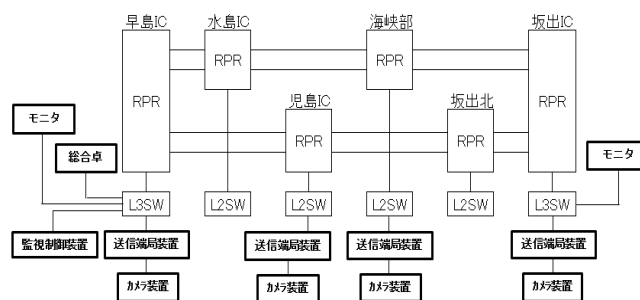


図-1 CCTV 設備構成図

Fig.1 CCTV System Configuration

## 2. CCTV設備

CCTV(Closed Circuit TeleVision)設備は、交通流監視を目的として、道路上にカメラ装置を設置し、撮影した画像を交通管制室等で遠隔監視するもので、カメラ装置、送信端局装置、監視制御装置、更にこれらをつなぐ通信ネットワークにより構成される。CCTV設備の概略構成を図-1に示す。

### 2.1 カメラ装置

カメラ装置は、カメラ、レンズ、カメラケース、旋回装置より構成され、被写体を撮影し画像信号として出力するものである(写真-1)。



写真-1 カメラ装置  
Photo 1 Camera Equipment

## 2.2 送信端局装置

送信端局装置は、カメラ装置で撮影された画像信号を受信し、通信ネットワークへ出力する画像伝送機能や、交通管制室より遠隔操作される制御信号の送受信を行うものである(写真-2)。



写真-2 送信端局装置  
Photo 2 Transmission Terminal Equipment

## 2.3 監視制御装置

監視制御装置は、画像信号の入出力装置を管理し、映像の切替制御、自動巡回制御(パトロール機能)、静止画蓄積、カメラ制御等の機能を総合卓に画面提供するものである。これにより迅速な現場状況の把握を行うことが可能である。また、岡山、坂出の両管理センターに設置された監視モニターでも映像の閲覧が可能である(写真-3)。



写真-3 監視制御装置  
Photo 3 Monitoring Control Unit

## 2.4 通信ネットワーク

瀬戸中央自動車道の通信ネットワークは、光RPR<sup>※</sup>を用いたループ式ギガビットイーサネットによるIP回線網で構築しており、CCTV設備をはじめ道路管理で必要とする各種データは、全てこの回線網に収容されている。

※RPR(Resilient Packet Ring) : IEEE802.17として標準化されたリング型ネットワークのLANやWANにおいて使用されるネットワーク技術。

## 3. 瀬戸大橋のCCTVに求められる性能

CCTV設備の更新にあたっては、長大橋という特殊環境下での交通流監視の特長や必要条件の適合性能について整理し、汎用品カメラ装置の適用可否について検討を行った。

### 3.1 遠方からの監視

CCTV設備は、映像による状況把握ができ、様々な視覚情報が得られることから、広く多分野で利用されているが、長大橋における交通流監視は、特殊環境と言える。長大橋では道路面より最大で54m上の主塔部分から見下ろし監視することとなり、遠方から小さな動体である車両の流れを広範囲に捉えなければならない(図-2)。特に望遠時においても鮮明な画像で車両の挙動等の道路状況を確認できる性能が求められるため、遠方からの監視を可能とする高機能カメラ装置とした。

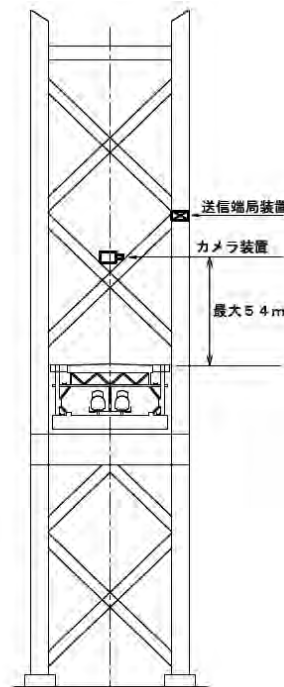


図-2 CCTVカメラ設置位置図  
Fig.2 Layout of CCTV Equipment

### 3.2 高所からの夜間監視

海峡部では連続した道路照明が設置されており、夜間の平均路面照度は12.5lxが確保されていることから、カメラ装置の最低被写体照度はこれを満足する必要があるが、最近の汎用カメラ装置の最低被写体照度は、2lx以下のものが主流である。ただ、一般的にカメラ装置は、暗所の映像を映し出す場合、感度を上げるため蓄積増感を行うが、ノイズ成分が増大することから画質が荒くな

る傾向にある。交通管制室からも夜間時の映像では、光の残像が残り、監視しづらい意見もあったことから、瀬戸大橋では、超高感度カメラ（EM-CCDカメラ<sup>※</sup>）による監視が適していると判断した。

※EM-CCDカメラ：超高感度カメラ装置（詳細は後述）

### 3.3 海峡部での耐風・耐塩対策

海峡部では強風や塩害等の悪環境に曝されるため、装置の保護対策が必要であるが、既設カメラ装置の仕様は瀬戸大橋での実績より十分耐え得ていることから、既設と同等な対策として以下の仕様を採用した。

- a) 材質：耐食アルミニウム合金
- b) 耐風速：瞬間最大風速60m/s
- c) 周囲温度：-10°C～+40°C
- d) 湿度条件：10%RH～90%RH

### 3.4 見え方

主塔部分に設置されたCCTVカメラ装置から撮影し、監視できる距離を最遠監視可能距離と言い、20型モニターテレビで幅1.5mの車両が1.5cmに見えるときのカメラ装置から実物車両までの距離をいう（図-3）。

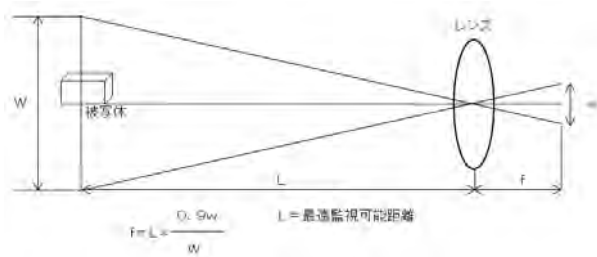


図-3 最遠監視可能距離概念図

Fig.3 Conceptual Diagram of Maximum Monitoring Distance

既設のカメラ装置は、レンズとカメラの個別組合せによるため選択の自由度があったが、最近の汎用カメラ装置ではカメラ装置と旋回装置を一体構造とし高機能化を図る一方、バリエーションを絞り込む方向にある。

既設のカメラ装置での最遠監視可能距離は、約1,100mであったが、今回市場調査を行った汎用カメラ装置での最遠監視可能距離は、約850mとなる。既設と同等の最遠監視可能距離を必要とする場合、既設と同様の組合せ、若しくは一体構造での新規設計にて製作する必要があるが、価格は汎用カメラ装置の2倍以上と非常に高価となる。このため、実機を用いて実際の見え方確認を行った。見え方は主に最遠監視可能距離の違いによる視野範囲について、交通管制室で映像確認を行った。この結果、視野範囲については既設との差異は感じらず、カメラ装置の解像度の向上により被写体が鮮明に確認できるとの回答が得られた（写真-4、5）。



写真-4 SB3Pより北向き望遠時（既設カメラ）

Photo 4 North Telephoto from SB3P (Existing Camera)



写真-5 SB3Pより北向き望遠時（汎用品カメラ）

Photo 5 North Telephoto from SB3P (Replaced Camera)

### 3.5 保守の簡素化

既設のカメラ装置は、カメラ装置と旋回装置の組合せによる機器構成のため重量は重く、保守や故障時の交換作業に支障があり、更新後の装置には軽量コンパクトであることが求められる。また、高所に設置され道路直上に位置することから、部品等の落下防止のため、構成部品を少なくすることも重要である。これらの改善策としてカメラ装置と旋回装置の一体構造型を採用し、重量及び構成部品を大幅に軽減することにより保守の簡素化を図った。

### 3.6 その他

#### (1) 耐雷対策

雷害による機器損傷の多くは、電源や通信ケーブルから進入する雷サージ電流によるものである。落雷による影響を回避するため、カメラ装置から送信端局装置間の伝送媒体は、既設と同様の同軸ケーブルとするが、主塔内又は道路上の送信端局装置から通信ネットワーク機器のある通信機械室間は長距離のため、メタルケーブルから光ケーブルに変更することとした。これにより信号線からのサージ電流を防ぎ、伝送路から機器への雷害を防止するものである。また、電源線からのサージ電流の対策として、サージ防護装置であるSPD(Surge Protective Device)による雷害防止機能を備えるものとした。

#### (2) プリセット機能

プリセット機能は、必要と考えられる監視点のカメラアングルを設定するための機能である。カメラ旋回装置

の上下、左右位置及び、レンズズームの設定値を記憶させ必要に応じて瞬時に呼び出せるもので、交通管制室より遠隔制御でカメラ旋回を行う際、操作性を向上させるためプリセット登録数は多いことが望ましい。特に海峡部では遠方からの監視であるため監視範囲が広く、交通管制室では迅速に状況把握を行う必要があることからプリセット登録数は、256ポジションの記憶数とした。

### (3) カメラ映像の活用

瀬戸中央自動車道のカメラ映像は、IPネットワークへ取り込まれ、交通管制室の大型表示設備をはじめ、総合卓、岡山・坂出管理センター内のモニター装置での映像閲覧が可能である。この映像閲覧には、マルチキャスト通信方式を採用しており、1つの映像データを同時に複数のコンピューターが共有する方式で、映像の劣化も無く、IPネットワーク内の負荷分散が可能となり、効率的に通信帯域を使用することができるものである。このIPネットワークは、各管理センターと本社間を光ケーブルで結ぶ高速通信ネットワークと各ルートのCCTVシステムが接続されたことから、社内の映像共有システムとして活用する（図-4）。

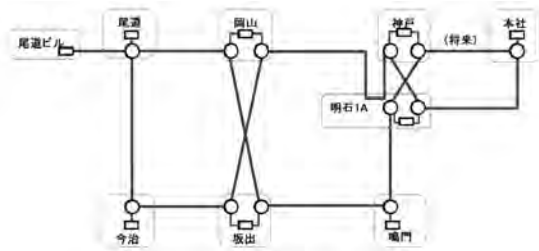


図-4 高速通信ネットワーク  
Fig.4 High-Speed Communications Network

## 4. EM-CCDの仕組みと特性

### 4.1 光から電気への変換

光から電気への変換には、被写体から発せられる光を受光する素子に半導体を使用されており、この半導体に光が当たることによる光起電力効果で電気信号への変換を行う。光起電力効果とは、n型半導体とp型半導体の接合部で光吸収により発生した電子や正孔により起電力が生じることをいう。この効果は、フォトダイオードや太陽電池としても実用化されている（図-5）。

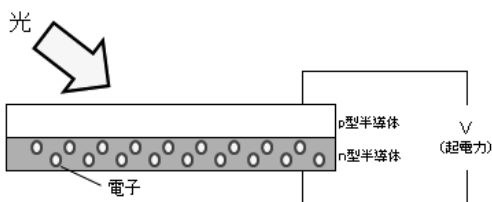


図-5 光起電力効果イメージ図  
Fig.5 Image of Photovoltaic Effect

## 4.2 被写体の撮像

カメラレンズを通して集光された光は、フォトダイオードにより光電変換される。この電荷を読み出すために使用される素子をCCD(Charge Coupled Device)という。CCD内の処理として読み出した電荷を電圧信号に変換するために転送処理を行うが、転送方式には、フレーム転送方式とインタライン転送方式の2種類がある。

フレーム転送方式は、イメージ部、蓄積部、水平転送CCDより構成され、レンズを通して受光した光で生成された電荷は、イメージ部を介し蓄積部に蓄積され、水平転送CCDより転送を経て電圧信号に変換される（図-6）。

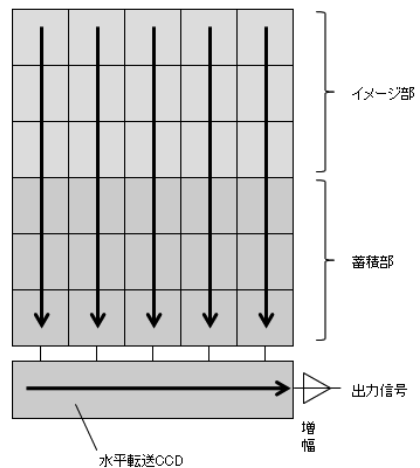


図-6 フレーム転送方式 CCD 構造

Fig.6 Structure of Frame Transfer CCD

一方、インタライン転送方式とは、デジタルビデオカメラ等、一般的に多く採用される方式であり、フォトダイオードと垂直転送CCDを配置し、水平転送CCDに接続した構造である。光電変換により蓄積された電荷は、垂直転送CCDに送られ、水平転送CCDに転送された後に増幅回路を経て電荷から電圧に変換される。この転送走査の繰り返しにより時系列の画像情報が得られる（図-7）。

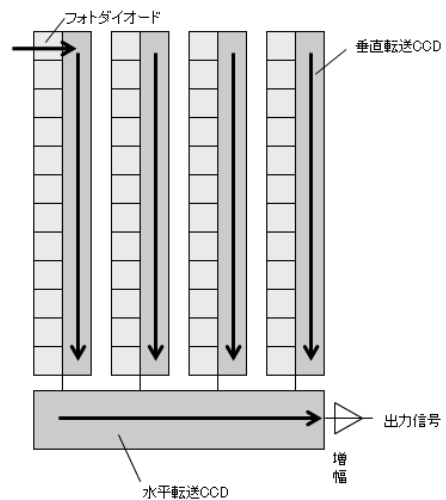


図-7 インタライン転送方式 CCD 構造  
Fig.7 Structure of Interline Transfer CCD

### 4.3 映像処理

撮像素子から得た画像の電気信号は時間的に連続したアナログ信号のため、一定時間間隔でサンプリングしてデジタル信号として扱う。また、雑音によるノイズの低減、歪みの補正、画面の明暗等の画像処理を行い、画面を見やすくするための処理が施される。

### 4.4 カメラ装置の種類

一般的に使用されるカメラ装置の機能で分類すると概ね、図-8のとおりとなる。

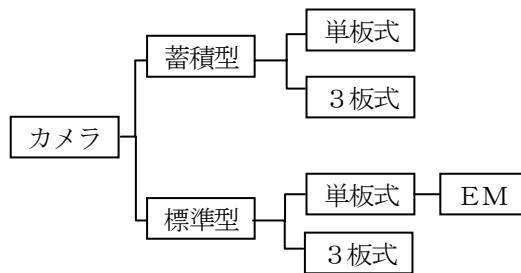


図-8 カメラ装置の分類  
Fig.8 Classification of Camera Equipment

### 4.5 蓄積型カメラと標準型カメラ

近年、低照度における撮像技術が進歩し、蓄積型カメラを採用するケースが増えている。これは、標準型カメラでの夜間撮影では、撮像素子に入射する光量が少ないため、信号として得られる量もごく僅かとなり、この信号を電気的に増幅するだけでは、ノイズ成分をも増幅し、明瞭な画像を得ることができないためである。カメラレンズを通して集光された光は、フォトダイオードにより光電変換される。一般的にCCD撮像素子は、1/60秒ごとに光を電荷として蓄積し、電気信号として取り出している。素子に蓄積される電荷の量が増えれば信号として出力できるため、入射光量が少ない時には蓄積時間を長くすることで低照度時での撮像が可能になる。このように蓄積モードを使用することで出力信号を増幅することが可能となるが、信号を取り出す間隔が1/60秒より遅くなるため、動きのある被写体を捉えることは困難となり準動画（非連続の動画）の映像となる。

### 4.6 単板式カメラと3板式カメラ

単板式カメラはCCD撮像素子に赤・緑・青のカラーフィルタを取り付けたもので、1個のCCD撮像素子でそれぞれの色を取り出す。このため、3画素でカラー画像の1画素が構成される（図-9）。

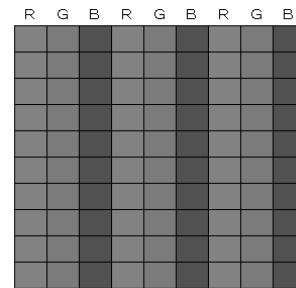


図-9 単板式カラーフィルタのイメージ図  
Fig.9 Image of Single-Plate Color Filter

対して3板式カメラは、CCD撮像素子を3個使い、赤・緑・青の三原色に対応させ、プリズムにて分離されたそれぞれの色信号を取り出すことにより、カラー画像の画素を構成することから、感度、解像度全ての点で3板式カメラが優れているが、非常に高価である（図-10）。主に放送事業用などの業務用カメラに使用されており、道路監視では単板式が用いられる事例が多い<sup>1)</sup>。

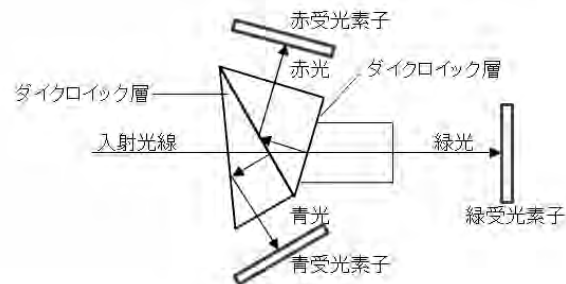


図-10 3板式カメラ図  
Fig.10 Three-Plate Camera

### 4.7 EM-CCDカメラ

単板式カメラの超高感度の撮像素子としてEM-CCD (Electron Multiplying CCD)が開発された。通常のCCDでは、検出された光を電荷に変換・転送・出力を行うが、EM-CCDでは転送した後に電子倍增転送部を構成し、電子倍增を行う。この電子倍增転送部では電圧を印加することでインパクト・イオン化現象<sup>※</sup>を発生させ、ここで生成した二次電子を使って信号電荷の増幅を行うものである（図-11）。蓄積により電荷を貯めるのではなく、倍增することで信号電荷を得るこの素子は、通常のCCD素子の約100倍の感度を持ち、特に暗視特性が優れている。  
※加速された電子が結晶格子と衝突することにより電子・正孔を発生させる現象をいう。

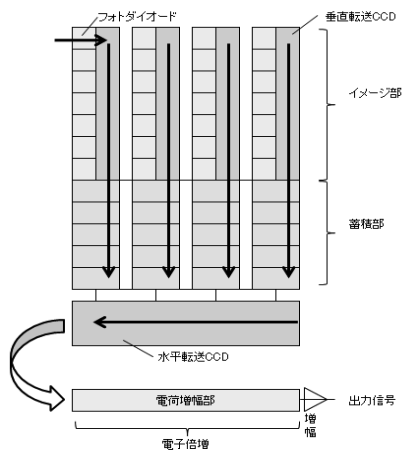


図-11 EM-CCD 撮像素子原理  
Fig.11 Principle of EM-CCD Imaging Device

## 5. まとめ

今回の設備更新においては、現存する汎用機器の採用によりコスト削減を図るため、汎用機器の仕様の中から、海峡部の道路管理に必要とする機能条件を基に機種選定を行った。この結果、海峡部の特殊性を考慮し、瀬戸大橋上での交通流監視において最も重要となる夜間における映像では、蓄積増感によらない高感度カメラ装置で、フル動画による画像監視が可能となるEM-CCDカメラを採用した。

### 5.1 カメラ仕様の区分

今回の更新工事では、設置場所によりカメラ装置の仕様を区分し、コスト削減を図った(表-1)。

表-1 カメラ一覧  
Table 1 List of Camera

設置場所	適用カメラ	備考
早島IC	単板式CCD	陸上部
鴻ノ池SA	※単板式CCD	
児島IC	単板式CCD	
S B 3 P	単板式EM-CCD	海峡部
H B 3 P	単板式EM-CCD	
I B 3 P	単板式EM-CCD	
B B 2 P	単板式EM-CCD	
B B 6 P	単板式EM-CCD	
坂出IC	単板式CCD	陸上部
櫃石島T	単板式CCD	島民ゲート
岩黒島T 1	単板式CCD	島民ゲート
岩黒島T 2	単板式CCD	島民ゲート(固定式)
与島T	単板式CCD	島民ゲート

※今回更新対象外(平成19年度更新済み)

カメラ装置の価格は、単板式CCDカメラを1とした場合、3板式CCDカメラは約2.2倍、単板式EM-CCDカメラは約1.2倍となる。海峡部は連続橋梁により道路監視範囲が広いが、陸上部はインターチェンジ合流部等、監視範囲が限

定されていることから、陸上部では、単板式CCDカメラを採用しコスト削減に努めた。

### 5.2 導入カメラ装置仕様

導入カメラ装置の仕様を表-2に示す。

表-2 海峡部カメラ装置仕様比較  
Table 2 Comparison of the Camera Specification

項目	既設カメラ(更新前)	更新後カメラ
カメラタイプ	可視光カラーカメラ	可視光カラーカメラ
撮像素子	1/2型 単板CCD	1/2型 単板EM-CCD
水平解像度	470TV本以上	480TV本
感度	蓄積時0.05lx	通常時0.0006lx
レンズ	10倍ズーム (f=16~160mm)	16倍ズーム (f=7.5~120mm)
最遠監視可能距離	ズーム時: 約1,100m	ズーム時: 約850m
水平回転速度	プリセット時 10°/s	プリセット時 180°/s
旋回角度	上20° 下70°	上90° 下90°
	左右各175°	左右360°
プリセット機能	3ポジション	256ポジション
質量	約45kg	約18kg

海峡部の夜間映像は明暗領域が大きい為、現地調整においては、昼間と夜間でのカメラ感度の調整に時間を要した。これらの調整は、主塔内に設置した送信端局装置よりリモート操作で実施可能で、交通管制室と対向しながら実施した。調整の結果、車両のヘッドライトと共に移動する車両の動きは、スムーズに映し出され、既設画像に比べ高精細な動画像が得られた(写真-6、7)。



写真-6 BB6Pより北向き映像(夜間映像・既設カメラ)  
Photo 6 North view from BB6P (Night View・Existing Camera)



写真-7 BB6Pより北向き映像(夜間映像・EM-CCDカメラ)  
Photo 7 North view from BB6P (Night View・EM-CCD Camera)

従来のCCDカメラでは、蓄積増感する事で感度を上げていたため、特に車両等の被写体に対しては画像の重なりによるぶれが生じ認識が困難であったが、EM-CCDでは蓄積増感を行うことなく高感度を得られ、夜間の高精細画像性能を十分に満足することが確認できた。

## 6. おわりに

瀬戸大橋に採用したEM-CCDカメラ装置は、高感度でありながらノイズが少ないため画像が鮮明であり、且つ経済性に優れ、夜間においても動体のフル動画像を得ることができた。この新たな仕様は、大鳴門橋CCTVカメラ装置にも採用され、コスト削減に寄与している。

また、これまで映像による道路監視設備は、昭和61年4月に制定された「ITVシステム標準仕様書」により設備構築されていたが、近年の技術革新に合致しないことから、今回策定した機器仕様を基に標準化し、機器更新時におけるコストの削減につなげていきたい。今後他の海峡部での採用検討の一助となれば幸いである。

### 参考文献

- 1) 上西勝三：図解わかる画像技術、pp. 46-65、(株)工業調査会、2006.

# 海外報告（ケニアの道路維持管理状況）

Overseas Report (Current Situation of Road Maintenance in the Republic of Kenya)

東京事務所付

梁 取 直 樹

Naoki Yanadori

## 1. はじめに

筆者はJICA長期専門家として、ケニアの道路部門で働く機会を得た。本州四国連絡高速道路(株)からは旧公団の時代から専門家をケニアに派遣しているが、ここ数年の同国の道路部門の変化は激しい。本論は、基本的な国情および代表的な道路関係プロジェクトについて述べつつ、筆者がこの一年半にケニアの道路維持管理状況について得た情報を主に報告するものである。

## 2. ケニア共和国

### 2.1 位 置

ケニアは図-1に示すように、サハラ砂漠以南のいわゆるサブサハラアフリカに位置し、東アフリカ諸国の一国である。国土の形は五角形をしており、国境を接する国々としては、北はエチオピア、東はソマリアがあり、南東部はインド洋に面し、南西部はタンザニア、西はウガンダ、そして北西部はアフリカで現在最も新しい独立国の南スーダンがある。

### 2.2 気象と地勢

国土面積は 582,650km<sup>2</sup>あり、日本の 1.5 倍ほどである。国土のほとんどはサバナ気候に属するが、国の西南部は比較的湿潤であるのに対し、国の北東部は砂漠気候に近い乾燥した地域が広がっている。

国土のほぼ中央にケニア山がそびえ、そのピークである標高 5,199m バティアン峰はアフリカ大陸第二の高峰である。アフリカ大陸で最も高いのはタンザニアにある標高 5,892m のキリマンジャロ山であるが、この山はケニア国境のすぐ近くなので、写真-1に示すようにケニア側のアンボセリ国立公園から動物とともに望むことができる。

西部では、世界第二位の面積を有する淡水湖であり、ナイル川の源流でもあるビクトリア湖に接している。た



図-1 ケニア共和国の位置

Fig.1 Location of the Republic of Kenya



写真-1 ケニア側より見るキリマンジャロ山

Photo1 Mountain Kilimanjaro from Kenyan Side  
(Courtesy of Mr. Robert Okuku, Kenya Wildlife Service)

だしケニアが接している部分は一部であり、同湖はウガンダとタンザニアに接している部分が大半を占める。北部にはトゥルカナ湖という大きな湖があるほか、国の西部を南北に縦断する大地溝帯に沿って湖が点在している。それらのうち、ソーダ性の水質の湖にはフラミンゴの群れが飛来する。

また、インド洋に面した南東部にはマリンリゾートが点在するほか、ケニア第二の都市モンバサがあり、重要な港湾都市として国内のみならず内陸国への物資輸送の面で重要な役割を果たしている。

## 2.3 経済

世界銀行<sup>1)</sup>によると、ケニアの2010年のGDPは314億ドル、国民一人当たり775ドルであった。これは同年の日本の170分の1、国民一人あたりでは55分の1にあたる。GDPの増加率は、2008年には選挙後の混乱を受けて、1.5%と小さな値となったが、2009年には2.6%、2010年には5.6%と増加率が回復してきている。

ケニアはあまり地下資源に恵まれておらず、外貨収入源は観光と、お茶・花卉・コーヒーなどの農産物である。

## 2.4 ケニア人の構成、言語、および宗教

ケニアの人口は2009年のセンサスで3,900万人とされているが、実際には4,000万人を超えていると見られている。42のエスニックグループがあり、人口比率の多いのはキクユ人(22%)、ルヒヤ人(14%)、ルオ人(13%)、カレンジン人(12%)、カンバ人(11%)となっている<sup>2)</sup>。

言語はバンツー系とナイロティック系の二大言語系が多くを占めており、キクユ人、ルヒヤ人、カンバ人の母語がバンツー系に属し、ルオ人、カレンジン人の母語がナイロティック系に属している。このようにケニア人は多様なエスニックグループで構成されており、異なるグループ間では言葉が通じないこともあるため、国語としてスワヒリ語、公用語として英語が用いられている。

宗教としてはプロテスタントが人口の48%を占め、カソリックは23%で、その他のキリスト教系も含めると人口の83%がキリスト教を信じている。イスラム教は人口の11%を占めている<sup>3)</sup>。

## 2.5 政治

ケニアは1963年12月に英国より独立した後、ジョモ・ケニヤッタが1978年まで、ダニエル・アラップ・モイが2002年まで大統領の職にあった。2002年からは現大統領ムワイ・キバキが就任しているが、2007年の選挙後の混乱をうけ、現在は同大統領とライラ・オディンガ首相のもと、政権が運営されている。

2010年8月には新憲法の国民投票が行われ、大多数の支持を得た。同憲法は2012年の8月に総選挙を行うことを規定しているが、12月、または翌年に実施しようという勢力もあり、時期が未定である。混乱なく総選挙

を実施できるかが、ケニア社会の大きな課題となっている。

## 3. ケニアの道路

### 3.1 道路ネットワーク

ケニアの道路は旅客・貨物輸送の93%を担っている。道路の総延長は公式台帳に記載のもので160,886kmであり、規格道路61,945km、規格外道路98,941kmに分けられる<sup>4)</sup>。規格道路は表-1に示すように等級分けされている。このうち主要なA,B,C等級の道路の路線図を図-2に示す。

道路の状態評価の結果を表-2に示す。規格道路ではその3割が不良な状態にあり、規格外道路では7割となる。また、舗装道路ではひび割れ、ポットホール等で約60%が損傷の状態にあり、未舗装道路では轍掘れ、路面の軟弱化、冠水等で約86%が損傷の状態にあるといわれている<sup>5)</sup>。写真-2に損傷した道路の状況を示す。

表-1 道路の等級と延長(km)

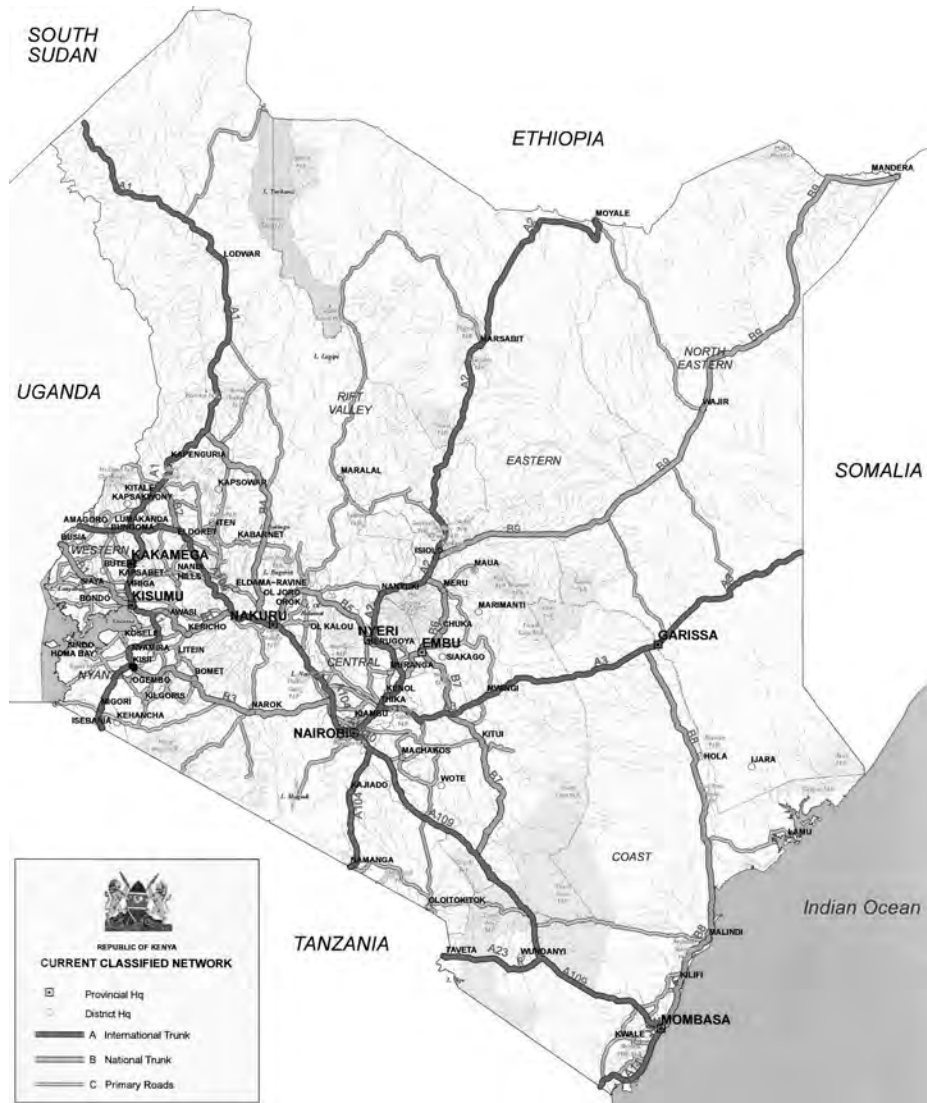
Table 1 Classification and lengths of Road Network (km)

道路等級	定義	舗装道路	未舗装道路	合計
規格道路	A 国際幹線道路	2,772	816	3,588
	B 国内幹線道路	1,489	1,156	2,645
	C 1級国道	2,693	5,164	7,857
	D 2級道路	1,238	9,483	10,721
	E 地方道路	577	26,071	26,648
	SPR 特殊用途道路	110	10,376	10,486
	小計	8,879	53,066	61,945
規格外道路		2,318	96,623	98,941
合計		11,197	149,689	160,886

表-2 道路状態(km, %)

Table 2 Road Conditions (km, %)

		良	可	不良	計
延長(km)	規格道路	11,519	30,988	19,438	61,945
	規格外道路	5,761	21,835	71,345	98,941
	計	17,280	52,823	90,783	160,886
状態(%)	規格道路	19%	50%	31%	100%
	規格外道路	6%	22%	72%	100%
	計	11%	33%	56%	100%



図一2 A, B, およびC等級道路のネットワーク  
Fig.2 Classified A, B, C Road Network



写真一2 損傷した道路  
Photo 2 Damaged Road

### 3.2 道路政策

#### (1) 新憲法

新憲法は2010年に公布され、現在は完全な施行に向けての移行期間とされる。2012年あるいは2013年に総選挙が実施された後、完全な施行となる。付属書に道路関連の記述があり、中央政府の役割として 道路交通、国内幹線道路の建設と運営、および 地方政府による道路の建設と維持管理についての基準化を挙げ、地方政府の役割としてはその地域の道路を管理するとなっている。新憲法の特徴の一つは中央政府から地方への権限委譲であり、このような役割の明確化を計ったものと考えられる。

#### (2) ビジョン2030

国全体の開発目標は2007年に発表された長期計画「ケニア ビジョン2030」に記されており、“すべての国民に清潔で安全な環境での質の高い暮らしを提供する、産業

化した中所得国にケニアを進化させる”と目標設定している。ビジョン2030は交通部門の社会資本について、以下のように述べている。

“道路、鉄道、港湾、空港、水路、および通信のネットワークにより、国内が強固に相互連結される。(中略) 2030年までには、我が国のいかなる地域も“遠隔”と呼ぶことは不可能になる。”

(3) 大統領周知No.1/2007“ケニア共和国の政府組織”

政府組織の役割が規定されており、道路省の役割は公共事業省と共に記載され、主なものは道路開発政策、道路の開発・標準化・維持管理基準化、ケニア道路基金、およびケニア道路建築技術校などが挙げられている。

(4) 道路部門投資プログラム2010-2014(案)

このプログラム案はビジョン2030を実現する目的で作成された。中期目標としての15年の投資プランの概要と短期目標としての5年の詳細実行プログラムを含む。このプログラム作成にあたっては、世界銀行の開発したデベロプメントおよびマネジメントモデル(Development and Management Model; HDM4)を道路台帳、状態調査および交通流のデータ解析に用いたとしている。

### 3.3 主要な道路プロジェクト

(1) Roads 2000

Roads 2000とは、地元の資源と労働力を用いて道路ネットワークの維持管理を行い、もって貧困の削減、富の創出、および交通費の削減を狙うプロジェクトである。2001年に開始され、アフリカ開発銀行(AfDB)、フランス開発庁(AfD)、欧州共同体(EC)、ドイツ復興金融公庫(KfW)、スウェーデン国際開発協力庁(SIDA)など、多くの開発パートナーが参加している。契約監理システムを開発したり、性能規定型維持管理契約をセントラル州で試行するなど、先駆的な取り組みがなされている。地方を重視したプロジェクトであるため、現在実行の担い手はケニア地方道路公社(Kenya Rural Roads Authority; KeRRA)である。

(2) 北部回廊交通改良プロジェクト

北部回廊交通改良プロジェクト(Northern Corridor Transport Improvement Project; NCTIP)は世界銀行およびノルディック開発基金(NDF)の2者が出資する社会資本改良プロジェクトである。道路と航空輸送部門を対象とするが、道路はケニア国道路公社(Kenya National Highways Authority; KeNHA)が担当し、道路の修復のための工事や設計業務を実施している。修復工事は、モンバサからウガンダ国境に通じるもっとも重要な国際幹線道路A109およびA104のうち237kmに対して実施された。

(3) ナイロビ-ティカ道路

ナイロビ-ティカ道路は都市近郊の主要道路であるば

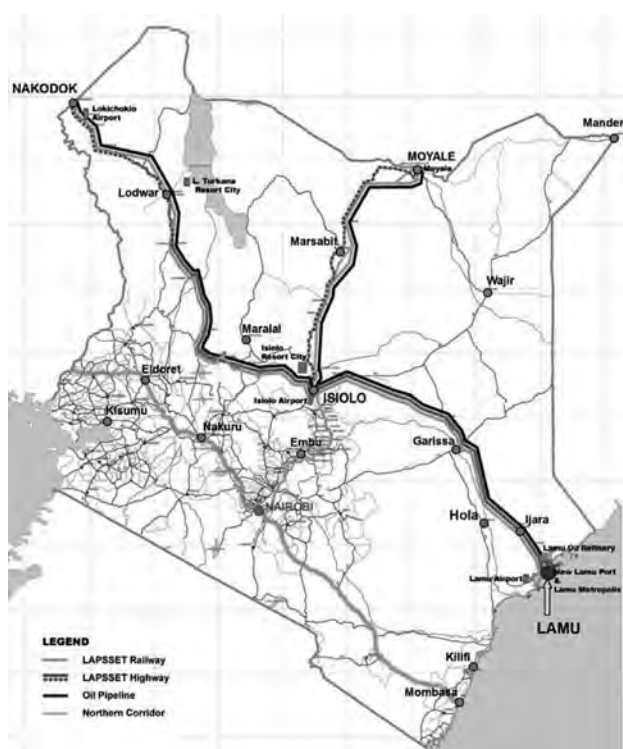


図-3 ラム-南スーダン-エチオピア交通回廊ルート案  
Fig.3 Lamu-Southern Sudan-Ethiopia Transport (LAPSSET)

かりでなく、ティカより先は、A2道路がエチオピアに向かい、A3道路がソマリアに向かっている。50.4kmの工事対象区間は3つに分割され、3区間とも中国企業により施工されている。道路は拡幅され、片側4車線、計8車線の道路になる。工事は若干の遅れが見られるものの、2012年の終わりには完成するものと見られ、ナイロビとその北東地域間の交通の円滑化に寄与するものと期待される。

(4) ナイロビ西部環状道路

首都ナイロビ地区にはいくつか、ミッシング・リンクと呼ばれる道路が存在する。それらは道路としての整備が遅れ、自動車交通に適さない状態で長年存在している道である。そのうち、ナイロビ西部にあるM3、M6、およびM7と呼ばれる道路が日本企業により、現在施工中である。2013年の完成を目指しており、完成後はナイロビ都市交通の円滑化に寄与すると期待される。

(5) ラム-南スーダン-エチオピア交通回廊

基本的な設計検討を行った段階であるが、きわめて規模の大きいプロジェクトである。インド洋に面したラム地区に港湾を整備し、そこから図-3に示すように道路、標準軌の鉄道、パイプラインを南スーダンおよびエチオピアまで建設するというものである。2012年3月2日に事業開始式典が挙行されたが、近年中に完成するかは予測し難いところである。

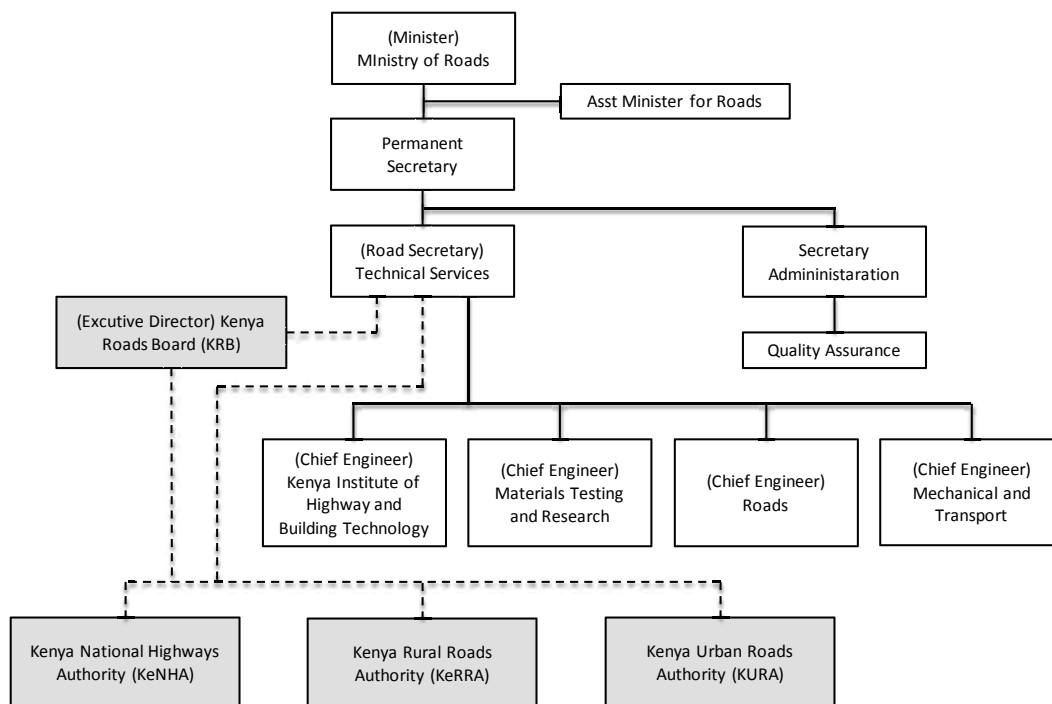


図-4 ケニア道路セクターの組織  
Fig.4 Organization Structure of Kenyan Road Sector

### 3.4 道路公社および道路基金の設立

前節で既出の3つの道路公社は、2009年に設立された。設立以前、道路の維持管理等は道路省が直営で実施していたが、表-2に示したように公式道路台帳に記載の道路の半分以上が不良な状態にあり、道路管理のシステムの効率性に問題があることは明らかであったためである。

公社を含めたケニア道路セクターの組織図を図-4に示す。3つの公社は道路省の管理下にある。ケニア道路基金 (Kenya Roads Board; KRB)は組織の格としては3公社と同じであるが、道路公社に対し維持管理予算の配分とモニターをおこなう役目を負っている。また道路省直轄の組織として道路建築技術校、材料試験部、機械輸送部などがある。

#### (1) ケニア国道路公社 (KeNHA)

KeNHAは等級A, B, Cの重要な国道の建設維持管理等を担当する。本社はナイロビにあり、技術関係部は、計画環境部、設計建設部、維持管理部、スペシャルプロジェクト部の4部体制である。スペシャルプロジェクト部は外国の開発パートナーとの事業を行うもので、他の2道路公社にはない部である。また、幹線道路を担当することから、維持管理部の中で過積載車両を摘発する軸重計担当が多いのも他道路公社に比べての特徴である。

地方組織としては10プロヴィンスにそれぞれ地方事務所を設置しているが、各事務所への適正な人材配置が望まれるところである。たとえば、セントラル地方事務所はケニア山の麓の815kmの幹線道路や一級国道を管理して

いるが、事務所の職員は21名でそのうち12名が技術職員である。所長の談では技術職員がもう4人ほど必要と感じているとのことであった。

#### (2) ケニア地方道路公社 (KeRRA)

KeRRAは等級D以下の地方道路、特殊用途道路、規格外道路の建設・維持管理を担当する。本社はナイロビにあり、47のカウンティにそれぞれ地方事務所を設置している。

#### (3) ケニア都市道路公社 (KURA)

KURAは都市道路を担当する。本社はナイロビにあり、10ある地方事務所は1箇所の例外を除いてKeNHAと同じ都市にある。

#### (4) ケニア道路基金 (KRB)

KRBは道路公社に先立ち、2000年に設立された。KRBは道路維持管理燃料税基金を管理運営し、道路公社への分配を行っている。道路公社の行う道路建設、修復工事、維持管理が効率的、経済的、かつ安全に実行されているかモニターする役目も担っている。

## 4. 道路点検

### 4.1 道路 GIS

ケニア全土の道路路線図はケニア道路基金 KRB のウェブサイトからダウンロード可能である。しかし効率的な道路維持管理を行う上では、路線図だけではなく最新

の点検結果を反映した地理情報システム (Geographic Information System; GIS) が基礎データベースとして利用可能であることが望ましい。ケニアの道路 GIS は等級分けされた 61,000km に対し、2002 年から 2004 の間に道路省により道路台帳および状態調査 (Road Inventory and Condition Survey; RICS) として作成された。2006 年にはケニア道路基金 KRB が幅 9m 以上の道路を再度等級分けした上で、状態調査が実施された。現在 KRB が道路 GIS を維持している。道路情報として GIS から引き出せるのは、舗装の有無、路面の状況、舗装強度、ラフネスである。その後の新しい調査は行われていないため、データとして古くなりつつある。

#### 4.2 道路台帳状態年度調査

次年度に実施する維持管理業務の優先順位をつけるため、道路台帳状態年度調査 (Annual Road Inventory Condition Survey; ARICS) と呼ばれる道路の状態評価が地方道路公社 KeRRA および都市道路公社 KURA で行われている。これは道路維持管理燃料税基金を有効活用するために開発された手法であり、舗装道路用および未舗装道路用の 2 セットのチェックシートがある。この結果に基づいて次年度の業務計画および調達計画が立てられ、毎年 9 月頃、道路基金 KRB に提出される。なお、すべての道路で毎年この調査を実施しているわけではない。調査のための財源が充分にないことや、未舗装道の多い地方道路公社 KeRRA では、調査しても降雨によって道路状況が変わり、調査結果が役に立たなくなることが多いためと言われている。また、次年度の計画を立てることが目的であるので、データとしての蓄積はされず、経年劣化の度合いを計るというような使い方はできない。

前項 4.1 の RICS と、この ARICS は、共に道路点検結果としての状態評価であるが、いくつかの点で異なっている。共に 5 段階評価を行っているが、評価基準の表現が異なっている。また RICS は同じ評価段階の続く長さを記録するが、ARICS は 200m ごとに区切ってその区間の状態評価をする。この 2 つの方法が点検に基づく状態評価の GIS として統一される動きは今のところないが、RICS の情報が古くなってきていることから、ARICS の新しい情報を取り入れられるようにすることが望ましい。

また、ケニア国道路公社 KeNHA は ARICS のチェックシートによる点検を採用しておらず、2003 年に JICA のプロジェクトの一環で執筆され、2010 年に制定された道路メンテナンスマニュアルの様式<sup>9)</sup>に基づいて地方事務所の職員が点検し、東部あるいは西部担当の本社の課長との討議により、次年度の計画が立てられている。

各道路公社は点検結果に基づき業務計画および調達計画を作成し、道路基金 KRB からの資金を得る。表-3 に基金からの分配状況を示す。

表-3 道路維持管理燃料税基金の分配状況

Table 3 Allocation of Road Maintenance Levy Fund

基金/公社	分配率	
ケニア道路基金 KRB 運営	2%	
ケニア国道路公社 KeNHA	40%	
ケニア地方道路公社 KeRRA	Constituency Roads	22%
	Districts	10%
ケニア都市道路公社 KURA	15%	
ケニア野生生物公社 KWS	1%	
道路部門投資プログラムに基づき道路公社に配分	10%	
合計	100%	

## 5. 調達

### 5.1 調達プロセス

ケニアの会計年度は 7 月 1 日に始まり、6 月 30 日に終わる。しかし、多くの維持管理業務は暦の年が明けてから、すなわち年度の後半に入ってようやく始まる。年度の前半は、前会計年度で終わらなかった業務が細々と続いているほかは、多くの道路で維持管理契約がない状態であり、その間に路面状況は悪化していく。このように業務開始が遅れる理由としては以下の二点がある。

(1) 各道路公社は、道路基金 KRB から予算を配分されるまで、調達行為に入ることができない。

(2) 調達プロセスが時間を要する。ケニアでは政府機関の調達行為の方法が条例<sup>7)</sup>および規則<sup>8)</sup>により厳格に定められている。これは汚職を防止するためであり、手順を適正にふむと、調達プロセスは最短でも 3 ヶ月を要する。

業務の公告は大手の日刊紙 2 紙に掲載することが規定されている。ケニアでは失業率が高く、多くの土木業者が仕事を求めているため、一般競争の場合は応募社数が多くなる。多数の会社の入札資格審査を公平に取り扱うことも、時間のかかる一因である。

### 5.2 契約図書

契約図書は、公社と受注業者の合意文書、仕様書、特記仕様書、図面、数量表などからなる。仕様書の一部として、道路および橋梁建設の標準仕様書<sup>9)</sup>が参照される。現行の標準仕様書は 1986 年発行であり、年数が経過しているため、改訂が必要とされている。また、国際コンサルティング・エンジニア連盟 (Federation Internationale des Ingenieurs-Conseils; FIDIC) の文書も仕様書の一部として参照される。これには 1987 年発行の第 4 版、通称レッドブック<sup>10)</sup>が用いられ、1999 年刊行の建設部門の新版<sup>11)</sup>は用

いられていない。レッドブック第4版は大変難解な英語で記述されており理解するのが困難であるが、その特徴のひとつに、発注者と受注者の間にエンジニアを介在させて業務の監督を行うことが挙げられる。エンジニアは本来、ある程度独立した第三者的な立場であるべきだが、各道路公社の維持管理業務においては、道路公社の総裁を発注者と見たて、本社の維持管理部の部長等をエンジニアとしている場合が多い。

## 6. 施工監理

### 6.1 契約監理

発注した維持管理業務契約を適切に監理することは、現場での作業を技術的に管理するのと同様に重要である。ケニアの道路部門では、この契約監理をコンピュータベース、かつインターネットベースで行うシステムが存在している。道路維持管理マネジメントシステム (Road Maintenance Management System; RMMS)がそれであり、年間業務計画の作成、調達行為の準備、契約後の進捗確認、およびGISとしての道路状況の表示などが可能なコンピュータプログラムのパッケージである。開発にはスウェーデンのSIDAが関わり、ソースコードは優秀なネパール人技術者が作った。入力画面の例を写真-3に示す。

現在、このRMMSは、地方道路公社KeRRAが全面的に採用している。これを使用することにより、以前のように地方事務所の技術者が書類を持って本社に報告に行くことが軽減されたため、業務の効率化につながっているとのことである。2011年からはケニア国道路公社KeNHAでも使用を開始した。同公社では維持管理工事だけでなく、建設工事にも適用範囲を拡げる意向があるようである。

### 6.2 施工管理方法

#### (1) レジデントエンジニア

レジデントエンジニアは受注者と最も接する機会が多く、施工監理の最も重要な担い手である。ケニア国道路公社KeNHAでは、建設工事では外部のコンサルタントに委託することが多いが、維持管理業務では地方事務所長が任命されることが多い。FIDICレッドブック上の位置づけとしては、エンジニアから任命された現場駐在エンジニアである。基本的には毎日現場に出て工事状況を確認するが、困難な場合はアシスタント・レジデントエンジニア、シニア・エンジニア、あるいはインスペクターが代わりに監督業務をすることもある。3.4(1)で例示したように、現状での地方事務所の人員体制は十分でなく、広大な管轄区域の工事を適切に施工監理することには困難がある。

#### (2) 現場会議

工事の進捗を確認するため、定期的に現場会議が行

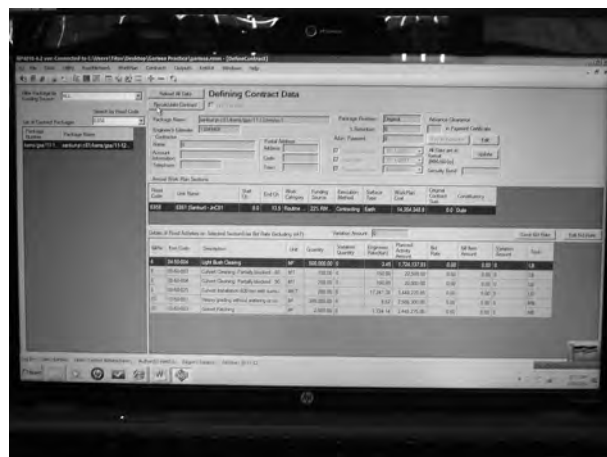


写真-3 道路維持管理マネジメントシステムの画面  
Photo 3 Interface of RMMS



写真-4 しゅん工検査の状況  
Photo 4 Substantial Completion Meeting

われることになっている。1ヶ月に1度の頻度が望ましいが、少ない人員で広いケニア国土の各現場で会議を開くのは容易でなく、2~3ヶ月ほど間があくことは珍しくない。現場会議で重要なのは、地方事務所の技術者と本社の技術者が共に受注者と会議を開くことである。また、品質管理の多くの部分を道路省の材料試験部に委託しているため、現場会議には材料試験部の職員も出席する。会議は最初に現場の道路を通行しながら工事状況を確認し、その後2時間程度の打ち合わせを行う。提出資料には工事概要、出来高数量表、前回議事録等が含まれているが、品質管理に関わる資料は少ないか、添付されないことも多い。

#### (3) しゅん工検査

しゅん工検査は、Substantial Completion Meetingと呼ばれ、実質的 (substantial)に完成したと見なされる状態であれば、

一部の作業が終了していなくても行われる。受注者の申請に基づき、道路公社総裁がしゅん工検査委員会 (Inspection and Acceptance Committee) を指名する。施工期間中の現場会議と同様に、まずはじめに対象道路を通り抜けながら状況を確認し、その後に会議を行なう。会議の状況を写真-4に示す。会議では未完成の工種について残工事リストを作成し、受注業者が確実に完成させることが求められる。かし担保期間は3ヶ月から2年とされ、この間は契約額の5%の支払いが留め置かれる。

## 7. まとめ

(1) ケニア経済は今後も成長が望まれる。この成長を支えるためには道路ネットワークを健全な状態で維持することが重要である。現状では不良な状態の道路の占める割合が大きく、早急に補修工事を行うべきである。

(2) 補修工事を発注するのに時間がかかっており、会計年度の半分は工事が動いていない状態である。予算の円滑な配布や調達手続きの合理化などで、1年中いつでも維持管理業務が実行可能になることが望ましい。

(3) 人員不足も適切な維持管理を妨げているため、各道路公社に適切な人材を配置することが必要である。

(4) 地理情報システム(GIS)や道路維持監理マネジメントシステム(RMMS)のようなIT技術がすでに導入されている。さらに適用を広め、またシステムを改良することによって、より業務の効率化を計ることが望まれる。

なお、このほかにも工事の安全管理が大きな課題となっている。

以上のような課題の解決のために、現在筆者が専門家として従事している“道路メンテナンス業務の外部委託化に関する監理能力強化プロジェクト”が2010年5月18日から2013年5月17日までの期間、実施されている。このプロジェクトの活動内容や成果については、稿を改めて報告したいが、残る任期においても微力ながらケニア共和国の道路部門の発展のため努力したいと考えている。

## 8. 謝辞

本論は、カウンターパートであるケニア人道路技術者達との議論によるところが大きい。とりわけ道路省の Eng. Francis Gitau、ケニア国道路公社KeNHAのEng. Okeyo C. Dede、Eng. Kenneth I. Mudulia、およびEng. Njuguna Gatitu、地方道路公社KeRRAのEng. Peter P. Gichohiに感謝したい。

## 参考文献

- 1) <http://data.worldbank.org/indicator>
- 2) “Country Profile: Kenya, June 2007”, The Library of Congress
- 3) <http://www.knbs.or.ke/population.php>, Census 2009, Kenya National Bureau of Statistics.
- 4) “Road Sector Investment Programme 2010-2014”, May 2011, Ministry

of Roads, Republic of Kenya

- 5) ケニア共和国道路メンテナンス業務の外部委託化に関する監理能力強化プロジェクト事前評価調査報告書, 2010. 04, 独立行政法人国際協力機構ケニア事務所
- 6) Road Maintenance Manual, Republic of Kenya, 2010. 05
- 7) Public Procurement and Disposal Act 2005, Republic of Kenya
- 8) Public Procurement and Disposal Regulations 2006, Republic of Kenya
- 9) Standard Specification for Road and Bridge Construction, 1986, Republic of Kenya
- 10) “Guide to the use of FIDIC, Conditions of Contract for works of Civil Engineering Construction”, fourth edition, Federation internationale des ingenieurs-conseils, 1987
- 11) “Conditions of Contract for Construction for Building and Engineering works designed by the Employer”, First edition, Federation internationale des ingenieurs-conseils, 1999

## ■第24回世界道路会議

2011年9月26日～30日の5日間、第24回世界道路会議（世界道路協会（World Road Association）主催）が、メキシコ合衆国のメキシコ・シティにおいて開催された。世界道路会議は4年に1回開催されており、世界道路協会の各技術委員会の4年間の研究成果をテクニカルセッションで発表することとなっている。また、会議には特別セッションがあり、その時々の道路に関する話題が提供され各国の意見交換の場としている。さらに、技術展示では、各国の政府・民間を含めた橋梁、トンネル、土工、舗装の建設・維持管理や交通規制機器に至るまで、各国によって抱える課題は異なるが、幅広い展示がなされている。日本にとっても道路に関連する情報を提供するとともに、他国の情報を得て技術交流を図るには有意義な会議である。

今回、筆者が2008年から4年間所属した技術委員会TC D.3（道路橋）は、「道路インフラの質」のテーマのもとで「道路橋」に関するテクニカルセッションを開催した。この4年間、TC D.3では、①点検及び非破壊検査、②道路橋の状態評価、③最新の維持管理技術、④橋梁ストックのマネジメント、⑤気候変動への対応の5つの調査課題に取り組んだ。

技術委員会は、2008年から2011年までの4年間で年2回の技術委員会を通じた調査・研究活動、2回のセミナー、報告書の発行という活動方針のもと、日本からは、(財)海洋架橋・橋梁調査会の加島 聡 常務理事が委員長、国土技術政策総合研究所の玉越隆史室長、(社)日本橋梁建設協会の国際委員会の柳原正浩氏が連絡委員、筆者が準委員として活動を行った。また、(社)日本道路協会内に国内委員会（委員長：玉越室長）を設け、アンケートへの対応を行った。

2008年3月のパリでの技術委員会キックオフミーティングで活動計画を策定し、5つの調査課題に対し4つのグループに分かれて活動することを決定した。各国からの委員はいずれかのグループに所属し、各グループの活動および技術委員会全体の議論を経て、5つの調査課題に対して、以下の4つのテクニカルレポートを作成した。今回、各レポートの成果についてグループリーダーが以下の発表を行った。

### ①報告書1(橋梁点検員、非破壊検査、橋梁の状態評価)

16ヶ国の道路管理者からアンケートに対する回答を得て、a)橋梁点検研修は、橋梁点検実習を含む最低2日間は必要で、一定数の橋梁の点検を実施し、適切な機関によって資格認定を受けることが重要で、点検員資格の更新制度も必要であること、b)非破壊検査について、鋼橋、コンクリート橋、木橋、石橋へ使用されている29種類の非破壊検査を紹介、c)橋梁の状態評価は、多くの国で5段階評価で行っており、個々の部材の重み付けをした橋梁全体評価が、最も有効な手法と考えられることを述べ

た。

### ②報告書2(大規模橋梁のマネジメント)

大規模橋梁の管理には専門のチームが専属で管理している。安全性や耐久性を確保するために、事後保全ではなく予防保全の考え方に基づく管理が行われていること、長大支間の橋梁は、特別のモニタリングシステムを採用しているのが通例であることを述べた。

### ③報告書3(橋梁群のマネジメント)

多くの国でブリッジマネジメントシステム（以下、「BMS」）が採用されている。BMSの活用には、点検方法や点検結果の質が大切であり、質の確保には橋梁点検員の経験、研修制度、更新制度が重要であることを述べた。

### ④報告書4(気候変動への対応)

気候変動は長期的な影響を考慮する必要がある、橋梁の損傷や被害と気候変動との関係は今のところ明確ではない。今のところ、橋梁への気候変動の影響を考慮の必要性を考えている国はないことを述べた。

テクニカルセッションでは、上記の4つのテーマに関連するテーマとして、日本、メキシコ、フランス、スペイン、フィンランドから発表があった。日本からは、長大橋技術センター耐風・耐震グループ 福永リーダーが「明石海峡大橋主塔の制振対策の再評価」について発表した(写真)。他国からは、メキシコから「斜張橋ケーブルソケット部におけるケーブル破断の調査と補修」、フランスから「アキテーヌ橋のメインケーブルの架替」、スペインから「道路橋の維持管理計画」、フィンランドから「3D トモグラフィを用いた PC 橋シースの非破壊検査」についての発表があった。

次回、第25回の開催は韓国で開催されることが決められている。次期ターム（2012-2015）の道路橋の技術委員会の調査課題は、①気候変動への対応、②最新の補修・修繕技術、③橋梁群のリスク分析マネジメント、④損傷、劣化を反映した橋梁の耐荷力評価、の4つである。このうち、④損傷、劣化を反映した橋梁の耐荷力評価は、日本から提案したものであり、4年後に何らかの成果が得られるものと期待している。

(保全部 道路保全課長 今井清裕)



写真 本四高速（株）の研究発表

## ■中国長大橋調査

2011年12月15日から16日の日程で、本四高速(株)藤原長大橋技術センター長、長大橋技術センター池田、総務部澤田、しまなみ尾道管理センター安部の4名で中国江蘇省の長江に掛かる潤揚長江公路大橋、江陰長江大橋、蘇通長江公路大橋の調査及び中国江蘇省の長大橋管理者と長大橋の維持管理に関する技術会議を行った(写真-1)。

中国江蘇省は長江の下流域に位置し、長江が省内を横断するため、長江を渡河する長大橋が供用されているほか、現在も南京長江第四大橋(中央径間長1,418mの吊橋)や泰州長江大橋(3主塔吊橋)といった長大橋の建設が行われている。

長大橋の維持管理に関する技術会議では、本四高速(株)の4名と、江蘇省の高速道路のほとんどを運営する江蘇交通控股有限公司、その傘下で維持管理の実務を担当する各長大橋管理会社、高速道路管理会社、江蘇省の交通関係の研究機関で長大橋のモニタリングデータ解析も行っている江蘇省交通科学研究院股份有限公司、大学教授など15名が参加した。本四高速(株)からは藤原長大橋技術センター長が「本州四国連絡橋の概要」、池田が「本州四国連絡橋の予防保全」についてプレゼンテーションを行い、江蘇省からは「江蘇省の長江を渡河する長大橋の概要と管理状況」「江蘇省の吊橋及び斜張橋のへ

ルスモニタリング」についてプレゼンテーションが行われた。さらに、鋼床版舗装の維持管理や吊橋ハンガーロープや斜張橋ケーブルの点検方法などの長大橋の維持管理に関する項目について自由討議という形で活発な意見交換が行われた。

潤揚長江公路大橋(写真-2)は中央径間長1,490mの単径間吊橋と中央径間長406mの斜張橋を含む一連の橋梁で、吊橋のケーブル防食には本四の来島海峡大橋と同じS字ラッピングワイヤーと乾燥空気送気システムが採用されている。

江陰長江大橋(写真-3)は中央径間長1,385mの単径間吊橋で、中国に掛かる吊橋で初めて径間長が1,000mを超えた橋である。ケーブルの防食については、アンカレイジ部分の除湿を行っている。

蘇通長江公路大橋(写真-4)は中央径間長1,088mの斜張橋を含む一連の橋梁で、この斜張橋の中央径間長は現在世界で供用されている斜張橋で一番長いものである。

3橋とも補剛桁や主桁に鋼床版箱桁を採用しており、鋼床版舗装には重交通に強いとされるエポキシアスファルトコンクリートが採用されている。

(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)



写真-1 技術会議の状況



写真-3 江陰長江大橋



写真-2 潤揚長江公路大橋



写真-4 蘇通長江公路大橋

## ■韓国長大橋プロジェクトへの技術指導

2011年3月1日、本四高速（株）は、韓国のENVICOコンサルタント（株）と、「ウルサンハーバー大橋トンネル式アンカレイジに関する技術指導業務」の契約を締結しました。本業務の内容は、韓国にてトンネル式アンカレイジを建設するにあたり、本四高速（株）が有する当該構造物の設計や施工に関する経験・知見に基づき、技術指導を行うものです。2011年3月から2013年3月まで、本四高速（株）の技術者が建設現場に赴き（6回の予定）、技術指導を実施することとしています。

ウルサンハーバー大橋は、中央径間長1,150mの単径間吊橋（図-1、図-2）で、釜山から70kmほど北の日本海に面するウルサン市の中心部を流れる川の河口で建設中の吊橋です。本橋は、完成すると、韓国内では第二位の中央径間長を有する吊橋になります（世界第17位）。

本橋の2基のアンカレイジのうち、東側はトンネル式アンカレイジ、西側は重力式アンカレイジとして計画されており、空中スプレー方式を採用しています。主塔基礎は杭基礎形式で、主塔は高さ203mの鉄筋コンクリート製です。主ケーブルには、引張強度200kgf/mm<sup>2</sup>（1,960kN/mm<sup>2</sup>）のケーブルワイヤを採用しており、PWS工法で架設される予定です。また、補剛桁は、来島海峡大橋と同様に、一箱桁形式で、直下吊りによる架設が計画されています。

ウルサンハーバー大橋の建設工事は、現代建設（株）を中心とした11社からなる現代建設コンソーシアムが実施しています。上部工の架設工事に関する技術指導業務は、ENVICO コンソーシアム（ENVICO（株）、横河工事（株）および日鉄トピーブリッジ（株）の3社からなるコンソーシアム）が実施しており、本四高速（株）は、ENVICO（株）を通じて、トンネル式アンカレイジの施工に関する技術指導を実施しています。

建設工事は、2基の主塔基礎の杭基礎工事が終了し、主塔のコンクリート工事が開始し、トンネル式アンカレイジについても掘削工事が開始したところ（写真-1）。

これまでに、2回の建設現場における技術指導を実施しました。第1回目は、来島海峡大橋10Aトンネル式アンカレイジの設計・施工法の概要の説明を行い、来島海峡大橋における設計・施工内容全般に関する質疑応答を行いました。第2回目は、引張材方式のケーブルアンカーフレームの設計・施工法と中詰めコンクリートの施工法に関して説明及び質疑応答を行いました。

（長大橋技術センター 耐風・耐震グループ  
グループリーダー 福永勸）



写真-1 トンネル式アンカレイジ施工状況



図-2 ウルサンハーバー大橋完成予想図

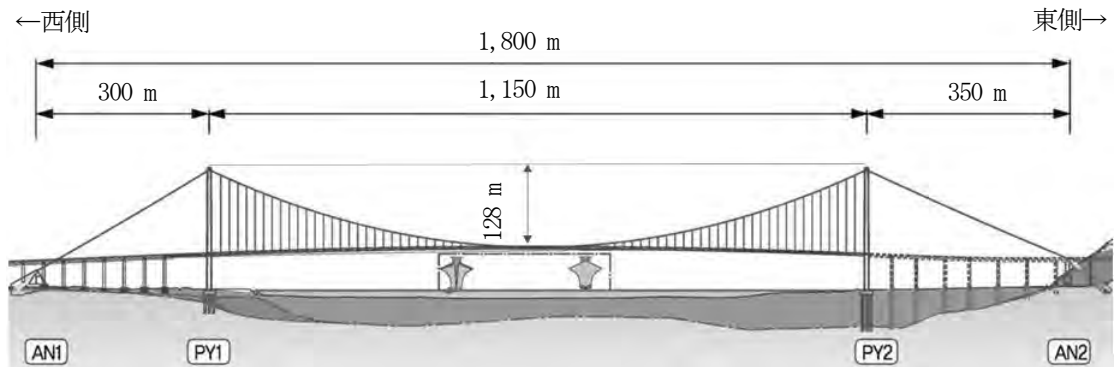


図-1 ウルサンハーバー大橋一般図

# 文 献 紹 介

## 本州四国連絡橋関連技術文献紹介 (11.08~12.01)

題 名	著 者	雑誌名等	巻 号	年月	頁
世界の長大橋の建設概況	本州四国連絡高速道路(株) 長大橋技術センター	建設の施工企画 No. 700		200806	6
FRP製管理路の載荷試験報告	大谷康史 荻原勝也 光畑英樹	土木学会第63回年次 学術講演会		200809	2
吊橋ケーブルバンドのすべり安全性評価	森山彰 山田郁夫 横井芳輝	土木学会第63回年次 学術講演会		200809	2
吊橋主ケーブル照明用の電源供給および制御信号 ケーブルの振動計測	楠原栄樹 麓興一郎 横井芳輝	土木学会第63回年次 学術講演会		200809	2
亜鉛・アルミ擬合金溶射による電気防食工法の塩 害劣化を受けた高架橋への適用	名倉政雄 芦田公伸 里隆幸	第8回コンクリート 構造物の補修、補 強、アップグレー ドシンポジウム		200810	2
高速道路社における海外事業の取組み 本州四 国連絡高速道路株式会社	北口雅章	高速道路と自動車 第52巻第6号	52 6	200906	4
平成21年度高速道路事業計画の概要 本州四国連 絡高速道路株式会社	本州四国連絡高速道路(株)	高速道路と自動車 第52巻第6号	52 6	200906	5
吊橋ケーブルの空力的安定性(AERODYNAMIC STABILITY OF A SUSPENSION BRIDGE CABLES) (英語)	遠山直樹 Bogusz Bienkiewicz	11th Americas Conference on Wind Engineering アメリ カ風工学会		200906	14
BDF仕様の維持管理車両走行試験へ地球温暖化へ の取り組み	大浦義司 政田潔 西井智紀	建設の施工企画 No. 719		201001	6
本四高速を活用した地域活性化の活動せとうち 美術館ネットワークの支援	梶尾光邦	交通工学		201007	6
PC構造物の水平剛結梁部における劣化原因の特定	大川宗男 宮口典博 坂本佳也	土木学会第65回年次 学術講演会		201009	2
海峡部橋梁の鋼ケーソンにおける塗装と併用した 電気防食の現状調査	横井芳輝 田向和則	土木学会第65回年次 学術講演会		201009	2
海上部コンクリート構造物のポップアウト現象の 考察	大川宗男 宮口典博 坂本佳也	土木学会第65回年次 学術講演会		201009	2
浸漬塗装工法によるハンガーローブ塗替塗装	安部真理子 貴志友基 山根彰	土木学会第65回年次 学術講演会		201009	2
塗替塗装におけるスプレー塗装の適用化検討	長谷川芳己 栗野純孝 籠池利弘 真辺保仁	土木学会第65回年次 学術講演会		201009	2
本州四国連絡高速道路における遮水型排水性舗装 工法の試験施工	中村富二夫 布廣淳史 野村学 竹内裕人 井上彰	土木学会第65回年次 学術講演会		201009	2

題 名	著 者	雑誌名等	卷	号	年月	頁
門崎高架橋耐風安定化部材撤去後の振動特性	楠原栄樹 福永勸	土木学会第65回年次 学術講演会			201009	2
瀬戸大橋-風化花崗岩の調査と実測- 連載講座 日 本の吊橋基礎の50年 第7回	吉田巖	基礎工Vol. 38No. 10	38	10	201010	2
瀬戸大橋-設置ケーソン誕生への道- 連載講座 日 本の吊橋基礎の50年 第8回	吉田巖	基礎工Vol. 38No. 11	38	11	201011	2
瀬戸大橋-設置ケーソンの発破掘削とケーソン据 付- 連載講座 日本の吊橋基礎の50年 第9回	吉田巖	基礎工Vol. 38No. 12	38	12	201012	2
瀬戸大橋-注入コンクリート工事とモルタルプラ ント船- 連載講座 日本の吊橋基礎の50年 第10回	吉田巖	基礎工Vol. 39No. 01	39	1	201101	2
大鳴門橋-鳴門の渦潮に耐える多柱基礎の誕生- 連載講座 日本の吊橋基礎の50年 第11回	吉田巖	基礎工Vol. 39No. 02	39	2	201102	2
明石海峡大橋-橋脚基礎の施工法と耐震設計法- 連載講座 日本の吊橋基礎の50年 第15回	吉田巖	基礎工Vol. 39No. 06	39	6	201106	2
明石海峡大橋-アンカレイジの紹介と兵庫県南部 地震- 連載講座 日本の吊橋基礎の50年 第16回	吉田巖	基礎工Vol. 39No. 07	39	7	201107	2
本州四国連絡高速道路株式会社	本州四国連絡高速道路(株)	高速道路と自動車 安全防災課	53	12	201012	3
年頭所感 本州四国連絡高速道路(株)	伊藤周雄	高速道路と自動車 第54巻第01号	54	1	201101	2
本州四国連絡高速道路株式会社	本州四国連絡高速道路(株)	高速道路と自動車 第54巻第01号	54	1	201101	3
長大橋の技術-建設-保全-	角和夫	資源・素材学会 2011(堺)			201109	2
「全方位・多眼撮影システム」による橋梁点検手 法の開発(第一報)	楠原栄樹 阿部明弘 西村正三 木本啓介	土木学会第66回年次 学術講演会			201109	2
円筒型飛来塩分捕集器内の流れと海塩粒子付着特 性に関する研究	森下尊久 倉田直弥 白土博通 八木知己 田中俊輔	土木学会第66回年次 学術講演会			201109	2
構造物表面の海塩粒子付着量の評価に関する基礎 的研究	森下尊久 倉田直弥 白土博通 八木知己 田中俊輔	土木学会第66回年次 学術講演会			201109	2
鋼3径間連続トラス橋コンクリート床版下面の剥 落調査	籠池利弘 貴志友基 山根彰 明石良男	土木学会第66回年次 学術講演会			201109	2
上塗り塗膜の透けに着目した塗膜評価に関する一 考察	森下尊久 荻原勝也 阿部明弘	土木学会第66回年次 学術講演会			201109	2
大島大橋における橋面舗装の変状原因調査	横井芳輝 中村哲也 石倉健治	土木学会第66回年次 学術講演会			201109	2
大鳴門橋ハンガーロープの補修	光畑英樹 越野勝	土木学会第66回年次 学術講演会			201109	2

題 名	著 者	雑誌名等	巻 号	年月	頁
吊橋ケーブルバンド(鞍掛け方式)のすべり安全性に関する検討	池田秀継 伊藤進一郎 山口和範	土木学会第66回年次 学術講演会		201109	2
吊橋主ケーブルの挙動による管理路取付けボルトの破断原因	大川宗男 宮口典博 小野秀一	土木学会第66回年次 学術講演会		201109	2
電着防食を施工した鋼ケーソンへの電気防食の適用	大川宗男 宮口典博 坂本佳也	土木学会第66回年次 学術講演会		201109	2
鋼床版縦桁支承の延命化	籠池利弘	第29回日本道路会議		201111	2
新尾道大橋桁内除湿システムの除湿効果向上に関する一検討	安部真理子	第29回日本道路会議		201111	2
大島大橋橋面舗装のプリスタリング	大西諒 石倉健治 中村哲也	第29回日本道路会議		201111	2
電着防食と電気防食を併用した海中基礎の防食	坂本佳也 大川宗男 宮口典博	第29回日本道路会議		201111	2
明石海峡大橋リンク式伸縮装置の耐震性向上策	福永勸 遠藤和男	第29回日本道路会議		201111	2

※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24年2月29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		川西 芳則
	石橋 清美		川端 淳
	今井 清裕		古村 学
	岡野 哲		後藤 敦
	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		平下 浩史
	古家 和彦		藤城 忠朗
	政田 潔		森脇 正生
	山田 和彦		矢野 賢晃

本四技報 第118号

発行 平成24年3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



