

ISSN 0912-6953

# 本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.24 No.94 2000.8

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

# 本四技報 第94号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.94

管理時代における技術者の視点……………理事 Viewpoints of Engineers in Maintenance	縣 保 佑…1
道路橋の最適保全計画……………コロラド大学 ボールダー校教授 Optimum Maintenance Strategies for Highway Bridges	Dan M.Frangopol…2
第2回国際吊橋管理者会議報告……………保全部 橋梁保全課長代理 2nd International Suspension Bridge Operators' Conference	川 上 賢 明…9
明石海峡大橋の台風時の桁応答観測・解析……………長大橋技術センター 技術調整課 Observation and Analysis of Girder Behavior on Akashi Kaikyo Bridge during Typhoon	大 廻 聡…21
来島海峡大橋の鋼床版舗装の設計・施工報告……………(財)岡山県開発公社 建設部 Report on Design and Construction of Steel Floor 第三管理局保全部 交通技術課 Pavement on Kurushima Kaikyo Bridge	伊 藤 稔 明…26 日 高 裕 司
ジブラルタル海峡横断路構想の現状……………常任参与 Current State of the GIBRALTAR FIXED LINK	星 野 満…37
海外報告 (ジンバブエ) 新チルンド橋の建設……………保全部 上席審議役 Overseas Report (Zimbabwe) Construction of the new Chirundu Bridge	飯 塚 力 也…43
トルコ地震による道路施設の被害……………第三管理局保全部付 Damage of Road Facility caused by Earthquake (トルコ共和国公共事業住宅省) in Turkey	帆 足 博 明…46
海外報告 (バングラデシュ) ………………第一管理局保全部計画課付 Overseas Report (Bangladesh) (バングラデシュ人民共和国建設省道路局)	大 川 宗 男…50
技術ニュース…………… The Latest Information	…53

本四技報総目次：次回掲載予定：第95号

## 本四技報 第95号 (H12.12) 掲載予定

- ・ 既設長大橋の耐震照査に用いる大規模地震動の試算
- ・ 多々羅大橋振動実験
- ・ 大鳴門橋塗膜調査
- ・ 櫃石島橋鋼ケーソン電着防食工事

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

## 神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route

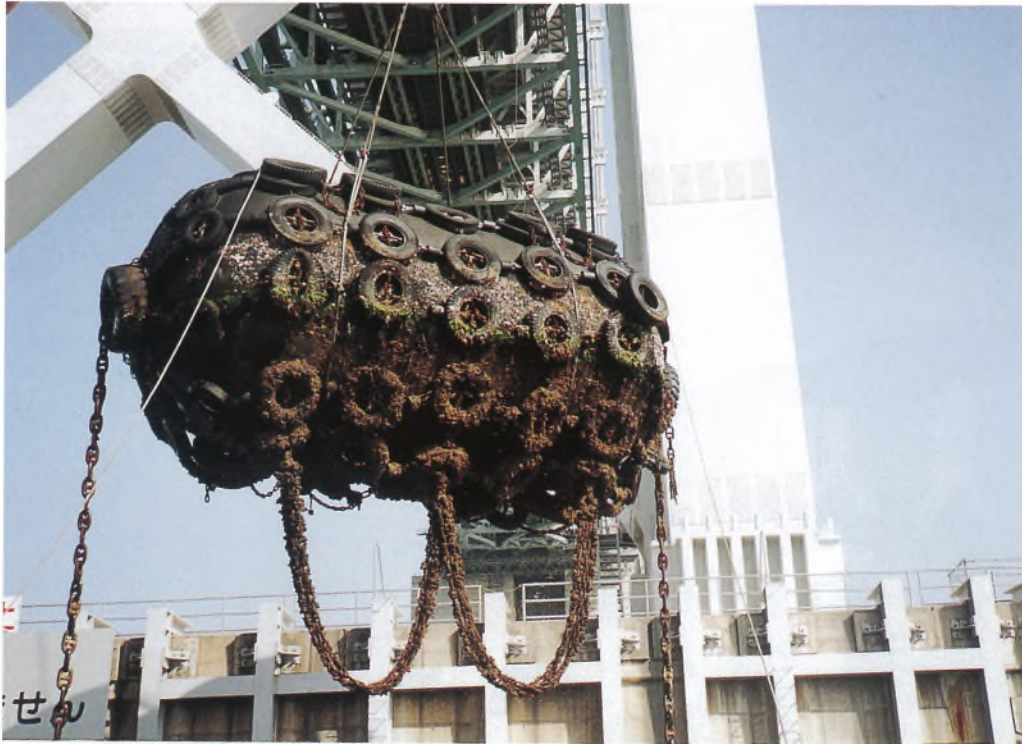


徳島県立渦の道 展望室  
Observatory room of Uzunomichi

(平成 12 年 6 月)  
(June, 2000)

## 児島～坂出ルート

Kojima-Sakaide Route



南備讃瀬戸大橋の緩衝工交換工事 (BB 5 P の緩衝工の撤去作業 (L=9.0 m,  $\phi$ =4.5 m))  
Replacement work on collision buffer of Minami Bisan-Seto Bridge  
Removal work on collision buffer of BB 5 P (length 9.0 m, diameter 4.5 m)

## 尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



来島海峡第三大橋ケーブルバンドボルトの増締め作業  
Retightening work on cable band bolts of Third Kurushima Kaikyo Bridge

## 第2回国際吊橋管理者会議

2nd International Suspension Bridge Operators' Conference

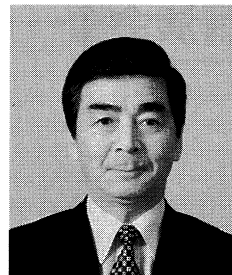


ニューヨーク州で開催された国際吊橋管理者会議  
The conference held in New York State

(平成12年4月)  
(April, 2000)

# 管理時代における技術者の視点

Viewpoints of Engineers in Maintenance



理事 縣 保 佑  
Yasusuke Agata

本四架橋の完成で四国と本州の交通の基本は船から永久橋になった。この結果、人々は天候などの心配なしにいつでも、より早くそして所定の時間で確実に行き来できるようになった。物理的な面だけでなく、いつももし船が欠航したらという不安から解放されたという意味で心理的な安心感はことのほか大きいものと思われる。この結果、通勤・通学、場合によっては通院する人もいるし、農家の生産物は大都市の市場へ安定的な出荷が可能となったし、四国ではこれまで商品配送上の問題から比較的少なかったコンビニの出店も増え多様で鮮度のよい日用品の購入ができるようになった。社会の構造がいわば船型から橋型に変わりつつあるともいえよう。実はこのことが我々にとっては大変重要な意味を持っているのだ。つまり社会活動が橋を前提として構成され、なおかつこの海を渡る橋には一般の高速道路と違って一般道等の代替路がないため、一旦これが途絶えれば社会活動が全くストップしてしまう恐れさえある。我々には橋を作った誇りと喜びがあるが、今度はこれを守って行くという社会的責任があるのであり、このことが管理時代の基本的な認識と思う。

そのためには公団の技術者として何がポイントとなるか。なんとといっても“いまあるものを守る（保全）”ということがまず第一だ。一寸した舗装のクラックが床版を痛めたり場合によったら事故にもつながりかねない。ボルトのゆるみ大きな事故につながる恐れも考えられる。安全な交通確保と橋体の保全双方の観点から、やはり日常的な点検やきめ細かな補修が欠かせない。昨年来、標識柱の落下やコンクリートのはく離が問題となっているが、これらを他山の石として我が足元をしっかり見据えることが肝要だ。

これが長寿命化、大規模な修繕の軽減化という意味でコストの軽減にもつながる。社会資本のストックが増大してくると維持管理のウェイトが増してくるのは自明の理だ。21世紀は管理の時代という人もいる。コストに配慮しつつ、如何に施設を長持ちさせるかが重要となる。このためには従来通りのやり方を踏襲するのではなく、常に合理的な管理の工夫を心がける必要があり、特に長大橋の場合は他の者に頼ることができず常日頃の仕事のなかから自分達で考え実行していくことが必要である。例えばマイクロサーフェシングや改良型塗装足場の開発が良い例である。

長大橋の特殊性に着目すると、未知の世界への対応が課題となる。我々は理論と実験と現場経験から世界一の吊り橋や斜張橋を作ったが、初めてのこともあり実橋管理を通じて新たな対応を検討せざるを得ないケースもある。ケーブル送気システムやハンガーロープのヘリカルワイア装着などがその例だ。事の大小を問わず長大橋は生きた構造物という認識のもとで日常の管理に臨みたいものだ。

さて、長大橋の建設という意味では当面公団の仕事は一段落した。しかし、これまで述べてきたような実橋管理を支えるのは何といても長大橋建設のノウハウであり、これをしっかりと継承しなければならない。また、紀淡海峡連絡道路等の海洋架橋プロジェクト計画や自治体の架橋プロジェクトの推進にあたっては明石海峡大橋、来島海峡大橋、多々羅大橋等の実績の上に技術開発、コスト軽減など更なる創意工夫が求められている。この場合公団の技術者として何が求められているか改めて考えておく必要がある。単に設計基準は何を使ったかとか施工手順はどうであったかという技術知識だけではなく、それぞれの橋の建設にあたって得た実体験に基づく技術とこれをもとに一層研磨した技術が求められているものと思う。このためには個々人の努力だけでなく、公団全体として次の点なども考慮してレビューをしておく必要があるだろう。例えば、

- ・建設のそれぞれの段階で何が課題となったか
- ・それを克服するためにどのような視点からどのような解決案を考え出したか
- ・案を絞り込む上でどのような体制でどのような判断のもとに決断して行ったか
- ・また、この場合いろいろ試行錯誤があったと考えられるがそれらの長短等の問題点が整理されているか
- ・今振り返って反省すべき点はないか等々

ここまで管理時代の業務執行面における技術者の視点として何点か述べてきたが、この他にも公団という組織から見れば、技術職員全体のレベルアップのための技術情報の共有化や公団の技術情報開示のための外部への発信等にも意を用いる必要がある。いずれにしても我々は本四の長大橋群を管理して行くわけであるから、これを基点として皆で長大橋のメッカとしての立場を守り育てて行くのではないか。

## 道路橋の最適保全計画

Optimum Maintenance Strategies for Highway Bridges

講師：Dan M. Frangopol

コロラド大学教授

講演日：2000年5月30日

講演場所：本四公団本社

逐次通訳：今井清裕（企画開発部経済課長代理）

花井 拓（企画開発部企画課）

翻訳：花井 拓（企画開発部企画課）

### 概要

信頼性理論に基づく新しい橋梁マネジメントシステム（BMS）を紹介する。橋梁健全度の評価方法として、従来の状態レベル（部材の損傷度合による評価）ではなく、信頼性レベル（信頼性理論による評価）を定義する。橋梁（群）の信頼性指標は、保全行為無しでその供用期間の最後にその許容値へ達するのが理想的だが、現実には、予防保全・必須保全によって（その供用期間を通じて）信頼性指標を許容値以上に保つ必要がある。本システムでは、信頼性指標の推移を定義するパラメータの分布を用いてシミュレーションを行い、その結果を基に、最適な保全計画を策定しようとするもので、保全計画の違いによる保全費用、便益を比較することができる。

結論として、ライフサイクルコストを最小化する本手法が、橋梁（群）の保全計画策定に効果的であることが分かった。

The new Bridge Management System (BMS) based on reliability concept is introduced. Reliability states, which is based on reliability concept, are defined instead of traditional condition states, which is based on visible condition. For ideal bridge (s), the reliability index reaches its target value at the end of its life cycle without maintenance. However, in reality, preventive and essential maintenance are needed to keep reliability index above target level through its life cycle. This BMS performs simulation using distributions of several parameters that define the reliability profile. From the result, optimum maintenance strategy can be selected. Furthermore, maintenance costs and benefits for different maintenance strategies are compared.

As a conclusion, the new BMS minimizing the life cycle cost is found to be efficient to select the maintenance strategies.



### Dan M. Frangopol

1976年 Liege 大学 Ph.D. (ベルギー)

1983年 コロラド大学ボルダー校教授

専門：構造物の安全性・信頼性

インフラストラクチャーの最適化設計

ビル・橋梁のライフサイクル性能をベースとした信頼性評価、等

以下は、5月30日に本四公団で講演していただいたフランゴポル教授の講演内容を、ビデオテープ等からおこしたものである。講演では多数のスライドを使用し、その内容もスライドによっているところが多かったので、本稿をおこすにあたっては、主旨を変えない範囲で修正を加えたことを了承されたい。また、参考までに訳者注を本文中に追加した。

この発表の場を与えていただいた、加島理事、北川センター長に感謝の意を表します。

本日は、アメリカ、そしてヨーロッパで重要性が増している、道路橋の最適保全計画についてお話しします。

また、ライフサイクル・コストの最小化についてもお話しします。

皆さんご存じのように、現在アメリカでは、橋梁マネジメントシステム(BMS)が多く使用されています。Pon-

tisとBRIDGITが主で、Pontisが最も多く利用されています。Pontisは、全米50州の内40州で利用されていますが、それは、橋梁群の経済性を考慮したプログラムです。ヨーロッパ諸国（フィンランド等）で採用されているBMSは基本的にPontisの基本理念をベースとして作成されています。

Pontis等、現在のBMSの限界は、それらが信頼性理論をベースとしていないという点です。

また、ライフサイクル・コストの概念が安全性の概念と関連づけられてもいません。さらに、安全性、経済性をその供用期間に渡り同時に考慮し、ライフサイクルコストを最小化するような保全計画の策定手法、というものは考えられてはいません。

ここでは、橋梁の信頼性指標とコストをベースとした、BMSの新手法をご紹介します。

「道路橋の最適保全計画」と題して発表します。最適化 (Optimum) というのは、いかに有効に道路橋梁の保全を行うかということです。これは、一つの橋梁、または一群の橋梁、あるいは、全橋梁ストックに対して適用可能です。

橋梁マネジメントを評価するに当たって、時間軸、橋梁の健全性をそれぞれx軸、y軸として考慮する方法があります。(図-1) また、信頼性指標の許容値を設定しなければなりません。信頼性指標の許容値は時間と共に変化します。例えば、使用する基準が、許容応力度法によっているのか、LRFD(荷重-耐力係数設計法)によっているのかで変わってくるわけです。

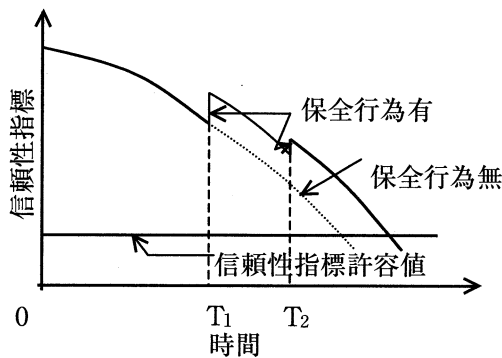


図-1 橋梁の信頼性指標推移  
Fig.1 Bridge reliability profile

橋梁は劣化して行くので、信頼性指標は時間と共に低下していきます。全く保守行為が行われない場合は、点線のような過程をたどります。この信頼性指標が許容値を下回るときが橋梁の寿命ということになります。

保守行為を行うことによって、この信頼性指標をある程度回復させることができます。その後、また信頼性指標は減少を続けますが、橋梁の寿命は、この回復分だけ延長されることになります。

課題となるのは、どのような保全計画（保守行為の組

み合わせ)をとれば、コストを最小に抑え、橋梁の寿命を長くできるかということです。

全体費用というものをまず定義します。これは、初期費用(建設費)、予防保全・検査・補修費用、崩壊費用(崩壊した場合に再建等に必要となる費用)、からなります。

原則は、「供用期間において信頼性指標を許容値以上に保ちつつ、ライフサイクル・コストを最小化する」ということです。これには、点検行為の質、補修計画、劣化の影響・劣化率、お金の価値の時間推移による変化(割引率等)、等の因子を考慮する必要があります。

橋梁保全計画には3ケースが考えられます。すなわち、1)全く予防保全行為を行わなかった場合の補修、2)予防保全行為、3)事前に予防保全行為を行った場合の補修、です。

理想的な橋梁としては、その供用期間を通じて保全行為を全く行わず、信頼性が時間と共に徐々に低下していき、その(設計)供用期間の最後にその許容値に達するというものです。しかし、実際の橋梁、もしくは橋梁群の信頼性の推移パターンとしては、信頼性指標が(その設計供用期間の前に)許容値に達したときに必須保全を行う、というケースが考えられます。必須保全により一度回復した信頼性指標は時間と共にまた低下していき、同様の行為をサイクル的に繰り返していきます。つまり、必須保全のみのケースです。これを保全計画Aとします。

他のケースとしては、予防保全のみ行い、その供用期間を通じて信頼性指標を許容値以上に保つケースが考えられます。予防保全は信頼性指標が目標値に達する前に行われます。これを保全計画Bとします。

最後のケースとして、予防保全と必須保全を組み合わせたケースが考えられます。これを保全計画Cとします。(図-2)

最終的な目的は、これらの保全計画の効果を比較することです。各時点における最適な保全計画は、時間の推移と共に変化します。重要なのは、それぞれの計画毎の費用を比較することです。

図-3は、各計画毎の累積費用比較を示します。それ

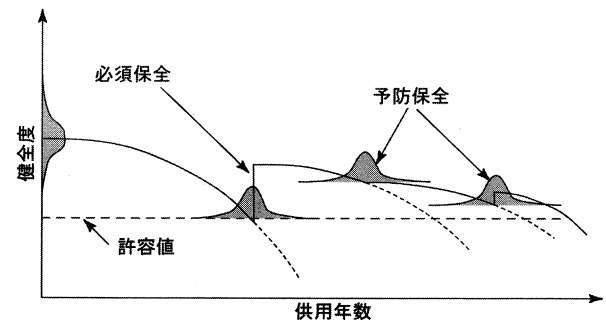


図-2 橋梁ライフサイクル信頼性指標に対する必須・予防保全の影響

Fig.2 Effects of essential and preventive maintenance interventions on whole-life bridge reliability.

それぞれの費用は、現在価値に直されています。それぞれの時点において、最小費用となっているのが、最適保全計画といえます。すなわち、中間の期間においては計画Bが、最後の期間においては計画Cが最適ということになります。

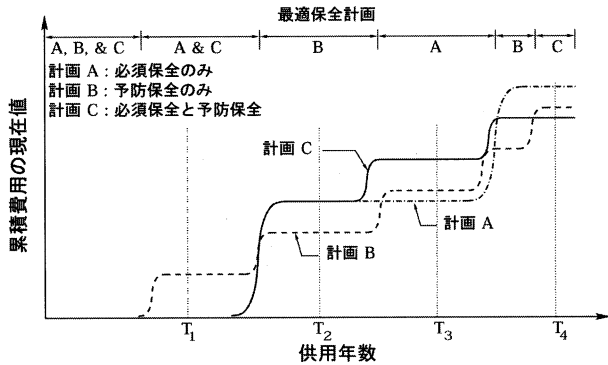


図-3 費用を最小にする最適保全計画

Fig. 3 Optimal Strategies based on minimum expected maintenance cost.

それに加え、不確実性を考慮する必要があります。橋梁の初期の信頼性指標にはばらつきがあります。また、橋梁の劣化が始まる時期も同様にばらつきます。さらに、信頼性指標の劣化率、それともなう最初の必須保全実行時期も同様に分布を持つことになります。(図-4)

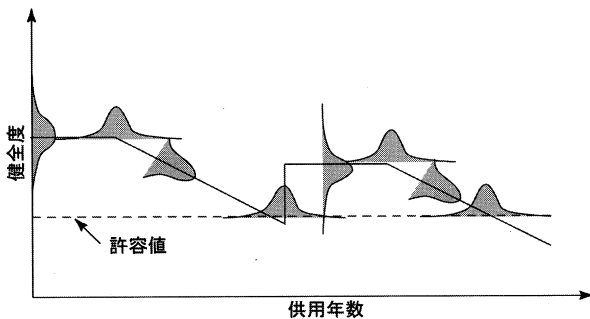


図-4 橋梁供用期間における不確実性の伝播

Fig. 4 Propagation of Uncertainties During Bridge Lifetime.

予防保全なしのケースのモデルでのパラメータは、1) 初期の信頼性指標  $\beta_0$ 、2) 劣化の始まる時期  $t_l$ 、3) 信頼性指標の劣化率  $\alpha$  で、それぞれ分布を持っています。これらのパラメータを用いて、最初の補修時期を計算します。

次に、予防保全有りのケースのモデルですが、さらにいくつかのパラメータが必要となります。すなわち、4) 予防保全を行ったときに改善される信頼性指標の回復分  $\gamma$ 、5) 予防保全の効果を持続する間の緩和された信頼性指標の劣化率  $\theta$ 、6) 予防保全行為の間隔  $t_P$ 、7) 予防保全の効果を持続する時間  $t_{PD}$ 、等です。(図-5)

図-6は、32橋の鋼・コンクリート合成構造の橋梁の初期の信頼性指標  $\beta_0$  を示しています。見て分かります

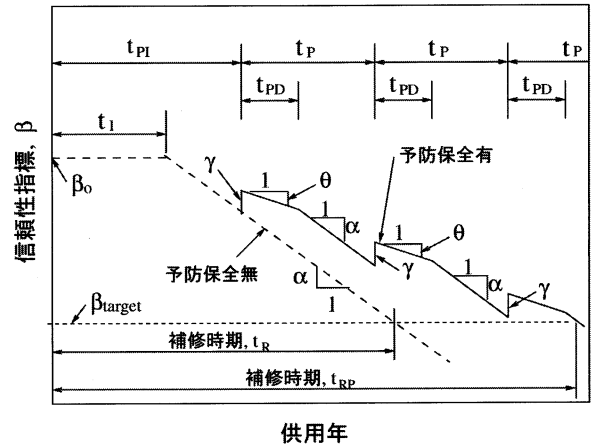


図-5 予防保全の有無による信頼性指標の時間推移

Fig. 5 Time Variation of Reliability Index with and without Preventive Maintenance

ように、同種の橋梁にも係わらず、様々な値を持っていることが分かります。

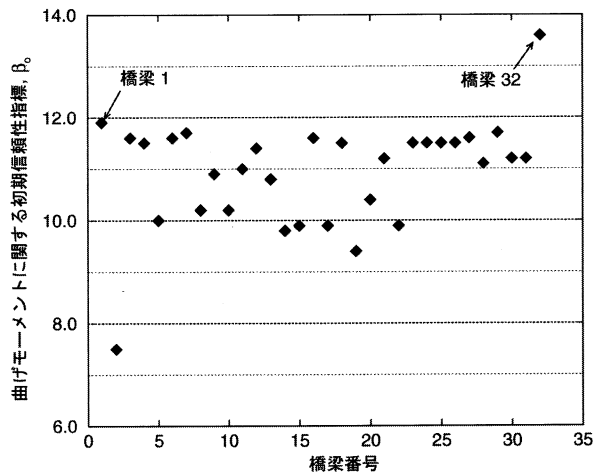


図-6 32橋の橋梁(英国)における、曲げモーメントに関する信頼性指標初期値

Fig. 6 Initial Reliability Index for Moment of 32 Existing Bridges in England

予防保全無しの場合の3つのパラメータ ( $\beta_0$ ,  $t_l$ ,  $\alpha$ ) を算出し、連続的な分布関数をあてはめます。この3つのパラメータの分布を用いて、予防保全無しの場合に関して、建設直後、20年後、40年後というように、各時点での信頼性指標をシミュレートします。(図-7、訳注：図は実際に使用されたものと異なります。) その平均値は時間と共に低下し、分散は大きくなっていくのが分かります。

信頼性指標劣化率を変化させて試算した結果を比較すると、劣化率の増大と共に、信頼性指標の平均値の低下が早くなるのが分かりました。

これらより、信頼性指標がその許容値へ達する時間(補修時期)の分布が計算されます。異なった、許容値(3.0, 4.6, 6.0) 毎に、異なった分布が得られます。

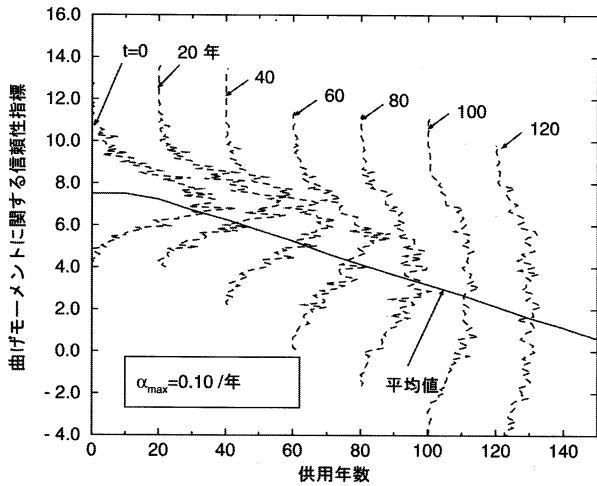


図-7 鋼・コンクリート複合構造橋梁の曲げモーメントに関する信頼性指標確率密度関数の時間推移 (保全行為無、高劣化率)

Fig. 7 Time Variation of the Probability Density Function of the Reliability Index for Moment in Steel/Concrete Composite Bridges Assuming No Maintenance and High Reliability Deterioration Rate.

英国の基準では、この信頼性指標許容値は4.6、米国では3.5となっています。解析結果から、予防保全行為のなされていない鋼・コンクリート合成構造橋梁の補修時期の平均は、英国の基準によれば約40年、米国ではそれが約50年であることが分かりました。

図-8には、予防保全を行わなかったケースについて、信頼性指標許容値4.6とした場合の解析結果、英国の橋梁管理技術者が推定した(信頼性指標許容値等の設定なし)最初の補修時期の分布を比較しています。分布形はそれぞれ違いますが、その平均値は全ての分布形で約40年となっています。

ここで、我々は、今まで無かった、新しい橋梁健全度の評価方法を提案します。従来の評価方法が状態レベル

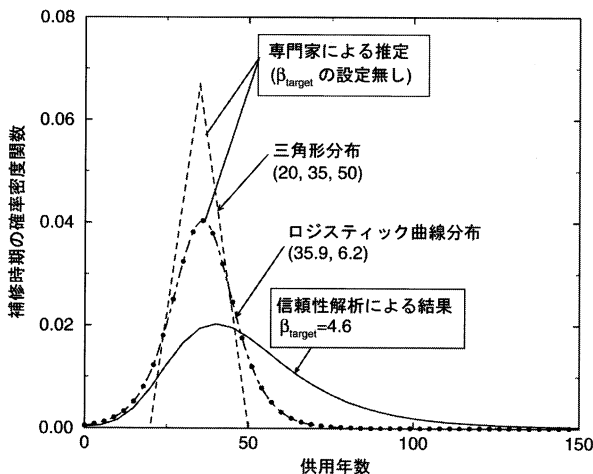


図-8 鋼・コンクリート橋における最初の補修時期の確率密度関数 (予防保全無)

Fig. 8 Probability Density of First Rehabilitation Time for Steel/Concrete Composite Bridge Assuming No Maintenance.

として整理されていたのに対し、これは、信頼性レベルで仕訳されます。レベルは信頼性指標によって5段階に分けられ、上から、最良、優、良、可、そして信頼性指標許容値を下回る不可となります。(図-9)

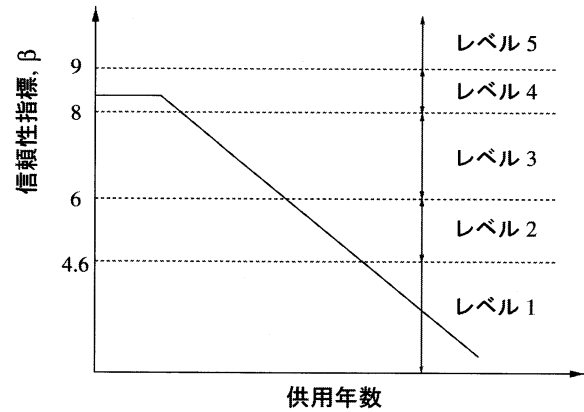


図-9 橋梁信頼性レベルの定義とその概形

Fig. 9 Definition of Bridge Reliability States and Bridge Reliability Profile

図-10は、それぞれの信頼性レベルの説明です。それぞれの信頼性レベルはあるしきい値によって区分されます。レベル1と2を区分するしきい値は、イギリスの基準において4.6、アメリカのもので3.5となります。それぞれのレベル毎に、保全計画は異なるでしょう。レベル1では必須保全、それ以外では予防保全となります。レベルが下がってくれば、大がかりな保全行為が必要となってきます。

信頼性レベル

5	4	3	2	1
---	---	---	---	---

信頼性指標

$\beta \geq 9.0$	$9.0 > \beta \geq 8.0$	$8.0 > \beta \geq 6.0$	$6.0 > \beta \geq 4.6$	$4.6 > \beta$
------------------	------------------------	------------------------	------------------------	---------------

信頼性の属性

最良	優	良	可	不可
----	---	---	---	----

保全行為

予防5	予防4	予防3	予防2	必須1
option 5a	option 4a	option 3a	option 2a	option 1a
option 5b	option 4b	option 3b	option 2b	option 2b
option 5c	option 4c	option 3c	option 2c	option 3c
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

図-10 信頼性レベル、属性、保全行為の定義

Fig. 10 Definition of Reliability States, Attributes, and Maintenance Actions

図-11は、1995年~98年の間に建設された40橋の橋梁のケースです。レベル3の橋梁数は一度増加し、その後減少しているのが分かります。このように、このプログラムはあらゆる橋梁群、あるいは個別の橋梁にも適用が可能です。例えば、同じ時期に建設された類似の形式の2つの吊橋は、一つの橋梁群として解析することができます。

次に、予防保全を行ったケースについてご説明します。

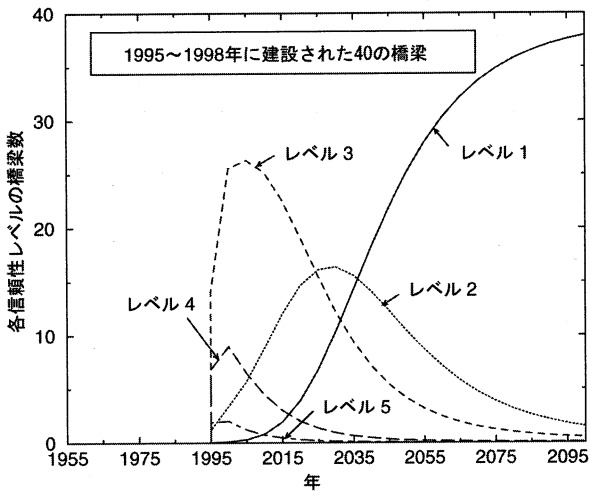


図-11 1995～1998年に建設された鋼・コンクリート複合橋梁(40橋)の各信頼性レベルの橋梁数の推移

Fig. 11 Time Variation of Number of Bridges in Each Reliability State from a Stock of 40 Steel/Concrete Composite Bridges Built from 1995 to 1998

そのためには、いくつかの新たなパラメータを導入する必要があります。つまり、予防保全による信頼性指標の回復分 $\gamma$ 、予防保全を行うことによって緩和された信頼性指標の劣化率 $\theta$ 、予防保全の適用間隔 $t_r$ 、予防保全による効果が持続する時間 $t_{pd}$ 、です。これらを導入することによって、予防保全あり、又は無しの場合について解析することができるようになります。

予防保全を行わなかったケース同様、新たに加わったパラメータ毎に分布関数を割り当て、解析を行います。予防保全を行った場合と行わなかった場合のシミュレーション結果を比較すると、行わなかった場合の信頼性指標平均値は、行った場合のそれに比べ低い値をとります。

また、予防保全を行った場合では、信頼性指標の分散が、行わなかった場合に比べ小さくなります。つまり、予防保全を行うことによって、信頼性指標の低下を押さえるだけでなく、その分散(不確定性)を押さえることもできるわけです。

図-12(訳注:実際使われたものと異なります)は、信頼性指標の平均値、標準偏差の推移を、予防保全を行った場合と行わなかった場合について比較したものです。予防保全を行わなかった場合には、平均値が急激に低下し、標準偏差の増加も急であることが分かります。

予防保全を行った場合についても、様々な信頼性指標許容値に対して解析が可能です。

あるケースにおける、必須保全時期のシミュレーション結果を比較しますと、予防保全無しの場合で平均約28年、有りの場合で平均約60年となります。つまり、予防保全を行うことによって、必須保全を行う時期を遅らせることができるということです。

100橋の橋梁群について、レベル1(必須保全必要)の橋梁数の推移を、予防保全有りの場合と無しの場合について比較してみました。50橋がレベル1となるのは、

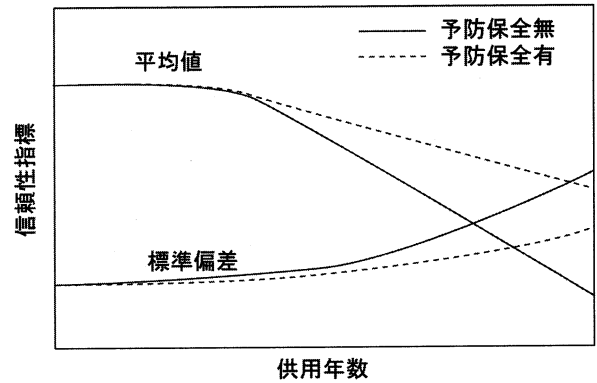


図-12 予防保全有無のケースにおける曲げモーメントに関する信頼性指標分布の平均値、標準偏差

Fig. 12 Descriptors of Reliability Index for Moment; With and Without Preventive Maintenance.

無しの場合では約50年ですが、有りの場合には約80年となっています。すなわち、この差分が予防保全による効果となるわけです。

次に費用に関する比較を行いました。予防保全行為費用、予防保全行為に伴うユーザーコスト(保全行為を行うに当たり、全面通行止め、車線規制等により損なわれる利用者の便益)、必須保全行為(補修)費用、必須保全行為に伴うユーザーコストを、予防保全有りの場合と無しの場合について算出しました。それぞれの費用は、イギリスの道路局のデータを基にしています。計算結果より、ユーザーコストが大きな割合を占めているのが分かりました。予防保全無しの場合では、必須保全に伴うユーザーコストは、必須保全費用の約3倍にもなります。

割引率により現在価値に変換された累積費用を計算することによって、予防保全による便益を評価することができます。図-13(訳注:実際使われたものと異なります)は、予防保全を行った場合と行わなかった場合の累積費用の比較です。最初の時期はあまり違いはありませんが、その後差が開き始め、予防保全を行った場合は、行わなかった場合の半分ほどの費用となります。

さらにユーザーコストを勘案すると、その差はもっと大きくなります。このことから、ユーザーコストを考慮することが重要であることが分かります。同様に、割引率も重要なファクターです。

次に、各年毎の便益解析手法を示します。ここで言う便益とは、予防保全を行うことによって得られる便益を指します。パラメータとして、予防保全を行った場合の累積費用 $C_{WPM}$ 、行わなかった場合の累積費用 $C_{NPM}$ 、そして予防保全そのものの累積費用 $C_{PM}$ 、を用います。

便益の定義式にはいろいろありますが、ここでは、予防保全を行わなかった場合の累積費用 $C_{NPM}$ から行った場合の累積費用 $C_{WPM}$ を引いたものと定義します。すなわち、

$$B_1 = C_{NPM} - C_{WPM}$$

便益があるというのは、この値が0以上であるというこ

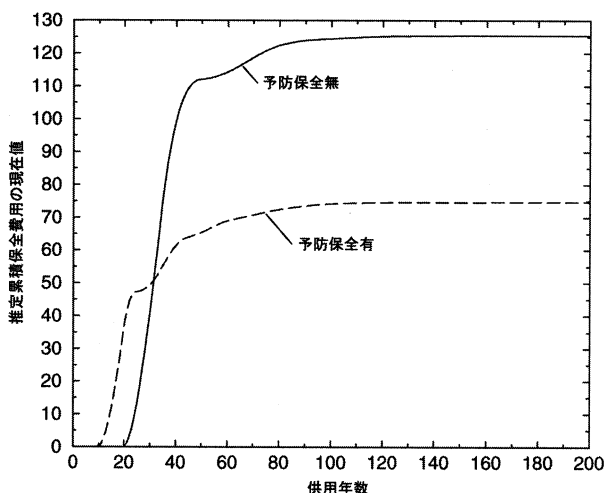


図-13 予防保全の有無のケースにおける、推定累積保全費用の現在価値 (割引率 6%)

Fig. 13 Present Value of Expected Cumulative Maintenance Cost of Steel/Concrete Composite Bridges with and without Preventive Maintenance, Assuming 6 Percent Discount Rate for Cost.

とです。

図-14 (訳注：実際使われたものと異なります) は、便益について、各年毎の値、そして累積値について示したものです。各年の値は時間と共に一定の値に収束するのが分かります。しかし、累積値は常に増加を続け、かなり大きな値となります。このことから、累積値を考慮する重要性が分かります。

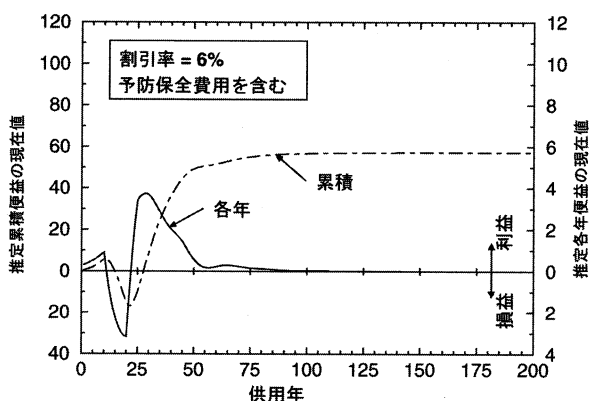


図-14 予防保全を行った場合の、鋼・コンクリート橋梁の推定便益の現在値 (各年・累積、予防保全費用含む)

Fig. 14 Annual and Cumulative Unit Benefit Costs of Using Preventive Maintenance on Steel/Concrete Composite Bridges Including the Cost of Preventive Maintenance.

便益に対する他の定義式として、以下のようなものもあります。つまり、累積予防保全費用  $C_{PM}$  を差し引いて考えています。

$$B_2 = C_{NPM} - (C_{WPM} - C_{PM})$$

実際は予防保全費用は常に考慮されなくてはなりません。ここではちょっとずるをしているというわけです。

費用便益比  $R_{C/B}$  の定義式は以下ようになります。

累積予防保全費用  $C_{PM}$  を、その便益  $B_2$  で割ったものです。

$$R_{C/B} = C_{PM} / B_2$$

これは非常に重要なパラメータとなります。この値が小さいということは、便益が大きいということになります。

ユーザーコストを考慮した場合としなかった場合の費用便益比を比較してみました。結果から、ユーザーコストを考慮すると、この値が非常に低い、すなわち便益が高いことが分かりました。本来、費用便益比を評価するときには、ユーザーコストを考慮しなければなりません。

同様に、異なった割引率に関して比較もしていますが、ユーザーコストの有無による違いに比べると非常に小さい影響力しかありません。

私がここで紹介したものは、予防保全の影響を評価するための新手法です。そして、こういった手法は、将来の橋梁マネジメントに考慮されていなくてはなりません。これによって、構造物の信頼性指標を考慮しない今までの方法の限界を取り払うことができるのです。

この手法の長所は信頼性レベルに基づいていることです。構造物の損傷のみに基づいているものではありません。これによって、費用を最小化する保全計画が策定可能です。

もちろん、明石海峡大橋のような非常に重要な橋梁 1 橋に対しても適用が可能ですし、橋梁群に対しても適用が可能です。

例えば、本四公団の建設した橋梁群に対しても適用が可能です。それには、各橋梁の建設された年度等のデータが必要です。それによって、費用と安全性をバランスさせながら最適な保全計画が選定できます。

ここに結論を示しますが、重要な点として、その時点時点で得られた情報により、将来予測をアップデートできるということが言えます。また、安全性と費用をバランスさせるということも重要な点です。

### 結論

- ・信頼性レベルを用いた橋梁マネジメントシステムの新手法
- ・マルコフ過程手法による制約を受けない
- ・将来の信頼性指標とコストのバランスを最適化
- ・次世代の橋梁マネジメントは、信頼性理論をベースとする

図-15 結論

Fig. 15 Conclusion

以上です。

また、もう少しみなさんにお伝えしたいことがあります。このプレゼンテーションの前に加島理事とお会いしたときにも、少しお話ししたのですが、...

我々は、橋梁保全に関する国際協会 (IABMAS) を創設しました。目的は橋梁保全に関する情報の交換です。我々はホームページも用意しております。

IABMASの活動範囲ですが、橋梁の保全・安全性・マネジメントに関するテーマ全般となっています。具体の項目としては、1)補修行為、2)橋梁所有者のニーズ、3)予算計画、4)ライフサイクルコスト、5)安全性・危険性に関する課題、などです。

我々は、AASHTO(米国州道路交通機関協会)、IABSE(国際構造工学会)といった他機関とも協調していきたいと考えています。その目的は、橋梁保全分野における、理論・実務の最先端技術の発展を促進することです。

IABMASの目的は、国際間協力を促進し、他機関と経験を共有することです。FHWA(アメリカ連邦道路局)もそのメンバーであることをここに強調しておきます。

活動内容としては、ワークショップ、国際会議(2002年)の開催による情報交換。また、先ほども言いましたが、他機関との連携です。

会員の形態としては2種類あって、個人会員と法人会員です。共に、加入費用は無料です。現在、7つの法人会員を擁しています。

2002年にIABMASの第一回国際会議がスペインにて開かれます。皆さんも、ぜひご参加下さい。

#### (質疑応答)

・アメリカ合衆国における、この理論の適用事例をお聞きしたい。(北川センター長)

→先ほども言いましたように、アメリカではPontisが主要なBMSプログラムとなっています。アメリカでは、60万もの橋梁があり、大部分が老朽化しています。それらの橋梁の保全費用は、連邦政府より各州の道路局に割り振られます。数が多いものですから、ほとんどのケースで、保全行為は必須保全とならざるを得ません。

→カリフォルニアでは、予防保全を含んだ橋梁マネジメントを策定中です。なぜなら、この方法によって、かなりの費用を削減することが可能だからです。

・ここで発表していただいた、信頼性レベルと、ニューヨーク州で採用されている状態レベルの関連性について伺いたい。(星野参与)

→ヤネフ博士が本四公団で講演したと伺っています。ヤネフ博士もIABMASのメンバーです。先ほども言ったように、Pontisは全米の40州で使われていますが、ニューヨーク州はPontisを使用していない州の一つです。状態レベルは、信頼性指標と関連づけることもできます。しかし、状態レベルは、あまり良い評価手法だとは思いません。なぜなら、状態レベルは、橋梁の損傷(あるいは劣化)度合によって決まります。しかし、損傷の度合は常に橋梁の健全度には直接関連しないからです。部材の損傷と、システムとしての橋梁の健全度との関連性は必ずしも高くはないのです。例

えば、複数の部材の損傷の、橋梁そのものの健全度に対する影響は異なります。今井さんは彼の研究の中で、各部材の損傷がシステム(橋梁)の安全性に及ぼす影響について検討を行っています。将来的には、橋梁マネジメントは状態レベルから、信頼性レベルへ移行していくものだと考えられます。

・状態レベルというのは、イメージが湧きますが、信頼性レベルというと具体的なイメージが湧きにくい。信頼性レベルを端的に説明できませんか。(星野参与)

→状態レベルというのは、確認できる部材の損傷の度合(例えば塗装の損傷程度等)にのみ依存しますが、実際には部材には内部応力が働いており、損傷の小さな部材でも、内部応力が高ければ、信頼性レベルとしては低い値を示すわけです。信頼性レベルは、確認できる損傷のみでなく、内部応力まで考慮するわけです。逆に、だいぶ損傷していても、応力が働いていなければ、システムとしては危険とは言えないのです。

・発表の中では、桁に作用する曲げモーメント、せん断というものに対する検討でしたが、橋梁には、伸縮継ぎ手、橋脚等の部材もあります。こういったものは解析の中で考慮されていますか。(栗野課長)

→桁に作用する曲げモーメント、せん断がクリティカルになるケースが多いので、代表事例としてとりあげました。もちろん、システム信頼性手法を用いれば、そういった部材の破壊も総合して、様々な破壊モードに対して判断することが可能です。例えば今井さんの研究では、(吊橋の)桁に加え、ケーブル、ハンガーロープなども考慮されています。

・アメリカでは、ライフサイクルコストを考慮して、支間長毎の最適橋梁形式などを研究したりはしていますか。(平野課長)

→これは難しい問題です。何故かという、西海岸ではコンクリート橋が多いのですが、東海岸ではスチールの橋が多かったりするからです。また、地震多発地帯では、状況は変わってきます。つまり、地域性に強く依存しているのです。

・予防保全の具体的な例を教えてください。(飯塚上席審議役)

→予防保全の種類に関する表が存在します。補修塗装、ひび割れ補修、ジョイントの交換などで、小さな補修を指します。一般的に言うと、保全行為は3種類に分類されます。日常保全(排水口の掃除等)は、信頼性指標に影響を与えません。予防保全はそれ程信頼性指標を回復させることはないですが、劣化の度合を小さくします。また、必須保全は許容値まで落ち込んだ信頼性指標をある程度の値まで引き上げます。

# 第2回国際吊橋管理者会議報告

2nd International Suspension Bridge Operators' Conference

保 全 部 橋梁保全課長代理 川 上 賢 明

Yoshiaki Kawakami



表-1 完成時に世界一の長さを誇った吊橋

Tab.1 Ex-longest suspension bridges in the world

橋 梁 名	国 名	完成年	中央支間長(m)
ブルックリン橋	アメリカ	1883	486
ベアマウンテン橋	アメリカ	1924	497.4
ベンフランクリン橋	アメリカ	1926	533.4
ジョージワシントン橋	アメリカ	1931	1,067
ゴールデンゲート橋	アメリカ	1937	1,280
ベラザノナローズ橋	アメリカ	1964	1,298
ハンバー橋	イギリス	1981	1,410
明石海峡大橋	日 本	1998	1,991

## 1. はじめに

2000年4月17、18日にニューヨーク州のウエストポイントで第2回国際吊橋管理者会議が、ニューヨーク州橋梁公団の主催で開催された。アメリカの吊橋管理者を初めとし、イギリス、フランス、ポルトガル、日本から約150名の技術者が出席し熱心に討議された。日本からは公団の加島理事と私が出席し、明石海峡大橋等吊橋のケーブル防食システムについての講演を行った。(写真-1)

完成時に世界一の長さを誇った(表-1)歴代吊橋管理者が集まり、各々の吊橋についての発表があったほか、イギリスのフォース道路橋及びハンバー橋、フランスのタンカービル橋並びにポルトガルのターガスリバー橋の管理者も吊橋の建設・維持管理について新しい技術紹介を行った。吊橋のケーブルは橋の命であり、その維持管理に関する講演が大部分を占めていたが、本州四国連絡橋公団が1989年から検討を行い、実施したケーブル内への乾燥空気送気システムは、世界でも初めての試みであり、出席者からの関心も高く、熱心な質疑応答がなされた。

全論文21篇の内、ケーブル関連11篇、新設・改良関連4篇、ハンガーロープ関連2篇、桁内除湿関連1編、

耐震補強関連1篇、及びその他2篇であり、ここではケーブル、ハンガーロープ、桁内除湿、耐震補強及び改良関連の報告の概要をまとめている。

## 2. ケーブル関連

### 2.1 ウィリアムスバーグ橋の再建<sup>1)</sup>

ウィリアムスバーグ橋は、イーストリバーにかけられたニューヨーク市のマンハッタン区とブルックリン区を結ぶ橋である。この橋の建設は1897年に始まり、1903年に完了した。この橋は、4本の主ケーブルで支持される488mの中央径間と、主ケーブルとは結合しない三つの中間塔によって独立して支えられている182mの側径間からなる。また、補剛トラスの桁高は12mである。マンハッタン側から730m及びブルックリン側から550mの長さのある橋への進入路は、当初は、鉄筋コンクリートからなる道路用の床版と枕木をひいた開放型電車軌道デッキを支える鉄骨の橋脚と桁から構成されていた(図-1)。この橋には、8車線の車道、複線の重量級地下鉄軌道、および歩行者用の通路が存在し、マンハッタン区とロングアイランド島間の主要なトラック通路である。

ウィリアムスバーグ橋の詳細な調査は、1979年に初めて行われた。デッキを支える鉄骨部材に部分的な腐蝕が発見されたため、床の片持ち梁、弦材、中央径間内車道の外側のデッキが入替えられた。主ケーブルとハンガーロープの検査から、腐蝕している部分があることが

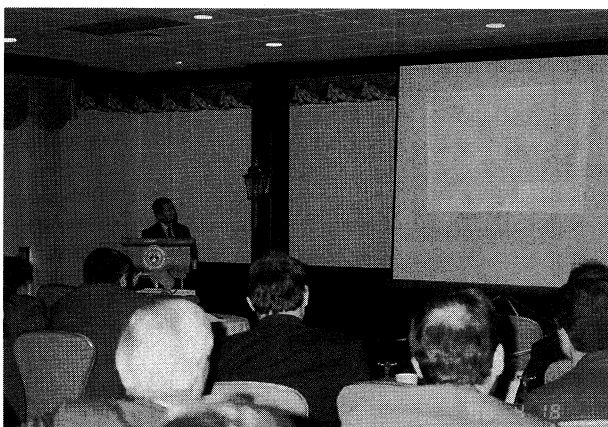


写真-1 加島理事の講演

Photo.1 Lecture by Dr. Kashima, Executive Director

明らかになった。暫定的な措置として、3本目ごとにハンガーロープが取替えられた。主ケーブルの調査では1992年頃には、通行させるにあたって、安全でなくなると予想し、補修は費用対効果の観点から効率的でないとし、ケーブルを取替えることが推奨された。

4本の主ケーブルは、直径476mmであり、7,696本の直径4.9mmの亜鉛メッキなしの鋼線からなっていた。鋼線の当初の防錆処理は、煮沸亜麻仁油からスラッシング油とグラファイトの混合物を工場ですばり塗布することによって行われた。また、ケーブルの全長にわたっては、亜麻仁油が注入され、亜鉛メッキされたラッピングワイヤーが施された。1944年には、塔頂サドル部におけるケーブルに亜麻仁油が注がれ、1963年には、魚油と鋳物エキスを用いて同様の作業が行われた。

調査及び試験の結果、重大な腐蝕は、主として、湿気が集まりがちなケーブル底部に位置する少数の鋼線にのみ生じていることが分かった。最悪の部分は、マンハッタン側のアンカレイジにおけるケーブルで発見された。主にスプレィキャストのすぐ下方のところで、鳥の巣と屋根からの雨漏りのため、何百本という鋼線がスプレィキャストとストランドシューの間で断線していた。そこで、この部分のケーブルの鋼線を綿密に調査するために、元のスプレィキャストが取除かれた。ケーブルの調査と平行して、ここのアンカレイジにおける2本のストランドを完全に取替え、多くの鋼線を継合わせる工事を実施した。

このケーブル調査の結論として、現状のケーブルの安全率は少なくとも3.0であり、過剰な出費をとまわずに、これを橋梁完成時の4.0という値に近いものに向上

させることが可能で、実際の安全率の最小値はほぼ3.5までに高められた。また、ケーブルの補修工事における追加の鋼線とストランドの継合わせによって、この安全率はさらに高められた。

主ケーブルへの保全処理として、切断した主ケーブル鋼線の継合わせ、全てのケーブルバンドおよびハンガーロープの取替え、切断したケーブルのアンカレイジにおける再配置、アンカレイジと塔頂におけるケーブルのカバーを再構築することなどが含まれていた。アンカレイジにおける作業では、この部分の上屋（アンカレイジ上の車道）の取替え、換気システムの設置が含まれていた。

各種のケーブル保全方法が比較されたのち、侵入性防錆液、鉛丹ペースト塗布、亜鉛メッキなしの鋼線の覆い、ネオプレンを用いた表面被覆によるものが採用された。

防錆剤としては純粋な亜麻仁油を使用した。防錆性能は最良とはいえないものの、ケーブル断面の全ての位置での鋼線間隙において、水平方向にも良い侵入性を持つことから、この材料が選択された。亜麻仁油は、百年以上にわたって吊橋のケーブル処理に用いられ成功してきたものである。

ケーブルの油処理は、一本のハンガーロープとそのケーブルバンドおよび主ケーブルの12.2mにわたる部分での鋼線被覆を取除いたあと、プラスチック等のくさびを用いて、この部分に長さ6.1mの溝が開けられた。破断した鋼線は、新しい鋼線とネジがきられたはめ輪を用いて継合わせられた。その後、ケーブル長1mあたり25リットルの油がこの溝から内部へ流込まれ、ケーブルは再度圧縮された。

ケーブルの圧縮は、100トンの性能を持つ4個の

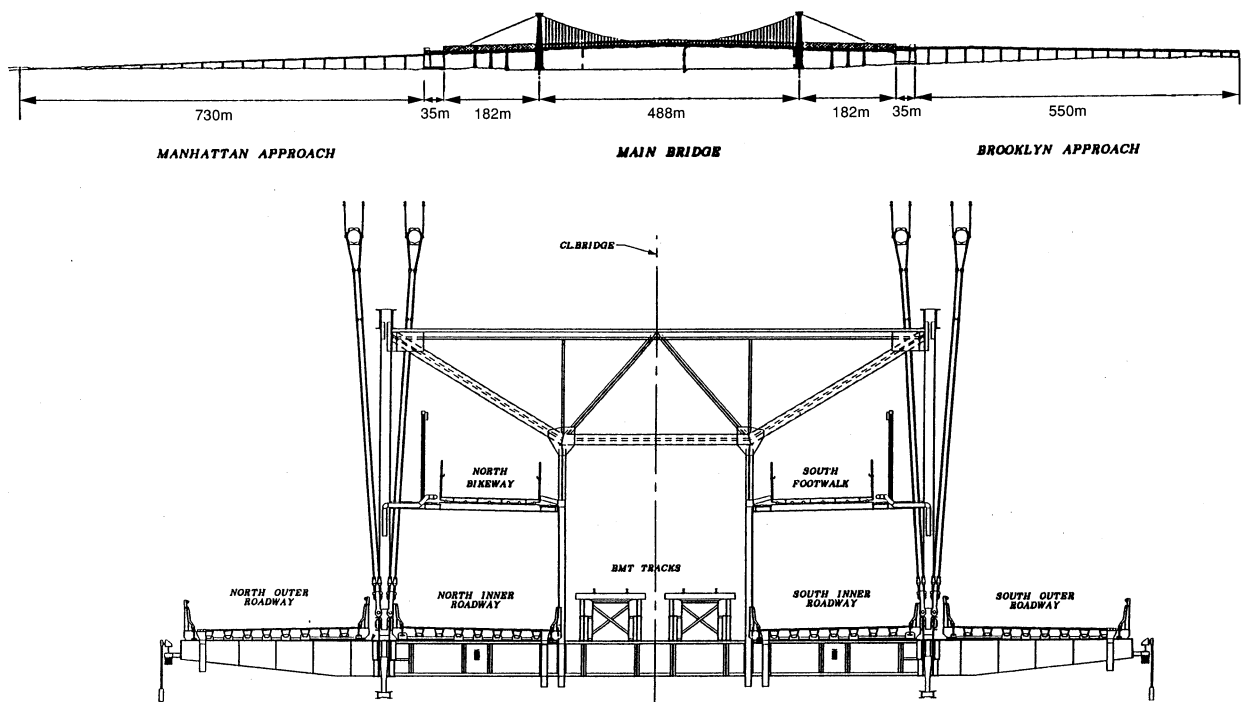


図-1 ウィリアムスバーグ橋一般図

Fig.1 General drawing of Williamsburg bridge

ジャッキをそなえた油圧圧縮機2機が、ケーブルを元の直径にまで圧縮するために用いられた。ケーブルバンド間の部分では600mm毎に、ケーブルバンド部では150mm毎に圧縮力がかけられた。

ケーブルの被覆システムは、主ケーブル鋼線に直接塗布された鉛丹ペースト、亜鉛メッキなしの鋼線の巻付け、ネオプレン製の被覆からなる。

鋼線被覆は、主ケーブル鋼線にとって防食となるとともに、ケーブルバンド間の部分では主ケーブル鋼線を締付けることによって、ケーブルの圧縮性を保つことにもなる。この鋼線が及ぼす圧縮力は、短い距離の範囲で個々の破断した鋼線内の引張力が回復する可能性をもたらし、破断した鋼線全体の影響を減少させることからしても特に大切なものである。また、亜鉛メッキされていない主ケーブル鋼線の水素脆化につながる電食をさけるため、亜鉛メッキなしの鋼線被覆が用いられた。

ネオプレン被覆システムは、大気からの影響に対して防水性のカバーとなる。このシステムにおいては、まず空気中で硬化するネオプレンが鋼線を巻かれたケーブル表面に塗布される。その後、幅152mmの未硬化状態のネオプレンシートが、主ケーブルの表面にシート間の重なりがその幅の半分の長さになるように螺旋状に巻かれ、螺旋状の接合部から水が侵入することを防ぐようにしている。ケーブルバンドの終端のすきまは、ポリエチレンのシール材を用いてふさがれている。そして、ネオプレンシートで巻かれた表面に、空気中で硬化する保護層が施されている。なお、すべり止めが必要な箇所では、クルミの殻の粉碎されたものが、この最終の保護層を塗布する前にケーブル表面にばら撒かれた。

このウィリアムスバーグ橋の再建にあたっては、下記の報告で締めくくられている。設計段階において、頻繁な検査が必要な全ての部分に簡単に近づくことができるようにするのはもとより、新しく使用する部材は維持管理の必要性が最少になるように注意を払うことと記されている。



写真-2 手前よりブルックリン橋、マンハッタン橋及びウィリアムスバーグ橋

Photo.2 From front to back, Brooklyn, Manhattan, and Williamsburg bridge

## 2.2 ブルックリン橋の修復工事<sup>2)</sup>

ブルックリン橋は、イーストリバーに架かる橋の中では最も古く、1885年に開通した。ジョン・ローブリッジと息子のワシントンの代表作として、世界で最も有名でかつ最高の評価を受けている橋の1つである。橋は1967年になって史蹟記念建造物の指定を受けた。中央径間で486m、両側径間でそれぞれ283mのこの橋梁には、吊橋と斜張橋の両特性が組合わされている。建設された当時、ブルックリン橋は世界最大の吊橋であった。橋は4本の主ケーブルで支持されており、このケーブルはそれぞれ直径400mmの並列式亜鉛メッキ鋼線となっている。鋼線を使用した橋はこれが最初である。花崗岩を使った石積みの塔とアンカレイジとがこれらのケーブルを支持している。上部工は、ワイヤーロープのハンガーによって、ハンガーロープが中央径間と側径間とで不足する場所では鋼棒サスペンダーによって、側径間ケーブルが補剛トラスの下方にある場所ではケーブルポストによって支えられ、また、塔の中心から中央径間および側径間での奇数格点で、補剛トラスと結合する斜方ステイによっても支持されている。(写真-2, 3)

1950年代の半ばから1970年代の半ばにかけて、ブルックリン橋における工事はほとんど無く、行ったのは、マンハッタン側進入路内のフランクリン・スクエア橋の再建、塗装の塗替え、1974~1975年にコンクリート充填鋼格子床版に鋼製スタッドを取付ける改良工事のみであった。そのため大がかりな修復にあたって、次の3段階に分けて考慮された。

○橋の現況を詳細に調査することと、必要となる補修の設計。

○改修の必要性がわかっている橋梁部材の設計。

○この記念碑的構築物を、200年目以降にも地域社会に貢献できるようにするために、その外形、荷重分布及び構造概念の変更について、決定するための調査。

中央径間におけるケーブルの2区間及びマンハッタン側の側径間の1箇所、ケーブルのカバーが取除かれ、

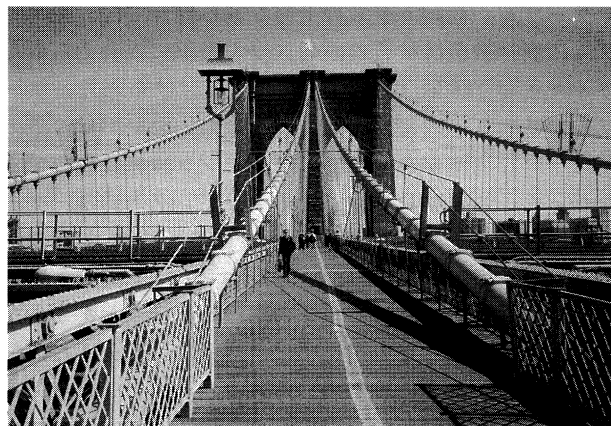


写真-3 ブルックリン橋

Photo.3 Brooklyn Bridge

かし材のくさびが打ち込まれた。ケーブルバンドは2.3 mおきに取付けられているので、くさびを貫通させるにはケーブルを自由に動かせることが必要であり、まず、ハンガーロープとケーブルバンドを撤去することが必要であった。

現在の工法とは違って、ケーブルバンドは鋼線による被覆の上に取付けられていた。ケーブルバンドの内側にあった鋼線は、鋼線被覆部分の凹凸のある表面とケーブルバンドの滑らかな内側表面の間に集まる傾向にある湿気が原因となって、腐食が目立ち始めていた。被覆材とケーブルバンドの直下にある主ケーブルワイヤーの外層がすでに腐食し、亜鉛メッキの大部分がなくなっていて、ワイヤーの発錆が始まっていた。調査中の1本のワイヤーは、その断面の3/4以上が失われていたため、破断した。残りの線材においては、一般に点錆と呼ばれる局所的な表面部分の喪失が観察された。2つのケーブルバンドの間では、鋼線の表面は満足いく状態であった。乾いた鉛丹ペーストが表面の大部分に塗込められていた。しかし、所々に亜鉛メッキから出た酸化亜鉛が粉末になって裸線を覆っていた。外周の4カ所の位置において、かし材のくさびが鋼線の間約15 cm、すなわち、殆どケーブル中心の深さまで打ち込まれた。そして、ケーブルバンドの下側も、腐食はすべてワイヤーの外層に限られていることがわかった。その2層目から奥にかけては、当初に施された亜鉛メッキがほぼ完全な状態で残っていた。

57本の鋼線サンプルがいろいろな位置から切取られ、研究所に送られた。鋼線が切取られたケーブル部分は、ねじ山のついたはめ輪を使って継ぎ、同じ長さの新しい鋼線で入替えられた。試験結果では、典型的と見られる腐食ワイヤーは、腐食していないものと比べると、計測できるほどの強度を失うまでには至っていなかったが、橋完成時の鋼線は均一性を欠き、現在使われている橋梁用鋼線と比べて品質的にかなり劣っているようであった。ここでの重要な発見は、元の鋼線は延性が低く、断面減少率は実質0~26.5%、平均16%であった。

ケーブルが補剛トラスの上方を通る地点では、主ケーブルの鋼線被覆は軟質の亜鉛メッキ鋼線に取替えられた。ワイヤーは136 kgの張力を加えて取付けられた。ケーブルが補剛トラスに接近している地点においては、その間に十分な隔離がないので、ラッピング機械は利用できなかった。ネオプレーンによるラッピング方式は、ケーブルワイヤーに塗布する液状ネオプレーンによるコーティング、76 mmの重なりで螺旋状に巻かれたネオプレーンシートと、ハイパロンの2層コーティングからできている。被覆した表層上には、歩行用に備えるため、粉碎されたクルミの殻が用いられ、ハイパロンが吹付けられた。

橋梁の主要上部構造は、全体に塗替え塗装が施された。3層塗り、すなわち、変性エポキシプライマー、中塗り、そして上塗りにウレタン塗装が使用された。上部工の塗

装は中間色のブラウンとし、ケーブルの色は橋の当初からの色彩とマッチするよう淡黄褐色という軽い色とされた。

既設アンカレイジ上部の車道は、縦断と横断方向に目地があるコンクリートスラブを基に、ワイヤーメッシュで補強し、アスファルトで被覆している。アンカレイジへの漏水は、長年の問題となっていた。ひび割れはアンカレイジ部の床部材を貫いていたため、中核部分からコンクリートの採取が行われ、その結果、既設コンクリート層の約60 cmの厚さでひび割れと破砕がおこっていて、除去する必要があると判定された。新アンカレイジの床版は、レベリング層および30 cmの鉄筋コンクリートスラブからなり、スラブにはわずか2本の横目地があるだけで、縦目地は入っていない。このコンクリートは早期の養生特性を理由に選定されたが、これは、工事の性質上、きわめて限られた時間内でしか道路の閉鎖が許されなかったことに起因していた。

ブルックリン橋は、どこから眺めても時代のシンボルであり、アメリカの精神を象徴する記念物である。半面、時を超えた芸術作品ともなり、橋は機能的にも、美しさにおいても、測り知れない奥深さと複雑に感じさせる構造物でもある。このほど完成した修復工事によって、橋の機能と美しさは、さらに次の100年、またそれ以上に、保存できるであろうと報告されている。

### 2.3 タンカービル橋のケーブル交換<sup>9)</sup>

タンカービル橋は、中央径間608 m、側径間176 mの吊橋であり、ケーブルは、右岸で岩盤に直接固定され、左岸では巨大な鉄筋コンクリートのアンカーブロックにて固定されている。

1954年に着手されたこの建設工事は、1940年のタコマ橋の災害に大いに影響されている。何故なら、タンカービル橋はその崩壊後に建設された最初の巨大吊橋であった。建設は円滑に進められ、この橋は1959年に開通した。その時点では、この橋はヨーロッパで最長であった。

主ケーブルは、中央径間で56本のストランドから成り、側径間の長さが短いことにより、4本の追加ストランドが塔頂部のサドルで固定され、側径間のストランド数は60本である。各ストランドは、直径4.7 mmの169本の鋼線から成る。これらのストランドは非亜鉛めっき鋼線で作られていた。

1965年に早くも、最初の腐食の兆候として、一部の鋼線がカラーの部分で破断しかかっていることが発見され、1966年にこの問題を詳細に分析するという決定がなされた。その後の正確な数字を示すと、1970年までに1,711本の破断鋼線が記録されたのに対し、ケーブル復元後の1970年から1988年までに観察された破断鋼線はわずか147本であった。もちろん、点検できない内部の鋼線に何が起きているかを正確に知ることは不可能である。

その当時、フランスのその他5つの吊橋（ジャルゴー、

シャロンヌ、セイセル、アンダンスおよびライラック橋)でほぼ同じタイプの腐食が確認されたが、その腐食速度はタンカービル橋の方がずっと速いようであった。

1995年にストランドが破断した。このストランドは、上流側ケーブル、左岸のアンカーブロック入口のサドルの直前であった。破断したストランドは、中間の高さの、ケーブルの外側ストランドの1つであり、それはトラックによって跳ねかけられる水(冬季には塩分を含む)に最もさらされるストランドの1つであった。

破断鋼線の分析によって、それらの大部分がずっと以前から破断していたことが明らかとなった。おそらく、鋼線は1本また1本と徐々に破断したものと思われた。

周知のとおり、外側層の鋼線の張力によって誘発される横方向の圧縮から生まれる摩擦力により、ストランド内の破断鋼線が固定され、徐々に多くの鋼線が破断する時にもストランド内の張力はほぼ維持されており、最後に残った鋼線は過剰な張力のために破断した。研究所の分析によって、最後の鋼線を除いて、鋼線が高張力下の腐食によって破断したことが証明された。

破断した鋼線の数、あるいはこの橋に残された安全性は誰にも判らなかつたため、状況は極めて重大であった。それと同時に、左岸にある高速道路へノルマンディー橋をつなぐ高速道路の区間は未だ建設されていなかった(1999年に完成)ため、この橋を通行止めにするには極めて困難であった。

新たな鋼線破断の正確な数を記録するためにケーブルの継続的監視態勢を組織することを条件として、橋を通常どおり通行可能にすることを決議した。

監視装置は、主に鋼線破断によって生じる音を感知する音波検出器の設置、そして、ケーブル内での鋼線破断の動的効果を検出できる動的記録計で構成された。これらのシステムが4つのアンカレイジ収納室、2つの中央径間部、そしてサドルに近い塔頂に、それぞれ設置された。鋼線の破断は、最初の監視装置を収納室に設置して以来、1995年から記録されており、ケーブルの急激な破断の兆候と思われる状況が起きた場合には、橋を封鎖するという非常に厳格な命令が出されていた。

1995年に技術委員会は、鋼線の一部については鋼の品質が適合していないこと、非亜鉛めっき鋼線から作られた単純な開放ストランドから成るケーブルの腐食に対する保護が貧弱であること、ますます腐食が進展することが明らかであったため、既存の主ケーブルを新しいものと交換するべきであると決議した。ケーブルを完全に交換しなければ、遅かれ早かれ崩壊前に橋を封鎖することが必要となった。

ノルマンディー橋を完成させたばかりの事業者が交換にあたって修復コストを最小限に削減しなければならないのは明らかであった。1970年に提案されたプロジェクトはおよそ3億フランで、この状況においては極めて高額であると思われた。そのため同じ概念である仮ケーブルは使わない、つまり、既存の2本の各ケーブルの両

表-2 破断ストランド：破断鋼線の分布

Tab.2 Distribution of wires and strands with breakage

	鋼線の総数	延性破壊	半脆性破壊	その内古いもの
中核鋼線	1	1	-	-
第7層	6	6	-	-
第6層	12	7	5	-
第5層	18	8	10	-
第4層	24	3	21	5
第3層	30	-	30	16
第2層	36	-	36	31
最外層	42	-	38	7

側に設置する新しいケーブルが、最終的なものとなるような設計を考えた。このため、ケーブル径はやや大きくする必要はあるが、以前の案に比べてそのコストは削減できることが明らかであった。

1996年6月に約2億フランの修復工事契約が結ばれた。最もやっかいな問題は、スプレー室内での新しいケーブルの固定で、アンカレイジスプレー室の入口ケーブルは、既存のものの両側に1つずつある新しいサドルで行われた。通常どおりこれらのサドルは、限定された縦方向の動きが可能のように鋼のローラー上に設置されている。新しいサドルの位置が中心から横方向にずれているために、新しいケーブルはサドルと鋼のアンカレイジロッドへの固定の間で小さな水平方向の力を受ける。そのため大きな曲げ応力をロッドに持ち込まないようにした。

既存のケーブルから新しいものへの荷重の移転は慎重を要する作業である。主ケーブルの工事は全て通常の吊橋と同様に行われ、その後、デッキ区順にケーブルから吊り下げられた。荷重の増加に伴ってケーブルの張力が増加し、ケーブルは伸びる。側径間(176m)が中央径間の半分(304m)よりもずっと短いため、サドルを塔頂部に固定すれば、塔は中央径間の方向に曲がる。塔を曲げる力から解放するために、架設中、中央径間の方向へ制限された距離だけ移動するローラー上にサドルが設置された。

タンカービル橋の架設の場合、サドルは塔の鉛直軸から47cm後方へ配置され、それらは、通常どおり下をコンクリートで固めることによって、架設後に固定され最終的な調整は、塔を後方へ少し移動させるために、収納室内でケーブルをジャッキで上げることによって行われた。

工事は非常に円滑に進行している。新しいケーブルは設置済みであり、荷重の移転は1998年春に始まった。この橋の安全性は間もなく完全に保証されることになる。この橋の通行は、その間ずっと片側1車線の2車線に制限されて維持されており、通行止めになったのは、作業プラットフォームとして使用する鉄骨を各塔頂部に設置する工事を行った4回の数時間だけであった。

## 2.4 ベアマウンテン橋のケーブル調査<sup>①</sup> (写真-4, 5)

1990年代の初期に建設された全ての吊橋の1次防食として、鉛丹ペーストを使った方法が用いられた。日常点検を通して鉛丹ペーストで保護した面では、鉛丹ペイントかまたは薄い層のペーストで上塗りされた面と比べて、かなり良好な状態に保たれている。ケーブル修復要領には、主ケーブルの直線30cm当たり防錆オイルを約2.8リットル添加することが含まれている。そして、代替候補のオイルについては、鉛丹ペーストとの相性がよいかの評価をしてきた。ミッドハドソン橋では、化学乾燥剤を含み、長期の保護用被覆を各ワイヤーに残すという特性をもつ亜麻仁油系の合成剤が選ばれた。ベアマウンテン橋においては、2種類のオイルを使って浸透性が評価された。その結果、亜麻仁油系が選ばれている。

無処理の鋼材が亜鉛メッキされた部材と接触するとき、亜鉛はメッキ加工された部材から無処理の鋼材へと移動し、局部的に亜鉛メッキを急速に減耗させる。この問題となる箇所は、そのまま腐食し続け、鋼製ワイヤーに点錆を発生させ、応力腐食割れや水素脆化割れの媒介となる。これらの理由によつて、ペーストに陰極性防食能力を備えさせる必要性があった。伝統的なペーストがもつ

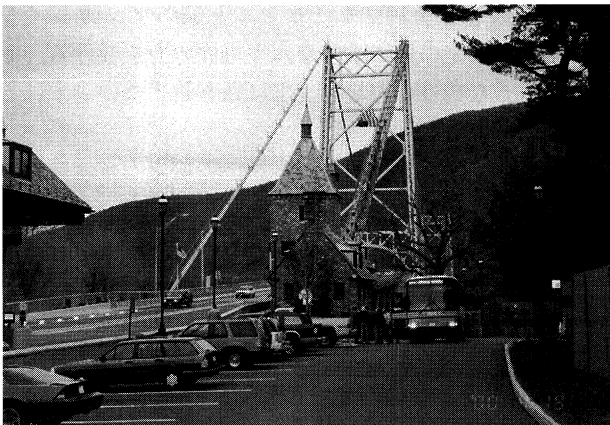


写真-4 ベアマウンテン橋  
Photo.4 Bear Mountain Brige

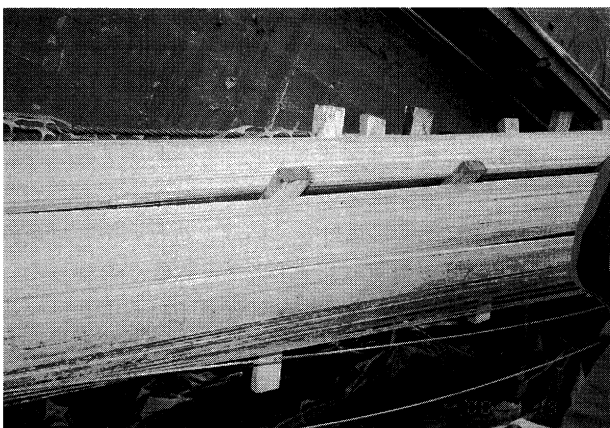


写真-5 ベアマウンテン橋のケーブル開放調査  
Photo.5 Open investigation of cable on Bear Mountain Bridge

ていた通常の腐食に対抗する性能を損なうことなく、陰極性防食能力をも併せ持つ特性がある製品を見つけ出すのが、意図するところであった。目下、ベアマウンテン橋のケーブル修復に使用中のペーストはグリコートZコンプレックス2Cである。この合成物は、亜麻仁油を基材として45%の酸化亜鉛と45%の亜鉛ダストとを配合したものである。陰極性腐蝕に対抗するのに役立つ遊離性亜鉛が存在し、酸化亜鉛は優れた遮湿性を備え、亜麻仁油系色剤もまた、防食オイルと相性がよいことを確認したと報告されている。

## 2.5 本州四国連絡橋のケーブル防食<sup>②</sup>

本州四国連絡橋公団では、既に完成した吊橋主ケーブルを調査(1989年~1992年)したところ、ケーブル素線の表面に錆が発見された。さまざまな試験及び調査結果より、ケーブル内部環境の改善が必要との結論に達し、明石海峡大橋及び来島海峡大橋を初めとし、既に供用している吊橋の主ケーブル内も送気乾燥させる方法の導入を決めた。

この新しい方法は、送気設備と共に主ケーブルの気密性の確保と遮水性の向上が重要となる。そのため既に供用している橋梁ではケーブルバンドの周りをコーキングし、ラッピングワイヤーに柔軟型塗装を施すこととし、明石海峡大橋ではラッピングワイヤの上にゴムラッピングを施工し、来島海峡大橋ではS字型の新しいワイヤで被膜し、柔軟型塗装することにより、各々の主ケーブルを乾燥状態に保持している。

乾燥によりケーブルを防食する方法は、既に本四架橋のアンカレイジのケーブルスプレー部分や、海外での箱桁橋内部で実施されており、初めての試みではない。但し、公団技術者の提案によって吊橋ケーブルという約5mmの鋼線の束に送気し、ケーブル全体を乾燥させ防食する試みは、世界でも初めてのであり、理論どおり防食できるかどうか確認する必要性があった。そこで、各種試験を行い「送気乾燥システム」の防食効果と実現性を確認してきた。この国際吊橋管理者会議では、主ケーブル防

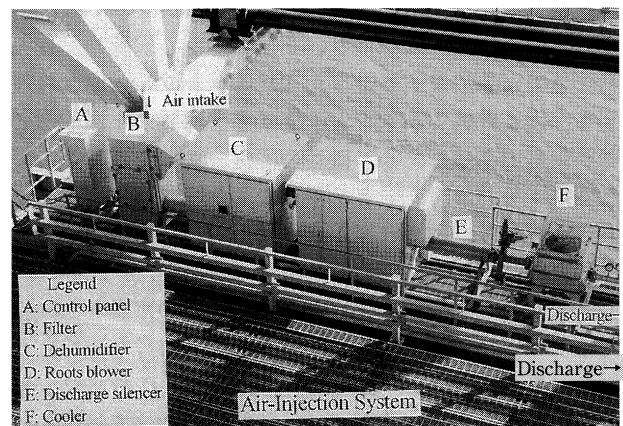


写真-6 明石海峡大橋の送気乾燥設備

Photo.6 Dry air injection system on Akashi Kaikyo Bridge

食調査・試験及び送気乾燥システムの検討から現在の管理までの概要について講演した。

写真-6に明石海峡大橋の乾燥空気送気設備を示す。この乾燥空気送気システムの設計にあたり、試験結果などから送気間隔は140m程度とし、送気量は1箇所3m<sup>3</sup>/分、ケーブル内圧力は300mmAq(0.03気圧)以下、管理目標相対湿度は40%以下とした。写真-7に送・排気カバーの設置状況をそれぞれ示す。

来島海峡大橋のケーブル被覆構造は、その施工性に優れるとともに気密性を確保できる性能が求められていた。そのため従来の円形断面(丸線)ワイヤを使用したラッピングをS字形のラッピングとした。また、ラッピングワイヤ上の塗装には伸び性能に優れた柔軟形のフッ素樹脂塗料を使用した。

来島海峡大橋の乾燥空気送気システムは、明石海峡大橋や既設吊橋での検討結果を基に設計を行った。送気圧

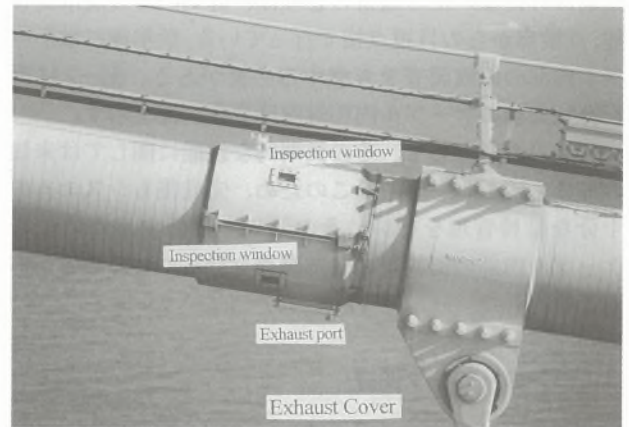
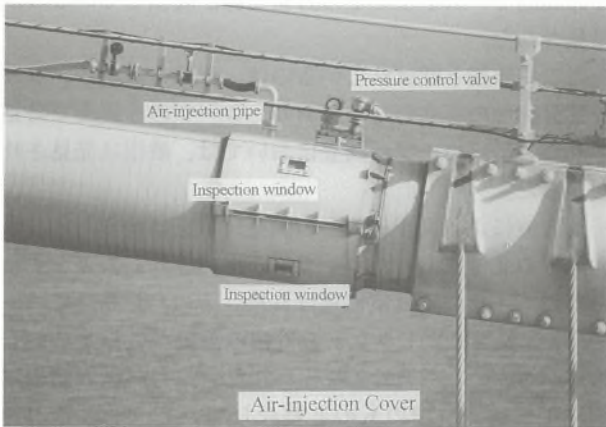


写真-7 明石海峡大橋の送・排気カバー設置状況

Photo.7 Installation of intake-outlet covering on Akashi Kaikyo Bridge

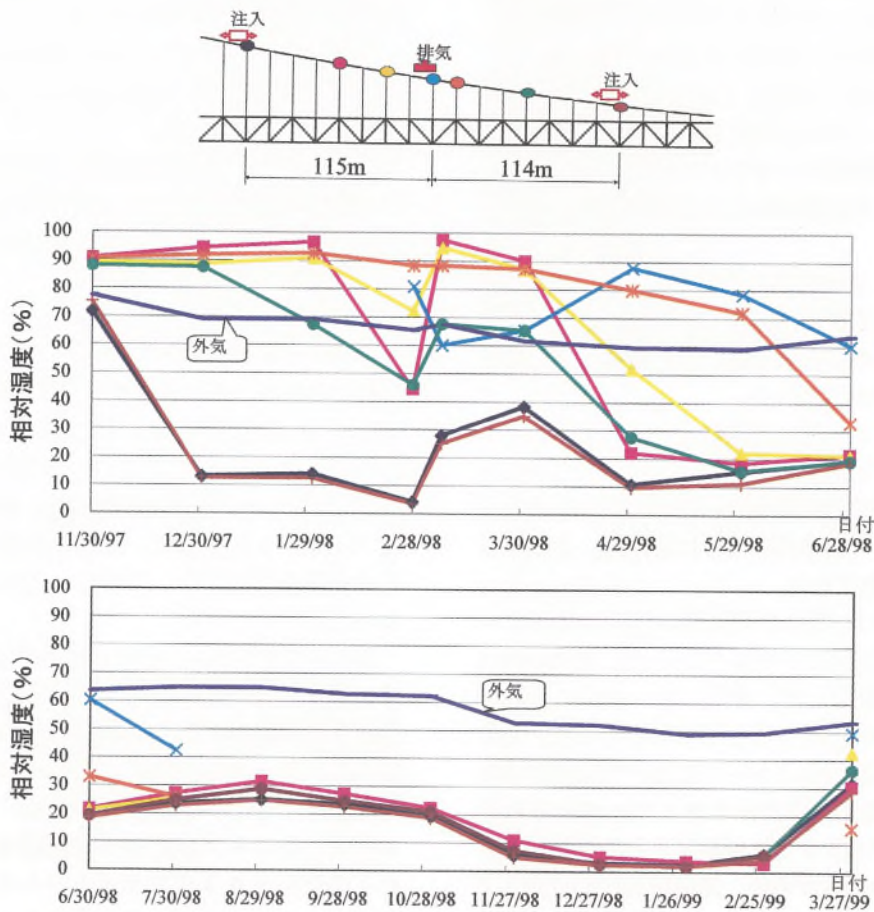


図-2 明石海峡大橋の相対湿度状況

Fig.2 Relative humidity on Akashi Kaikyo Bridge

力はコーキング材の耐久力を考えて、300 mmAq 以下とした。また送気距離を検討した結果、ケーブル内の送気距離は 200 m 以下を目安とした。

送気システム及びケーブル被覆の管理は、ケーブルの被覆状況、乾燥機、送気管、ブローアの点検、及び特に塩分除去フィルターの管理が重要で、明石海峡大橋では供用後、1年半でフィルタの取替えを行っている。

ケーブル防食効果の確認には、定期的にラッピングワイヤをはずしての開放調査が必要であるが、開放調査は頻繁に行えないため通常の管理は、排気口での温湿度管理、点検窓からの目視点検で行っている。数年後にはケーブル内部の開放調査を考慮する必要がある。図-2 に明石海峡大橋のケーブル内相対湿度変化状況を示す。

今後の課題として、その長期的な性能に関しては未知の部分も残されている。このため、完成後もシステムの十分な維持管理を行い、その効果を確認するためにもケーブル内部の開放等の追跡調査を行っていく必要があると報告した。

### 3. ハンガーロープ関連

#### 3.1 フォース道路橋のハンガーロープ調査<sup>6)</sup>

フォース道路橋は、1964年に開通した。スコットランドのエジンバラ西方10マイルに位置するフォース川の河口上に架けられた、両方向2車線の道路橋である。その中央径間は1,006 m、側径間は408 mである。

総計192の間隔18 mで設置されたハンガー材は、デッキの荷重を主ケーブルに伝えている。それぞれのハンガーロープは、通常のケーブルバンドの上を通過して、ソケットで補剛トラスに繋がれた2本の亜鉛メッキ鋼線ロープからなる。

1995年の9月に、橋の西方にある南側のハンガー（中央径間内）を構成している4本のロープ中、1本のロープが擦り切れているのが発見され、応急支持材が挿入されるまで通行制限が実施された。

その調査をするため、橋の西方にある南北のハンガーが取外され、試験が行われることになった。最初の試験結果から、詳細な情報を得るため、橋の東側で同じ位置にある2組のハンガーを取外すことになった。この作業は1996年の6月に完了した。

4組のハンガーについての引張試験の結果、5本のロープの平均値は、初期強度の75%であった。その内の1本のロープは43%を示した。また、ロープ内の弱点は、ソケットに近い場所にあることが明らかになった。元のソケットとともに試験されたロープにおいて強度が失われているという事実は、端部から約1.7 mのところから採取されたロープのサンプル試験結果と好対照をなすものであった。このサンプルは、元の設計強度を少し上回る破壊強度を示したのである。

内部鋼線の破断の大部分は、腐蝕によって促進された金属疲労に関係していて、ソケットの周辺に集中してい

た。ロープを開けた時、これを製作する時点で注入された潤滑材は、ソケットの近くではほんの少し残っていないことが分かった。白金を使いソケットを作った際に発生した熱の影響で、潤滑材が脱落した可能性が高い。

試験によって破壊されたロープのサンプルについて、超音波を使って破壊場所を見つけるというデモンストラーションを行い、これに続いて、51のハンガーから採取されたサンプルについて調査が行われた。その結果では、ソケット内部5 cmの所から15 cm離れた場所までの範囲で、ストランドの外側鋼線が破損しているのが発見された。

ここで破損と呼ばれているのは、鋼線の破断か、重大な部分腐蝕の存在のことであり、ロープの9箇所で見えられた。長尺ロープの調査においては、破損は発見されなかった。

超音波による調査結果との関連付けをはかるため、橋の東方の北側にあったハンガーが取外され、調査をするためにドイツの研究室に運ばれた。このハンガーにおいては、3箇所ですトランドの外側の鋼線が破損しているのが明らかになった。2回行われた引張力試験の結果は、国立工学研究所でのものと整合していて、平均で21%の強度が失われているのが示された。残念なことに、詳細な調査のためにロープを分解したときに、主に内部の中心で鋼線が破断しているのが発見されたが、この破断は超音波では発見されなかった。

ここでの結論は、外側の鋼線の破断は、ロープの見えない部分でより多くの破断が存在していることを示唆するというものであった。

他の長大吊橋管理者との意見交換において、中央径間のハンガーの鋼線が破断している場合、ハンガーを全面的に取替えるのが一般的であろうという事であった。

#### 3.2 ジョージワシントン橋のハンガーロープ交換<sup>7)</sup>

ジョージワシントン橋は工学的、建築学的に画期的な建造物である。もともと6車線からなる橋の上部構造は1931年10月に開通した。1946年に上部構造に2車線が追加され、1962年に下部構造が追加された（図-3）。下部構造によって6車線が増え、その結果橋の能力は75パーセント増加した。1999年には1億6百80万台以上の車輛が橋を通り、世界で一番交通頻度の高い橋になった。

ジョージワシントン橋における592本のハンガーロープの大部分は（図-4）、1931年の橋の開通以来ずっと使用されてきた。これらの直径73 mmのロープは、床梁から主ケーブルに達し、主ケーブルの上部を通過してまた床梁まできている。各ロープは、19本の鋼線からなる独立したロープ芯に37本の鋼線を螺旋状にまきつけたものであるストランド6本からなる。これらのハンガーロープが、14.6 mから208.8 mの長さで、18.3 mごとに主ケーブルから吊り下がって、2車線のデッキを固定している。

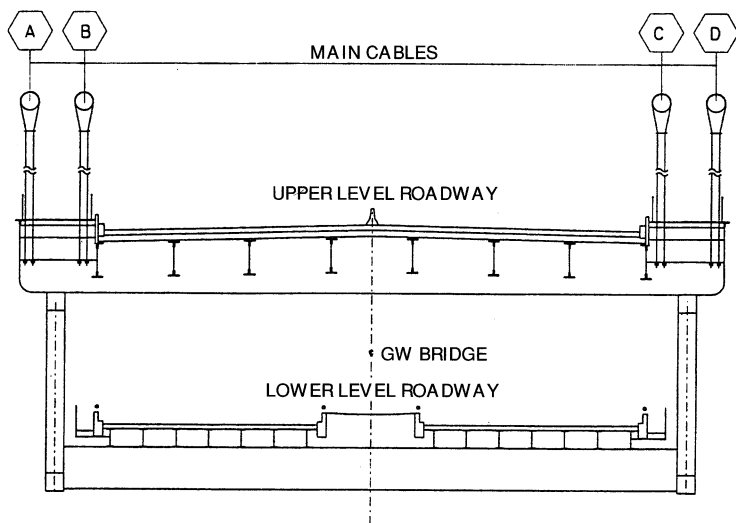


図-3 ジョージワシントン橋の横断面  
Fig.3 Cross section of George Washington Bridge

検査のために取外したハンガーロープの目視観察完了後、他のハンガーロープについても詳細な目視検査を行うことになった。12本の追加ハンガーロープをジャッキであげ、目視検査のため揺り動かした。ハンガーロープは、調査報告で記録されている鋼線の破損の数にもとづいて選択された。

調査された12本のハンガーロープの全てに少なくとも1本の破損鋼線があったと報告された。またその内の3本は少なくとも38本の鋼線が破損していた。それらの個所はほとんど床梁のフランジ上部とソケット口で見受けられた。またハンガーロープにも床梁部との接触のためその周辺に擦れ跡があった。しかし明らかに主ケーブルの一番外側のハンガーロープにおいては、ソケット口にたまったゴミ等は少なく、それ故、鋼線の破損も少なかった。主ケーブルとハンガーロープには、腐食はほとんどなかった。

検査技術向上のため最新鋭の光ファイバービデオ内視鏡を使用し、ハンガーロープが使用されている状態で、多くの検査箇所が評価された。汚れを取った後、ソケット部のロープを検査するのにビデオ内視鏡が用いられた。また、ハンガーロープをその設置位置から外した後、データが記録され、その調査結果が比較された。ビデオ内視鏡は現在使用中であるハンガーロープの状態を評価するのに適切なデータを与えてくれる。又、腐食による劣化や変色と、ある程度の鋼線の破損具合を示すことができる。

主ケーブルの被覆されていない部分の詳細な目視調査が行われた。ケーブルバンドには12本の破損したケーブル鋼線が外側にあった。ケーブルバンドの内周に設けられた溝の周辺にあった鋼線の最初の2層には錆が観察された。ケーブルバンドからはずれた位置にあった外側の鋼線は良い状態であった。これらの鋼線の大部分には

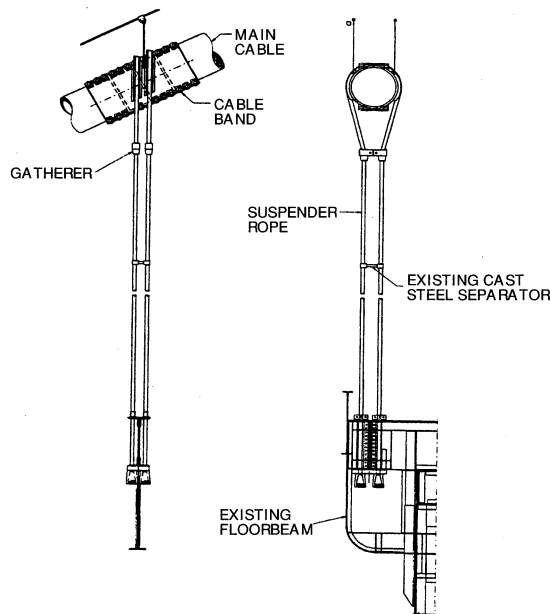


図-4 ハンガーロープの配置  
Fig.4 Arrangement of hunger ropes

鉄錆は見受けられなかった。主ケーブルの内部の鋼線は、その底面での部分を除いて、非常に良い状態であった。底面では、表面から最高8層の深さにいたる部分まで、明らかな鉄錆が観察された。

今後の作業プログラムは2000年夏までには完了する予定である。その目標は現在の状況を判断し、軽減できる既存の諸問題を想定し、ハンガーロープの残存寿命を決定することである。この研究により諸問題を定量的に認識し、その結果として、以下に掲げる項目の少なくとも1つ以上の課題が追跡できると予想している。

- ロープの残存寿命と交換の必要性を確認すること
- ロープに改良された防食を施すこと
- 必要に応じロープを交換すること
- ロープ交換のために詳細設計の改良、防食仕様を開発すること

現在のところ、ロープ交換を最優先しなければならないという箇所はない。今回の目視調査において腐蝕した1本のロープでは、その歩道の高さ以下の部分でかなりの腐蝕が見られた。その安全率は許容されるものであったが、実際は交換された。残りのロープは全く良い状態であった。この試験結果は、最終の結論をだすのに役立つ。将来の進め方を示してくれるであろうと結んでいる。

#### 4. 桁内除湿関連

##### 4.1 ハンバー橋の除湿を用いた防食<sup>8)</sup>

英国で最後の、橋のない主要な河口を横断するのに建設されたハンバー橋は1981年に開通した。これは、鉄筋コンクリートの塔、空中から張られた主ケーブル、そして斜行ハンガーケーブルで吊られた直交異方性の閉鎖箱型の路面デッキで構成されている橋である。この橋の

中央支間は1,410 mで、明石海峡大橋の完成までは世界最長のものであった。

主ケーブルの鋼線は亜鉛メッキが施されている。ケーブルの外側表面は、軟質鋼線でラッピングする前に鉛丹ペーストが塗布された。ケーブルは、余分な鉛丹ペーストを拭取った後、フェノール系桐油を5回塗る塗装が施された。

路面デッキの上面は、マシチックアスファルトをする前に亜鉛が金属溶射された。残りのデッキ内外での鋼材部分には、デッキの架設の前に、エポキシエステルが3回下塗りされた。架設後、デッキの外側には、塩化ゴムを用いた塗装で2回上塗りされた。デッキの内側は、風雨にさらされないという理由で、下塗りのまま残された。

デンマークでは、リトルベルト橋やファー口橋などで桁内に除湿システムが使用され、かなりの成功を収めていた。ハンバー橋は、その構造上、類似の手法を使用するのに非常に適していた。それに代わる方法として、既存の塗装に上塗りが可能な様々なコーティング戦略が検討されたが、安価でかつ、デンマークで非常に良好な実績があり、橋への出入りが複雑にならず、鋼材部分の点検が困難でなく、環境にやさしいことから、除湿を用いた防食を行うという結論がなされた。

ハンバー橋の除湿システムは全体として、アンカレージスプレー室(図-5)、路面デッキそして塔頂サドルに除湿された空気を提供することとした。それを達成するために、橋の全長2.2 kmにわたって分散され、かつ塔頂部からアンカレージスプレー室の底部までの様々な高さにある13の箇所に、除湿装置が取り付けられた。装置をチェックする目的で遠く離れた場所へ頻繁に出向く必要をなくすために、電子監視システムを設置して装置を遠隔的にチェックし制御できるようにした。

この監視システムは、管理事務所の中央コンピュータにつながれた除湿装置の近くに設けられた野外ステーションからなっている。各野外ステーションには、除湿施設を瞬時に制御したり、データを監視したりするためのマイクロプロセッサ基盤が備付けられている。これら

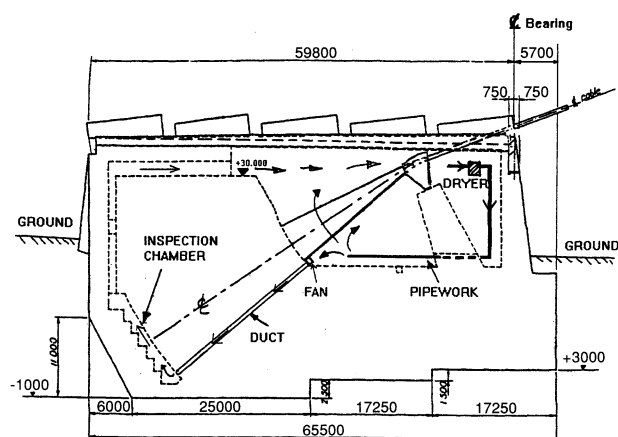


図-5 ハンバー橋のアンカレージ除湿システム

Fig.5 Dehumidifying system for anchorage of Humber Bridge

の野外ステーションは、単純な2回線を介して互いに接続されており、その回線の端末には、コンピュータにつながれたデスクトップの制御装置がある。システムは、除湿施設の湿度、温度そして運転時間についてのデータを収集する。過剰な水分レベルが検出されるとシステムが警報を出す。また、警報の限界値を調整したり、装置の制御の設定値を変更したりする手段も装備されている。

吊橋は、非常に長い寿命(ハンバー橋の場合は120年)を想定して設計される高価な資産である。本稿で説明した除湿システムは、そのような長い耐用年数を達成する上で重要な役割を果たしている。主ケーブルのうち最も害を受けやすい部分の腐食および床デッキ内部の腐食を排除することによって、この橋の全体で必要となる将来の保守経費、特に、再塗装コストや、早い時期に必要なケーブルの補修工事にかかるコストが大幅に削減されると予想されている。この除湿装置の設置コストは適切なもので、運転コストは橋の価値に比べればわずかなものである。乾燥器を用いることと環境と衛生そして安全上の利点、特に、デッキ内部の塗装に代わるものとしての利点は極めて大きいと結ばれている。

## 5. 耐震補強関連

### 5.1 ゴールデンゲート橋の耐震改修工事計画<sup>9)</sup>

ゴールデンゲート橋(写真-8)は世界的に有名で、米国における土木工学上の七不思議の1つに数えられる。その優れた設計、今日まで大幅に改良されたその構造、継続して行われてきた維持管理により、使用可能期間は200年と推定されている。しかし、震源地の近い大地震(マグニチュード7以上)が起きると、ゴールデンゲート橋は崩壊する可能性もある。この橋の耐震改修工事計画の目的は、近代工学の知識、方法、材料を利用して、震源地の近い強震に対するゴールデンゲート橋の耐震性を向上することにある。

ゴールデンゲート橋専用で作成した性能基準に照らして、橋の構造物を評価した。ゴールデンゲート橋の構造

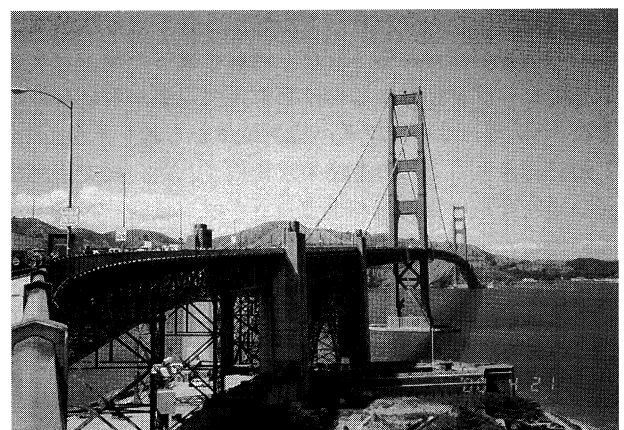


写真-8 ゴールデンゲート橋

Photo.8 Golden Gate bridge

物が基準に合致していれば改修工事は不要だが、基準に合致していなければ改修工事が必要となる。性能基準では、技術的問題の考慮だけでなく、社会的、経済的な配慮（ゴールデンゲート橋の歴史的、文化的、建築上の価値、ベイエリアにおいて重要な経済効果をもつものとしての橋の役割など）も含めた。

下記項目に関して、性能基準をゴールデンゲート橋にあてはめた。

- 近くにあるサンアンドレアス断層で発生するマグニチュード8.3相当の最大想定地震に耐えられること。
- 緊急車輛の乗り入れが可能なこと。
- 地震後数日以内に、制限付きで車輛の乗り入れが可能になること。
- 1ヶ月以内に完全復旧すること。

さらに、改修工事を成功させるためには、改修工事中に交通の流れを維持し、ゴールデンゲート橋の美的・歴史的な保全性を維持することが不可欠であった。橋の歴史的建造物としての価値を保全するための要件も作成した。

長大吊橋の耐震改修工事に関する技術的な設計基準は以前には存在しなかったため、最新の地震工学原理、性能基準、建築要件に基づいて設計基準を作成した。「性能基準に合致するためにはどの程度の被害が許容できるのか」、「ゴールデンゲート橋の地震性能を評価するためにはどのような技術を用いるべきか」などの問題を評価した。設計基準により、工学解析でゴールデンゲート橋の既知の運動を物理試験やモデリングで決定した運動と関連づけることができた。さらに基準では、構造的安全性を脅かすことなく、交通を妨げずに修復できるような修繕可能な被害限度を特定することを考慮に入れた。

高性能コンピュータでのモデル解析を行い、震源地に近い大地震が起き、激しい力を受けた場合の、ゴールデンゲート橋の様々な構造物の運動についてさらに詳しく特定し、運動制御の方法も特定した。ゴールデンゲート橋の構造物をより柔軟にすることで橋が動き、力を消散させることにより、地震エネルギーの影響を最小限にする方法を策定した。同時に、巨大な力に耐えられるよう、構造物を強化する必要があった。様々な改修工事計画がモデル化され、最良の代替策が特定された。コンピュータ解析により、2つの方法でゴールデンゲート橋の性能を高められることが判明した。1つ目は、震源地の近い地震の地盤振動により起こされる激しい作用を低減するために、橋の部材を調整すること、2つ目はこれらの作用により起こされる被害を低減するために一部の構造物を強化することである。強化によって耐えられるようにすることは、非常に費用がかかり、効果も低く、ゴールデンゲート橋の美的一貫性を損なうことがわかった。地震力に耐えるようにするよりも、地震力と共に動くような橋を調整することで、必要な強化の度合いや改修工事の総額を大幅に削減できた。さらに、モデルを使用して部材に関する大規模な物理試験を行い、提案されている改

修工事方法のいくつかの性能を確認した。

激震が発生した場合、吊橋トラスと塔の間に水平に取付けた流体粘性ダンパーにより中央支間が塔に激突するのを防止できることが解析により判明した。またダンパーは塔と中央支間にかかる応力を低減し、地震力から塔を絶縁する。設計解析時に、橋梁の耐震改修工事で流体粘性ダンパーを用いた前例がほとんどないことが分かった。ダンパーの性能を確認するため、モデルを作って実験が行われた。さらに、中央径間の上部水平材を強化して鋼材の座屈を防止する。

モデルを用いて、コンピュータモデリングと物理試験が行われた結果、激震時に塔基部の上で振動することが判明した。次に塔の細部を解析したところ、塔の内部セルが座屈を起こしやすいことが明らかになった。その結果、座屈を防止するために塔の危険個所が補強される。この改修工事は、塔が基部からせり上がることを許すものになっているが、塔は崩壊しないよう強化される。塔を支えるコンクリート製の橋脚も補強する。

この最新の耐震改修工事方法を実施すれば、近代地震工学の登場以前に建設されたゴールデンゲート橋が、新しい近代的構造物に変わることになる。耐震改修工事を施したゴールデンゲート橋は、世界的にも例がなく、今日までの全ての改修工事を凌ぐ最新技術を用いることになる。

## 6. 改良関連

### 6.1 ターガスリバー橋の拡幅工事<sup>10)</sup>

ポルトガル、リスボン市を流れるターガス川に架かる吊橋は、4本の車道を備える道路橋として、1966年に開通した。

そして、鉄道の軌道2本と車道2本の増設による荷重に対処するための橋の改良が行われ、1999年に工事は完成した。(図-6)

鉄道、車両交通が増加し続ける載荷需要に対応して、元の橋梁は補強され、新しいケーブルが加えられた。

ターガスリバー橋の中央径間は1,013 m、両側径間は483 m、南側バックステー1径間の長さは99 m、北側バックステー2径間は100 mである。橋の全長はアンカレイジ間距離で2,278 mである。補剛トラスは、吊支間およびバックステー3径間を通して連続している。南側タワーのケーソン基礎部は水深83 mに達し、吊橋としては世界最深の基礎工を記録している。

ターガスリバー橋は、追加ケーブル方式の吊橋であり、完成後に鉄道軌道デッキを増設した最初の橋梁でもある。

設計段階で考えられた1つの重要な判定基準は、鉄道載荷時での最大勾配であり、最終設計において許容限度内に収めることが必要であった。そして、ここでは列車自体の重量によって生じるたわみに起因する傾斜量も計算された。

工事はきわめて厳しい日程の下で行われた。本設計に

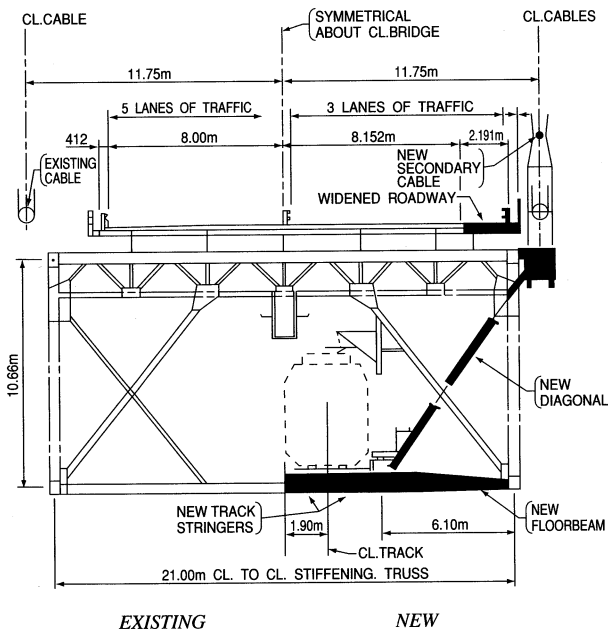
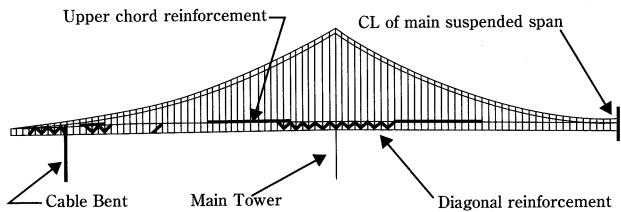


図-6 ターガスリバー橋の補強概念図

Fig.6 Concept of strengthening on Tagus River Bridge

においては、新しいサスペンションシステムが建設されている間、新資材の設置と支持が既存のサスペンションシステムで担われるようにしていた。その結果、追加の荷重を受けて補剛トラスにかなりの変形が発生した。その最悪時にあっては、垂直方向のたわみは地元リスボン市民の目にもはっきり見えるようになり、衝撃を与えた。いくつかの地元新聞はこれを第一面に大きく取上げ、吊橋は追加の重量によって下方に反り返っていると書き立てた。その対応に記者会見まで開かれ、その席上、施主である橋梁のオーナーは、他の事項と同様に橋のたわみは定期的に観測を行っていること、トラスに表れた4mのたわみは計算結果とほぼ一致している旨を説明した。

追加の2車線が開通したあと、車の渋滞は改善されたが、この改善も一時しのぎのように思われた。車両の交通量は相変わらず増加を続け、ポルトガルの政治家は、ターガスリバーを横断する交通量の増加分を負担できる新しい橋を架けるという選択肢をすでに検討している。

## 7. おわりに

会場での質疑応答は国際会議と思えないぐらいフランクなものであり、質問が次から次へと繰り出されたのが印象的であった。開催場所がアメリカであったことも影響しているのか、アメリカ人は何事にも非常にアグレッシブ

シブであることを改めて感じさせられた次第である。

最後になりますが、今回の会議において、本州四国連絡橋公団から2年後を目途に第3回国際吊橋会議を日本で開催することを提案したところ、満場一致の賛同が得られ、2002年5月に開催する事が決定された。

## 参考文献

- 1) Jay A. Patel, Others: RECONSTRUCTING THE WILLIAMSBURG BRIDGE, 2<sup>nd</sup> International Suspension Bridge Operator's Conference, April 2000
- 2) Peter Sluszka, Others: THE BROOKLYN BRIDGE REHABILITATION, 2<sup>nd</sup> International Suspension Bridge Operator's Conference, April 2000
- 3) Michel Virlogeux: REPLACEMENT OF THE SUSPENSION OF THE TANCARVILLE BRIDGE, 2<sup>nd</sup> International Suspension Bridge Operator's Conference, April 2000
- 4) William J. Moreau: CORROSION PROTECTION SYSTEMS FOR BEAR MOUNTAIN CABLE REHABILITATION, 2<sup>nd</sup> International Suspension Bridge Operator's Conference, April 2000
- 5) Hiroyuki FUJIKAWA, Others: CORROSION PROTECTION FOR SUSPENSION BRIDGE CABLES, 2<sup>nd</sup> International Suspension Bridge Operator's Conference, April 2000
- 6) Alastair Andrew: THE FORTH ROAD BRIDGE HANGER INVESTIGATION & REPLACEMENT, 2<sup>nd</sup> International Suspension Bridge Operator's Conference, April 2000
- 7) Peter L. Rinaldi Others: GEORGE WASHINGTON BRIDGE SUSPENSION ROPE REPLACEMENT AND MAIN CABLE INSPECTION, 2<sup>nd</sup> International Suspension Bridge Operator's Conference, April 2000
- 8) Roger A. Evans: THE HUMBER BRIDGE CORROSION PROTECTION USING DEHUMIDIFICATION, 2<sup>nd</sup> International Suspension Bridge Operator's Conference, April 2000
- 9) Mervin C. Giacomini Others: GOLDEN GATE BRIDGE-SEISMIC RETROFIT, 2<sup>nd</sup> International Suspension Bridge Operator's Conference, April 2000
- 10) Mario Fernandes Others: TAGUS RIVER BRIDGE RETROFIT FOR RAILROAD AND ROADWAY WIDENING, 2<sup>nd</sup> International Suspension Bridge Operator's Conference, April 2000

# 明石海峡大橋における台風時の桁応答観測・解析

Observation and Analysis of Girder Behavior on Akashi Kaikyo Bridge during Typhoon

長大橋技術センター  
技術調整課

大 廻 聡



## 概 要

明石海峡大橋はこれまでの長大吊橋に比べ揺れやすくてたわみやすい構造特性を有しているため、台風等の強風による挙動を確認する目的で動態観測システムが導入されている。この動態観測システムで記録された台風 9807 号の強風時データを解析し、明石海峡大橋耐風設計要領で規定している風の変動特性と比較し、ガスト応答についても設計値、解析値と比較を行った。

その結果、実橋の応答観測値は設計の応答値より小さい結果であった。また、自然風の空間相関特性を考慮すると実橋の応答観測値と整合が良くなることが分かった。

Since the Akashi Kaikyo Bridge is likely to vibrate and deform more than the ordinary long-span suspension bridges, the bridge behavior monitoring system has been installed on the bridge to verify dynamic motion due to strong wind as typhoons. With analyzing the motion data recorded by this system during strong wind of the typhoon 9807, the dynamic characteristics of wind were compared with those defined in the aerodynamic design standard of Akashi kaikyo Bridge, and also, the calculation results of gust responses were compared with the design values.

## 1. まえがき

明石海峡大橋はこれまでの長大吊橋に比べると支間が相当に長くなり、揺れやすくてたわみやすい構造特性を有しているため、台風等の強風による挙動を確認する目的で動態観測システムが導入されている。この動態観測システムで記録された台風 9807 号の強風時の風速・風向・橋体応答データを解析し、明石海峡大橋耐風設計要領（以下「設計要領」という。）で規定している風の変動特性と比較し、ガスト応答についても設計値、解析値と比較を行った。

## 2. 風観測データの解析

### 2.1 風観測データ

解析は、平成 10 年 9 月 22 日近畿地方を通過した台風 9807 号の観測データを対象とした。観測は、中央径間桁上で中央付近の 5 台のプロペラ型風速計（P1～P5）、および、中央径間 3L/4 点で 1 台のプロペラ型風速計（P7）で行った。（図-1）中央径間中央に位置する風速計（P3）における、平均風向・風速・乱れ強度の時刻変化を図-2 に示す。

台風 9807 号の風向は、台風の移動とともに変化し、1 A 側（北）から吹き始め、西からの橋軸直角方向の風向を経て、4 A 側（南）からの風へと変化している。風

速は、14 時過ぎまで増加し、橋軸直角に近い風向時に最高風速を記録した。また、風速が最も強い 14 時過ぎには乱れ強度が 7% 程度と低く、その前後は 10% 程度となっている。

なお、風速計は橋桁の西側に設置されているため、台風 7 号による橋軸直角方向からの風は、比較的、橋体の影響を受けていないデータが観測されている。

図-2 のうち 14 時頃からおよび 14 時 10 分頃からの風速変動記録（10 分間の観測時間）を図-3 a、b に示す。この図から風速が 10 分間の間に増加していることが分かるが、特に a の方は前半から後半にかけて急激に風速が増加しているのが分かる。これらの観測データの中から橋軸直角に近い風向の強風データとして 14 時 10 分頃からの 10 分間データを選定し、以下の解析を行った。この観測データの基本特性値を表-1 に示す。

### 2.2 解析結果

#### (1) 風速のパワースペクトル

変動風速の各振動数成分の寄与度パワースペクトル（主流方向、無次元化）を FFT 法で求めた（図-4）。図には実橋観測とともに設計要領で想定しているスペクトルを示す。低無次元振動数部分 0.01 付近のピークは、10 分間の観測時間中に風速が増加した影響と考えられる。また、高無次元振動数部分 1.0 程度以上でパワースペクトルが減少しているのは、プロペラ型の風速計を用いているため高振動数成分に対する感度が低いことによ

ると考えられる。これらの中間のデータを見ると、無次元振動数0.1程度にピークがあり、設計要領の日野スペクトルより若干高振動数側にずれる傾向が見られる。

(2) 乱れのスケール

風速増加傾向の影響を除去した風速データの自己相関関数を算出し、関数がゼロとなる時間まで積分して算出する方法により乱れスケールを算出した(表-2)。乱れのスケールは100~200m程度であり、一般にいられている乱れのスケールの程度である。

表-1 観測強風特性

Tab.1 Characteristics of measured strong wind

項目	強風特性
平均風速	32.0 m/s
最大瞬間風速	39.0 m/s
平均風向(橋軸直 角方からの傾き)	10.0°
乱れ強度 I <sub>u</sub> (%)	4.8 (7.1) ※

※：()外=風速増加傾向の影響分除去後、  
()内=同上影響分含む

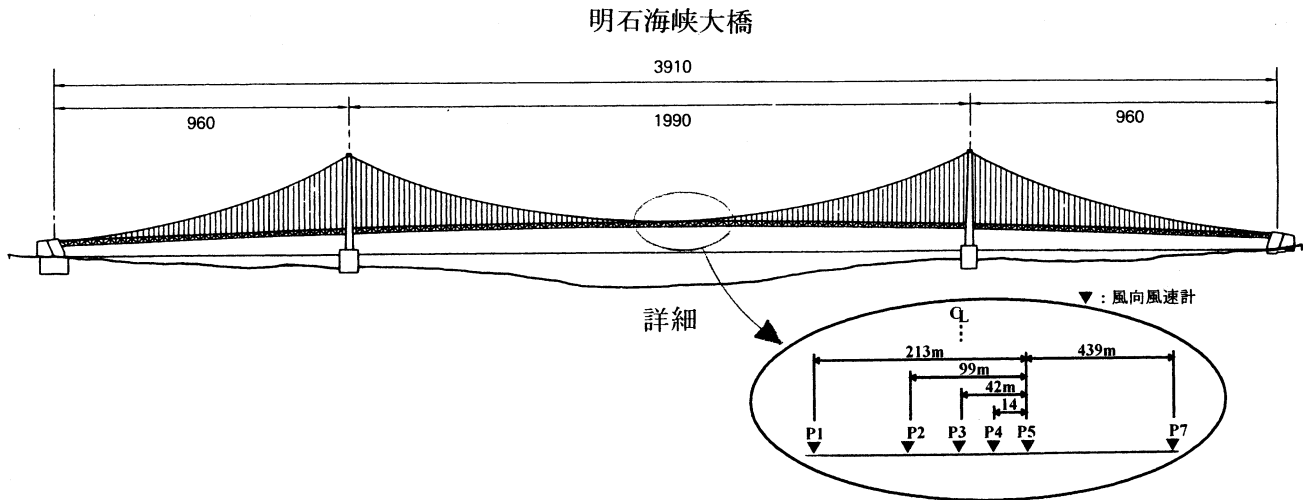


図-1 観測機器配置図

Fig.1 Arrangement of measuring equipment

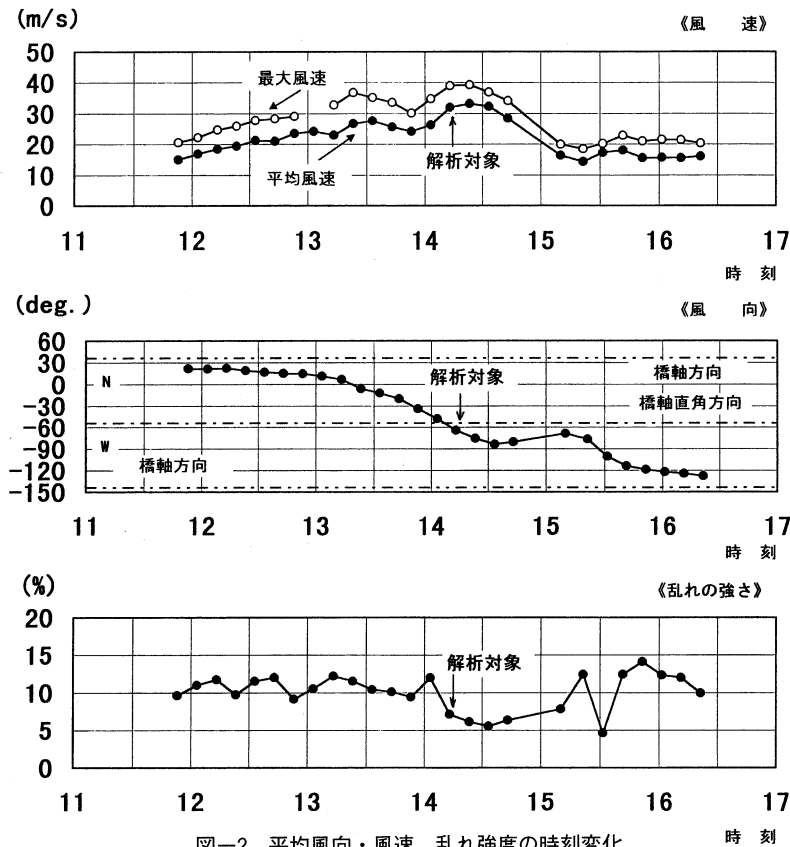


図-2 平均風向・風速、乱れ強度の時刻変化

Fig.2 Variation in time of average wind direction and speed, and turbulence intensity

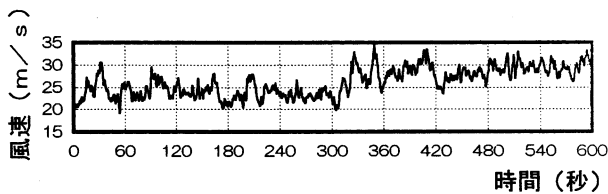


図-3 a 風速時刻歴波形 (14:03~14:13)

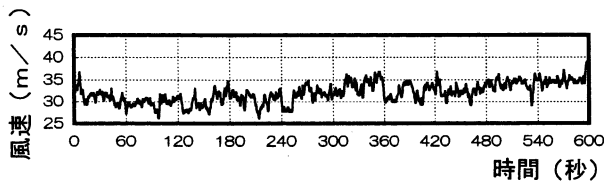


図-3 b 風速時刻歴波形 (14:13~14:23)

Fig.3 Wave form of wind speed in time

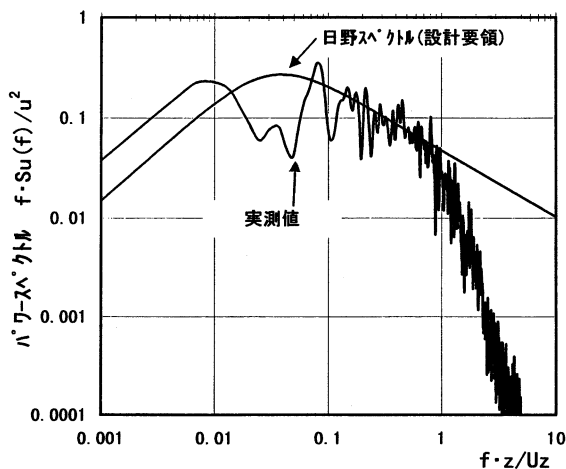


図-4 風速のパワースペクトル

Fig.4 Power spectrum of wind speed

### (3) 空間相関特性

風の乱れの空間相関特性として、複数点で同時観測された風記録からコ・コヒーレンスを求めた(図-5)。コ・コヒーレンスの定義式を下記に示す。

$$\text{コ・コヒーレンス} = \exp\left(-k \frac{f \cdot \Delta y}{U}\right)$$

k: ディケイファクター、f: 振動数、

$\Delta y$ : 2点間距離、 $U$ : 風速

図には実橋観測とともに設計要領で想定しているものを示す。設計要領では指数関数としているので低無次元振動数ではコ・コヒーレンスは1.0に近づき、無次元振動数0では1.0になる。しかし、実測の2点間距離が大きい場合は、0.1以下の低無次元振動数領域でもコ・コヒーレンスは小さくなっており、また、無次元振動数が0でも1未満の値に収束している。この特性は、大鳴門橋、多々羅大橋、来島海峡大橋において記録した台風データにおいても観測されている。

表-2 乱れのスケール

Tab.2 Scale of turbulence

風速計	乱れのスケール
P 1	1 9 8 m
P 2	8 3 m
P 3	1 0 0 m
P 4	1 1 8 m
P 5	1 2 4 m
P 7	9 7 m
平均	1 2 0 m

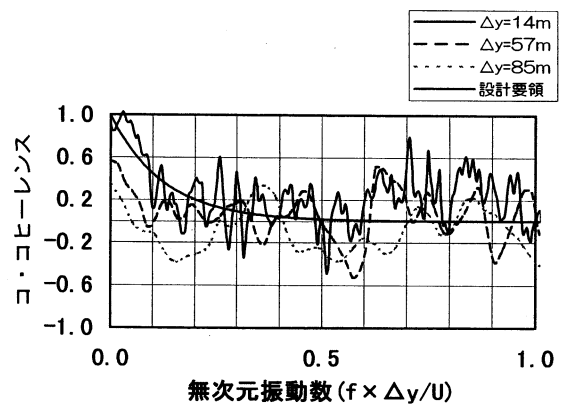


図-5 空間相関特性

Fig.5 Characteristics of spatial coherence

## 2. 橋体応答特性

### (1) 時刻歴データ

橋体のガスト応答として、中央径間中央での桁の応答をGPSで記録した。図-3 a、bに該当する時刻(14時頃からおよび14時10分頃からの10分間)の補剛桁の水平変位記録を図-6 a、bに示す。水平方向変位が時間と共に増加傾向にあるのは、風速が増加傾向にあるのと整合している。

### (2) パワースペクトル

図-6 bの記録より求めた補剛桁の水平成分パワースペクトル(図-7)をみると、明瞭な1つのピークがみられ、その振動数は、補剛桁の水平対称1次固有振動数0.04 Hzと整合している。

### (3) 風速と変位の関係

台風9807号のデータの中から、風向が橋軸直角方向に近く平均風速20 m/s以上の強風データについて、風速と中央径間L/2点の桁水平変位(橋軸直角方向変位)の関係を求めたものを図-8に示す。同図には、設計時に計算されたものを合わせて示す。

全体の関係について見ると、平均変位については実測値は設計値と近い値となっている。動的成分については

実測値の方が小さい。これは、設計では風速の乱れ強度10%を条件としているのに対し、実測は7%程度と少ないこと、空間相関が低めであることなどの要因が考えられる。平均変位と最大振幅の和である最大変位については、動的成分が小さいため実測値が小さくなっている。ただし、図中の実測値のうち△印（図-3aの時刻）

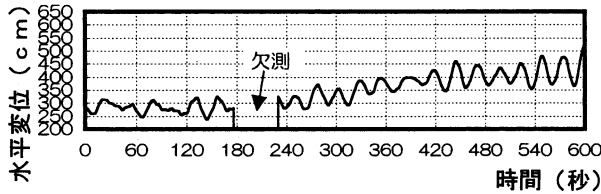


図-6a 橋体応答 (14:03~14:13)

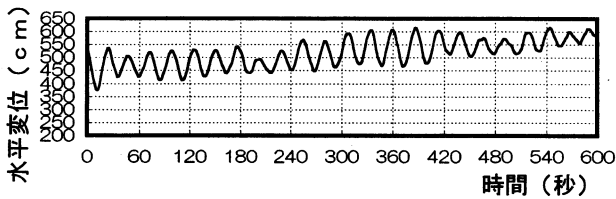


図-6b 橋体応答 (14:13~14:23)

Fig.6 Response of bridge deck

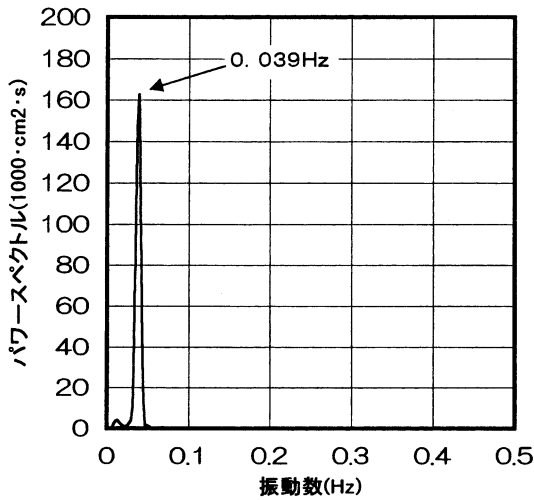


図-7 橋体応答のパワースペクトル (中央径間 L/2、水平成分)

Fig.7 Power spectrum in bridge response (mid-span L/2, horizontal component)

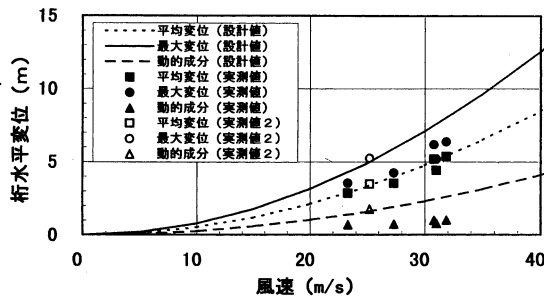


図-8 風速と桁水平変位の関係 (中央径間 L/2、水平成分)

Fig.8 Relationships between wind speed and horizontal displacement of bridge deck (mid-span L/2, horizontal component)

は動的成分が他の実測値より大きくなっているが、これは他のデータに比べ風速が急激に上昇 (10分間に約8 m/s 上昇) しそれに伴い橋体の変位も急激に大きくなっている (10分間に約150 cm 増大) ためと思われる。後半の高い風速による最大変位と10分間の平均変位の差が動的成分であり、風速の増加傾向影響を除くと動的成分が小さくなる。また、図中の風速は10分間平均風速を示しているが、最大変位が生じたときの平均風速は約30 m/s であり風速を低く評価している。このように風速が急激に増加する傾向のため当データは他の実測値より動的成分が大きい傾向を示していると思われる。

#### 4. ガスト応答解析

観測された風特性 (乱れ強度、パワースペクトル、空間相関) を考慮したケース (実測ケース) と、設計要領に準じたケース (要領ケース) のガスト応答解析を実施し、実橋での橋体応答記録と比較した。

##### 4.1 解析条件

主な解析条件を表-3に示す。下記の両解析に用いた平均風速は風速計P3での実測値である32.0 m/sとした。

実測ケースの解析ではパワースペクトルおよび空間相関特性は観測記録に近似した値を使用した (図-10、9 a、b、c)。乱れ強度は、風速増加傾向の影響成分をフィルター処理 (0.005 Hz 以下の変動成分除去) により除いた値 (4.8%) とした。また比較のため、要領ケース

表-3 ガスト応答解析条件

Tab.3 Conditions of gust response analysis

	要領ケース	実測ケース
風速	32.0 m/s (実測値)	
パワースペクトル	設計要領	実測値近似
空間相関	設計要領	実測値近似
乱れ強度 I <sub>u</sub> (%)	10.0	4.8

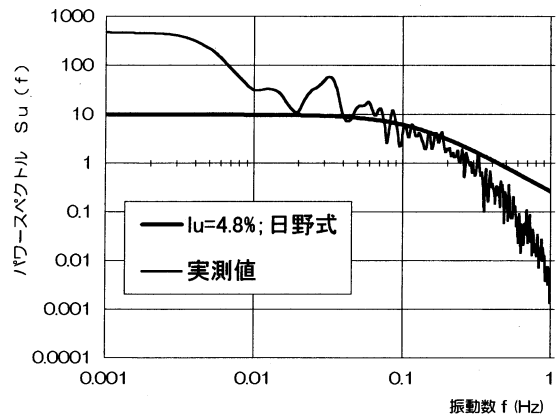


図-9 変動風のパワースペクトルの近似

Fig.9 Similarity of power spectrum of turbulent wind

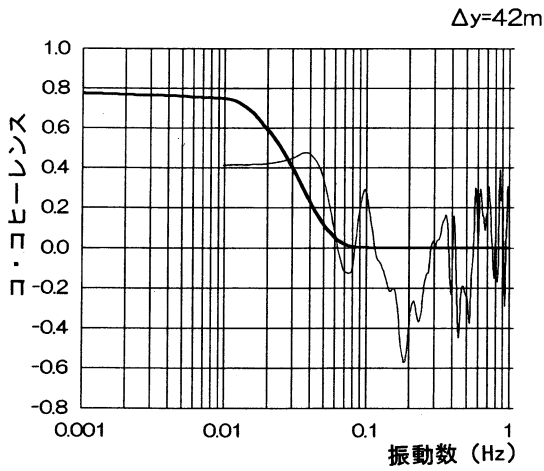


図-10 a 空間相関の近似

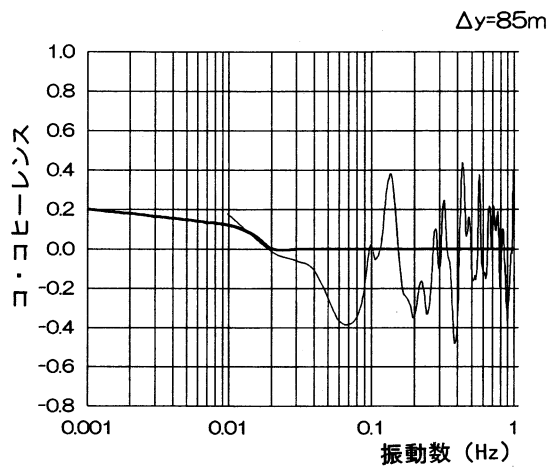


図-10 c 空間相関の近似

Fig.10 Similarity of spatial coherence

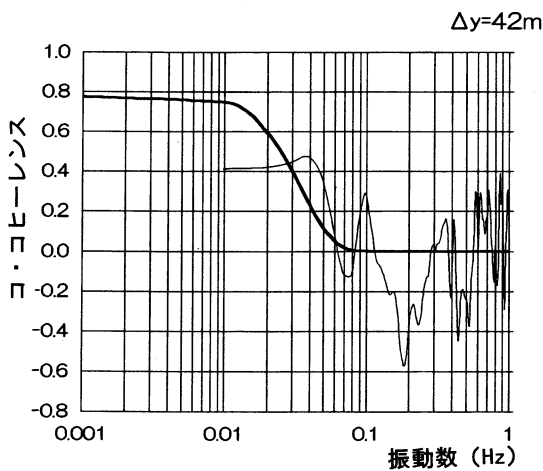


図-10 b 空間相関の近似

表-4 ガスト応答解析結果 (水平方向、単位: m)

Tab.4 Results of gust response analysis (horizontal direction, unit by meter)

	ガスト応答解析		実橋観測
	実測ケース	要領ケース	
平均変位 ①	5.43	5.43	5.17
動的成分 (最大振幅)②	0.68	2.62	0.78 *
最大変位 (①+②)	6.11	8.05	5.95 * (6.16)

\*:風速増加傾向の影響分除去後、()内:同左影響分含む

として、風速 32.0 m/s における設計要領のパワースペクトルおよび空間相関特性を用いたガスト応答解析も実施した。

#### 4.2 解析結果

以上の条件でガスト応答解析を行った結果を表-4に示す。

平均変位ではガスト応答解析値と実橋観測値がほぼ一致する。

動的成分を見ると、実測ケースの解析値が要領ケースの解析値の約 1/4 に低減されている。この内訳は、乱れ強度 4.8% としたパワースペクトル近似で約 1/2.5 に低減され、空間相関近似で約 1/1.6 に低減される。実橋観測値との整合性は実測ケースの方が良好である。

また、最大変位で比較すると、実測ケースの解析値が要領ケースの解析値の 80% 程度に低減されている。

空間相関は 2.2(3)で述べたとおり低振動数領域で実測ケースの方が要領ケースよりも低くなっていて、固有振動数が低い明石海峡大橋の場合 (水平方向対称 1 次固有振動数が 0.04 Hz であり、2 点間距離 14 m~114 m、風速 32 m/s では無次元振動数が 0.0175~0.1425 の範囲) には、こうした振動数領域での空間相関の差異が動的成

分に大きな影響を及ぼすと考えられる。

#### 5. まとめ

明石海峡大橋の強風時の動態観測データのうち台風 9807 号による橋体応答について、ガスト応答の観測値と設計値を比較した結果、自然風の空間相関特性を考慮すると実橋の応答観測値と整合が良くなった。このことは設計風荷重を低減できる可能性を示している。

しかし、今回のように橋軸方向に沿って風速を観測した例は少なく、今回の空間相関特性が本橋の風荷重評価に見込めるのか、また、他の橋梁についてはどうなのかを論じるにはまだデータが十分ではない。そのために引き続き本橋で強風時の風特性データと橋体応答データを蓄積していく必要がある。

#### 参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説 平成 2 年 2 月
- 2) 明石海峡大橋動態観測システム 本四技報 VOL. 22, No. 86, 1998. 4
- 3) 自然風の空間相関特性に関する検討 第 15 回風工学シンポジウム論文集, p. 353, 1998. 12

# 来島海峡大橋の鋼床版舗装の設計・施工報告

Report on Design and Construction of Steel Floor Pavement on Kurushima Kaikyo Bridge

(財)岡山県開発公社  
建設部  
(前)第三管理局今治管理事務所

参 事  
工 事 課 長

伊 藤 稔 明

Toshiaki Ito



第三管理局 保全部

交 通 技 術 課

日 高 裕 司

Yuji Hidaka

## 概 要

来島海峡大橋は、しまなみ海道の愛媛県今治市寄りに位置し、橋長約4,100mの三連吊橋である。この橋の床版が鋼床版であることから、舗装の設計施工は、本州四国連絡橋橋面舗装基準(案)に基づき実施した。

本文は、来島海峡大橋の鋼床版の設計・施工をとおして、今後の施工に留意すべき内容として、①鋼床版の局部変形に対する対処方法②機械施工が可能な橋面工の構造③鋼床版の表面処理方法④施工ジョイントの成型目地、について報告する。

Kurushima Kaikyo Bridge consists of continuous three suspension bridges having a bridge length of 4100 m and locating Imabari City side of Shimanami Kaido Expressway. The bridge employed a steel floor system and its pavement was designed and constructed according to the standard for Honshu-Shikoku Bridges Steel Deck Pavement (Provisional Version). This paper introduced such subjects to be taken into consideration with the pavement work from now on as the followings: one, countermeasure to the local deformation of steel floor, two, structures of deck capable of machine work, three, superficial treatment on steel floor, and four, finishing details of construction joints.

## 1. まえがき

本州四国連絡橋の海峡部の長大橋には、死荷重の軽減を目的に鋼床版を採用している。

架橋地点が海上部と言う環境から鋼床版の保護は、橋梁の耐久性に対して重要な役目をもっている。

また、道路の性格上代替道路がなく、常に通行道路を確保する必要があり、安易に舗装の打換えを行うことは難しい。これらのことから、鋼床版の保護層と交通荷重に対する耐久性を兼ね備えた舗装を施工する必要があり、調査研究された結果、本州四国連絡橋橋面舗装基準(案)<sup>1)</sup>(以下「橋面舗装基準」という。)が制定されている。

この基準に基づき、本州四国連絡橋の鋼床版舗装が施工されてきた。来島海峡大橋の舗装施工をとおして、鋼床版舗装の設計施工手順を再確認し施工からみた設計・施工上の留意点と今後の課題を報告するものである。

## 2. 設計

### 2.1 舗装に影響する鋼床版の設計

鋼床版の設計を行う上で舗装からみた設計において留意する内容として、①鋼床版の局部的な変形、②橋面工の設計、③施工時の温度による変形照査、について記述する。

### 2.1.1 鋼床版の局部的な変形

鋼床版の局部的な変形に起因して生じる舗装の破壊を防ぐために、橋面舗装基準では、鋼床版の局部的な変形量を舗装のスチフネスを20,000 kgf/cm<sup>2</sup>として橋面の曲率半径20 m以上、リブ間のたわみ量0.4 mm以下とするように規定している。

鋼床版の設計は、鋼床版設計要領・同解説<sup>2)</sup>に基本構造の設計方針が規定されており、この中で、横リブ間隔は2 mを標準とし、横リブの剛性が著しく大きい場合には、2 mより拡げて良いと規定して局部的な変形量を満足する考え方とされている。

主桁を箱桁とした合成鋼床版においては、横リブが主桁ダイヤフラムと兼用する場合などでは横リブ剛性が大きく、大幅な鋼重減に繋がるため横リブ間隔を広くしている。

来島海峡大橋の断面図を図-1に、横リブ間隔を表-1に示す。

いずれも横リブ間隔2 mを大きく超えており、局部変形量について詳査されていなかった。

舗装の施工計画検討時には、設計・製作が終了していたため、横リブ間隔と断面形状から局部変形が大きい個所となる下記の②、③の個所について舗装体にひび割れ防止目地を設置することとした。(図-2参照)

①吊橋の補剛桁は、1箱桁であり全体の剛性が高い構造であり、局部変形の大きい個所がない。

②側径間の高架橋は、2主箱桁であり、幅員構成から

横桁張出し長が長く横リブ間隔も 2.900 m・3.000 m であり、箱桁腹板直上の局部変形が舗装体に悪影響を与える個所である。

- ③取付高架橋は、1主箱桁であり横リブ間隔 2.789 m・2.931 m であり箱桁腹板直上の局部変形が舗装体へ悪影響を与える個所である。

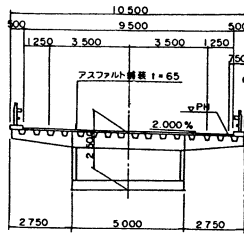
今後、鋼床版の設計をする上で、局部変形を考慮した構造設計をする必要がある。

### 2.1.2 橋面工の設計

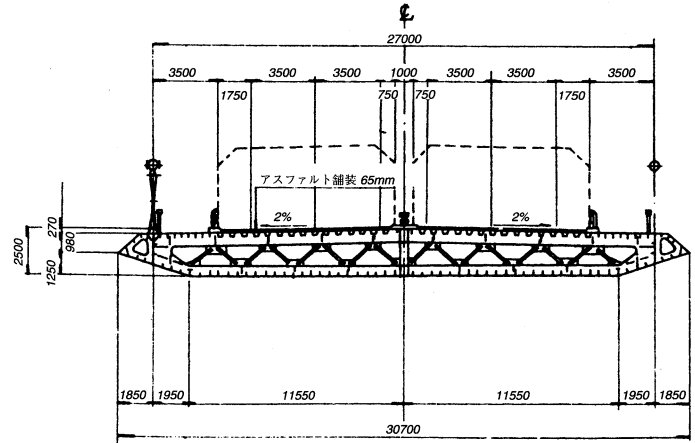
舗装を鋼床版の保護層とするためには、防水機能を損なわないように施工する必要がある、確実な施工を行うためには機械施工ができる橋面工の構造にする必要がある。

#### (1) 防護さくの設計

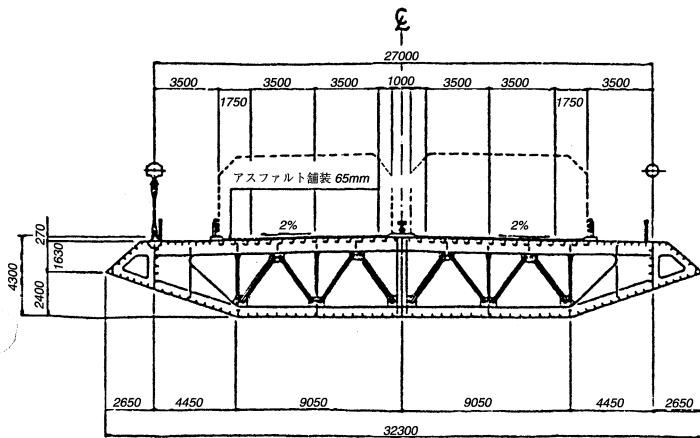
今回の防護さくの構造を、吊橋部図-3、高架部図-4 に示す。



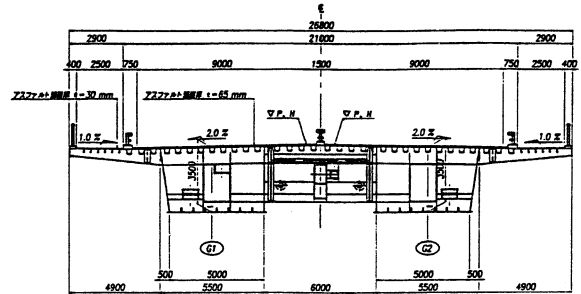
下田水高架橋



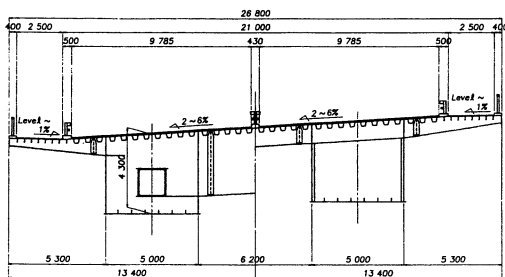
来島第一大橋



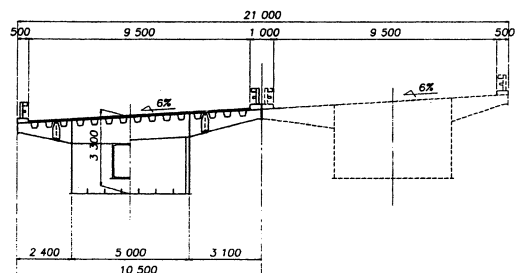
来島第二・第三大橋



来島第二・第三大橋側径間部 (馬島高架橋)



来島第三大橋側径間部 (小浦高架橋)



小浦高架橋

図-1 橋梁断面図

Fig.1 Cross section of bridge

吊橋部の構造は、防護さく基部の鋼重を軽減する目的で決めている。

高架部の構造は、基部を連続させることで、車道を分離する構造としており、舗装施工を考慮して決めている。

吊橋部の防護さくは、舗装を行う上で次の点を考慮した計画にしなければならない。

- ① 舗装の施工が防護さく設置後となるため、人力施工が確実に行うことができる舗装材料の選定。
- ② 基部は、ボルト孔及び重ねプレートから雨水の侵入を防ぐ構造。(実験により雨水が侵入することを確認)

以上から、舗装の設計として次のように計画した。

①は、舗装施工場所から輪荷重が載らない個所であり、舗装の施工の確実性を図るための舗装配合として強度規格を規定しない軟質ゲースアスファルトを用いた。

②は、ボルト部にキャップ・重ねプレートにシーリングで保護した。(写真-1)

今後、鋼床版上に設置する防護さくの設計を行う場合は、図-3の構造は、舗装による保護層の施工の確実性に問題があるうえ、供用開始後、車両が衝突した場合に鋼床版に直接スタッドで連結していることから、防護さく基部の鋼床版が変形する可能性があるため、図-4の構造等の設計をする必要がある。

(2) 排水ます等の開口部の設計

鋼床版上には、路面排水のために排水ます、主桁架設時に使用するハンドホール・マンホール等の開口部が必

要となる。この開口部の補強はダブリングによっているが、鋼床版上面にダブリングをすると舗装厚が変わるため均一な舗装施工ができない。(写真-2) このため、鋼床版にダブリング補強をする場合は、製作上若干複雑になるが、鋼床版裏面に行なうことが舗装施工上望ましい。

今回、製作に間に合う個所については、鋼床版裏面に補強を行なった。(図-5)

2.1.3 施工時の温度による変形の照査

過去の施工例で、ゲースアスファルト混合物は舗設時の温度が高温であることから、舗設時の温度により床版の伸びにより拘束されている部位に変形が生じた報告がなされている。このため、舗設時の温度による鋼床版の変形を拘束する構造の採用を極力避けるように配慮し、やむを得ない場合には、舗設時の温度を考慮した鋼床版の変形照査を実施して、舗設の施工手順等を検討する必要がある。

今回は、温度による変形部位はなかったが、7Aアンカレイジ上の道路桁は、桁高が低い上、バスストップ併設のために幅員が橋長より広く多支点になっており、舗設温度による桁の移動量が沓へ与える影響を照査し、施工手順に配慮した。

2.2 舗装設計

2.2.1 車道の舗装構成

舗装構成は、橋面舗装基準に2層の舗装構成が示されており、下層が鋼床版の不陸是正と保護層、上層が通行車両の走行性確保を目的としている。

使用材料は、各種示されているが、品質・施工性から下層がゲースアスファルト混合物(不透水層)、上層が改質アスファルト混合物を基本としている。

厚さは、上層を施工性を考慮して最大骨材の大きさの2.5~3倍となる30mmとし、下層を鋼床版表面の平坦性を考慮して上層より5mm厚くした35mmとして決定した最低厚が65mmである。

Tab.1 Dimensions of lateral ribs

表-1 横リブ間隔

橋 梁 名	最大横桁間隔 (m)
下田水高架橋	2.789
来島第一大橋	2.975
来島第二大橋	3.025
来島第二、第三大橋側径間 (馬島高架橋)	2.900
来島第三大橋	3.050
来島第三大橋側径間 (小浦高架橋)	3.000
小浦高架橋	2.931

“a” ひび割れ防止目地工詳細図

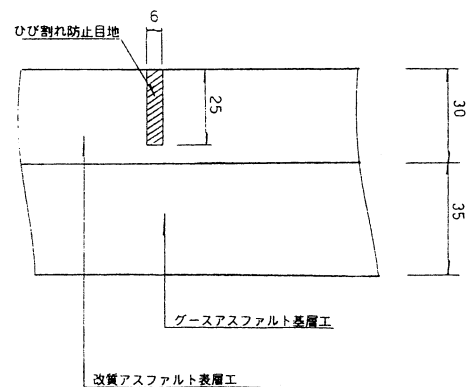
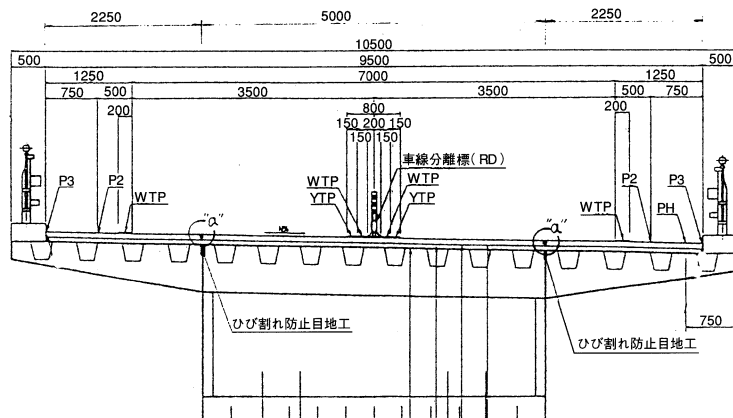


図-2 ひび割れ防止目地

Fig.2 Joint for anti-cracking

これは、本四連絡橋が長大橋であるがゆえ、死荷重の軽減を図るための最低舗装厚としている。

ただし、大型車の混入率が高い重交通が考えられる橋梁は75 mm（下層40 mm、上層35 mm）としている。

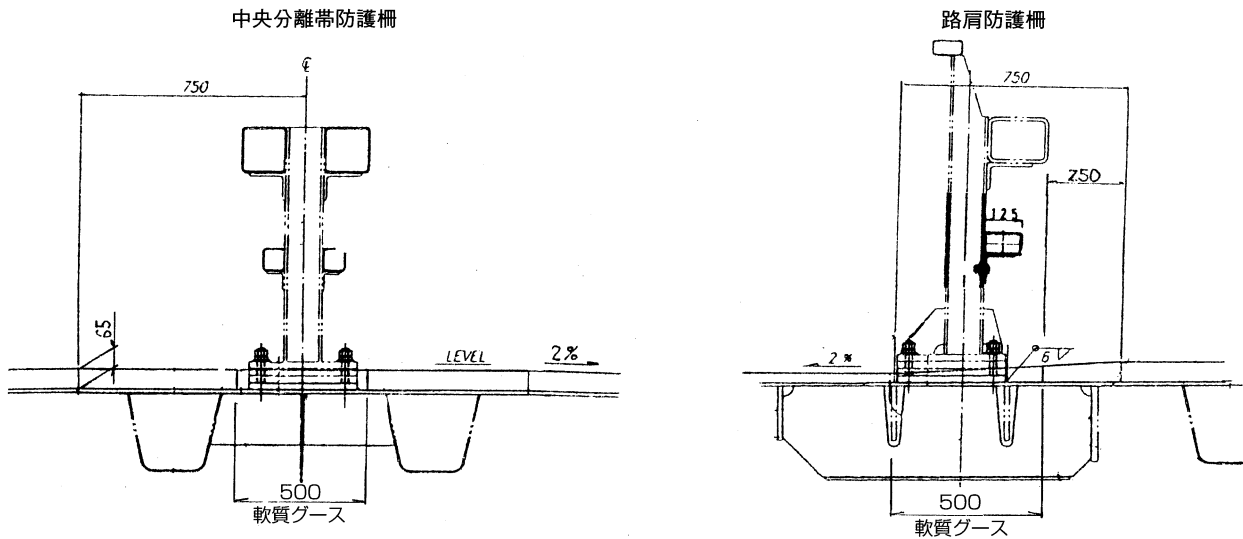


図-3 防護さく構造図（吊橋部）

Fig.4 Structure of guardrail (Suspended section)

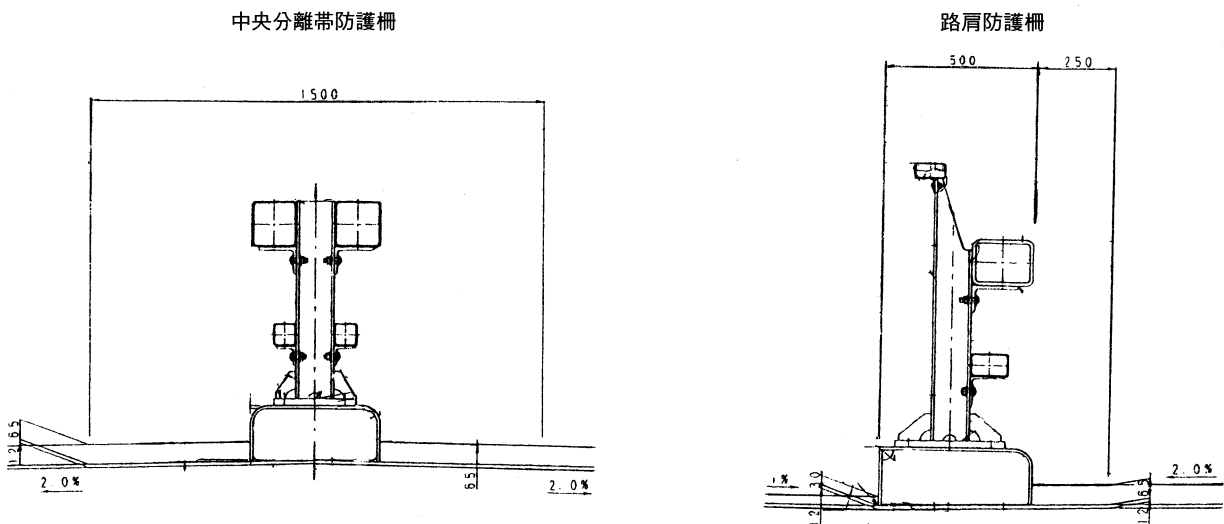


図-4 防護さく構造図（高梁橋部）

Fig.4 Structure of guardrail (viaduct section)

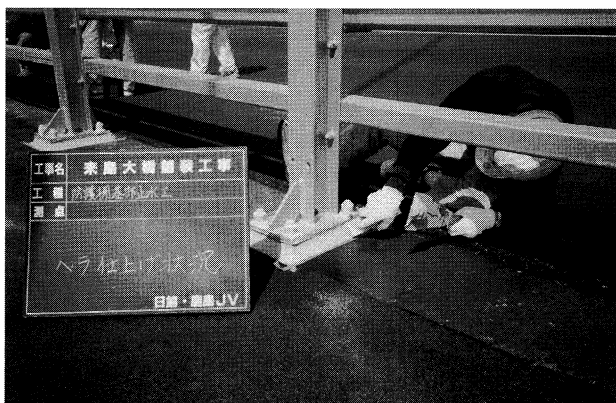


写真-1 防護さく基部保護構造

Photo.1 Structure of protector for guardrail base



写真-2 鋼床版上面ダブリング補強

Photo.2 Strengthening by doubling plate on steel floor



- ④大島大橋 1種ケレン・4種ケレン併用(同上)
- ⑤生口橋 1種(車道)、4種(歩道)(同上)
- ⑥明石海峡大橋 1種ケレン(鋼床版状況から投射密度を選定)(同上)

橋面舗装基準では、鋼床版塗装が無機ジンク 50μm の採用以降は4種ケレンとしているが、これは、塗装が健全な状態であることが条件である。

上記実績から、舗装施工前に橋面調査したところ、接着性を阻害する要因が多くあり、これを除去するために1種ケレンを採用したことがわかる。

この、1種ケレンの程度は、赤錆を ASTM D 610 の標準図 3% 以下とするケレン方法を選定していた。

来島海峡大橋の橋面についても、接着性を阻害する因子(①発生錆②もらい錆③白錆④油污れ⑤タイヤ跡⑥有機ジンク)が、鋼床版を調査した結果多数あった。

これらの、各因子について、どの程度のケレンで除去できるかわからなかったため、試験施工で除去状況を把握することとした。

試験は、各因子がある鋼床版上に表-2に示すケレンを行ない、接着層・グースアスファルト混合物を機械施工し、①鋼床版面の状況②接着強度③供試体の裏面状況④施工時のプリスタリング発生、を評価してケレン種別を決めることとした。

下記の値を表面処理の目標値とした。

- ①赤錆は、ASTM D 610 標準図 3% 以下とする。
- ②グースアスファルト混合物の引張強度から図-7に示す下限値の 14 kgf/cm<sup>2</sup> 以上の接着力があれば良いとしていたが、新しいグースアスファルト混合物の引張強度はもっと高いため、今回の判定基準は上限値の 20 kgf/cm<sup>2</sup> 以上とする。

試験結果を、下記に示す。

表-3に、ケレン後の鋼床版の目視観察を示す。

表-4に、施工時のプリスタリング発生状況を示す。

表-5に、ケレン種別による混合物の引張強度を示す。

図-8に、供試体の裏面状況を示す。

各データから、赤錆は投射密度 250 kgf/cm<sup>2</sup> 以上、有機ジンクは 200 kgf/cm<sup>2</sup>、白錆・油污れは、接着強度から 150 kgf/cm<sup>2</sup> 以上となる。

また、無機ジンク部の接着強度のデータ数は少ないが、バラツキが大きく、施工時のプリスタリングの発生も多い、このことは、無機ジンクの厚さのムラに原因があるのではないかと考えられ、各因子以外に通常の塗装状況に

表-2 研掃工試験施工種別

Tab.2 Types of test brushing work

ケレン種別	施工機械及び能力
4種ケレン	テラゾ研磨、ポリリッシャーによる清掃
1種ケレン (研掃幅 700mm、投射量 250kgf/min)	プラスト機によるスチールグリッド1.2mmを 投射密度 100kgf/m <sup>2</sup>
	同上で、投射密度 150kgf/m <sup>2</sup>
	同上で、投射密度 200kgf/m <sup>2</sup>
	同上で、投射密度 250kgf/m <sup>2</sup>
	同上で、投射密度 300kgf/m <sup>2</sup>

についても、均一な接着力を得るためには、1種ケレンをすることが好ましい試験結果となった。

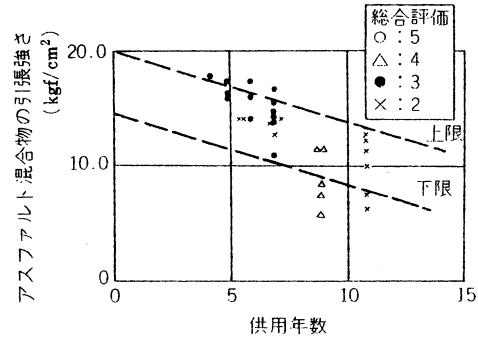


図-7 供用年数とアスファルト混合物の引張り強さの関係<sup>4)</sup>  
(吊り金具の接着部分から剥がれた場合)

Fig.7 Comparison in tensile strength of asphalt and durability (in the case of coming off at bonding of suspending metal fitting)

表-3 研掃工試験施工結果

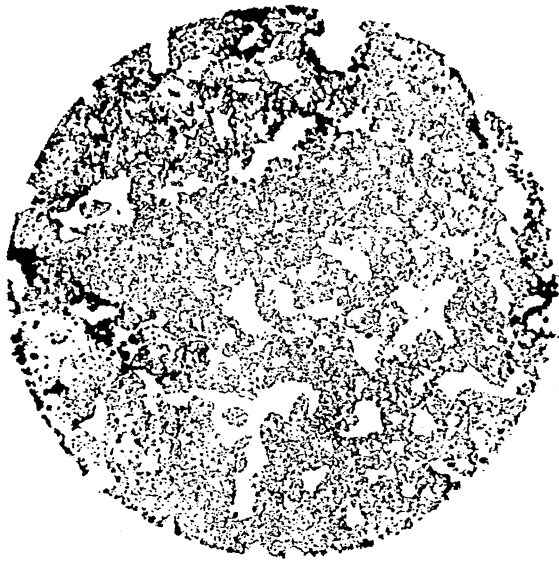
Tab.3 Results of test brushing work

	赤錆(有機ジンク下の赤錆含む)	白錆	油污れ(軽油で作成)	有機ジンク
4種ケレン	赤錆は取れず、表面の汚れと若干の目荒し程度	-	-	表面の埃を取る程度。
1種ケレン 100kgf/m <sup>2</sup>	シーム部で 50%、それ以外で 10%、全体で 35%程度残存。投射ムラが多く、プラスタ両サイドに若干の痕跡がある。	ほとんど除去できるが、プラスタ両サイドに若干の痕跡がある。	ほとんど除去できるが、プラスタ両サイドには残存している。	有機ジンク 30%残存し、プラスタ両サイド 150mm 程度は研掃できない。
1種ケレン 150kgf/m <sup>2</sup>	シーム部は 100kgf/m <sup>2</sup> と同様、全体で 20%程度残存し、プラスタ両サイドは 100kgf/m <sup>2</sup> と同様である。	ほとんど除去できるが、プラスタ両サイドは 100kgf/m <sup>2</sup> と同様である。	100kgf/m <sup>2</sup> と同様である。	有機ジンク 20%残存し、プラスタ両サイド 100mm 程度は研掃できない。
1種ケレン 200kgf/m <sup>2</sup>	シーム部は 10%、それ以外で 3%程度残存し、プラスタ両サイドは 150kgf/m <sup>2</sup> と同様である。	白錆はみられない。プラスタ両サイドも除去できている。	ほぼ完全に除去できている。	有機ジンクはほとんど除去できる。
1種ケレン 250kgf/m <sup>2</sup>	シーム部は 3%以下、プラスタ両サイドは 10%残存している。			有機ジンクは除去できている。
1種ケレン 300kgf/m <sup>2</sup>	赤錆は 1%以下に除去できている。			有機ジンクは除去できている。
評価	250kgf/m <sup>2</sup> 以上	150kgf/m <sup>2</sup> 以上	重質油が無機ジンクに含浸した状態ではないが、150kgf/m <sup>2</sup> 以上	200kgf/m <sup>2</sup> 以上

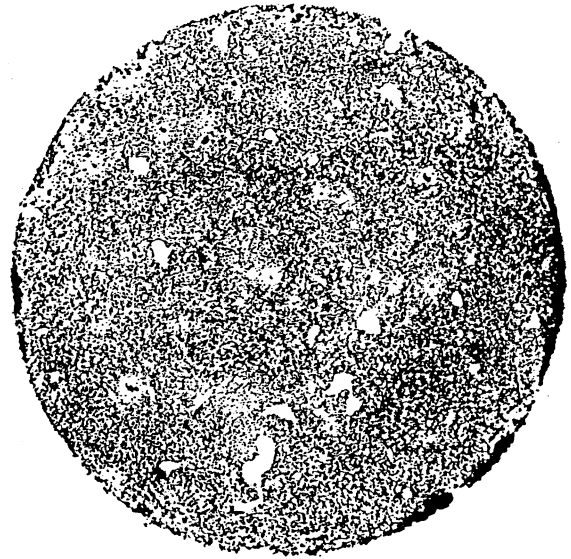
表-4 試験施工時のプリスタリング発生状況

Tab.4 Blistering in test work

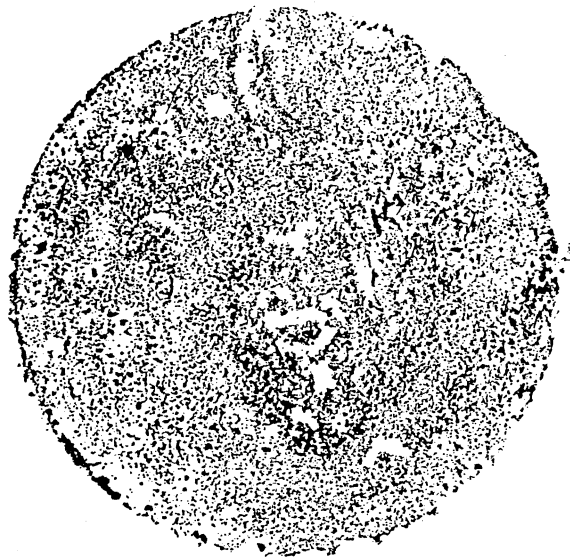
研掃種別	発生個数	観察記録	
4種ケレン (施工延長 3.5 m)	テラゾ研磨	5	プリスタリングは連続的に発生し、大きく思っていた。
	ポリリッシャー	6	プリスタリングの大きさは2箇所、小が4箇所見られた。
1種ケレン (施工延長 50 m)	100kgf/m <sup>2</sup>	4	プリスタリングは小さく、箇所は点在している。
	150kgf/m <sup>2</sup>	10	プリスタリングは小さく、10箇所の内7箇所は5mの施工延長の中に集中している。
	200kgf/m <sup>2</sup>	2	プリスタリングは小さく、工場接部の赤錆箇所、
	250kgf/m <sup>2</sup>	1	研掃ジョイント部付近で見られた。
300kgf/m <sup>2</sup>	0	プリスタリングの発生は無かった。	
評価		4種ケレンは施工延長各々3.5m、施工幅 0.7mの中に発生した個数であり、施工範囲に対して発生頻度がかなり高い。また、1種ケレンは施工延長各々50m、施工幅 0.7mの中に発生した個数であり、投射密度が高くなるにつれてプリスタリングの個数は減っている。プリスタリングの発生は、4種、1種ケレンともその発生位置、状況よりジンクそのものも要因の一つであると推測できる。以上から、研掃は投射密度 200kgf/m <sup>2</sup> 以上が必要と判断する。	



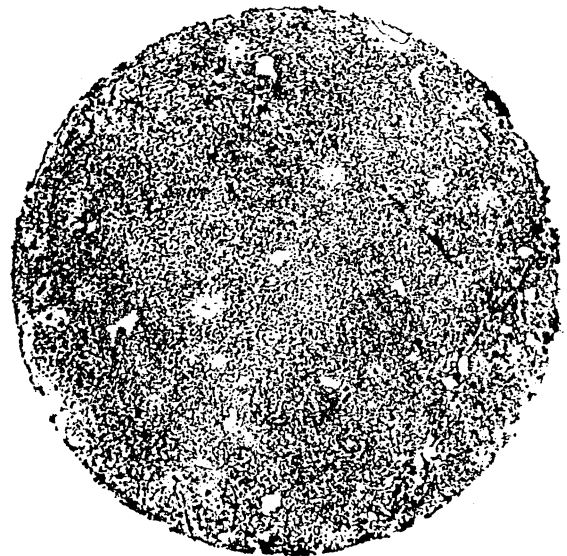
4種ケレン



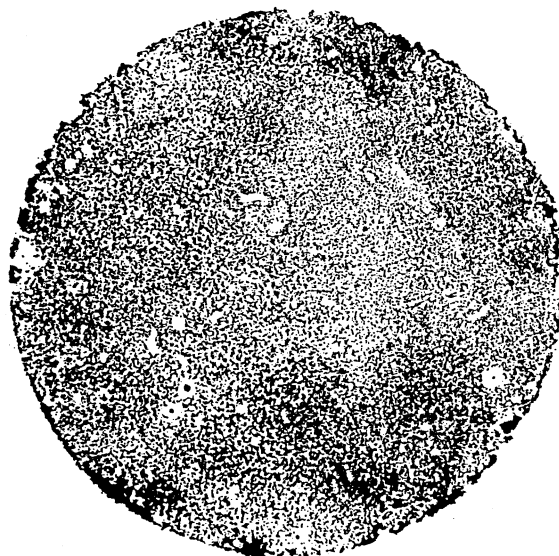
1種ケレン (100 kgf/m²)



1種ケレン (150 kgf/m²)



1種ケレン (200 kgf/m²)



1種ケレン (250 kgf/m²)

説明：供試体裏面状況とは、接着性試験により採取した供試体の鋼床版と接した側に墨を塗り写しを取ったものである。

考察：空隙及び凹凸の深さはこのデータではわかりにくいですが、接着面としての空隙及び凹凸はよくわかる。  
 4種ケレン、1種ケレン (100、150 kgf/m²) は接着面に空隙及び凹凸があり、接着面が均一でない。  
 将来、プリスタリングの発生の危険性があり、また、接着強度に差が生じるのも裏面状況から判断できる。  
 1種ケレン (200、250 kgf/m²) は極めて均一な接着面である。

図-8 供試体裏面状況

Fig.8 Back face of specimen

以上から、ケレンの程度は、先に述べたとおりであり、機械の能力から、150 kgf/cm<sup>2</sup>では、投射密度にムラが生じるため、200 kgf/cm<sup>2</sup>の投射密度とし、赤錆部は、標準図 3% 以下になるように施工することとした。(写真-3)

### 3.2 接着層工

接着層は、鋼床版と舗装体との一体化を図る材料であり、このため、施工を均一に行なうことが重要となる。

鋼床版に突起がある部分は、ダレ等により厚くなることがあり、グースアスファルト混合物の施工時および施工後のプリスタリングの原因になるため注意して塗布した。

特に注意する個所は、①溶接ビード部②架設時の吊ピース跡である。

表-5 研掃種別による接着強度

Tab.5 Tensile strength by types of brushing

研掃種別	接着強度	平均値	10 20 30 (kg/cm <sup>2</sup> )		
			10	20	30
4種	ポリシヤ	14.0			
	ポリシヤ	24.2			
ケレン	770g 研磨	19.2			
	770g 研磨	15.5			
1種	100kg/m <sup>2</sup>	17.5			
	100kg/m <sup>2</sup>	18.0			
	100kg/m <sup>2</sup>	17.6			
	150kg/m <sup>2</sup>	20.6			
	150kg/m <sup>2</sup>	20.5			
	150kg/m <sup>2</sup>	23.9			
ケレン	150kg/m <sup>2</sup>	21.7			
	200kg/m <sup>2</sup>	18.1			
	200kg/m <sup>2</sup>	23.2			
	200kg/m <sup>2</sup>	20.1			
	200kg/m <sup>2</sup>	19.1			
	250kg/m <sup>2</sup>	21.4			
	250kg/m <sup>2</sup>	22.7			
	250kg/m <sup>2</sup>	23.7			
	300kg/m <sup>2</sup>	29.0			
	300kg/m <sup>2</sup>	25.5			
300kg/m <sup>2</sup>	20.1				
評価	4種ケレンの供試体は、接着強度にバラツキがある。これは、無機ジンの塗膜厚に影響しているものと考えられる。 また、1種ケレンの供試体は、接着強度にバラツキが少なく、投射密度が高くなるにつれて接着強度が高くなる。これは、鋼床版表面の粗度に影響しているものと考えられる。 接着強度から、投射密度は150kg/cm <sup>2</sup> 以上が必要となる。				

注) 引張試験は、携帯型油圧式引張試験機(コア径10cm、引張強度0.1kgf/cm<sup>2</sup>/mm、引張温度20℃)



写真-3 ケレン作業状況

Photo.3 Brushing work

### 3.3 グースアスファルト混合物

#### 3.3.1 プラント

グースアスファルト混合物の製造は、混合物の特性から高温で混合する必要があるため、通常のアスファルトプラントで良好な混合状態を得るためには、追加設備が必要となる。

橋面舗装基準では、追加設備として、材料の加熱温度およびミキサー排出温度から、フィラー加熱用ドライヤーとバインダーの均一な混合を図るため、精製トリニダットアスファルトと石油アスファルトのブレンドが示されている。

今回のプラント設備として追加した設備を次に示す。

- ①フィラー加熱用ドライヤー(石粉材料の加熱温度の確保)
- ②石粉計量装置の取り替え(石粉量が多いため)
- ③ケトルおよびローリー車(アスファルト種別が多いため)

バインダーの混合設備については、均一な混合を目的にしているが、過去の実績から結果的には精製トリニダットアスファルトの材料が分離することとなり、小割して直接ミキサーに投入する方が品質的に良いため追加設備として設置しなかった。

#### 3.3.2 配合設計

グースアスファルト混合物の配合を表-6に示す。

表-6 グースアスファルト混合物(硬質)の配合表

Tab.6 Mixture of guss asphalt

配合率 (%)	6号砕石	7号砕石	粗砂	細砂	石粉	ホタテ20/40	TLA
	23.0	27.0	13.0	12.0	25.0	6.0	2.0

#### 3.3.3 施工上の留意点

施工については、橋面舗装基準に示されているが、今回の施工において、特に留意した項目を下記に示す。舗設状況を写真-4に示す。

- ①施工前における鋼床版の結露水の除去および乾燥
- ②グースアスファルトフィニシャー、クッカー車のプロパン等による結露水の除去
- ③クッカー車のタイヤに付着した土砂の鋼床版への持ち込み排除(入り口でエアによる清掃)
- ④吊ピース部の切断高さ、エッジがシャープにならないように仕上げ確認(規定値は5mmを目標3mm、エッジ部に丸みをつける)
- ⑤施工時に発生するプリスタリングの確実なつぶし
- ⑥縦リブ位置での打ち継ぎ目を避ける
- ⑦打ち継ぎ目部における厚さ方向の接着層の塗布
- ⑧打ち継ぎ目部の既設部の加温と新旧混合物のこて仕上げ(接着性の向上)
- ⑨鋼床版裏面の塗装状況の確認(熱による塗膜への影響確認)

この内容のうち、⑦⑧については、十分注意して施工

したが、付着に疑問があったため、打ち継ぎ目部をコア採取して確認した。この結果、表面はこて仕上げを行っていたため、一体になっていたが、厚さ方向は加温および接着層の施工を行なったが、手で曲げ方向に力を加えると簡単に割れてしまった。

このため、一体化を図る方法として、打ち継ぎ目部に目地材を張り付けた供試体を作成し、試験を行なった。結果は良好であったが、この時点では舗装が終了していたため本施工では採用できなかった。

今後の施工に採用を勧めたい。(試験結果は、自歩道舗装の項を参照)

また、⑨については、来島第一大橋で定期的に塗装のふくれが生じた。これは、製作時に鋼床版のマーキングに油性ペイントを使用しており、このマーキングペイントが舗装の熱で気化してしまった結果、塗装のふくれが生じた。このほかの観察は、舗装の温度で塗装の色が赤みがかかりシンナーの匂いが充満したが特に塗装の変状はみられなかった。

今後の舗装の施工においても、塗装材料および塗装の施工の良し悪しで熱影響が発生するので、施工時には観察を行う必要がある。



写真-4 ゲースアスファルト混合物補設状況

Photo.4 Pavement with guss asphalt

### 3.4 成型目地

ゲースアスファルト混合物は、無空隙に近い材料であり温度低下による体積の収縮が大きく、構造物との接触面に空隙が生じやすい。

ここから、水が浸透するのを防ぐ目的で、構造物との接触面に目地材を配置する。

今回の舗設時の状況から、ゲースアスファルト混合物の舗設温度で、成型目地が完全に溶解し、ゲースアスファルト混合物の表面に流出している個所がみうけられた、これは、目地材として必要な厚さが残留していないことを意味しており、材料の選定に課題を残した。

### 3.5 改質アスファルト混合物

改質アスファルト混合物の配合を、表-7に示す。舗設状況を写真-5に示す。

橋面舗装基準で示されている改質アスファルト混合物のバインダー材は一般に汎用性がなく、必要量を生産することになる。

このことも含めて、今後改質アスファルト混合物に替わる材料として碎石マスチック混合物の適用も検討する必要がある。

表-7 改質アスファルト混合物の配合表

Tab.7 Mixture of renovated property asphalt

	6号碎石	7号碎石	スクリングス	粗砂	細砂	石粉	As量
配合率 (%)	36.0	18.0	20.5	14.0	7.0	4.5	5.8



写真-5 改質アスファルト混合物舗設状況

Photo.5 Pavement with renovated property asphalt

### 3.6 注入目地

成型目地と同じ目的で、改質アスファルト混合物と構造物の接触面に注入目地を施工した。

端部からの水の侵入は鋼床版の防錆に影響を与えるため確実な施工で浸透水を排除すべきである。

最近、この目的に対して、端部の集水を確実にしない排除する方法を選択し、スパイラドレーンにより集水する方法を採用している工事があるが、これは、かえって表面水を舗装内部に導く結果になるので、鋼床版の防錆上からは避けたほうが良いと思われる。

### 3.7 自歩道舗装

舗装設計のところで記述したが、碎石マスチック混合物により施工を行なった。舗設状況を写真-6に示す。

施工については、多々羅大橋の舗装の施工報告<sup>6)</sup>で報告されているため、ここでは、配合と施工手順および留意した内容について記述する。

#### 3.7.1 碎石マスチック混合物

碎石マスチック混合物の配合を、表-8に示す。

#### 3.7.2 鋼床版表面処理工

ケレン種別ごとに、試験舗装を行なって、接着強度の確認をおこなった。どのケレンに対しても16~18 kgf/cm<sup>2</sup>であり、ケレン種別による接着強度の差はなかった。

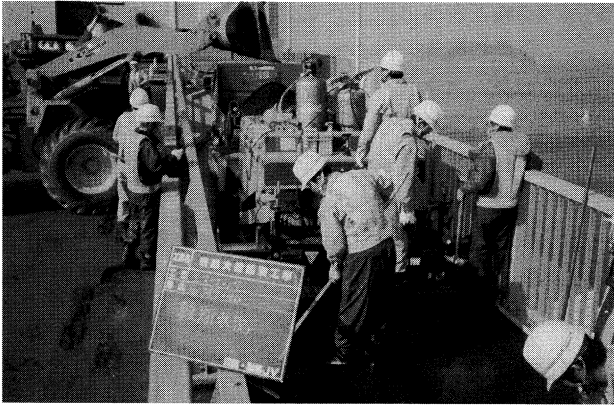


写真-6 砕石アスチック混合物補設計状況

Photo.6 Pavement with crashed stone mastic asphalt

表-8 砕石マスチック混合物の配合表

Tab.8 Mixture of crashed stone mastic asphalt

配合率 (%)	7号砕石	細砂	石粉	As量	植物性繊維
	59.5	30.5	10.0	7.9	0.5添加

※中温化添加剤はアスファルト量に対して7%添加

以上から、鋼床版の防錆に影響のある赤錆については、1種ケレン（投射密度 250 kgf/cm<sup>2</sup> 以上）、白錆および油污れのひどい部分は、1種ケレン（投射密度 150 kgf/cm<sup>2</sup>）、そのほかは、4種ケレンを採用した。

### 3.7.3 防水層

横断方向の端部は、転圧機械による締め固め不足となるため、混合物が不透水にならないため、水の侵入による防錆対策として防水層の施工を行なった。

施工範囲は、試験舗装の結果、端部から幅 50 cm の範囲に、図-9 に示す防水層の施工を行なった。

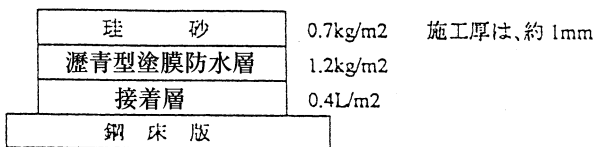


図-9 防水層の構成

Fig.9 Composition of water-proofing work

### 3.7.4 目地工

構造物接触部およびグースアスファルトとの接触部に、水の侵入を防ぐことを目的に、成型目地を施工した。

成型目地の材料および厚さについて、試験施工を行ない決定した。

使用した成型目地材は表-9 に示すⅢ型を使用した。

また、厚さについては、構造物接触部が 10 mm、グースアスファルト混合物との接触部が 5 mm とした。

なお、グースアスファルト混合物との接触部については、本施工部において、コア採取を行ない、この供試体を用いて透水試験を行ない不透水であることを確認している。

この確認試験を行うにあたって、グースアスファルト混合物間の接着性についても疑問が生じたためあわせて試験を実施した。

この結果を下記に示す。

#### 1) 試験体の作成

図-10 に示す供試体を作成した。

#### 2) 試験結果

表-10 に施工後の目地材観察結果を、表-11 に曲げ試験結果を示す。

以上から、防水機能および曲げ強度の増大から、打ち継ぎ目部に対しても有効であることがわかった。

### 3.7.5 プリスタリングの発生

砕石マスチック混合物の施工は、転圧作業を行なうため、施工時のプリスタリングは確認できなかったが、施工完了から継続的に路面を観察した結果、施工後のプリスタリングが数箇所認められた。

原因は特定できないが、転圧作業時にタイヤローラに合材が付着するためタイヤに水を散布しており、転圧時であるため、鋼床版表面に水分が入る可能性は少ないが、原因はこれを含む施工時の影響が高いと思われる。

今後の砕石マスチック混合物を使用する場合の検討課題となる。

表-9 成型目地材の性状

Tab.9 Properties of joint material

試験項目	材 料	目 地 材 の 種 類		
		I型	II型	III型
針入度 (25°C, 円錐針) mm		3.2	3.5	4.0
流動 (60°C, 75° 5h) mm		1.2	1.3	1.8
引張量 (-10°C) mm		12.3	4.7	8.2
弾性初期貫入量 (球針) mm		1.2	-	-
弾性復元率 (球針) %		87	-	-

(参考) 針入度：高温時には、粘性流体となるために夏季に異物の侵入する恐れがあり、この抵抗性を表す数値である。3種類の目地材の中ではⅢ型が一番溶け易いものである。  
 流動：夏季などの高温時期に目地材が流れ易いかどうかを確かめる指標である。3種類の目地材の中ではⅢ型が高温時の同一条件では一番流れ易いものである。  
 引張量：目地幅 15mm での試験であり、引張量の値が大きいのほど目地の挙動（膨張収縮）に追従できる。I型は目地幅の 80%程度、II型は 30%程度、III型は 50%程度の挙動に耐えられ損傷は少ない。

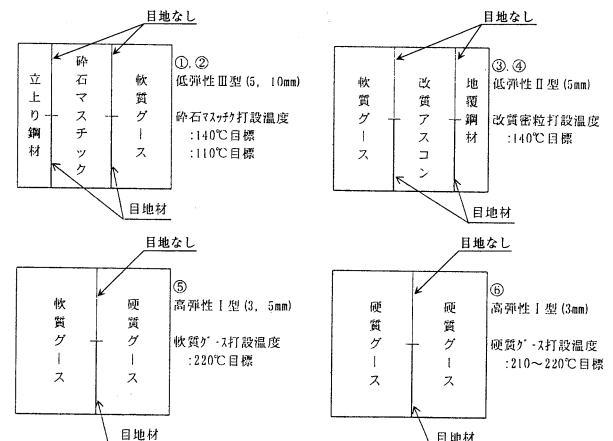


図-10 目地試験供試体の作成図

Fig.10 Drawing of specimen of joint

表-10 施工後の成型目地材観察結果

Tab.10 Observation of finishing joint material

目地適用箇所	目地材種類	目地幅	観察結果
① 軟質ガスと碎石マフック ② 地覆鋼材と碎石マフック (舗設 140℃)	目地なし		供試体中央部付近は接着しているが、端部ではほとんど接着していない。碎石マフックが軟質ガスとの接し面でオコシ状になっている。
	III型	5mm	成型目地材が溶けて表面に押し上げられ、完全に接着している。目地幅は、3mm程度に狭くなっている。
		10mm	成型目地材は接着しているが、目地材が完全に溶けきれていない。
	同上 (舗設 110℃)	目地なし	舗設温度 140℃の場合と同様。
III型	5mm	成型目地材が溶けて十分接着している。目地幅に変化はない。	
	10mm	舗設温度 140℃の場合と同様。	
③ 軟質ガスと改質アスコン ④ 地覆鋼材と改質アスコン (舗設 140℃)	目地なし		軟質ガスと改質アスコンでは施工継目に溝ができており、地覆鋼材と改質アスコンでは全く接着していない。
II型	5mm	成型目地材が溶けて十分接着している。	
⑤ 軟質ガスと硬質ガス ⑥ 硬質ガスと硬質ガス (舗設 220℃)	目地なし		施工継目に溝ができていない。
I型	3mm	成型目地材が溶けて表面に押し上げられ、完全に接着している。目地幅に変化はない。	
	5mm	成型目地材が溶けてかなりの量が表面に押し上げられ、完全に接着している。目地幅は、3mm程度に狭くなっている。	

表-11 曲げ試験結果

Tab.11 Result of bending test

目地適用箇所	目地材種類	目地幅	破断時曲げ強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	破断時の歪み (mm)
① 軟質ガスと碎石マフック (舗設 140℃)	目地なし		24.2	0.00505
	III型	5mm	59.5	0.01024
		10mm	32.3	0.01085
	軟質ガスと碎石マフック (舗設 110℃)	目地なし		20.4
III型		5mm	51.9	0.00878
		10mm	30.0	0.01637
③ 軟質ガスと改質アスコン (舗設 140℃)	目地なし		16.3	0.00403
	II型	5mm	45.2	0.01027
⑤ 軟質ガスと硬質ガス (舗設 220℃)	I型	3mm	44.1	0.00844
	I型	5mm	16.4	0.00786
⑥ 硬質ガスと硬質ガス (舗設 220℃)	目地なし		14.7	0.00354
	I型	5mm	39.5	0.00766

注) ②、④は地覆鋼材の供試体にマフックを使用したため、曲げ試験不可。

ブリストリング発生箇所は、エア抜きをし、注入材で補修した。

#### 4. まとめ

本州四国連絡橋の鋼床版舗装の施工は、因島大橋からスタートして来島海峡大橋までの間に、設計・施工をとおしてさまざまな課題について適切に対処し、極めて品質の高い舗装施工がおこなわれてきた。

このことにより、鋼床版舗装の設計・施工法が確立されたと思う。

しかし、更なる品質の向上を図るため、今後の鋼床版舗装を行なう上で、留意すべき事項と今後の課題について記述する。

##### 留意すべき事項

- ① 舗装体に影響を与えない局部変形を考慮した鋼床版の設計。
- ② 機械施工が可能な橋面工の構造。
- ③ 適正な鋼床版の表面処理。

#### ④ 施工ジョイントへの目地材の使用。

今後の課題

① グースアスファルト混合物に替わる材料として、碎石マフック混合物の鋼床版舗装への適用。

② 長大橋の場合、死荷重軽減から薄層舗装等の新たな舗装材料の検討。

参考に、碎石マフック混合物の車道への適用の試験として、馬島高架橋のランプ部で試験舗装を実施した。

#### 5. あとがき

来島海峡大橋の舗装工の施工は、橋梁全体工程の関係から、補剛桁架設完了直後から舗装を開始した。橋面上では、防護さく等の橋梁付属物・ケーブルラッピング作業・キャットウォーク撤去・塔頂クレーンの撤去等の作業と平行して進めることとなったため、施工場所を各作業において共同使用する形で施工した。

したがって、舗装の施工は、各作業に影響の生じないように手順で行ったため、つぎはぎ状態となった。

このような施工状態ではあったが、施工法を確立し、丁寧な施工を行ない、無事、事故もなく工事を完成することができた。

最後に、本工事の設計・施工に従事された関係各位に深く感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) 本四公団：橋面舗装基準 (案) [S 62.6 一部改訂] 昭和 58 年 4 月
- 2) 本四公団：鋼床版設計要領・同解説 [H 7.7 一部改訂] 平成元年 4 月
- 3) 「鋼床版自歩道舗装施工検討」報告書 (社) 日本建設機械化協会建設機械研究所 平成 9 年 9 月
- 4) 多田宏行：鋼床版舗装の設計と施工 '90.3
- 5) 多田宏行：橋面舗装の設計と施工 '96.3
- 6) 奥田基：グースアスファルト舗装時における鋼床版の挙動、本四技報 Vol.13 No.48 '88.10
- 7) 日高裕司：伯方・大島大橋の橋面舗装、本四技報 Vol.12 No.46 '88.4
- 8) 栗野純孝、森下尊久：明石海峡大橋鋼床版舗装、本四技報 Vol.22 No.86 '98.4
- 9) 小松原仁、金子正猪、真辺保仁：多々羅大橋・新尾道大橋の橋面舗装、本四技報 Vol.23 No.90 '99.4
- 10) 長尾、伊藤、岩崎：鋼床版の表面処理 - 西瀬戸自動車道生口橋 - 舗装、Vol.27 No.9 '92.9

# ジブラルタル海峡横断路構想の現状

Current State of the GIBRALTAR FIXED LINK

常任参与

星野 満

Mitsuru Hoshino



2000年5月に、SECEG（ジブラルタル海峡横断路のスペイン側調査機関）のマドリッド本部、および海峡横断路の計画地点（スペイン側およびモロッコ側）を訪問し、同プロジェクトの現況情報を得た。

その結果を以下に報告する。

## 1. プロジェクトの経緯

ジブラルタル海峡（写真-1）にトンネルまたは橋を架けたいとする願望は、随分古くからあった。

19世紀に入り鉄道網が発展するにつれ、具体的アイディアが盛んに提唱されるようになる。しかし、依然として夢の段階であった。

20世紀、しかもかなりの後半に入り、夢はようやく現実味を帯びる。

1979年、スペインおよびモロッコの両国王が会見し、両国合同でジブラルタル海峡横断路の調査を推進することに合意。

1981年、調査実施を担う国有機関が両国でそれぞれ発足した。

スペイン側機関がSECEG（本部マドリッド）で、名称は直訳すると「ジブラルタル海峡横断路調査・スペイン国機構」となる。

モロッコ側機関がSNED（本部ラバト）で、名称は

直訳すると、「海峡調査・国有機構」となる。

本部の常勤スタッフはそれぞれ10名程度である。

## 2. 候補ルートは2本<sup>(1)(2)</sup>

### ①Sill Route（浅瀬ルート、海上部距離28km）

海峡の大西洋側入り口部の海底には比較的浅い帯状地形がある。尾根のように浅くせり上がった地形が兩岸をつないでいる。あたかも建物玄関の敷居(Sill)のような地形となっている。この浅瀬を利用するルート（図-1）。

### ②Canyon Route（最短ルート、海上部距離14km）

海上部距離が最も短いルート。

海底地形は水深850mの深い谷（Canyon）になっている。

ほぼ中間の海底に独立峰があり、その山頂部水深は450m。これに橋脚基礎を置く（図-1）。

## 3. 構造形式<sup>(1)(2)</sup>

### ①Sill Route

橋梁（図-2）とトンネル（図-3）の両案が検討対象となっている。トンネル案（39km）の方が実現可能性が高い。

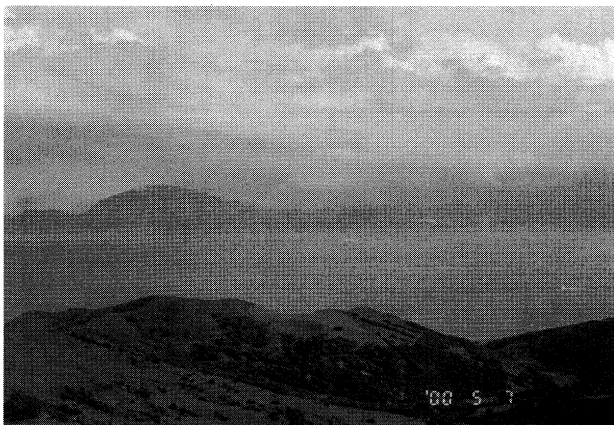


写真-1 ジブラルタル海峡(スペインから対岸のモロッコを遠望)

Photo. 1 Strait of Gibraltar



写真-2 海峡フェリー（Tarifa～Tanger間）

Photo. 2 Strait crossing ferry (between Tarifa and Tanger)

②Canyon Route

橋梁(図-4)案が検討対象となっている。橋梁構造は、スパン5 km、橋脚水深480 mとなり、現在の技術水準のトレンドでは、実現性は少ない。

トンネルは水深と勾配の観点から Sill Route が明らかに有利。

以上より、現在は Sill Route トンネル案でフィージビリティ・スタディが進められている。

但し、SECEG 事務局長 Dr. Pliego の説明では「橋梁案は却下されたわけではない。現時点ではトンネル案を中心に検討しているということ」であった。

4. トンネル (39 km) 事業費・工期予測<sup>(3)</sup> (図-5)

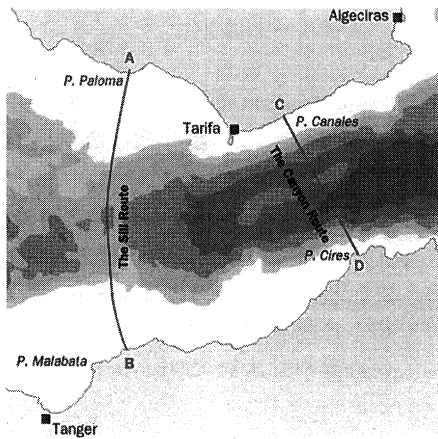
①Phase 0 (サービストンネルのみ建設)

サービストンネル(φ4.8 m、ユーロトンネルのサービストンネルと同じ口径、試掘調査トンネルとしての機能も重要)

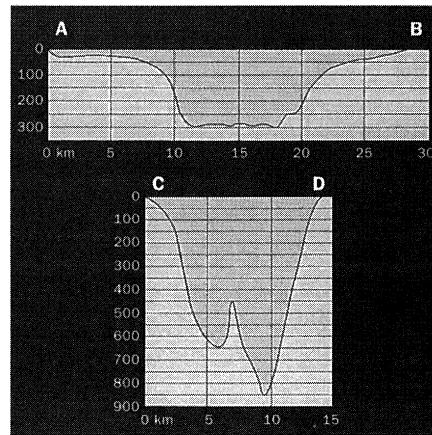
建設費：3.15 億ユーロ (約 320 億円)

トンネル工事費のみ

工期：5 年



Possible routes for the Fixed Link.



Sea bed profile of the Sill Route (AB) and the Canyon Route (CD).

図-1 ジブラルタル海峡横断路・計画路線<sup>(1)</sup>

Fig. 1 Planned route of Gibraltar Strait Crossing

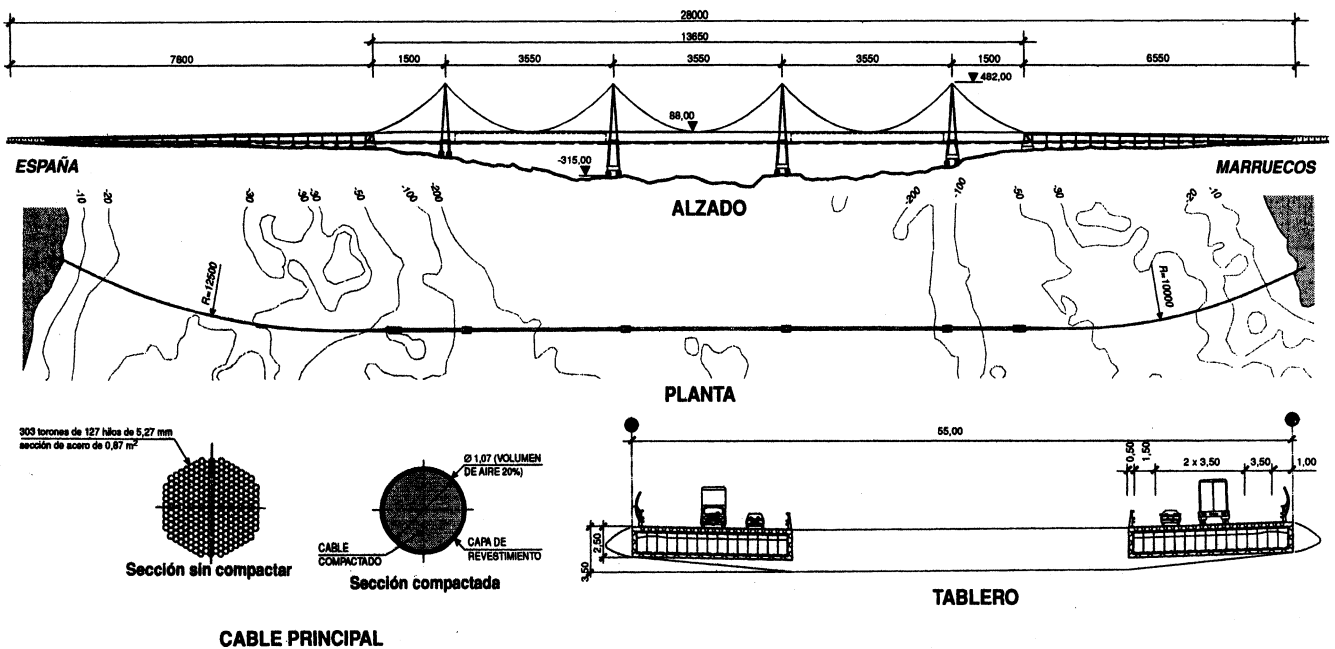


図-2 Sill Route 橋梁案<sup>(2)</sup>

Fig. 2 Bridge solution of Sill Route

②Phase 1 (走行トンネル1本と鉄道・ターミナル施設を建設)

走行トンネル (鉄道単線φ7.5 m、ユーロトンネルはφ7.6 m)

建設費：21.22 億ユーロ (約 2,100 億円)

鉄道・ターミナル施設費含む

工期：7年

③Phase 2 (走行トンネル2本目とそれに伴う鉄道・ターミナル施設を建設)

走行トンネル・2本目 (鉄道単線φ7.5 m、ユーロトンネルはφ7.6 m)

建設費：13.38 億ユーロ (約 1,300 億円)

鉄道・ターミナル施設費含む

工期：8年

④Phase 0~2

建設費累計：37.75 億ユーロ (約 3,800 億円)

(注) 建設費は 1994 年単価、付加価値税・輸入関税を含まず

1ユーロ=100円で計算 ユーロの旧称は Ecu (エキュ)、1999年1月よりユーロに呼称変更

(1998年秋、1 Ecu=150~160円であった。その後、ユーロは100円前後にまで下落。)

私見

ユーロトンネル (49 km 複線鉄道) の総事業費は、当初計画が 50 億ポンド (80 億ユーロ)、実績は 100 億ポンド超 (160 億ユーロ超) であった。

これと比較すれば、ジブラルタルトンネルの事業費見積もり 37.75 億ユーロ (39 km 複線鉄道) は少な目との印象を受けた。

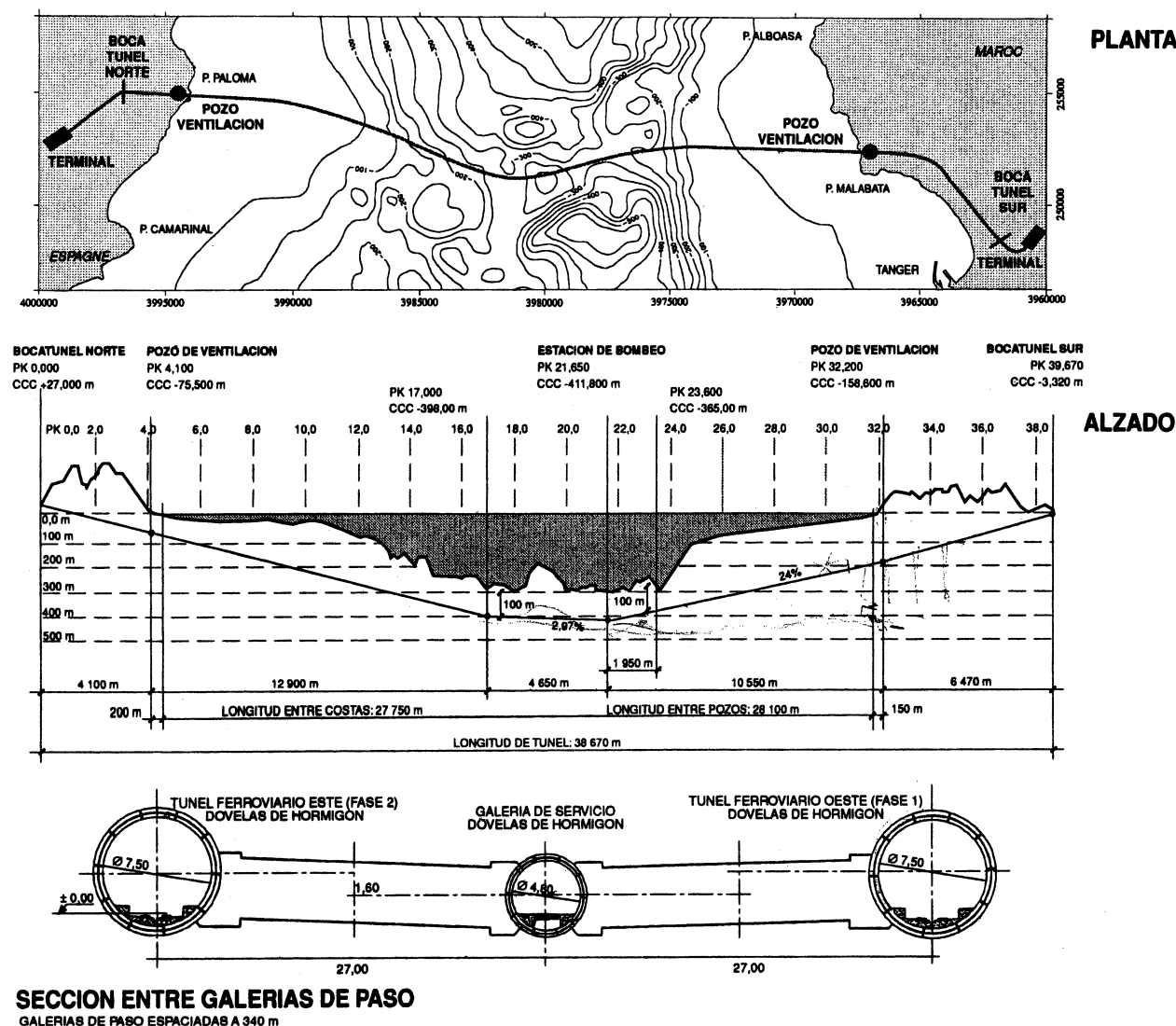


図-3 Sill Route トンネル案<sup>(2)</sup>

Fig. 3 Tunnel solution of Sill Route

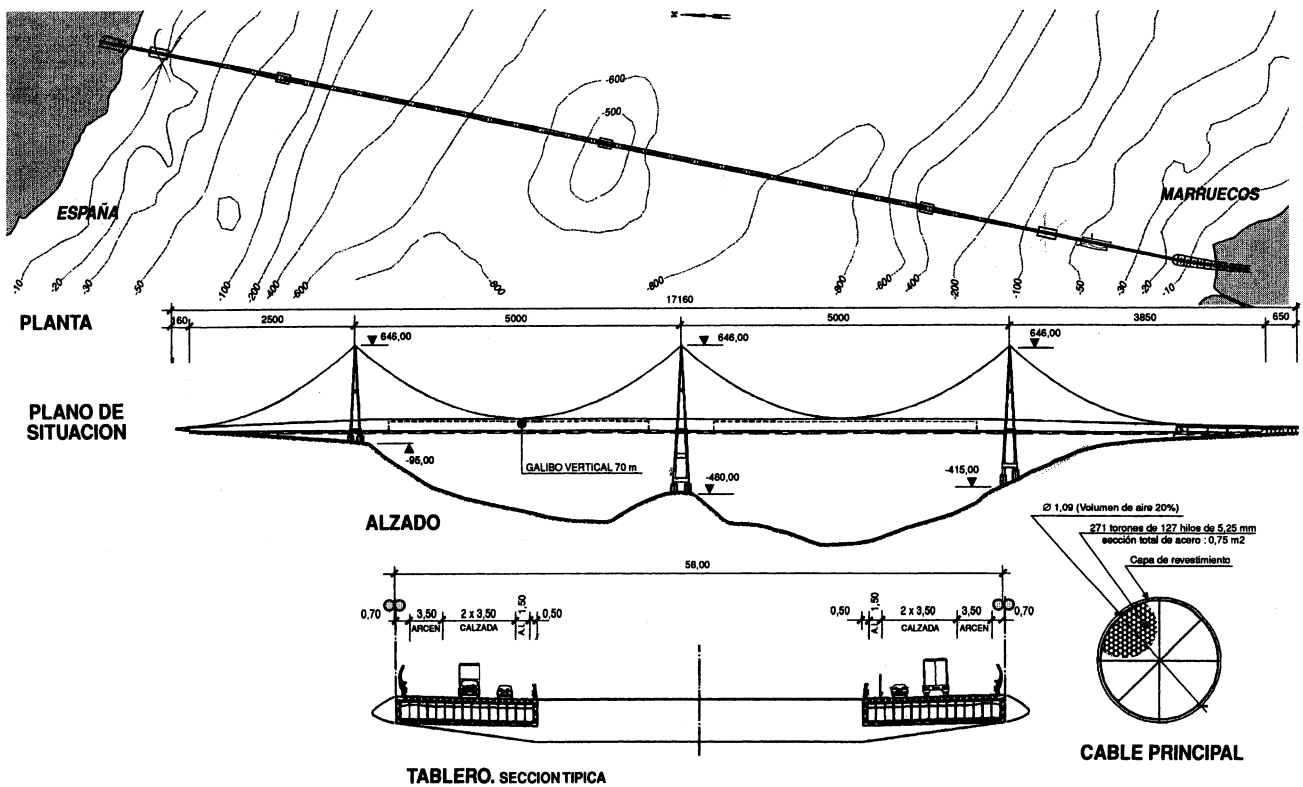


図-4 Canyon Route 橋梁案<sup>(2)</sup>

Fig. 4 Bridge solution of Canyon Route

### 5. 輸送量予測<sup>(3)</sup>

旅客 (100万人/年)

年	トンネル	フェリー	計	備考
1990	-	3.7	3.7	
2010	7.0	4.3	11.3	単線鉄道を想定
2025	10.7	6.8	17.5	複線鉄道を想定

(参) 本四 1998 43.1 空路含まず

貨物 bulk (ばら荷) 含まず (100万総トン/年)

年	トンネル	フェリー	計	備考
1990	-	0.7	0.7	
2010	4.7	0.5	5.2	単線鉄道を想定
2025	7.9	1.0	8.9	複線鉄道を想定

(参) 本四 1998 29.7

トンネル通行料金は海峡フェリーの現行料金同等と仮定されている。

普通乗用車で、片道 13,000 ペセタ (約 8,000 円)

(参) ユーロトンネル 49 km : 69.5 £ (約 11,000 円)  
~164.5 £ (約 27,000 円)

#### 私見

モロッコ・四国の経済規模比 (GRP 比 340 億 \$ / 1100 億 \$ = 0.31) と上表の輸送量比 (下記の\*) はほぼ均衡している。

\* (旅客 : 11.3 ~ 17.5 / 43.1 = 0.26 ~ 0.41、貨物 : 5.2 ~ 8.9 / 29.7 = 0.18 ~ 0.30)

GRP は 1997 年値

### 6. 経済評価<sup>(3)</sup>

社会的な便益も評価した内部収益率 (IRR) \* は 15%。社会的には、十分に実施価値のある優良事業と結論されている。

\* 調達金利を (5% + インフレ率・4%) と仮定

### 7. 事業主体の採算性<sup>(3)</sup>

① 公的助成なしには、採算困難と試算されている。

試算条件

- i 償還期間 concession period : 40 年 (建設期間含む) ユーロトンネルは 55 年
- ii 供用時の事業主体の資本金 concessionaire's own contribution : 総事業費の 20%
- iii 調達金利 : 5% + インフレ率 4% = 9%

② 採算性向上策

A 案 サービストンネル 3.15 億ユーロ (約 320 億円) は政府が建設し、事業主体に無償使用させれば、採算に乗る可能性ありと試算している (Phase 0 + Phase 1)。

B 案 (公式レポートにはないが、事務局が検討対象になりうると考えている案)

当面は、走行トンネルを建設せず、サービストンネルだけで営業。サービストンネルに軽量小型鉄道を敷設する。

## PHASES AND CONSTRUCTION COSTS

### CONSTRUCTION COSTS ESTIMATES, MEcu/1994

Works	Phase 0	Phase 1	Subtotal	Phase 2	Total
<b>Fixed Link</b>	<b>315</b>	<b>1.872</b>	<b>2.187</b>	<b>1.338</b>	<b>3.525</b>
Tunnel civil works	315	648	963	544	1.507
Terminals	-	234	234	22	256
Fixed equipment	-	595	595	402	997
Initial rolling stock	-	256	256	-	256
Ulterior rolling stock	-	139	139	370	509
<b>Construction and accompanying works</b>	<b>-</b>	<b>250</b>	<b>250</b>	<b>-</b>	<b>250</b>
North shore	-	125	125	-	-
South shore	-	125	125	-	-
<b>Grand total</b>	<b>315</b>	<b>2.122</b>	<b>2.437</b>	<b>1.338</b>	<b>3.775</b>

Notes.-

- Costs do not include VAT and import duties.
- Civil engineering costs include provisions for engineering and field work control (9%) and contingencies (10%).
- Equipment costs include, in general, provisions for technical studies, field supervision and tests (3+5+1,5 = 9,5%).
- Initial rolling stock is figured out as programmed at operation starting up.
- Ulterior rolling stock corresponds to successive stock additions (no replacements) until Phase 1 saturation, and, in Phase 2, until doubling the capacity in saturation of Phase 1

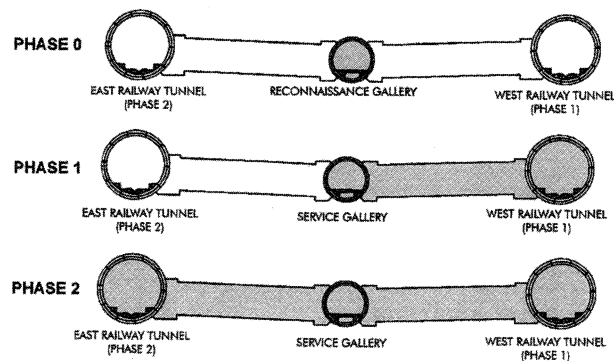


図-5 トンネル案事業費<sup>(3)</sup>

Fig. 5 Project cost of tunnel solution

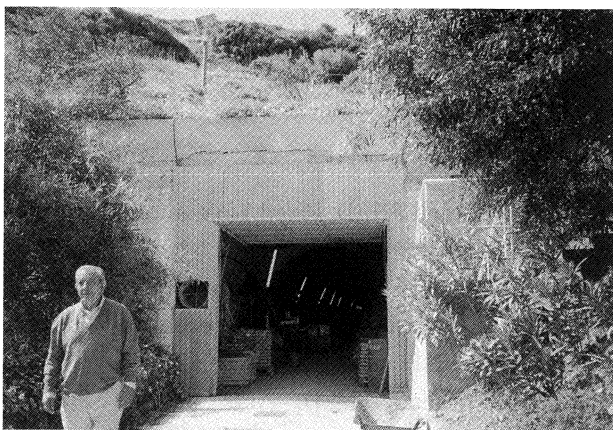


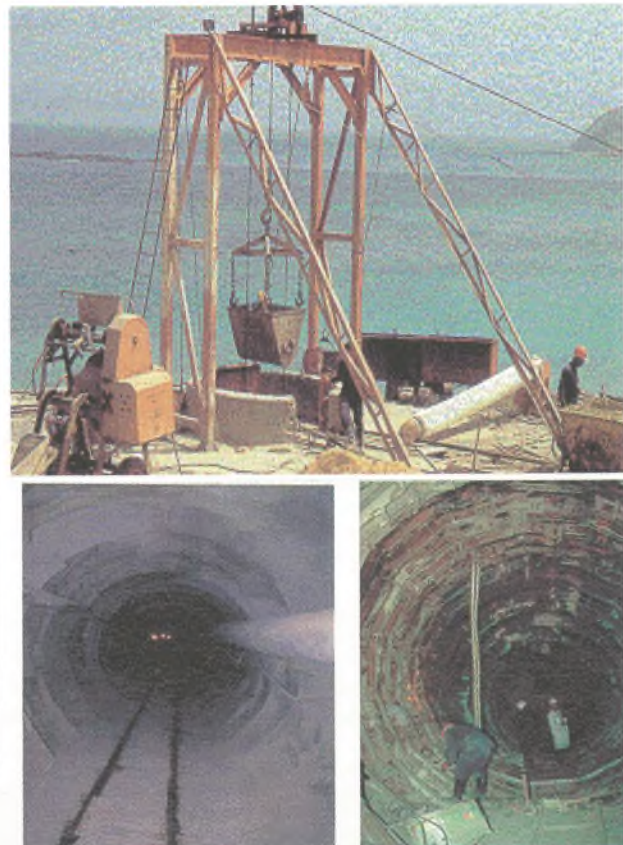
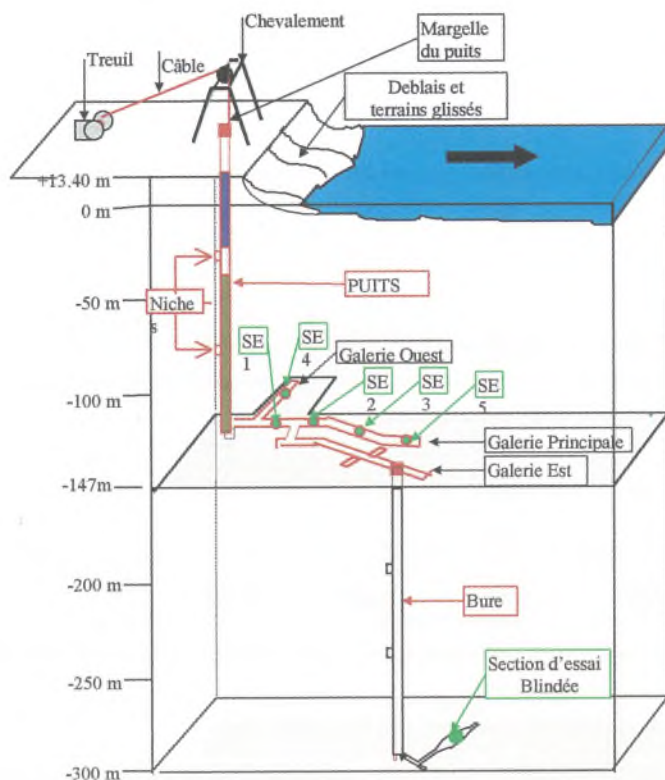
写真-3 タリファ横坑 (φ3.8 m、長さ 700 m)

Photo. 3 Tarifa Experimental Gallery (diameter 3.8 m, length 700 m)



写真-4 マラバータ縦坑 (φ2.5 m、深さ：海面下 300 m)

Photo. 4 Malabata Experimental Shaft (diameter 2.5 m, depth 300 m below sea level)



PUITS EXPERIMENTAL DE MALABATA

図-6 マラパータ縦坑・詳細図 (SNED 資料)

Fig. 6 Detail drawing of Malabata Experimental Shaft

私見

①採算性向上策 A 案

事業費見積もりが今後増大する可能性も捨てきれない。サービストンネル(320億円)に加えて、さらに公的助成\*を行う案も用意しておくことが必要と思える。  
\*例えば、ターミナル施設や鉄道の軌道電気設備も政府負担とする。

②採算性向上策 B 案

本案が現状では、最も実現性が高いと思われる。  
利点：サービストンネルの建設・営業実績を踏まえて本トンネル事業のより正確な事前評価が可能となる。  
欠点：サービストンネルの建設・営業は「試行」的意味合いが大き。この採算性リスクを有料事業主体が全て負担することは困難。政府がリスクを大幅に負担する方策(いわゆる薄皮施行方式)が必要。  
なお、トンネル1本での営業は安全確保に重大な懸念が残る。この問題が本案の最大課題と思われる。

8. 地質調査用試験坑の現状

①ポローニャ縦坑 (スペイン側)

φ3.5 m、深さ 75 m すでに埋め戻し済み

②タリファ横坑 (スペイン側)(写真-3)

φ3.8 m、長さ 700 m 駐在員詰め所を設けて計測調査中

③マラパータ縦坑 (モロッコ側)(写真-4、図-6)

φ2.5 m、深さ 160 m、その最低部から長さ 100 m の水平坑、さらにその先端から深さ 153 m の縦坑(最深部の深さは海面下 300 m)

縦坑工事費は約 200 万 US\$ (約 2 億円、SNED 地質担当者の話)

駐在員詰め所を設けて計測調査中

現在、坑内の一部にはらみだしが生じている。修復工事中。

参考文献

- 1) SECEG and SNED, Fixed Link Across the Strait of Gibraltar, 1994
- 2) SECEG and SNED, IV Coloquio Internacional sobre el Enlace Fijo del Estrecho de Gibraltar, Sevilla 16, 17 y 18 de mayo de 1995
- 3) SECEG and SNED, Note on the Spanish-Moroccan Studies on the GIBRALTAR STRAIT FIXED LINK, February 1996 (近々に 2000 年版が出る見込み)

# 海外報告（ジンバブエ）新チルンド橋の建設

Overseas Report (Zimbabwe) Construction of the new Chirundu Bridge

保 全 部 上 席 審 議 役  
(前) 企 画 開 発 部  
JICA 専 門 家 (ジンバブエ運輸・エネルギー・省道路局)

飯 塚 力 也  
Rikiya Iizuka



## 1. まえがき

チルンド橋はジンバブエ、ザンビアの国境を流れるアフリカ第4位の大河川であるザンベジ川に架かる国境の橋梁である。建設後約60年を経た現在、建設時の設計活荷重を超過する重車両が増加し、橋梁保全上、通行車両の荷重制限、単車載荷、交互交通等の通行制限措置が執られており、両国物流のボトルネックとなっている。

そのため、ジンバブエ、ザンビアの両国政府は日本に対し、チルンド橋の架け替えを前提とした開発調査を要請し、1997年度にJICA調査団によって開発調査が実施された。その後、基本設計、詳細設計が実施され、1999年11月、無償資金協力事業による建設工事契約がなされ、現在、準備工事が施工されている。

以下、新チルンド橋の概要等について報告する。

## 2. 背景

アフリカ南部のジンバブエ、ザンビアは周囲を他の国に囲まれた、いわゆる陸封国である。鉄道網が未発達であるため、旅行者、物資輸送の70%は道路交通に依存している。

陸封国の宿命として、周辺国の港湾との道路交通網は、海外の先進諸国との貿易を図るうえで極めて重要なものとなっている。

また主食のメイズを始め、多くの農産物は周辺国と収穫時期が異なる一方で、大規模な保管倉庫を持っていないため、収穫した農産物は周辺国と相互に輸出入をしながら、お互いに食料を確保しており、道路運送は国内のみならず、周辺国との食料の補給輸送にも極めて重要な役割を果たし、人々の日常生活、経済活動を支えている。

ジンバブエ、ザンビア両国と海外との交流は、南アフリカのダーバン港、ケープタウン港、モザンビークのベイラ港を拠点としている。これらの港湾都市とジンバブエを連絡する国際幹線道路はすべて、ジンバブエの首都のハラレ市を通過している。従って、ザンビア側にとって、ハラレとザンビア間の道路網の整備が国民生活、経

済活動のキーポイントとなっている。

チルンド橋はハラレとザンビアの首都であるルサカ市を結ぶ、両国間の物流の主要路線であるベイラ回廊に架かる橋長447.74m、支間長320.25mの単径間吊橋である。幅員は5.5mの車道に0.9mの両歩道で構成されている。1939年、地域開発を進めていたオートバイト財団により建設され、南北ローデシアの道路管理者に寄贈され、さらにジンバブエ、ザンビアに引き継がれている。図-1に位置図を示す。

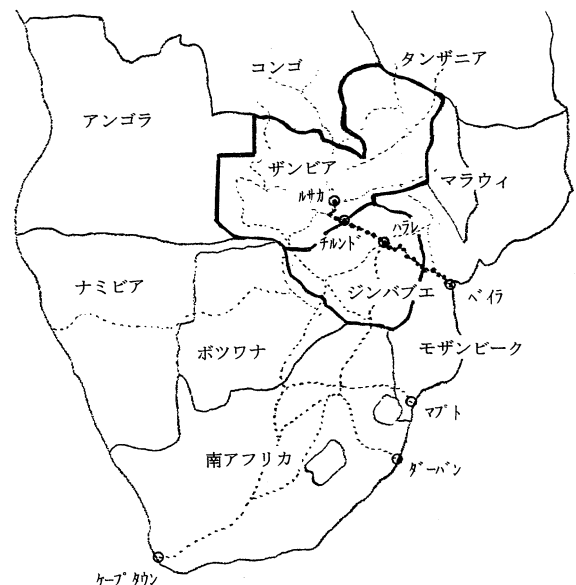


図-1 位置図

Fig.1 Location

現在のチルンド橋は、55tを最高とする荷重制限の条件として、大型車両の通行は単車載荷とする交通制限措置が執られ、結果として同橋の1時間当たりの交通容量は30台となっている。制限荷重を超過する車両は、カリバダム国境への迂回、または荷物の分散積み替え措置の対策が求められているため、両国間の物流に多大な経済損失を強いており、両国間の物流の円滑化、コストの削減を図ることを目的とした新橋の建設について開発調査が要請された。

### 3. 橋梁計画

新橋梁の計画にあたり、現橋を中心とした3ルートに

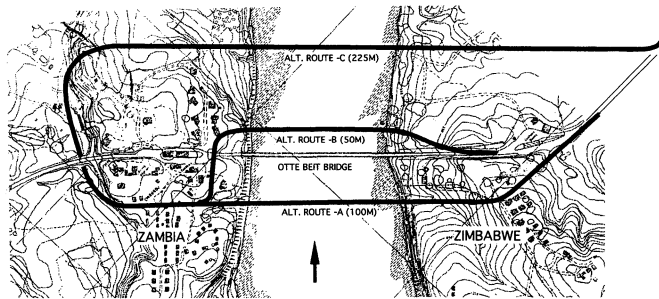


図-2 新チルンド橋ルート比較

Fig.2 Comparison of crossing route of the new Chirundu Bridge

また、橋梁型式については図-3に示す4タイプが検討された。比較検討結果は表-2の通りであり、3径間

について比較検討がなされた。比較ルート案を図-2に示す。比較結果を表-1に示すが、経済性、技術的課題、将来の開発計画への支障度合いを評価し、Aルートが採用された。

表-1 ルート比較結果

Tab.1 Summary of alternate routes

	Aルート	Bルート	Cルート
架橋位置(現橋から)	約100m上流	約50m下流	約225m下流
川幅(m)	330	300	310
橋長(m)	400	380+100	380
道路延長(m)	Zim=400, Zam=425	Zim=150, Zam=560	Zim=625, Zam=570
最急縦断勾配(%)	3.0	5.0	3.0
最小曲線半径(m)	55.0	35.0	75.0
最高切土高(m)	15.0	4.0	7.0
最高盛土高(m)	4.0	4.0	6.0
掘削土量(m <sup>3</sup> )	67,000	10,000	23,000
盛土土量(m <sup>3</sup> )	7,000	7,000	42,000
舗装面積(m <sup>2</sup> )	8,200	7,100	12,000
現況施設の利用	利用可能	利用可能	利用困難
経済性	Bルートとほぼ同程度	Aルートとほぼ同程度	A, Bルートより高い
技術的課題	大きな問題点はない	縦断線形が厳しい	取付け道路延長が長い
環境問題	切土量は最も多い	個人住宅の移転が必要	
地域分断	大きな問題点はない	大きな問題点はない	ザンビア側で問題あり
開発計画	警察署の移転が必要	将来計画に支障	将来計画に支障
その他	交通処理は容易		特になし

連続PC箱桁橋が採用された。橋梁一般図を図-4に、橋梁諸元を表-3に示す。

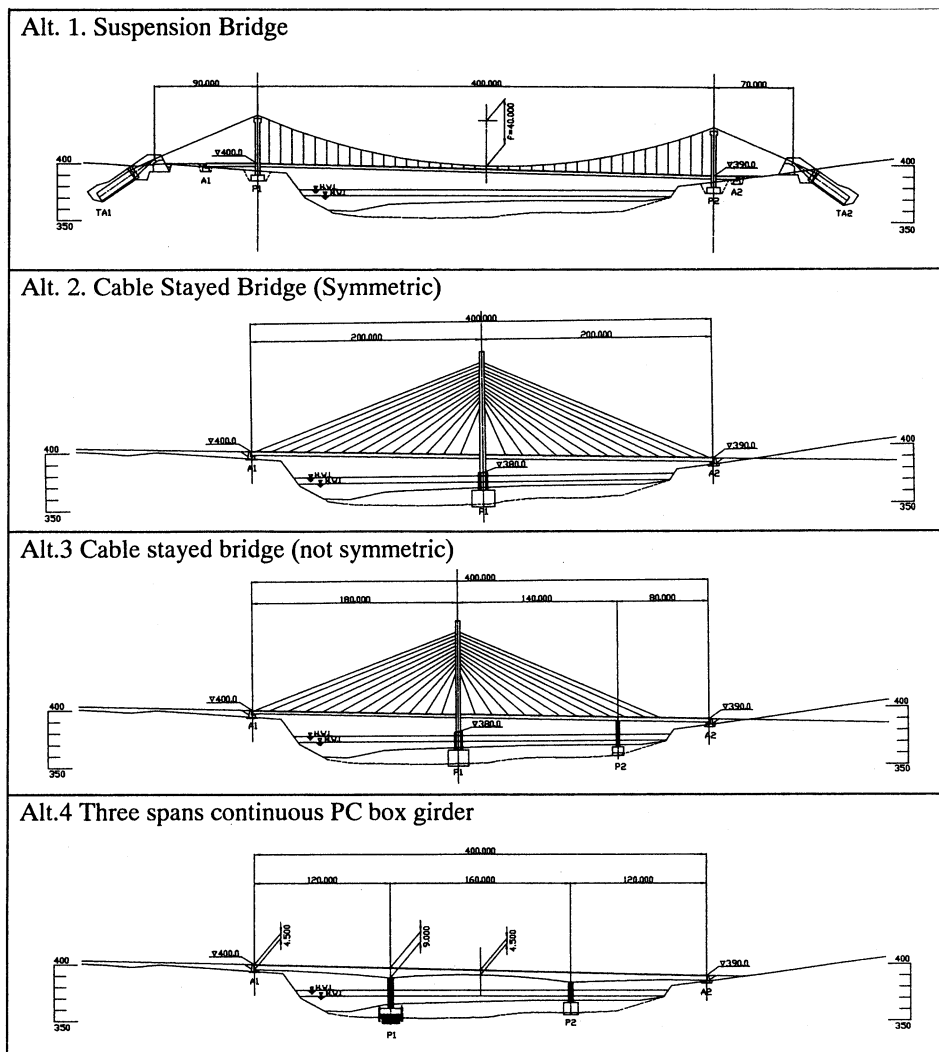


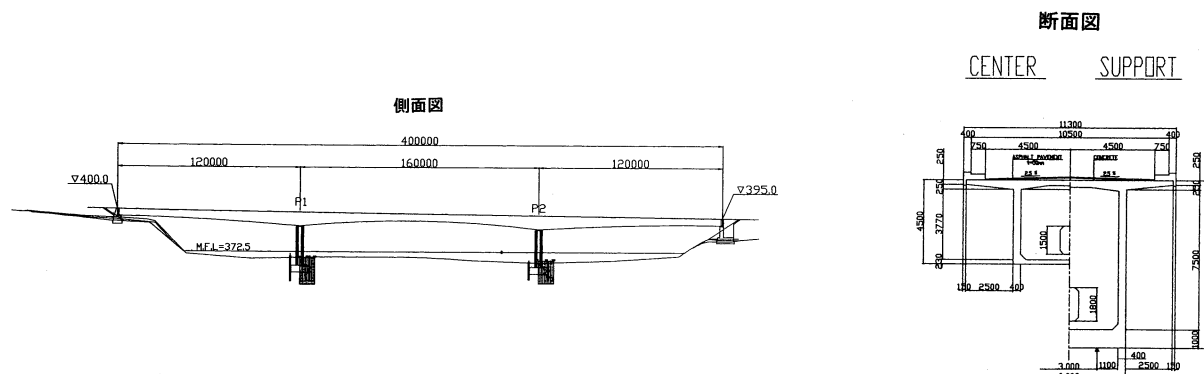
図-3 橋梁型式の比較案

Fig.3 Alternatives for bridge types

表一2 橋梁型式の比較

Tab.2 Comparison of bridge types

特徴	吊橋	斜張橋(1)	斜張橋(2)	PC桁橋
建設費	US\$32.9 million	US\$21.1 million	US\$21.3 million	US\$18.5 million
建設工事の特徴	支間長400mのコンクリート桁単管吊橋。コンクリート桁は実績はない。水中基礎はない。	200m×2径間の対象型マルチファンタイプ斜張橋。主桁、主塔はコンクリート。水中基礎は1基。	180m+140mの2径間非対象型マルチファンタイプ斜張橋。主桁、主塔はコンクリート。水中基礎は1基。	120m+160m+120mの3径間連続PC箱断面桁橋。2基の橋脚は水中基礎となる。
河川関係	特になし	仮設棧橋が必要。設置は容易	仮設棧橋が必要。設置は容易	流速が比較的早い水域で水中基礎を施工。上部工は片持ち式架設。大規模仮設棧橋が必要。
環境関係	自然環境 大きな問題なし	水中基礎工事で水質汚濁対策が必要	水中基礎工事で水質汚濁対策が必要	水中基礎工事で水質汚濁対策が必要
社会環境	税関官舎の移築が必要	税関官舎の移築が必要	税関官舎の移築が必要	税関官舎の移築が必要
景観関係	現橋と調和する	大変象徴的である	象徴的である	税関官舎の移築が必要
維持管理	ケーブルの維持管理が必要	ケーブルの維持管理が必要	ケーブルの維持管理が必要	維持管理作業は少ない
雇用、地元材料調達	他業より少ない	一部現地雇用、調達可能	一部現地雇用、調達可能	大部分が現地雇用、調達可能
順位	4	2	3	1



図一4 新チルンド橋一般図

Fig.4 General plan of the new Chirundu Bridge

表一3 新チルンド橋橋梁諸元

Tab.3 Dimensions of the new Chirundu Bridge

上部工	橋梁型式	3径間連続PC箱桁橋
	橋長(m)	400m
	支間長(m)	120+160+120
	幅員(m)	(車道3.5+路肩0.5+歩道0.75+地覆0.4)×2=10.3
	桁高(m)	橋台部=4.5、中間橋脚部=9.0
下部工	架設工法	バランス・カンチレバー工法(橋台部はステージング工法)
	設計活荷重	BS5400を適用(HA、HA+HB30、HA+HB45)
	橋台(A1)	重力式橋台(H=9.0m、内バラベツ高=5.05)
	橋台(A2)	半重力式橋台(H=16.0m、内バラベツ高=5.05)
	橋脚(P1)	鋼管矢板井筒基礎(Φ1,000、t12、L33.0m×44本)
	橋脚(P2)	鋼管矢板井筒基礎(Φ1,000、t12、L26.0m×44本)
取付道路	ザンビア側	幅員12m、延長300m
	ジンバブエ側	幅員12m、延長240m

#### 4. 本事業の特徴

本事業は、無償資金協力事業として始めて複数国を対象とした事業となる。

そのため、両国の設計基準の相違点のすり合わせや、事業推進に係るジ・ザ2国間の協定締結に始まり、建設工事の実施にあたっては、材料調達、雇用面で両国間のバランスに配慮するよう強く求められている等、技術面以外の調整事項の処理も必要となる。しかし両国間で物価、人件費が異なるため、材料調達、雇用面での両国間のバランス調整を難しいものとしている。さらには両国作業員間の賃金格差や習慣の相違による作業員宿舎でのトラブルの防止対策や、作業員およびその関係者の密出

入国、密輸等の犯罪の防止対策も必要である。また工事に伴う各種承認・承諾・報告事項も両国政府を対象とするため、その説明、意見調整に多大な手間と時間が必要になるものと予想されている。

#### 5. あとがき

ジンバブエとザンビアの国境に架かる新チルンド橋事業の概要を紹介したが、2カ国を対象とした事業であるがゆえに、今後の建設工事には紆余曲折が予想される。

しかし、両国関係者のこの事業にかける熱意には確かなものがあり、関係者が一致協力して問題を解決しながら、必ずや立派な橋を完成してくれるはずであると期待しているところである。

# トルコ地震による道路施設の被害

Damage of road facility caused by earthquake in Turkey

第三管理局 保全部付  
(トルコ共和国公共事業住宅省)

帆 足 博 明  
Hiroaki Hoashi



## 1. まえがき

トルコ共和国では、昨年(1999年)の8月と11月の短期間に2回の大地震が発生した。

この2回の大地震でトルコは甚大な被害を受けた。特に多くの住宅建築物が壊れ、これによって多くの人命が失われた。地震直後からこの大惨事については、連日世界的に報道されており読者諸兄もご記憶に新しいところと思う。

本稿は、紙面の関係からほとんど報道されなかった道路施設の被害、主に橋梁について報告する。

## 2. トルコにおける道路および橋梁概況

トルコ共和国の道路は、国道、地方道、村道、都市内道路等からなる一般道路と、高速道路と長大橋からなる有料道路とに大別される。現在前者の一般道路関係が約38万km、後者の有料道路関係が1,750km供用されている。

トルコ国内の橋梁を国道を例にみると、コンクリート橋、鋼橋、石橋、木橋があり、約90%がコンクリート橋である。国道における橋梁総数は現在約3,200橋であり、橋梁総延長では約130kmである。国道の総延長が約31,500kmであり、橋梁延長比率としては、0.4%強であり、トンネルを含めても0.45%と構造物は非常に少ない状況にある。

トルコ共和国では、活荷重を除き橋梁に関する設計基準等は所持しておらず、基本的にAASHTOを適用している。

耐震設計についても、AASHTOを適用しているが、適用にあたってはAASHTO基準に掲載されている米国の震度マップと同様にトルコ版の震度マップを作成しこれを使用している。

トルコ共和国道路総局(村道を担当している農業村落省も同様)として本基準(AASHTO)を適用し始めたのは、1985年からである。従って、それ以前の橋梁については、十分な耐震設計は行われていないようである。

しかし、高速道路の橋梁については、1985年以前のものもAASHTOあるいは米国以外の国の耐震基準を適用し、耐震設計が行われてきた。

なお、ボスポラス橋等のような長大橋梁に関しては、一般橋梁のように定まった基準はなく、その都度、地震学者、大学関係者に相談したりして地震荷重を決定してきたようである。

## 3. 地震概要と道路施設の被害

### 3.1 コジャエリ地震

現地時間の1999年8月17日午前3時過ぎ、イスタンブールから東へ約100kmのトルコ最大の工業都市イズミット付近(図-1参照)で深さ17kmを震源としたマグニチュード7.4(観測された最大水平加速度は、約400gal)の巨大地震が発生した。

この地震は、トルコ北西部を東西に走る北アナトリア断層で生じたもので、この断層は、延長1,000kmにも及ぶ大断層で、今世紀に入ってから1939年にこの断層の東端で発生した地震(M=7.8)を発端に順次震源が西方に移動しながら活動が続いていた。今回地震が発生した北アナトリア断層の西端部分は、地震活動の無い部分として注目されていたところである。

この地震により生じた道路施設の被害の主なものは以下のとおりである。

#### (1) 高速道路関係

①跨道路橋の落橋(橋梁名:Arifiye橋、形式:単純PC桁4連橋(床版のみ連続)、支間割・橋長:4@26m=104m)

(写真-1、図-2)

②高架橋上部工の移動(橋梁名:Sakaruya橋、形式:上下線分離単純PC桁10連橋(床版のみ2,3,3,2径間連続)、支間割・橋長:10@40m=400m)(写真-2(1)、(2))

③大部分のシアークーあるいは支承が損傷した高架橋2橋(Cinarlidere橋(L=800m)、Kapantepe橋(L=200m))(シアークーの損傷状況は写真-2(2)参照)

④舗装の沈下、隆起など十数ヶ所(写真-3)

⑤料金所上屋の崩壊(1ヶ所)(写真-4)

#### (2) 国道、地方道

伸縮装置が損傷程度の橋梁が数橋と跨歩道橋が1橋落橋。

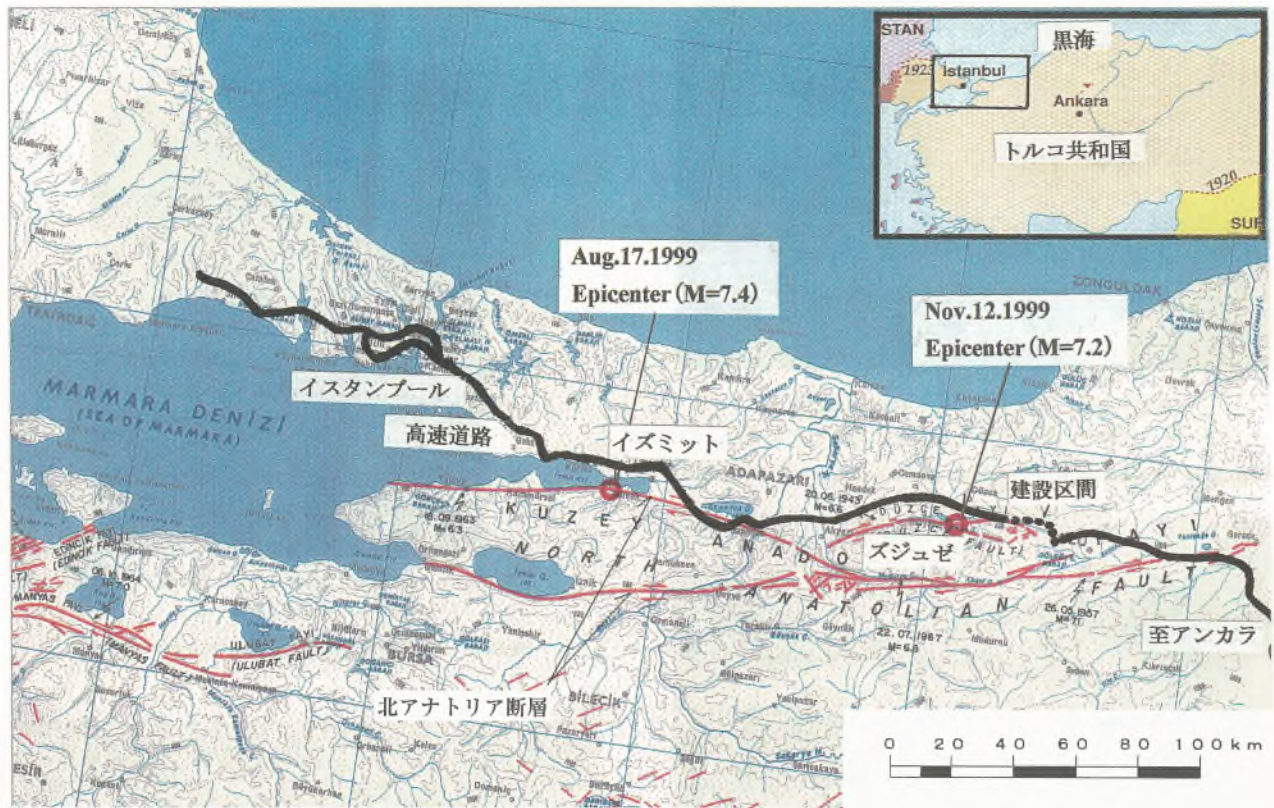


図-1 活断層位置図と震源地

Fig.1 Epicenter and location of live faults

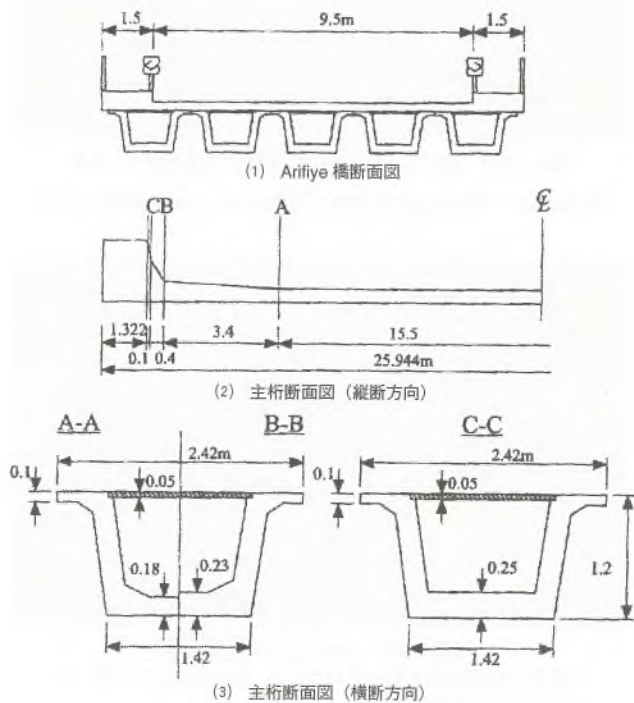


図-2 Arifiye 橋の断面

被害を受けた他の高架橋の主桁も寸法関係は異なるが、断面形状は本橋と同じ。

Fig.2 Cross section of Arifiye Bridge



写真-1 落した Arifiye 跨道路橋  
写真右端に道路と平行する形で断層があり約 2m 開口した。

Photo.1 Arifiye flyover which was collapsed



写真-2(1) 上部工がずれた Sakaruya 橋

Photo.2(1) Sakaruya Bridge whose superstructure was displaced



写真-2(2) 上部工がずれた Sakaruya 橋  
シアーカーが壊れ、沓座から桁が完全にはずれている。

Photo.2(2) Sakaruya Bridge whose superstructure was displaced



写真-3 道路面の隆起・われ

Photo.3 Rise and crack on road



写真-4 料金所上屋の崩壊

Photo.4 Collapse of toll building

### (3) その他の道路等

村道橋の落橋（橋梁名：Sakaruya center 橋、上部工形式：8 径間有ヒンジプレートガーダー橋（床版はコンクリート）、下部工形式：鋼製パイル、橋長・支間割：10 m + 6@12 m + 10 m = 92 m、建設年：30～35 年前（不詳））（写真-5）

### 3.2 ズジュゼ地震

コジャエリ地震から約 3 ヶ月も経過しない現地時間 11 月 12 日午後 6 時 57 分、コジャエリ地震の震源地から東方約 120 km のズジュゼ地方（図-1 参照）でまたもや北アナトリア断層によるマグニチュード 7.2（観測

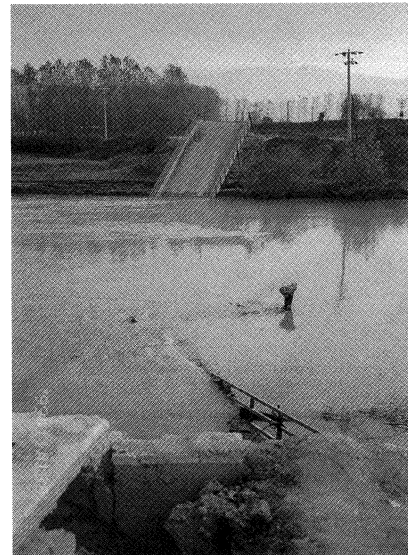


写真-5 村道橋（Sakaruya center 橋）の落橋  
河川中の橋脚も崩壊した。

Photo.5 Collapsed bridge (Sakaruya center bridge)

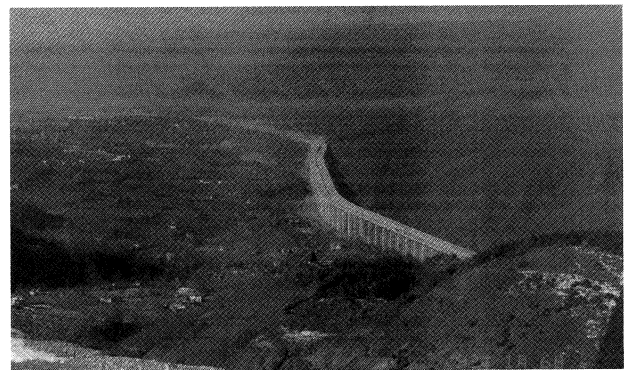


写真-6(1) 被災した建設中の高架橋（Viaduct 1）全景

Photo.6(1) Damaged viaduct (Viaduct 1) under construction

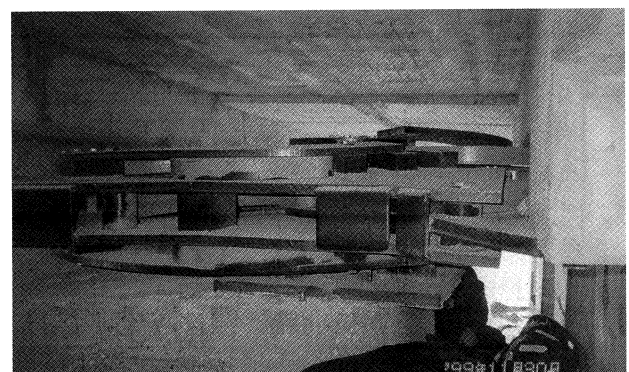
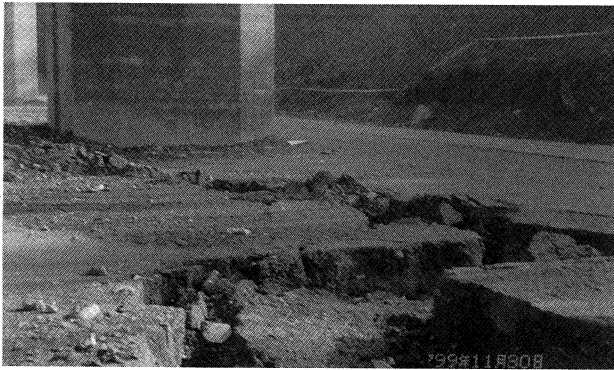


写真-6(2) Viaduct 1 の免震装置

3 種類の免震装置を使い分けている（写真はその一例）が全ての装置が損傷を受けた。

Photo.6(2) Damper system on Viaduct 1

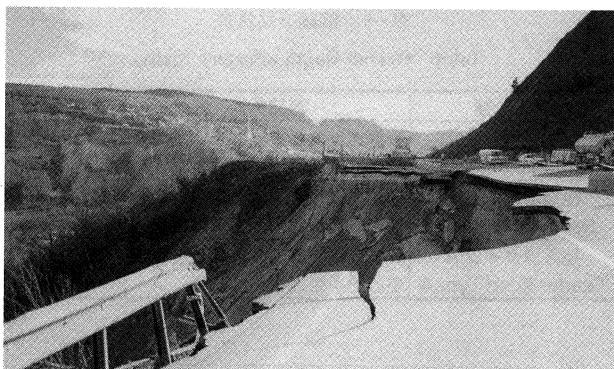
された最大水平加速度は、約 800 gal) の大地震が発生した。この地方は、先のコジャエリ地震でも震源地ほどではないがかなりの被害を受けており、人々は前回の地震で被害を受けた建物に住むのを恐れ、テント暮らしを続ける人も少なくなかったようである。しかし、11月



写真一6(3) Viaduct 1 の高架橋直下の断層による地割れ  
**Photo.6(3) Fissure by fault right under Viaduct 1**



写真一6(4) Viaduct 1 の橋脚の水平面内の回転  
 地割れが生じた径間の両側の橋脚が水平面内で回転を生じた。  
**Photo.6(4) Rotational displacement of pier of Viaduct 1**



写真一7 国道に生じた地滑り  
**Photo.7 Landslide on national road**

ともなると、寒さも厳しくなり、テント暮らしは難しくなってきた。そんな矢先に生じた大地震である。

この地震により高速道路は建設中の高架橋およびトンネルに被害が生じた。高架橋については、PC 主桁が橋梁全長にわたり軸方向および軸直角方向に移動した。また、2本の橋脚は断層のずれにより水平面内で回転を生じた。なお、本橋は免震設計されており、免震装置が一部

の橋脚を除き他の全ての橋台・橋脚上に設置されているがそのほとんどが損傷を受けた。(写真一6(1)、(2)、(3)、(4))

本橋は、長大高架橋であり、諸元は次のとおりである。

橋長：約 2.3 km (59@39.6 m)

上部工形式：単純 PC 桁 59 連橋 (床版のみ基本的に 10 径間連続)

下部工形式：くい基礎 (φ 1.8 m 摩擦杭)

最大橋脚高：49 m

被災したトンネルは、高架橋に隣接しておりトンネル延長は約 3.3 km である。地震直後の被災状況はライニング前の部分が少し崩れ落ちた程度であったが、最近(地震から約半年後)崩れた範囲の延長が 300 m 以上にもなっており、崩壊個所を避けてトンネルを掘り直すバイパス案などを含め現在その対応策を検討中である。

国道、地方道においては、高速道路の未開通部分にあたる国道で延長 200 m 程度の地滑りが生じた。(写真一7) それを除いては、大きな被害はなく伸縮装置が壊れた橋梁が 2、3 橋あった程度である。

#### 4. あとがき

昨年トルコを襲った 2 回の大地震による道路施設の被害について報告した。地震の規模に比べ道路構造物の被害、特に橋梁に関しては比較的小さかった。これは地震の特性にもよると思われるが、先に述べたようにトルコ共和国においては橋梁等道路構造物が非常に少ないことが大きな原因のひとつとしてあげられる。落橋した跨道路橋(断層の口開きにより落橋)を除けば、橋梁の被害は、重厚な PC 上部工のずれのみである。それを支持している下部工は、相当な地震力を受けたことが予想されるが橋脚本体に目視できる範囲内では全く損傷(クラック、はがれなど)は生じていなかったことが非常に興味深いところである。

これらの橋梁の落橋防止構造的なものは、桁がかり長を確保している以外はシアーキーと呼ばれるコンクリートブロックがあるのみであるが、現場調査ではこのシアーキーが落橋など大きな移動に対しかなり有効に作用したような印象を受けた。

神戸地震の野島断層のように地表面にその姿を明確に現したものが今回のトルコ地震では何ヶ所にも確認できたのも印象的であった。

トルコでは過去 100 年間にマグニチュード 5 程度以上の地震が 110 回以上も発生している。また、これによる死傷者は 15 万人にも達している。

トルコは地震の常襲国であり、日本と類似の課題を抱えている。トルコ政府は、被災状況は異なるものの被災経験のある日本の協力を橋梁耐震技術のみでなく多方面から求めている。

最後に、この地震で亡くなられた多くの方々のご冥福を心からお祈りするとともに、これ以上このような大惨事が生じないことを願う。

# 海外報告 (バングラデシュ)

Overseas Report (Bangladesh)

第一管理局 保全部 計画課付  
(バングラデシュ人民共和国建設省道路局)

大川 宗男  
Muneo Ookawa



## 1. はじめに

バングラデシュは、一人当たりのGNPが300ドル以下と極めて低くLLDC(後発開発途上国)諸国の一つであり、貧困層は国民の約半数近くに達している。開発資金、人的資源、天然資源等殆どあらゆる面で不足がみられる上、洪水・サイクロン等の被害にしばしば見舞われ、インフラの整備不足も目立つ。更にこの国は、三大国際河川で国土を四分割されており、これら的大河川がこの国の経済発展を阻害してきたとも言える。このため、近年日本を始めとする各国政府、国際機関の援助により、三大河川を渡る橋梁を始めとする道路整備が行われている。

本文は、バングラデシュの道路と橋梁の現状を紹介するものである。

## 2. バングラデシュの国土

バングラデシュは、北緯20度から26度(ほぼ台湾と同じ緯度)、インド亜大陸の東端に位置し、面積は約14万平方km(日本の約4割)である。この国は、ガンジス河、ブラマプトラ河及びメグナ河の三大河川のデルタ地帯が国土の殆どであり、国土を延べ24千kmの河川・水路が縦横にめぐっている。これら的大河川は、非常に大きな流域を持っているが、その90%以上はインド、ネパール、中国等バングラデシュ以外にあり、それらの上流域で集められた膨大な水と土砂がバングラデシュ国内に流れ込んでいる。また、標高9m以下の沖積地が国土の約80%を占めている。

人口は約1億2600万人で、日本とほぼ同じであるが、その約90%はイスラム教徒、約10%がヒンズー教徒であり、2つの宗教で殆どを占めている。仏教徒、キリスト教徒もいるが、それぞれ1%以下である。

バングラデシュは、1971年12月にパキスタンから独立した比較的若い国であるが、我が国とは独立以降伝統的友好関係を結んでいる。また、LLDC諸国の中で、最大の人口を擁し、開発需要が極めて大きいことから、経済協力が積極的に推し進められている。このため、我が国援助対象国のうち第6位の受取り国であり、特に無償

資金協力においては、第1位の受取り国となっている(但し、無償資金協力の70~80%は債務救済無償)。

## 3. 道路状況

### (1) 道路状況

バングラデシュの道路は、国道、地域間幹線道路、地方道2種類、地先道路3種類の計7種類に分類され、総延長は約204千kmである。上位3種類の主要幹線道路約21千kmを運輸省道路局が管轄し、その他約183千kmを地方政府が管轄している。道路局における道路整備は、80年代後半より世界銀行(WB)、アジア開発銀行(ADB)の援助事業を中心に行なわれ、道路延長は年々着実に増加している。しかし、道路状況は良好とは言えず、幹線道路においても舗装率は60%程度であり、残りの40%は煉瓦舗装及び未舗装道路である。

幹線道路を管轄する道路局の建設費の推移を図-1に示す。道路建設における援助依存度の大きさがわかる。

表-1 幹線道路延長

Tab.1 Overall length of artery roads

道路分類	道路機能	延長(km)
国道 National Highway	首都ダッカと主要都市、港湾を結ぶ幹線道路	3,144
地域間幹線道路 Regional Highway	国道によって結ばれていない地方中心都市間を結ぶ幹線道路	1,746
地方道タイプA Feeder Road TypeA	幹線道路と郡の中心地及び経済中心地を結ぶ道路	15,964

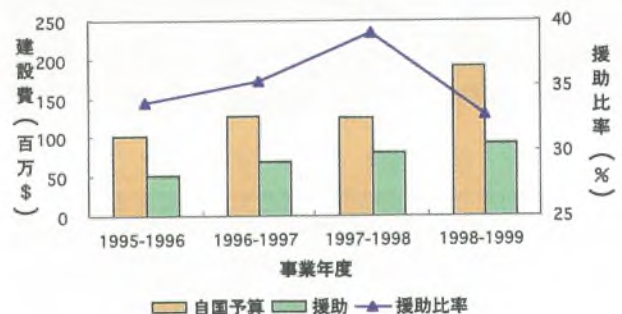


図-1 道路建設費の推移

Fig.1 Increase of road construction cost

維持管理費は、開発費に比べ非常に少なくその2割以下であるが、建設費に国際機関の援助による維持管理事業も含まれているのも一つの要因となっている。

(2) アジア・ハイウェイ

バングラデシュは、アジア・ハイウェイの要衝ともなっており、ベトナムとトルコを繋ぐ1号線、インドネシアとイラクを繋ぐ2号線の二つの国際幹線道路が通過している。しかし、両路線ともインドとの貨物に関する二国間協定の未締結により、自由な交流に役立てられていないのが現状である。また、主要港湾を結ぶ地域幹線道路である41号線も設定されている。これらの概要を表-2に示す。

表-2 バングラデシュのアジア・ハイウェイ路線

Tab.2 Routes of Asia Highway in Bangladesh

路線番号	路線	延長(km)	選定基準
A-1	インド国境(アッサム地方)-ダッカ-インド国境(至:カルカッタ、デリー)	507	首都間連絡
A-2	ダッカ-インド国境(至:ネパール・カトマンズ経由デリー)	510	首都間連絡
A-41	コックス・バザール-チッタゴン-ダッカ-モンガラ	716	主要港湾、農業集積地、工業中心地連絡

4. 橋梁

(1) 中小橋

道路局が管理する橋梁の種別を図-2に示す。橋梁は約4200橋あるが、コンクリート橋と簡易橋で約86%と殆どを占める。これらの橋梁は、その大半が橋長20m以下の小規模橋梁であり、橋長50m以上の長大橋は5%程度である。簡易橋は、外国の援助により架けられたものが殆どであり、その後維持管理を行っていない

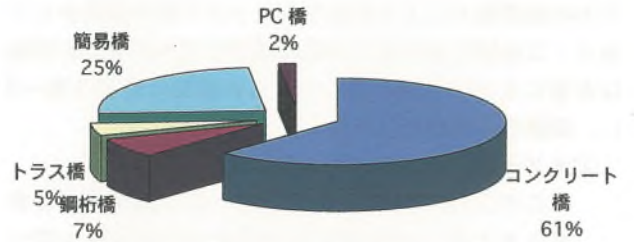


図-2 橋梁形式

Fig.2 Bridge types

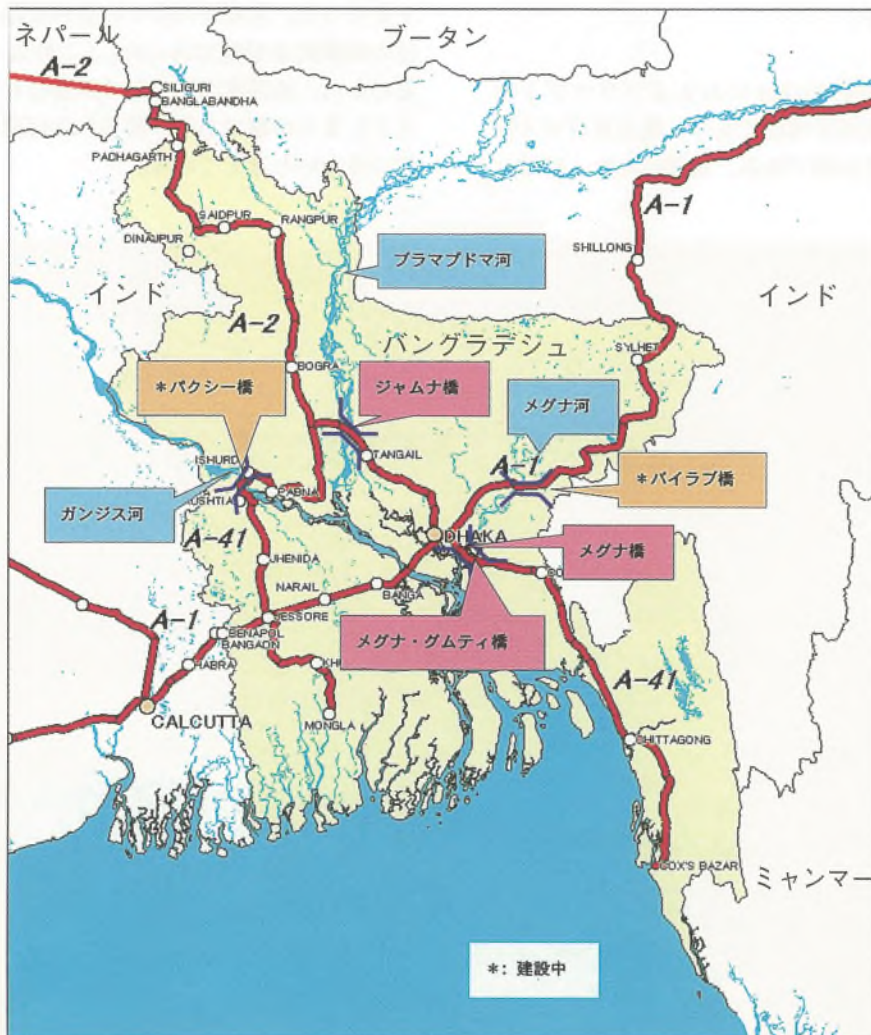


図-3 長大橋位置図

Fig.3 Location of long-span bridges

いたため半数以上が損傷しており、架け替えを必要とする橋梁も約25%にのぼる。

近年PC橋が建設されているが、約2%と僅かである。また、標準設計はI桁橋だけであり、長大支間に適した箱桁形式は外国の援助事業でしか採用されていない。このため、自国予算で長大支間を必要とする橋梁を建設する場合は外国から鋼製のトラス橋を購入している。

(2) 国際河川に架かる長大橋

国土を4分割している三大国際河川に架かる橋梁及び建設中の橋梁は数橋であり、それらの一覧を表-3に示す。これらの橋梁事業が開始されたのは、約十数年前に日本の無償協力により実施されたメグナ橋の建設からであり、この国における長大橋の建設に日本が果たした役割は非常に大きいと言える。これらの橋梁の位置を図-3に、既設橋の概要を以下に示す。

①メグナ橋、メグナ・グムティ橋

この二つの橋梁はメグナ河を跨ぐ橋梁で、首都ダッカと第二の都市でこの国最大の貿易港を持つチッタゴンを結ぶ最重要路線である国道一号線に位置する。これらの橋梁の完成後、国道一号線の交通量は着実に増加しており、この地域の経済発展に多大に寄与している。

②ジャムナ橋

この橋は、川幅約10kmにおよぶブラマプトマ河に架かる道路鉄道併用橋であり、電力及びガス管も添架された多目的橋である。建設にあたっては、

表-3 三大河川に架かる橋梁

Tab.3 Bridges over three major rivers

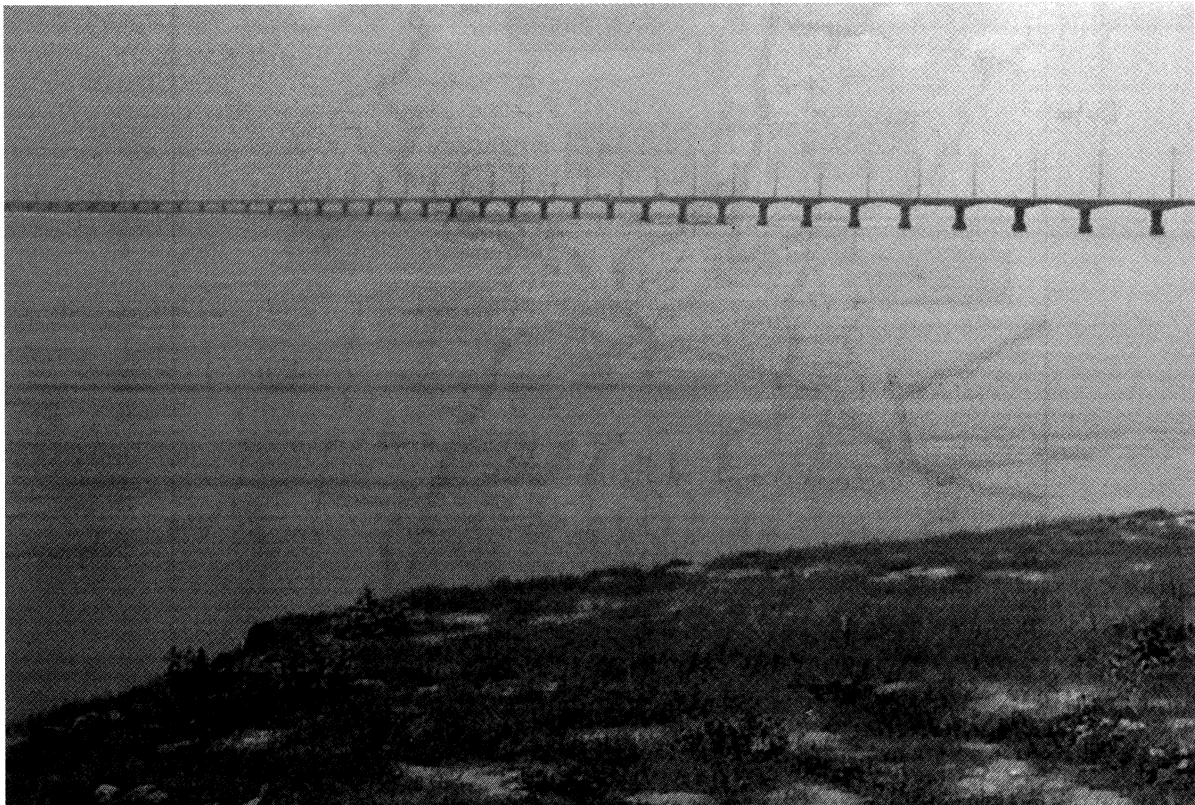
橋名	河川名	橋長(m)	支間長(m)	完成年	備考
メグナ	メグナ	930	87.0	1991	無償資金協力
メグナ・グムティ	メグナ	1,410	87.0	1996	無償資金協力
ジャムナ	ブラマプトマ	4,800	100.0	1998	円借, WB, ADB
バイラブ	メグナ	1,231	110.0	*2002	U.K.バングラデシュ
バクシー	ガンジス	1,786	109.5	*2003	円借款

\*: 完成予定年

兩岸を計約5km埋立てて河道を安定させた後、橋梁工事を行なっている。事業費は総額約1000億円にのぼり、WB、ADB及び円借款の協調融資に、バングラデシュの財源も含めて行われた。この橋梁の完成により、永くブラマプトマ河により東西に分割されていた国土が初めて結ばれることとなった。

5. おわりに

私が始めてバングラデシュを訪れたのは、1998年9月で短期専門家としてであった。当時は、歴史的な大洪水の峠を越えた頃であり、空から見たバングラデシュの国土は殆ど河のように見え、現実に国土の約7割が水面下となった。水面から出ているのは建築物と幹線道路だけの衝撃的な景観であった。「このような国に何が出来るのか。」、長期専門家として派遣されている今も時折考えてしまう命題である。残された任期の中で解答を求めていきたいと考えている。



ジャムナ橋

Photo. Jamna Bridge

## ■大鳴門橋遊歩道「渦の道」オープン

大鳴門橋（3径間2ヒンジ吊橋，中央径間長=876 m，1985年供用開始）補剛トラス内の鉄道空間部分に建設を進めていた海上遊歩道施設「渦の道」が2000年4月22日にオープンした。この施設は、渦潮をはじめとする鳴門公園地区の優れた自然と大鳴門橋を間近に見学できる施設として、当公団が徳島県から設計および施工を受託し完成させた施設である。

「渦の道」は、鳴門側アンカレイジ内の待合室、渦潮が間近に眺望できる回廊式展望室（鳴門側主塔から130 m地点、海面上45 m）及びこれらを結ぶ遊歩道からなる全長450 mの施設であり、床の一部に強化ガラスをはめ込み海面の渦を覗くことができる構造になっている。

本施設は本州四国連絡橋の中でも特に気象条件が厳しい大鳴門橋に添架するため、その設計において施設本体はもとより、本橋の耐風安定性を確保することが最重要課題であった。このため、風洞試験等による詳細な検討を実施し遊歩道の断面形状及び設置範囲を決定した。

また、工事中は、供用中の本線交通への影響を最小限におさえなければならないことや、海上でありかつ補剛トラス内の狭隘な環境において進める必要があることなどの厳しい制約条件下で行われた。このため架設においては、主要部材をアンカレイジ側から縦取装置により片

送りするなどの工夫を行い、2000年3月末に無事故、無災害で工事を完了することができた。

営業時間は、午前9時30分から午後5時30分（10月から3月は午後4時30分）まで、定休日は毎週月曜日と年末であるが、平成12年8月末日まで無休の予定。

オープン後は、連日観光客でにぎわっており6月末までの入場者数は、延べ26万6,844人（1日当たり平均3,867人）を記録し、年間目標22万人をすでに突破した。また、大型連休中の5月4日は最高の人出となり13,209人を記録した。

（文責：保全部保全企画課長代理 北口雅章）



徳島県立渦の道遊歩道

## ■日仏橋梁セミナー 2000「ケーブルの耐久性」開催

平成12年4月13~14日フランス西部のナントにある設備省土木研究所（LCPC: Laboatoire Centrale des Ponts et Chaussées）で、「日仏橋梁セミナー 2000」が開催された。本セミナーは平成11年10月に日本の建設省道路局長とフランス設備省道路局長との間で交わされた、「道路科学技術に関する実施取り決め」に基づく第1回目のセミナーである。テーマはフランス側の意向を受け、吊橋、斜張橋ケーブルの疲労と防食を中心とした「ケーブルの耐久性」である。

フランス設備省土木研究所（パリ、ナント、リヨン）、大学の研究者、民間等から約50名、イギリスから大学教授1名の参加があった。日本からは建設省道路局、本四公団及び新日本製鐵から計4名が参加した。

橋梁ケーブルの疲労という特殊な分野であるが、日本での最新技術に深い関心を示すと共に、国内での研究結果と今後の研究体制について討論するところにフランスで直面しているこの課題の大きさが伺えた。

フランスからの主な発表、討論の内容は以下のとおり。  
[音響モニタリングによる吊橋ケーブル鋼線破断の検知]

フランス設備省土木研究所は、タンカービル橋をはじめフランス国内の古い吊橋ケーブルを対象に音響的診断、

監視の研究を進めてきた。ケーブルを構成する鋼線の腐食や疲労応力により破断が発生し主構造であるケーブルの劣化に至ることから、経年的に劣化、破断していくケーブルの状態をリアルタイムで監視する、音響探査によるモニタリングシステムである。

具体的には、ケーブル上にセンサーが数点以上設置され、鋼線破断時の発生音を検知した場所毎の僅かな時間差から異常の起きた場所が特定される。音響監視の結果は一般的に、時間経過と累積破断発生イベント数の関係で表示される。

30年以上前1959年に当時ヨーロッパで最長スパン（608 m）の吊橋タンカービル橋は、主ケーブルが中央径間で56本のストランド（亜鉛メッキしない鋼線169本）で構成され表面は塗装されているが、1965年にケーブルバンド部で鋼線の破断が発見され、また応力疲労による鋼線破断も発生した。1969年から74年にかけて橋の危険度を把握する目的でケーブルバンド部と中央のケーブル固定部で音響モニタリング装置が順次設置された。継続調査の結果、破断が大きく減少したことを確認できた一方、1995年にはアンカレイジのスプレーサドル直近でストランドが破断したことから、1996年この音響モニタリング装置を強化し、継続して遠隔監視できるシ

システムを確立した。

[ケーブル劣化についての研究]

- 1) 各種振動・引張り試験の成果
- 2) 撓り線ケーブル間の接触疲労による劣化メカニズム  
腐食面の微視的材料調査、撓り線接点の応力分布解析
- 3) ケーブル耐久性に関する今後の調査、協力体制

[斜張橋の監視システム]

斜張橋の各部にセンサーを取付け、ケーブル定着部付

## ■オーレスンリンクの開通式

デンマークとスウェーデン間のオーレスン海峡を、沈埋トンネル、人工島、橋梁で結ぶ全長 16 km のオーレスンリンクの開通式が 7 月 1 日に行われた。本四公団に対しても事業主体のオーレスンコンソーシアムから開通式への招待状が届き、長大橋技術センター長が式典に出席した。当日の 15 時に、デンマーク王女のマーガレット 2 世を乗せた特別列車がコペンハーゲン駅を、また、スウェーデン国王のグスタフ 16 世を乗せた特別列車がオーレスン海峡に向かってそれぞれ出発することで、イベントの始まりとなった。まず、両国の特別列車が海峡部に作られた人工島にそれぞれ到着した。両国首脳との交流の後、列車が連結され、一行はそれに再び乗ってスウェーデン側の橋梁が取り付くラーナッケンの開通式会場に向かった。16 時 15 分には約 3000 人の招待客が待つ会場に両国のローヤルカップルと首相夫妻一行が到着し、開通式会場でのイベントの始まりとなった。ミュージカル風の余興に引き続き、マーガレット王女、グスタフ国王、また、両国首脳との祝賀スピーチが行われ、17 時 30 分頃

## ■アジア大洋州橋梁交流フォーラムの開催について 開催主旨

21 世紀に向けて、アジア大洋州地域の経済成長を支え、更なる発展を継続させるためには、物流等を促すための道路網の整備が重要です。橋梁はこのような道路網を支える重要な構造物であり、アジア大洋州地域においても多くの橋梁プロジェクトが計画・実施されています。

このフォーラムでは、各国の橋梁プロジェクトの現況や将来構想について紹介するとともに、橋梁の技術的課題などについてパネルディスカッションを行い、課題の解決に向けて、アジア大洋州各国との連携と協力を推進することを目的としています。

### 開催概要

- 日 時：平成 12 年 9 月 8 日(金) 14:00~17:30
- 場 所：舞子ビラ神戸 2F「六甲」の間  
神戸市垂水区東舞子町 18-11
- テーマ：「アジア大洋州における橋梁プロジェクトの現況と課題」
- 主 催：本州四国連絡橋公団

近でのケーブル張力の変動などを把握し、ケーブルの疲労や活荷重による影響を監視するシステムを提案した。

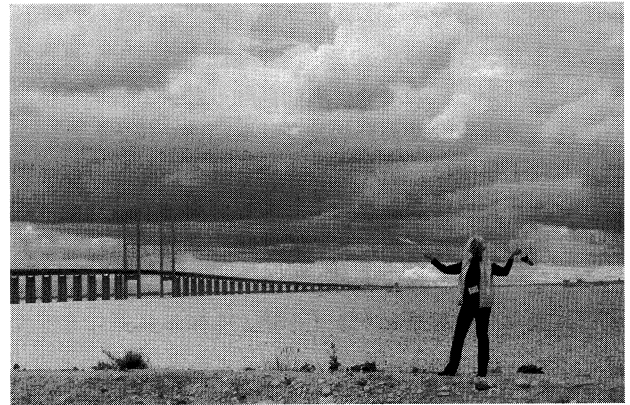
日本から発表した課題は以下のとおり。

- ・乾燥空気送気による吊橋ケーブル防食 (本四公団)
- ・斜張橋ケーブルの疲労設計 (新日鉄)
- ・斜張橋ケーブルの振動制振対策 (新日鉄)

(文責：東京事務所次長 原崎郁夫)

に式典は無事終了した。その後、自動車とバスによるパレードがデンマーク側に向けておこなわれ、途中、先頭車が国境に張られたテープをカットした。18 時からのデンマークのカストラップにおけるレセプションで、一連の行事は終了した。23 時から一般の交通に供用されたが、今後、オーレスンリンクによって北欧諸国間の経済的、文化的交流が一層促進されることが期待される。

(文責：長大橋技術センター長 北川 信)



○協 賛：(財)海洋架橋調査会、(財)本州四国連絡道路管理協会

○後 援：兵庫県、神戸市、(社)土木学会、(社)日本道路協会、(社)国際建設技術協会

○プログラム：

14:10~16:10 第一部：各国報告

「各国の橋梁プロジェクトの現況と課題」

香港、大韓民国、マレーシア、フィリピン、ベトナム、日本

16:25~17:25 第二部：パネルディスカッション

「橋梁プロジェクトの課題とその解決に向けて」

コーディネーター：日下部 治 東京工業大学教授

パネリスト：上記各国

○参加予定者：200 名

○備 考：入場無料 日英同時通訳

事務局 本州四国連絡橋公団企画開発部企画課

(Tel: 078-291-1062)

(文責：企画開発部企画課長代理 酒井和吉)

**本州四国連絡橋公団の基準類**

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。この基準類は財海洋架橋調査会(TEL.078-331-3241)で販売しています。

*仕様書・要領等	
土木工事共通仕様書	平成9年11月
調査等共通仕様書	平成8年4月
電気通信施設標準仕様書集	平成8年4月
図面作成要領(貸出のみ)	平成10年4月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労	昭和58年1月
き裂の発生の一例	
維持修繕等共通仕様書	平成9年12月
機械設備工事共通仕様書(案)	平成8年4月
機械設備工事施工管理要領(案)	平成8年4月
技術関係資料取扱要領	平成10年12月
長大橋梁点検要領	平成9年1月
亜鉛めっき面用プラスト処理標準	平成9年1月
保全管理要領	平成10年8月
点検管理要領	平成11年9月

*設計基準類(上部工・設計編)	
上部構造設計基準・同解説[平.7.7一部改訂]	平成元年4月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
風洞試験要領(1980)・同解説(貸出のみ)	昭和55年6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年4月
吊橋主塔の塔頂構造設計要領(案)	平成5年9月
鋼床版設計要領・同解説[平.7.7一部改訂]	平成元年4月
トラス構造設計要領(案)	平成5年9月
吊橋リンク支承構造設計指針・同解説	平成元年4月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置	昭和59年3月
設計要領・同解説	
下路管理路の設計マニュアル(案)	昭和53年9月
点検補修用作業車構造基準(案)	平成6年3月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年2月
尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説	平成6年11月
鋼上部構造の設計にFEM解析を適用する	平成5年9月
ためのガイドライン(案)	

*設計基準類(上部工・製作・材料編)	
鋼橋等製作基準	平成5年5月
鍛鋼品製作基準・同解説	平成5年9月
鋼橋等塗装基準・同解説(案)[平.9.1一部改訂]	平成6年10月
橋面舗装基準(案)[62.6一部改訂]	昭和58年4月
鋼床版現場溶接施工基準(案)	昭和54年3月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)[60.3一部改訂]	昭和48年9月
HBS高力ボルト類規格	平成4年8月
HBS鋼材規格[53.10改正]	昭和52年11月
HBSケーブル材料規格・同解説	平成3年9月
HBS塗料規格(案)	平成6年10月
HBSリンク支承関係規格	昭和51年3月
溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト	平成5年9月
製作要領(案)	
本州四国連絡橋大型疲労試験写真集	平成8年1月

*設計基準類(下部工編)	
下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針	昭和52年3月
[56.8一部改訂]	
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年8月
大型鉄骨、鉄筋コンクリート橋脚設計	昭和54年11月

要領・同解説(案)	
重力式直接基礎アンカレッジ設計要領(案)・同解説	昭和55年3月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・	平成2年8月
同解説(案)	

[付属資料]

1.低発熱型コンクリート仕様(案)	平成元年7月
2.高性能AE減水剤品質規格(案)	平成2年8月

鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年2月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年3月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年3月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年3月

※表紙右上記号(ISSN 0912-6953)説明

ISSNはInternational Standard Serial Number(国際標準逐次刊行物番号)の略で、逐次刊行物に付与される国際的なコード番号で、ISSD(国際逐次刊行物データシステム)という組織のもとで逐次刊行物の組織や検索に利用されます。

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

**本四技報編集委員会名簿** (五十音順) 平成12年8月1日現在

編集委員長	北川 信	小林 義弘
編集委員	阿部 明弘	酒井 和吉
	伊藤 邦雄	高津 知司
	今井 清裕	出澤 正樹
	伊藤 進一郎	遠山 直樹
	上村 博文	橋本 重勸
	大萩 慎一	福永 保仁
	荻原 勝也	真辺 保
	金山 保勉	矢野 稔夫
	香山 誠	山田 郁夫
	川上 賢明	山田 芳嗣
	北口 雅章	
	山中 鷹志	(海洋架橋調査会)

**本州四国連絡橋公団**  
**HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY**  
 〒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.hsba.go.jp/>

**本四技報 第94号**

発行	平成12年8月15日
監修	本州四国連絡橋公団
発行所	財団法人 海洋架橋調査会
	〒650-0036 神戸市中央区播磨町49番地
	神戸旧居留地平和ビル9F
	電話 078(331)3241
発行者	山根 孟
制作	ニッセイエプロ株式会社

定価2,200円

