

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.20 No.79 '96.7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第 79 号 目次

Contents Honshi Technical Report No.79

長大橋技術の継承、高度化……………理事	縣 保 佑… 1
Bequeath and Upgrade of Long-Span Bridge Technology	
明石海峡大橋補剛桁架設（大ブロック架設）……………第一建設局 垂水工事事務所 技術課長	大 江 慎 一… 2
Erection of Stiffening Girder of Akashi Kaikyo Bridge-	伊 藤 進 一 郎
Large Block Erection	第三建設局 今治工事事務所 技術課長
	設計部 設計第一課
河 藤 千 尋	
リンク式伸縮装置の改良……………監査室 監査役	林 義 信…11
Improvement on Link-type Expansion Joint	第二管理局 坂出管理事務所 環境対策課長
	工務部 工務第二課
佐 藤 伯 成 巳	
新尾道大橋の景観設計……………第三建設局 工事管理課長	武 山 哲 郎…17
Aesthetic Design on New Onomichi Bridge	
多々羅大橋の景観設計……………第三建設局 設計課	森 山 彰…23
Aesthetic Design of Tatara Bridge	
多々羅大橋ケーブル制振対策……………企画開発部 経済課長代理	藤 原 亨…31
Vibration Control of Cables of the Tatara Bridge	第三建設局 設計課
森 山 彰	
来島大橋6P・7A 山留工（鉄筋補強土工法）の設計・施工……………第三建設局 今治工事事務所 第一工事長	伊 藤 稔 明…42
Design and Construction Earth-Retaining cut with Rein-	第三建設局 工事管理課長代理
forcement for Kurushima Bridge 6P and 7A	第三建設局 今治工事事務所 第一工事付
伊 金 保 勉	
遠 藤 和 男	
モザンビーク国幹線道路橋再建計画基本設計調査……………第一建設局 計画課長	佃 長 次…48
Basic Design Study on the Project for Reconstruction of	
Bridges on the Main National Roads in the Republic of	
Mozambique	
技術ニュース……………	51
The Latest Information	
文献紹介……………	54
Related Technical Reports in other Publications	

本四技報総目次：次回掲載予定：第 85 号

本四技報 第 80 号(8.10) 掲載予定

- ・松帆高架橋におけるアフターボンド PC 鋼より線の施工
- ・末固結砂礫層における大断面トンネルの施工
- ・撫養南高架橋の動的解析
- ・多々羅大橋詳細設計（その 1）（その 2）
- ・来島大橋 10 A 高流動コンクリートの試験練り、現場施工実験および実施工
- ・来島大橋主塔架設時耐風対策

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

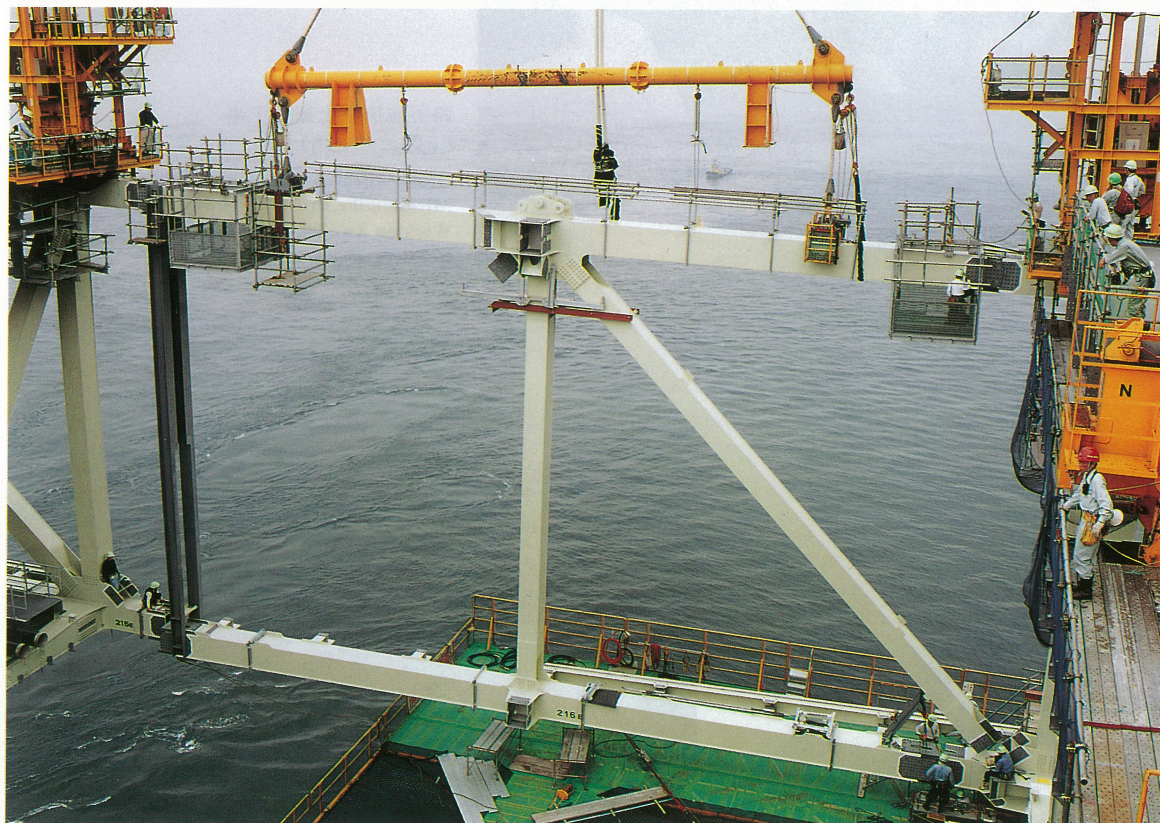
神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route



明石海峡大橋補剛桁架設工事（コの字天秤を用いた中央径間短ハンガー部の架設）
Akashi Kaikyo Bridge Stiffening Girder Work (Erection of short suspender ropes of center span using
angular U-shaped balance)

(8年6月27日)
(June 27, 1996)



淡路島側側径間塔付部の主構連結作業
Jointing work on main chord of Awajishima-side span near tower

(8年6月11日)
(June 11, 1996)

神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route

灘川橋鋼上部工工事 (8年6月29日)
(V脚ラーメン橋)
[淡路島側陸上部]
Nadagawa Bridge Superstructure Work (June 11, 1996)
on Awajishima side
(V-shaped rigid frame bridge)



路谷池橋鋼上部工工事 (8年6月29日)
(上路ローゼ桁)
[淡路島側陸上部]
Michitaniike Bridge Steel Superstructure (June 29, 1996)
Work on Awajishima side
(top-deck rose bridge)

手前から第2鳴門トンネル南坑 (8年6月24日)
口、撫養橋北高架橋下部工、撫
養橋大ブロック一括架設状況
[鳴門側陸上部]
From front to back; 2nd Naruto Tunnel (June 24, 1996)
South Portal, Muya-Kita Viaduct Substruc-
ture, Muya Bridge Large Block Erection on
Naruto side



尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



多々羅大橋 2P 主塔の完成、3P 塔頂より生口島側を望む
Completion of Tatara Bridge 2P, viewed from 3P pylon to Ikuchijima side

(8 年 6 月 25 日)
(June 25, 1996)



多々羅大橋 3P 主塔の完成、大三島側から 3P、2P を望む
Completion of Tatara Bridge 3P, viewed from Ohmishima side to 2P, and 3P

(8 年 6 月 25 日)
(June 25, 1996)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



西浦高架橋の完成、上空より望む
Completion of Nishiura Viaduct, Bird's-eye view

(8年6月20日)
(June 20, 1996)



来島第一大橋、中央径間パイロットロープ渡海
Pilot rope crossing for 1st Kurushima Bridge center span

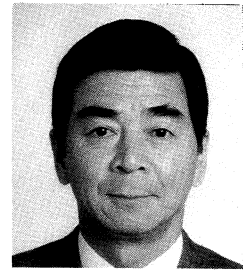
(8年6月5日)
(June 5, 1996)

長大橋技術の継承、高度化

Bequeath and Upgrade of Long-Span Bridge Technology

理事 縣 保 佑

Agata Yasusuke



最近、国土軸という言葉が頻繁に使われるようになった。来春策定の予定とされる新しい全国総合開発計画の検討を始め、各界で広範な議論がなされているところである。概ねの方向としては、「太平洋ベルト地帯(第一国土軸)中心の国土構造は、これまでの我が国経済社会を牽引してきたが、一方で東京一極集中を始めとして種々のひずみも顕在化させており、21世紀における新たな国土の在り方については、地域間の交流を促進し、それぞれの地域の特色を生かしつつ相互を補完しながら、活力を維持発展させるべきである。」との考えが出されている。当初、第二国土軸と呼ばれていた構想が新国土軸と呼ばれ始めていることは、新たな国土軸が、既存の国土軸とは異なるコンセプトでとらえられていることを示している。具体的には、「新しい国土軸とは、気候、風土等の自然的、地理的条件及び文化的条件等において共通性を有する地域の連なりであって、交通、情報インフラのもとで、人、物、情報の密度の高い交流が行なわれ、人々の価値観に応じた就業と生活を可能にする国土の広い範囲にわたるものである。」とされている。

さて、この交流にあたって、道路ネットワークは重要な基盤として位置づけられ、幅広い交流を活性化するとともに、地域内の連携を強化することによって、地域の振興、活性化に寄与することが期待されている。いま各地で、未だ道路として繋がっていない海峡を連結する道路の計画が提唱され、調査が始められているのも、交流の障害となる地理的制約を取り除くことが大きな課題となっているからに他ならない。

これら海峡横断道路は、橋もしくはトンネルが必要となるが、現在までの調査によれば、いずれも今までの経験を上回る規模の構造物が必要であり、たとえば、吊橋とした場合、中央支間長が2,000 m から2,500 m 程度となる。本四連絡橋の建設を通じて蓄積された技術をもってすれば、この程度の規模であれば建設可能と考えられるが、問題は、これらの建設によって得られる便益、いかにすれば投資効果は、必ずしも短期的に発現するものではなく、かなり長期的視野でみる必要があるということである。従って、事業具体化のコンセンサスを形成するためには、初期投資を出来るだけ少なくすることが要求されており、新たな技術開発により、大幅な建設コストの低減を図る必要がある。

長大橋に関する技術については、本四連絡橋の調査・設計・施工・管理の各段階の経験を通じた本四公団の技

術力は世界的にもトップレベルにあると思う。上記の海峡横断道路プロジェクト等の技術開発に公団の技術力とノウハウを活用することが強く期待されているのである。あえていえば、これに積極的に応えていくことが公団の使命と思われるのだが、言い過ぎであろうか。

ところで、本四連絡道路の3ルート概成後の本四公団については、「…、維持管理段階においても必要不可欠な長大橋技術の継承、高度化を図ることを基本として、現行の組織形態を見直す。…」(平成7年2月、閣議決定)とされている。このことについては、すでに御案内のことと思われるので詳述は避けるが、長大橋技術の継承、高度化とは、一義的には本四道路の実橋での技術の研鑽に求められるところであるが、先述の海峡横断道路プロジェクト等に関する技術開発に積極的に参画することによって技術を提供し、結果として我が技術へフィードバックが行なわれ、これが技術の継承、高度化につながっていくことも考えられるのである。

このような長大橋を巡る情勢の中で、公団に関連してふたつの新たな展開があったので触れておくこととする。

一つは、今回の本社移転等を内容とする本四公団法の改正に合わせて、政令改正が行われたことである。従来、長大橋に関する調査の受託が国、地方公共団体からに限られていたものが、新たに道路関係の他公団、地方道路公社等が加えられた。これまで技術協力といっても委員会出席等に限られていたが、これからは組織としてこれら機関の協力要請に応えられる道が開かれたのである。

二つ目は、本社内に「長大橋技術本部」が設置されたことである。技術の研鑽は、公団職員自らがその期待に応えられるよう努力すべきことは勿論のことであるが、公団としても組織的取り組みが必要との認識のもとに、組織横断的な体制を構築したのである。この本部は、副総裁を本部長として、役員、部長、次長などから構成され、長大橋技術の継承、高度化に関する事項や、他機関から要請のある技術協力に関する事項などを所掌する。耐風設計、耐震設計など具体的テーマについては、本社課長クラスをリーダーとする専門技術グループを編成し、重点的な検討を行なう予定である。

現地では、明石海峡大橋等の建設が関係の方々の努力で順調に進んでいる。2~3年後には全面的な管理段階に入ることとなるが、本四公団としては万全の管理体制を取りつつ、常に最先端の長大橋技術を保有するべく、組織を挙げて取り組み、内外に情報発信して行きたいものである。

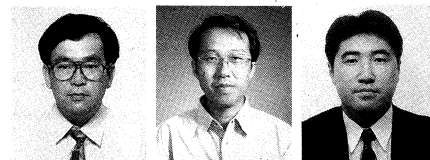
明石海峡大橋補剛桁架設（大ブロック架設）

Erection of Stiffening Girder of Akashi Kaikyo Bridge-Large Block Erection

第一建設局垂水工事事務所 技 術 課 長 大 江 慎 一

第三建設局今治工事事務所 技 術 課 長 伊 藤 進 一 郎
（前垂水工事事務所 技 術 課 長 代 理）

設 計 部 設 計 第 一 課 河 藤 千 尋
（前垂水工事事務所 技 術 課）



概 要

明石海峡大橋の補剛桁架設は、大ブロック架設と面材架設により行われる。大ブロック架設は、補剛桁架設当初に主塔部で4回、橋台前面で2回の計6回実施した。大ブロックには、トラベラクレーンや移動防護工等の主要架設機械を搭載することにより、施工安全性の向上と、工程の短縮が可能になった。本報告は、明石海峡大橋補剛桁工事で実施した大ブロック架設について、工法の選定経緯も含め、本橋において実施した補剛桁大ブロック架設の概要をまとめたものである。

The stiffening girder of Akashi Kaikyo Bridge has been erected by both methods: the incremental launching and the large block. The safety and time reduction in work were achieved by pre-installation of traveler cranes and movable bottom scaffoldings with the large blocks. This report summarizes the large block erection work of the bridge including the process of selection of the work method.

1. はじめに

明石海峡大橋補剛桁の架設は、塔付部6パネルおよび橋台部8パネルの大ブロック一括架設と2パネルの逐次剛結面材サイクル架設により行われる。また、面材の架設方向は、中央径間は従来の面材架設を採用した吊橋と同様に塔から中央径間中央に向かって、側径間については面材架設を上り勾配で架設できることおよび作業ヤードを分散できること等から、橋台から塔に向かって架設することにした。大ブロック架設は、面材サイクル架設の部材供給基地として使用するために、架設当初に実施した。

本工法のうち、塔付部大ブロック架設については、南備讃瀬戸大橋で実施した工法が基本となっているが、明石海峡大橋ではさらに合理化を図っている。橋台部大ブロック架設は、明石海峡大橋で初めて採用した工法である。

本報告は、明石海峡大橋の補剛桁大ブロック架設について、大ブロック架設方法および架設パネル数の選定経緯等を含め、本橋において実施した吊橋補剛桁の大ブロック架設の概要をまとめたものである。

2. 補剛桁大ブロック架設の概要

本橋の補剛桁架設工法の特徴の一つに、架設当初に大ブロック架設を採用したことがあげられる。表-1に本

橋で実施した大ブロック架設概要を示す。架設は2P、3P塔付部6パネルの架設を側径間側、中央径間側それぞれ1回、橋台部前面の8パネルの架設を1A、4A各1回の合計6回実施した。また、各大ブロックには面材サイクル架設に使用する大型クレーン、防護工等の主要架設機材を搭載して架設を実施した。

3. 大ブロック架設工法の選定

大ブロック架設工法採用の最大の理由は、工期短縮と架設当初の複雑な現地作業を回避することによる施工安全性の向上にある。

3.1 塔付部大ブロック架設

吊橋補剛桁の塔付部の大ブロック架設は、過去に南備讃瀬戸大橋および下津井瀬戸大橋で実施している。南備讃瀬戸大橋、下津井瀬戸大橋と明石海峡大橋での比較を表-2に示す。南備讃瀬戸大橋では、架設高さが5Pで91mと本橋より高く、4フックを使用しての架設が揚程から不可能であったことおよび6P側についても4フックを使用しての架設が可能な揚程を有するFCが、当時国内に1隻しかなかったことから、先端2フックを使用した架設方法となっている。明石海峡大橋の補剛桁架設時点には、4フックを使用しての架設が可能な揚程を有するFCが2隻に増えたため4フックを使用して架設することにした。

塔付部は主塔と補剛桁との取り付け部であるために、

表-1 補剛桁大ブロック架設概要

Tab.1 Summary of large block erection of stiffening girder

	1 A 橋台	2 P 側径間	2 P 中央径間	3 P 中央径間	3 P 側径間	4 A 橋台
1. 大ブロック 幅 (主構幅)	35.5 m	35.5 m	35.5 m	35.5 m	35.5 m	35.5 m
高さ (主構高)	14.0 m	14.0 m	14.0 m	14.0 m	14.0 m	14.0 m
長さ	113.6 m	84.6 m	83.6 m	83.6 m	84.6 m	113.6 m
2. 架設重量 橋 体	2,620 t (展望施設 639 t)	1,761 t	1,682 t (幅広、共用管理路 4パネル分後架設)	1,751 t	1,796 t (台船補強輸送)	1,809 t
仮設備	1,167 t	905 t	1,162 t	1,211 t	838 t	1,224 t
合 計	3,787 t	2,666 t	2,844 t	2,962 t	2,634 t	3,033 t
3. 仮泊地までの輸 送	台船輸送 兵庫県播磨町より 直送	吊り曳航 大阪府堺市～西宮 沖	吊り曳航 大阪府堺市～西宮 沖	吊り曳航 大阪府堺市～西宮 沖	台船輸送 広島県因島～神戸 港五防	台船輸送 香川県多度津から 直送 (岩屋沖で待 機)
4. 架設時使用 FC	4100 t 吊り (海翔)	3500 t 吊り (第 50 吉田号)	3500 t 吊り (第 50 吉田号)	4100 t 吊り (海翔)	3500 t 吊り (第 50 吉田号)	3600 t 吊り (武蔵)
5. 現地潮流 ・現地仮泊時	E 2.6 kt (9/12 16:2)	W 3.3 kt (6/6 0:57)	W 3.5 kt (7/5 0:23)	E 4.6 kt (7/20 7:07)	E 4.8 kt (6/20 7:13)	W 2.0 kt (8/18 12:48)
(照査潮流)	2.6 kt (風 15 m 波 1 m)	4.5 kt (風 15 m 波 1 m)	4.0 kt (風 15 m 波 1 m)	4.6 kt (風 15 m 波 1 m)	5.1 kt (風 15 m 波 1 m)	2.8 kt (風 15 m 波 0.5 m)
・架設時	W 2.1 kt (9/13 10:05)	W 1.7 kt (6/6 13:57)	W 2.5 kt (7/5 13:37)	W 3.3 kt (7/20 13:37)	W 3.2 kt (6/20 13:20)	W 2.0 kt (8/20 15:26)
(照査潮流)	2.2 kt (風 10 m 波 0.5 m)	3.3 kt (風 10 m 波 0.5 m)	3.3 kt (風 10 m 波 0.5 m)	3.7 kt (風 10 m 波 0.5 m)	3.2 kt (風 10 m 波 0.5 m)	2.8 kt (風 15 m 波 0.5 m)
6. 架設作業の制約	特になし (但し、FC 船底 と前面護岸マウ ンドのクリアが 40 cm)	特になし	特になし	12～15 時 半 まで FC ウィンチ操作不 可 (2 kt 超)	13～14 時の 1 時間 FC ウィンチ操作不 可 (3 kt 超)	入出域、係留作業で 直下航路の運航の 隙間をねらって行 う
7. 現地架設 ・ハンガーロープ	CFRC ($\phi=70\sim94$)	PWS (PE 管被覆)	PWS (PE 管被覆)	PWS (PE 管被覆)	PWS (PE 管被覆)	CFRC
・ハンガー定着方式	ソケット支圧定着	ピン定着	ピン定着	ピン定着	ピン定着	ソケット支圧定着
・ハンガー定着本数	E 9 格点、W 9 格点 合計 18 格点 (内、EW 各 1 格 点は仮定着)	E 2 格点、W 3 格点 合計 5 格点	E 3 格点、W 6 格点 合計 9 格点	E 3 格点、W 6 格点 合計 9 格点	E 2 格点、W 3 格点 合計 5 格点	E 9 格点、W 9 格点 合計 18 格点 (内、EW 各 1 格 点は仮定着)
・架設時桁勾配	塔に向って上り勾配	塔に向って上り勾配	塔に向って下り勾配	塔に向って下り勾配	塔に向って上り勾配	塔に向って上り勾配
・架設後桁勾配	1.6%	5.1%	2.9%	2.7%	5.2%	1.6%

表-2 吊橋補剛桁塔付部大ブロック架設比較

Tab.2 Comparison of large block method for tower portion

	明石海峡大橋	南備讃瀬戸大橋	下津井瀬戸大橋
一括架設パネル数	6	4	2
実施回数	中央径間 2 側径間 2	中央径間 2 側径間 2	中央径間 4
一括架設重量	2,600～3,000 t	1,500 t	1,000～1,400 t
架設高さ (上弦材位置)	中: 81 m 側: 78 m	5 P: 91 m 6 P: 83 m	2 P: 48 m 3 P: 51 m
FC 進入方向	橋軸直角方向	橋軸直角方向	橋軸方向
搭載架設機材	中央径間 トラベラクレー ン、防護工、安 全足場 側径間 荷揚げクレーン		ハンガー引き込 み装置
使用 FC 吊り能力	3,500 t 吊り 4,100 t 吊り	3,000 t 吊り 3,500 t 吊り	1,300 t 吊り 1,600 t 吊り

ウインドダ、タワーリンク、端主横トラス、また本橋に添架される関西電力、淡路水道路の大伸縮装置など一般部に比べ重量が大きく、単材で架設すると作業量が増え施工が煩雑になる部材があり、これらを地組ヤードで予め大ブロックに搭載することにより、工程短縮が可能となる。

大ブロックで一括架設されるパネル数は多い方が工程的に有利であるが、以下に示す条件およびハンガー張力、下部工足場との干渉、海面使用の程度等を考慮して、中央径間、側径間ともに 6 パネルとし、表-2 に示す主要架設機材を搭載して架設することにした。この結果、大ブロック架設を実施しなかった場合に比べて 3 カ月程度の工程短縮が可能となった。

1) FC による大ブロック架設は、その吊り上げ高さから海翔、第 50 吉田号の 2 隻に限られる。(必要吊り上げ高さ 83.041 m 以上)

- 2) 使用できる FC が 2 隻以上の方が、庸船のしやすさや FC 故障時等のリスク回避のために望ましく、また、全橋での工程上も有利であるために、2 隻のうちの吊り能力の小さい 3,500 ton 吊りでも可能なように吊り重量を決定する。
- 3) 面材架設用の主要架設機材として、側径間側補剛桁には荷揚げクレーンを、中央径間側の補剛桁にトラベラークレーン、移動防護工、移動安全足場を設置する必要があり、これらを大ブロックに搭載して、一括架設した方が工程短縮および施工安全性を向上する上で望ましい。

3.2 橋台部大ブロック

側径間の面材架設方向が橋台側から行うことになり、橋台前面からの架設が必要となった。橋台前面部の架設方法としては、①陸上部に大型のクレーンを設置して面材架設する方法 (図-1) と、② FC を用いてブロック架設する方法の 2 通りが考えられたが、陸上部からの面材架設の場合、海面の使用が少ないという長所はあるものの、架設初期に防護工のない状態で面材架設を実施しなければならないという施工安全性上、FC ブロック架設案に比べて劣っていたために、FC ブロック架設案を採用した。

FC ブロック架設案では、図-2 に示す 3 案が可能であったが、これらについてさらに図-3 に示す 4 案を検討し、以下に示す理由から、橋台部前面 2 パネルを開放した 8 パネル大ブロック案を採用した。

1) 海面使用の範囲と航行船舶への影響

海面使用が旧工事業区域内に収まり、航行船舶への影響は少なくなる。

2) 架設時のハンガー折れ角量の大小と対策

橋端部を開放することにより全長にわたり角折れが平均化される

3) 該当パネルの施工期間および全体工程への影響

開放パネルの閉合に多少の時間が要するものの、全体工程へは影響しない。

4) 主要架設機材を通じての経済性

3500 t 吊級 FC の一括架設であり、比較的経済的である。

5) 耐風養生の要・不要とその難易度

架設済み補剛桁を吹き流し状態とする事で耐風対策は不要となる。

6) 部材補強重量

橋台側端部 2 パネルを開放パネルとしたことにより、架設暴風時の補剛桁の曲げモーメントを小さくでき補強重量が少なくなる。

7) ケーブル工事、上屋工事など他工事との干渉

補剛桁の架設当初は上屋との作業がラップするので、橋台部の施工を後回しにすることは他工事との干渉を避ける上で有利となる。

また、架設機材の搭載については、中央径間塔付き部

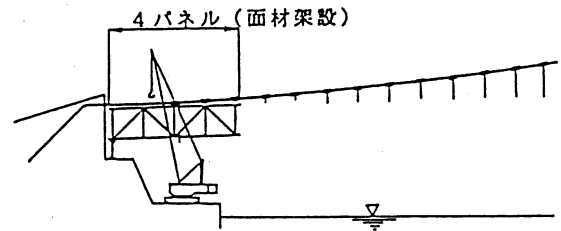
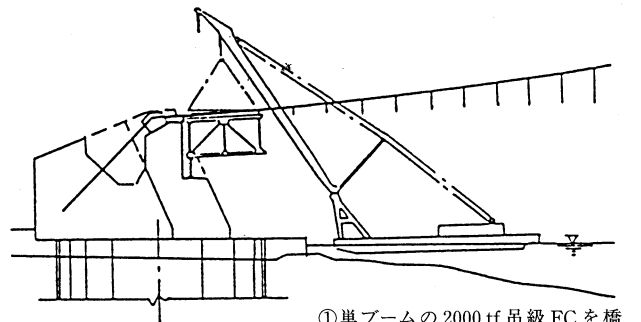
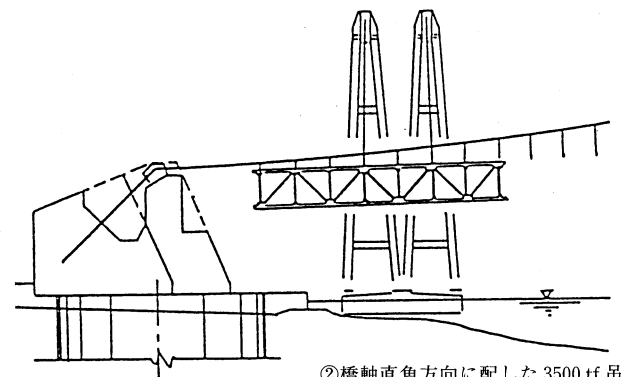


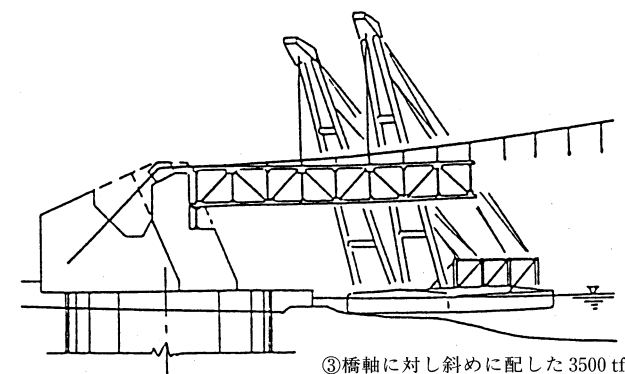
図-1 陸上部大型クレーンを用いた架設方法
Fig.1 Work method by large crane for onshore portion



①単ブームの 2000 tf 吊級 FC を橋軸方向に進入させて架設する場合。
(2 パネルブロックの吊込み可能)



②橋軸直角方向に配した 3500 tf 吊級 FC で架設する場合。
(橋台前 2 パネルを除いた 7 パネル以上 10 パネル以下のブロックの吊込み可能)



③橋軸に対し斜めに配した 3500 tf 吊級 FC で架設する場合。
(橋台付から 8 パネルのブロックの吊込が可能)

図-2 橋台部の FC 大ブロック架設案

Fig.2 Large block method by floating crane (FC) for anchorage portion

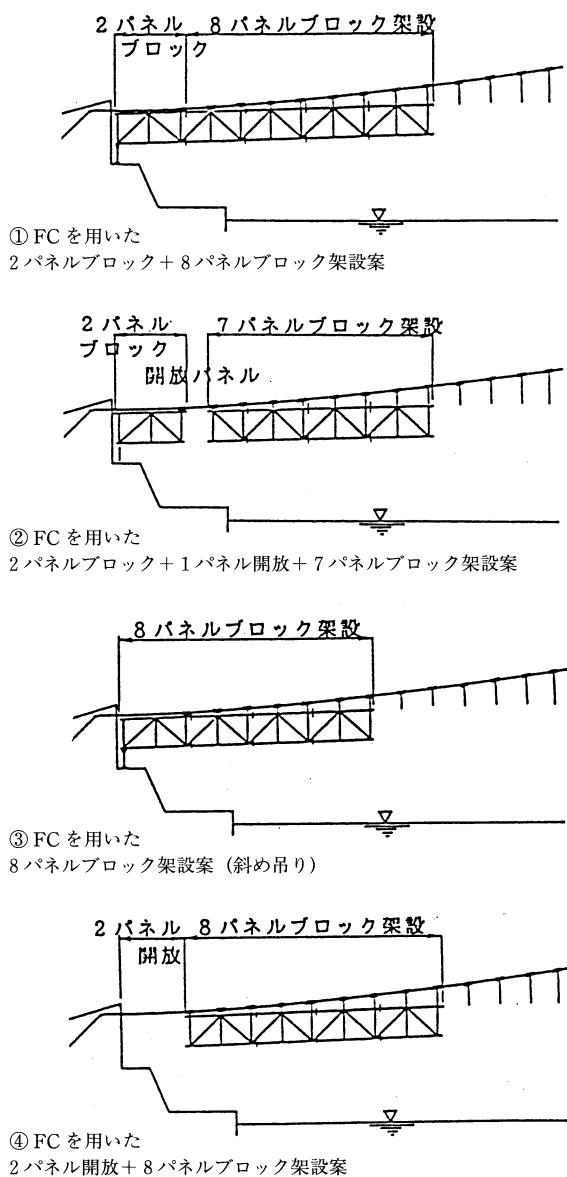


図-3 橋台部大ブロック工法比較案

Fig.3 Alternatives of large block method for anchorage portion

大ブロック同様の理由で、トラベラークレーン、移動防護工、移動安全足場を搭載することとした。なお、荷揚げクレーンについては、工程的に側径間はクリティカルではないために、トラベラークレーンを用いて架設後に大ブロック上で組み立てることとした。

4. 架設日の決定と兵庫県南部地震の影響

大ブロック架設日の決定は、表-3に示すFCの現地海域での作業条件を現地海域の潮流条件に当てはめて架設可能日を抽出し、その中からシンカーの転用計画、FCや台船の配船計画等を踏まえて決定したが、3P海域での潮流条件が厳しく、架設予備日のとれる架設可能日が5月から7月の間に5月7日と7月20日しかなかった。一方、2Pは小潮期であればいずれも架設可能であったために、5月7日を3P側径間の、7月20日を3P中央径

表-3 FC現地作業計画潮流条件

Tab.3 Condition on tidal current for FC maneuvering

	潮流速 (kt)
仮泊期間中潮流速	4.5 kt 以下
架設作業時潮流速	3.5 kt 以下
係留作業・FC位置決め作業時潮流速	2.5 kt 以下

表-4 地震前大ブロック架設予定日と地震後架設実施日

Tab.4 Schedule of large block erection before and after the earthquake

	5月	6月	7月	8月	9月
1A橋台大ブロック				○	●
2P側径間塔付き大ブロック	○	●			
2P中央径間塔付き大ブロック		○	●		
3P中央径間塔付き大ブロック			○		
3P側径間塔付き大ブロック	○	●			
4A橋台大ブロック				●	○

間の架設予定日とし、2Pの架設予定日をその間の小潮期に設定した。

その後、平成7年1月の兵庫県南部地震の影響により、ケーブル工事が約1ヶ月遅れ、当初の5月7日の3P側径間塔付部の架設が不可能となり、9月上旬の4A橋台部架設までの6回の架設順序の見直しを迫られた。

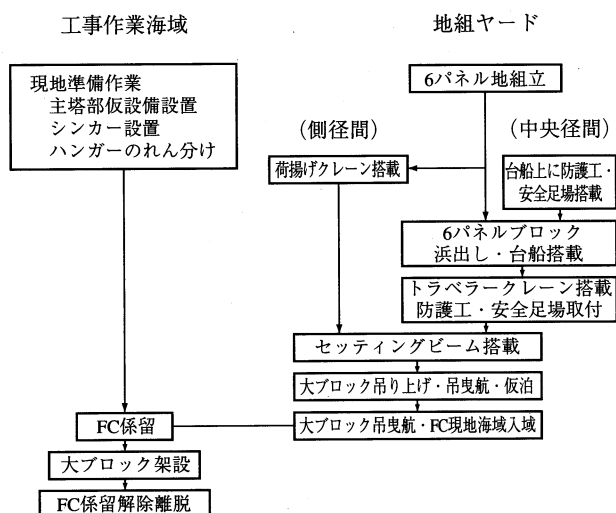
この見直しを当初計画の潮流条件により架設予定日を設定すると、クリティカルとなる3P中央径間の架設が1カ月遅れて8月20日となり、橋台大ブロックの架設時期もそれぞれ遅れて、9月上旬、9月下旬となる。また、大ブロック架設時期が台風時期と重なることからさらに遅れることが懸念された。そこで、FCの現地海域での係留条件を詳細に検討した結果、仮泊中に最大4.8 ktの潮流を受けるが、5.0 ktまでの係留力を有しているFCの手配が可能であったこと、および4.8 ktの潮流が日の出後であり潮流に対し曳船による補助も可能であることから、6月20日の架設でもFCの係留は可能と判断し、6月20日に3P側径間の架設を実施することにした。その結果、クリティカルとなる3P中央径間の架設日は変えずに、ほぼ地震前の工程計画を立てることができたが、地震前の工程で考慮していた大ブロック架設の予備の小潮期がない工程となり、どの大ブロックについても、当該小潮期に架設ができなければ、他の大ブロック架設を順次遅らせる工程となった。なお、橋台部については、潮流条件の厳しい4A側を先に実施することにし、予備日の多くとれる1A側を後にした。地震前の架設予定日と架設実施日を表-4に示す。

表一5 大ブロック架設時作業限界気象条件

Tab.5 Limit meteorological condition for large block erection

工種	作業項目	風速 (m/s)	視界 (m)	波高 (m)	雨量 (mm/H)
浜出し		10	300	0.5	—
台船輸送		13	1000	1.0	—
吊曳船	明石航路	10	2000	0.75	—
	上記以外	10	1000	0.75	—
係留作業		15	1000	1.0	—
仮泊		15	1000	1.0	—
架設		10	1000	0.5	15

*風速は、作業位置での10分間平均風速（ハンド風速計）



図一4 塔付部大ブロック架設全体フロー

Fig.4 Entire procedure of large block method for tower portion

5. 大ブロック架設実績

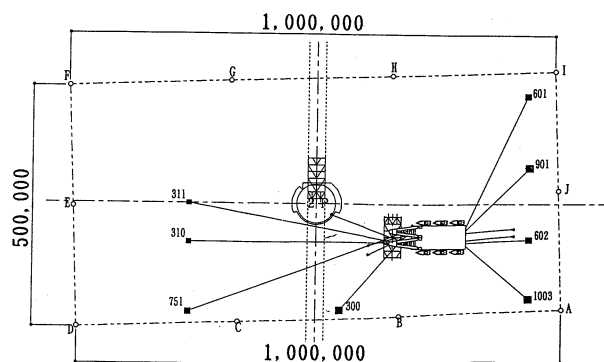
大ブロック架設の作業限界気象条件を、表一5 示す。

5.1 塔付部大ブロック架設

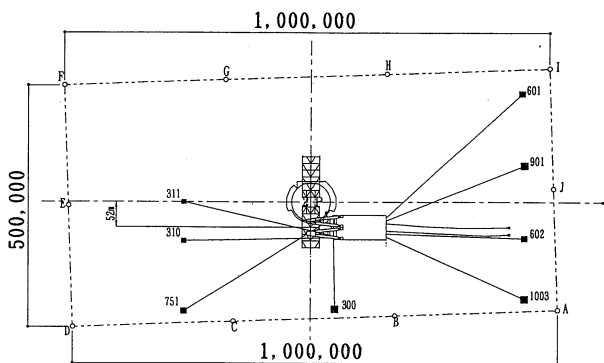
塔付部の架設では、側径間側の大ブロック上が中央径間側の面材架設の荷揚げ基地となり、荷揚げクレーンを搭載する。このため架設順序も側径間側を先行し、その後中央径間側を架設することにした。セッティングビーム等の架設機材は側径間から中央径間に転用し、吊り天秤については、さらに橋台部へ転用した。また、搭載物の配置は重心位置がほぼ中央になるように計算して決定した。塔付き部大ブロック架設全体フローを図一4に示す。

(1) 準備工

明石海峡は、潮流が速いために大型クレーン船の係留のためにシンカーが必要となり、予め設置した。大型クレーン船の係留状況例を図一5に示す。シンカーの設置作業は、600t～2000t吊り級のクレーン船を用いて実施した。シンカー設置可能日は、月2回の小潮時期に4日程度しかないために、4月から実施し、架設完了後、次の大ブロック架設のために一部を移設した。



(仮泊時)



(架設時)

図一5 FC係留状況例

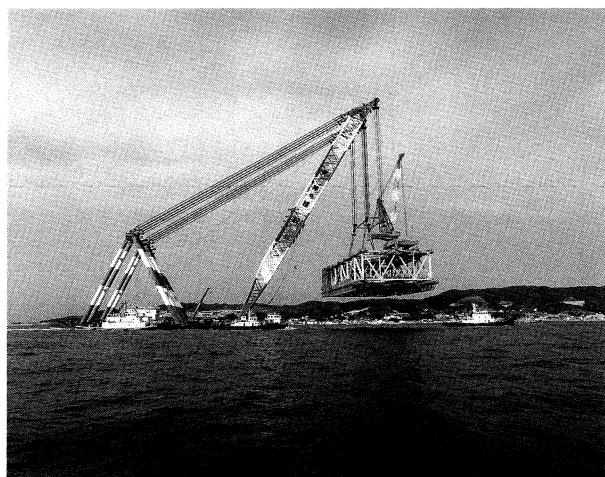
Fig.5 Example of anchoring of FC

塔下部水平材上には、セッティングビーム受け梁を予め設置し、あわせてタワーリンクのセットバックを行った。本作業は塔頂クレーンを使用する作業となるために、ケーブル工事で塔頂クレーンを使用しないケーブルスクイズ作業期間中に行った。

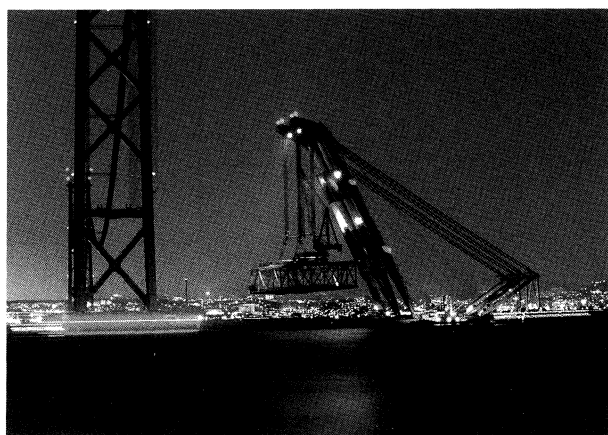
地組立ヤードでは、大ブロック地組立完了後、側径間大ブロックには荷揚げクレーンを搭載し、中央径間大ブロックにはトラベラークレーン・移動防護工および移動安全足場を搭載した。荷揚げクレーン・トラベラークレーンは、FCを用いて地組立ヤード上または台船上の大ブロックに搭載したが、移動防護工・移動安全足場はFCにより台船上に仮置きし、その上に大ブロックを搭載した後、走行装置を大ブロックに取り付けることにより移動防護工・移動安全足場を大ブロックに固定する方法により行った。また、大ブロック架設用のセッティングビームをFCにより搭載した。大ブロック架設に必要な足場は地組立ヤードで取り付けた。

(2) 架設要領

架設に使用したクレーン船および架設ブロック重量を、表一1に示している。大ブロックの水切りは、2P側径間大ブロックは、直接地組立ヤードから、それ以外は岸壁に係留した台船上から吊り上げて、現地海域に吊り運搬した。大ブロックの吊り運搬状況を写真一1に示す。側径間大ブロックは、地組立ヤードから直接吊り上げることも可能であったが、3P側径間大ブロックの地組立ヤードが広島県であったために、神戸港まで台船で輸送し、吊り上



写真一1 大ブロック吊り運搬状況
Photo.1 Hanging delivery of large block

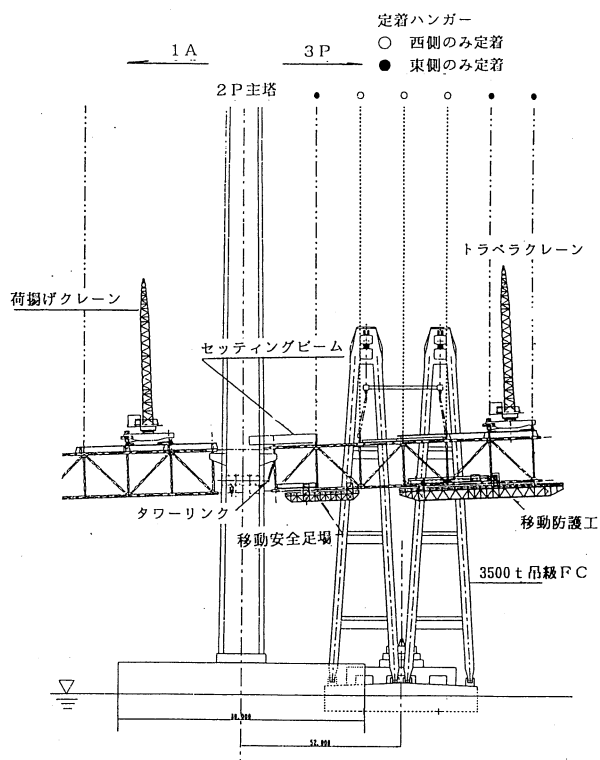


写真一2 FC 現地海域仮泊状況
Photo.2 Standby of FC on site



写真一3 塔付部側径間大ブロック架設状況
Photo.3 Large block erection for tower portion of side span

げた。吊り上げからクレーン船の現地海域離脱までを、4日間の作業で計画した。1日目は、吊り上げ後、西宮沖または神戸港に仮泊した。2日目はFCの現地海域入域が逆潮となる転流前の東流となる時間帯に工事作業区域に入域できるように仮泊地を出発し、現地工事作業海域入域・FCシンカー係留を実施した後、翌日まで仮泊し



図一6 塔付部大ブロック架設要領例
Fig.6 Work sequence of large block method for tower portion

表一6 塔付部大ブロック一括架設実績タイムスケジュール
Tab.6 Timetable of large block erection for tower portion

	(時刻は開始時間)			
	側 径 間		中央径間	
	2 P	3 P	2 P	3 P
大ブロック巻き上げ	8 : 52	8 : 15	—	(8 : 18)
FC 前進	9 : 07	8 : 49	9 : 33	9 : 18
大ブロック巻き上げ	10 : 17	9 : 41	10 : 24	—
FC 横シフト	—	9 : 57	10 : 54	10 : 14
大ブロック傾斜	—	10 : 02	—	—
大ブロック巻き上げ	10 : 31	10 : 05	11 : 00	—
FC 横シフト	10 : 55	10 : 25	11 : 05	10 : 56
大ブロック勾配調整	—	—	—	11 : 00
FC 横シフト	—	—	—	11 : 11
セッティングビーム高さ調整	11 : 41	—	12 : 35	—
ハンガー定着作業	12 : 02	11 : 41	13 : 18	12 : 27
FC 荷重開放	13 : 37	13 : 13	14 : 03	13 : 29
(潮待ち)	—	13 : 48	—	—
吊り天秤取り外し	14 : 26	14 : 37	15 : 35	14 : 31
FC 後退	17 : 18	17 : 50	16 : 20	16 : 07
完了	17 : 41	18 : 10	16 : 53	16 : 40

た。FCの仮泊状況を写真一2に示す。3日目が大ブロック一括架設、4日目がFCのシンカー係留解除および工事作業海域出域である。FCの入域は、大ブロックの吊り上げ位置が東側であったために東側としている。架設当日の朝は、潮流が2.5 kt 以下になった時点からFCの前進を開始し、搭載しているクレーンのジブがハンガー

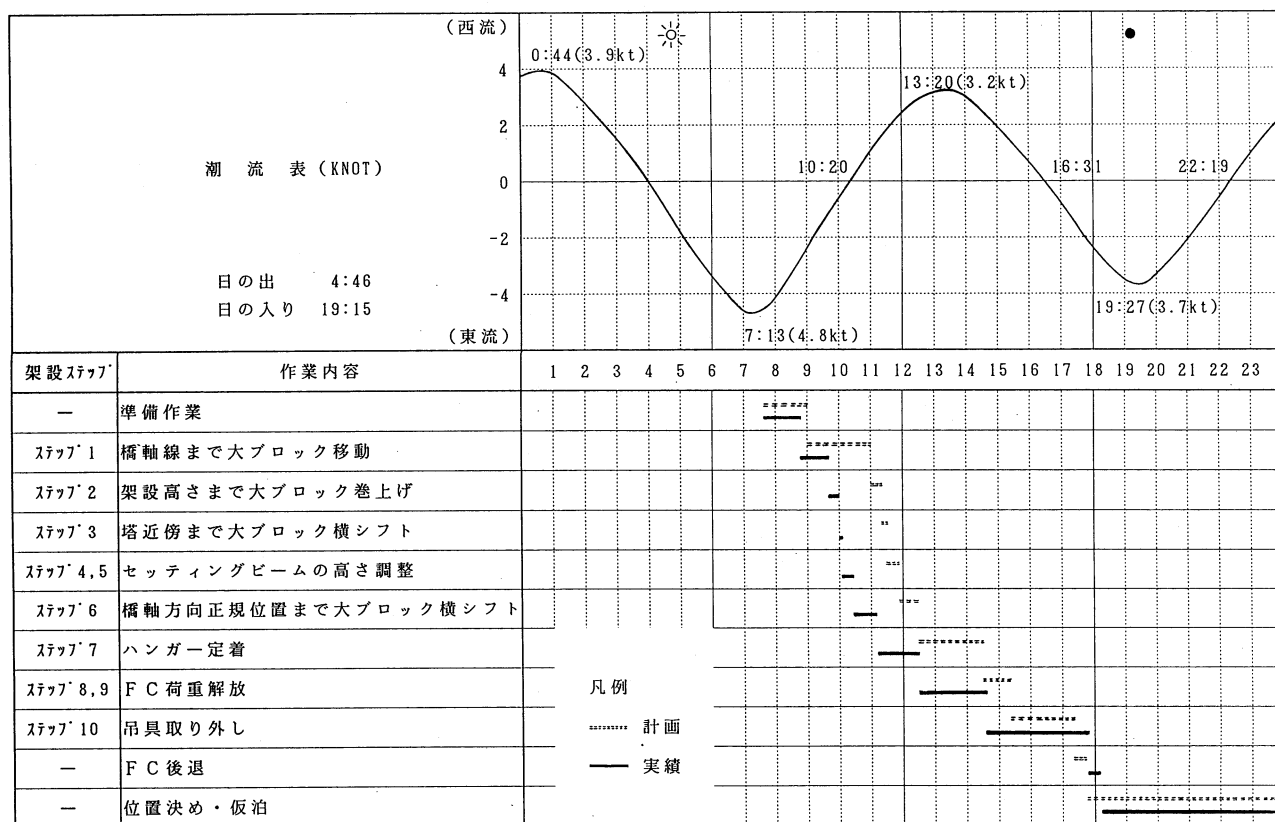


図-7 潮流と架設タイムスケジュール (3P 側径間)

Fig.7 Work schedule and tidal current (for 3P side span portion)



写真-4 塔付部大ブロックハンガー定着作業状況

Photo.4 Jointing of large block to suspender ropes for tower portion

ロープに当たらないように、キャットウォーク上から監視しながら、大ブロックを橋軸線上まで移動させた。その後、大ブロックを巻き上げ、塔側に横シフトさせ、大ブロック上のセッティングビームをセッティングビームガイドを通過させて、先端が所定の位置にくるように位置を微調整した。次に、桁大ブロックの勾配を調整して、ハンガー定着作業に入る。ハンガー定着作業状況を写真-4に示す。ハンガー定着格点は、側径間側で東側2格点、西側3格点、中央径間側で東側2格点、西側6格点である。ハンガー定着完了後、荷重解放に入るが、荷重

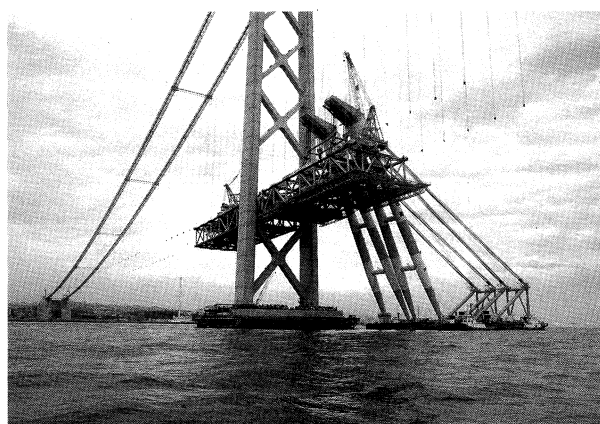


写真-5 塔付部中央径間大ブロック架設状況

Photo.5 Large block erection for tower portion of center span

解放はセッティングビームへ過大な反力がかからないように、ハンガー側から解放していった。クレーン船の荷重解放が終了すると、吊り具の取り外しに入り、その後、クレーン船を後退させ、その日はそこで仮泊した。翌朝、潮流が2.5 kt以下になった段階で、係留を解除し、工事海域を出域させた。

架設要領図例を図-6に示す。また、塔付部大ブロックの一括架設タイムスケジュールを表-6に、3P側径間での潮流条件と架設タイムスケジュールとの関係を図-7に示す。側径間大ブロック架設状況を写真-3に、中央径間大ブロック架設状況を写真-5に示す。

5. 橋台部架設

橋台部大ブロック架設は、主ケーブル位置が低いために、塔付部大ブロック架設と同様の方法は採用できない。

このため大ブロックを台船に搭載し、所定の位置まで台船が進出したあと、FCの吊り具を東西の主ケーブル間より降ろして大ブロックを吊り上げ、ハンガーに定着する方法で架設する。橋台大ブロック架設全体フローを図-8に示す。

(1) 準備工

橋台部大ブロック架設でも、FC船および大ブロック輸送台船の係留がシンカー係留となるために、予めシンカーの設置作業を実施した。地組ヤードでは、塔付部中央径間大ブロックと同様にトラベラークレーン、移動防護工および移動安全足場を搭載した。また、大ブロック架設に必要な足場を設置した。

現地の準備作業としては、定着するハンガーが短い区間（約4m～6m）、はキャットウォークをケーブル側に上げ越してハンガー定着作業に支障のないようにした。また、この架設区間はハンガーロープが鞍掛け式のCFRCタイプであるので、ハンガー間隔保持材およびより戻り防止の回り止めの治具を取り付けて架設に備えた。

(2) 架設要領

橋台大ブロックの使用したFCおよび架設ブロック重量を表-1に示している。1A側は、兵庫県の展望遊歩道を搭載して架設したために吊り重量が3,787tであり、国内に対応可能なFCは1隻だけであったため、これを使用した。大ブロック架設は、4A側が3日間、1A側がFCの現地海域離脱までを、2日間で実施した。4A側の大ブロック架設は、1日目にFCの海域入域、係留、2日目は台船入域・係留、ブロック吊り上げ、台船係留解除・出域、3日目に大ブロック一括架設、FC係留解除・出域とした。2日目に大ブロックを吊り上げ、この状態で一晚、仮泊をした。架設日は夜明けとともに作業を開始した。作業は、FCを橋台側へ横シフトさせ大ブロックの架

設位置に移動させる。その後、ブロックを吊り上げ、さらに勾配調整をしながら、ハンガーを払い込み、定着作業後、荷重を解放した。FCの荷重解放後、吊り具を取り

表-7 橋大部大ブロック一括架設実績タイムスケジュール
Tab.7 Timetable of large block erection for anchorage portion

(時刻は開始時間)				
	1 A		4 A	
台船入域・係留	9/19	5:55	8/19	7:10
FC移動		6:20		8:45
FC吊り具セット		7:31		8:55
大ブロック水切り・巻き上げ		7:52		9:30
台船係留解除・出域		9:09		11:15
FC横シフト		—		13:20
仮泊		—		13:35
FC横シフト		10:18	8/20	5:30
大ブロック巻き上げ・勾配調整		10:41		5:45
ハンガー定着作業		12:00		6:50
FC荷重開放		14:00		9:16
吊り具取り外し		15:15		9:41
FC後退・係留解除・出域		15:42		10:07
完了		17:38		11:34

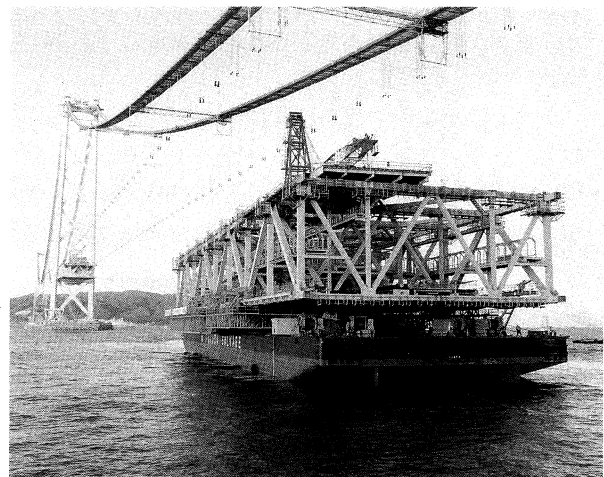


写真-6 大ブロック搭載台船係留状況
Photo.6 Standby of barge loading large block

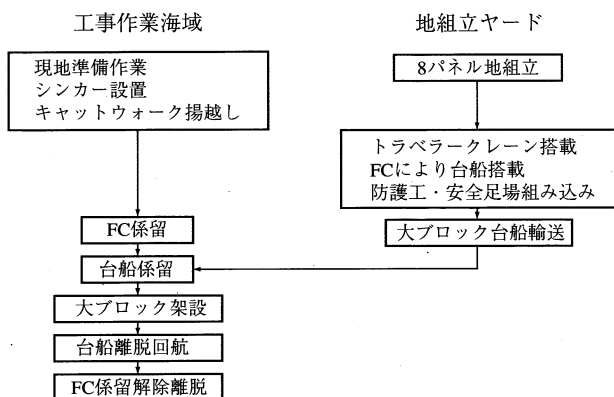


図-8 橋台大ブロック架設全体フロー

Fig.8 Entire procedure of large block method for anchorage portion

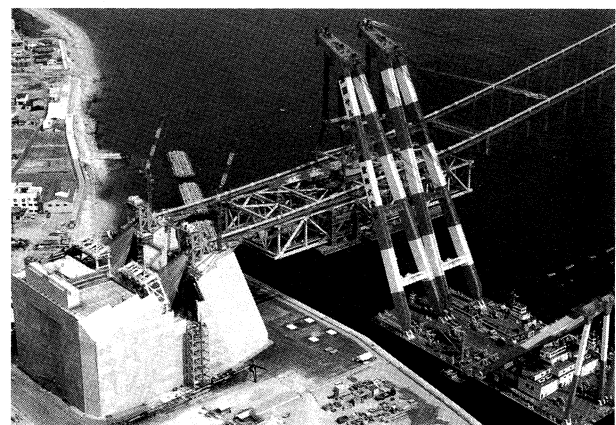


写真-7 橋台部大ブロック架設状況
Photo.7 Large block erection for anchorage portion

はずし、FCの後退・係留解除・現地海域の出域を行った。

1A側の大ブロック架設は、基本的には4A側と同様の工程で計画したが、架設予定日の後に台風の接近が予想されたために、台船入域・係留からブロック吊り上げ・台船係留解除・出域、および大ブロック一括架設・FC係留解除・出域までを4A側での実施タイムスケジュールを検討し、1日で実施することで計画し実施した。FCは現地海域を出域・待避し、その日は須磨沖に仮泊し、翌日、帰港した。

表一7に架設実績タイムスケジュールを示す。

ブロックを搭載した台船の係留状況を写真一6に、大ブロック一括架設状況を写真一7に示す。

6. 本工法の利点と今後の課題

- (1) 面材架設で実施する吊橋補剛桁の架設を架設当初から面材または単材で架設を開始した場合、塔付き大ブロックの架設や主要な架設機材の設置が完了し、サイクル架設が開始されるまでの工事期間が長くなっていた。明石海峡大橋では、トラベラークレーンや移動防護工等の主要架設機材を搭載した大ブロックを一括架設することにより、工程の短縮と作業の合理化を図り、面材架設当初の煩雑な作業を回避することができた。
- (2) 大ブロック架設の場合、架設の半年前ぐらいから地組ヤードでの準備作業が開始されること、また、大型FCの庸船にはかなり前からの予約が必要なこと等、架設時期の変更が容易でなく、それらの点でのリスクが大きい。これらを回避するためには、大ブロック架設時期を余裕を見込んで設定することがリスク回避となるが、工程短縮とは背反する条件にあり、十分な検討が必要であろう。
- (3) 本橋の大ブロック架設時期は、現地の潮流条件や気象条件から、昼間の潮流条件の良い春先から秋の台風シーズンの前までに実施することになっていたが、ケーブル工事着手時期の遅れにより、ハンガーロープ架設完了時期が遅れることが予想されたために、当初のハンガーロープ架設完了後に補剛桁工事に着手する計画を変更し、ハンガーロープ架設当初に大ブロック架設に必要な部分のハンガーロープを架設し、ハンガーロープ架設期間と大ブロック架設期間をラップさせて

実施する工程として工程短縮を図ったが、最初の大ブロックについては大ブロック架設開始日のやっとな1週間前に当該ハンガーロープが架設されるという非常にタイトな工程となった。(2)の問題と絡むが、今後、同様の計画をする場合には、この方法は工程の余裕として計画するべきであろう。

- (4) 本文でも述べたことであるが、明石海峡は潮流が早く、特に3P海域での大ブロック架設は、実施可能日が一月に3日程度であり、その面でのリスクが大きかった。今後、潮流条件が厳しい海域での大ブロック架設については、海域での実施可能日を十分に精査し、必要あれば係留能力アップ等の設備面での改善も必要であろう。また、潮流条件が厳しくない海域で本工法を採用するならば、さらなる工程短縮が可能であろう。
- (5) 主塔基礎の水切り接岸設備は側径間側にあるために、側径間大ブロックの架設を当初に実施する必要があった。水切り接岸設備が中央径間側にあれば、中央径間側の大ブロックを当初に実施し、側径間側については面材での架設、またはクリティカルから外した時期での大ブロック架設が可能となり、工程的には約1カ月の短縮が可能であった。水切り接岸設備の設置位置については、橋全体の工事でのメリット、デメリットを検討して決定する必要があるであろう。

6. あとがき

明石海峡大橋補剛桁大ブロック架設は、大ブロックの吊り上げから一括架設までの間の天候に恵まれず、6回の架設のうち、3回については一括架設日が一日延期されることになり、特に最後の1A橋台部では、浜出し予定日にFCが落雷を受け計器が故障したことによる修理に日数を要したことや、架設延期予定日に台風が来襲したということもあり、2度の延期を余儀なくされ6日遅れての架設となったが、地震の影響により着手が一月遅れたことによるタイトな工程の中、なんとか予定していた小潮期内に架設することができ、ほぼ地震前の工程を回復することができた。ここに補剛桁大ブロック架設に携わった関係各位に感謝する次第である。

また、明石海峡大橋の補剛桁大ブロック架設は、過去の瀬戸大橋等でのFCによる大ブロック架設の実績を踏まえ検討されたものである、検討に携われた関係各位にもあわせて感謝する次第である。

リンク式伸縮装置の改良

Improvement on Link-type Expansion Joint

監査室
第二管理局坂出管理事務所

監査役
副所長

林

義信

Yoshinobu Hayashi

第二管理局
坂出管理事務所

環境対策課長

藤谷 邦夫

Kunio Fujitani

工務部
第二管理局坂出管理事務所

工務第二課
環境対策課

佐伯 成己

Narumi Saeki



概要

リンク式伸縮装置は、長大橋のような大伸縮をする箇所に使用され、瀬戸大橋では斜張橋（櫃石島橋、岩黒島橋）及びトラス橋（与島橋、番の州高架橋）で採用されている。

伸縮装置のフィンガー部について、騒音・振動対策のため、一体鋳造のフィンガーを防振ゴムではさみ込んで定着する構造に改良した。

ここでは改良型伸縮装置の構造、製作、交換工事等について報告する。

The link-type expansion joint has been used for such long-span bridges having a large amount of expansion and contraction like the cable-stayed bridges (Iwakurojima and Hitsuishijima Bridge) and truss bridges (Yoshima Bridge and Bannosu Viaduct) of the Seto Ohashi Bridge. This joint system was improved to suppress noise and vibration. The improved joint adopted a solid forged-steel fingers supported by damper rubber. This report shows the structure, fabrication, and replacement work at site on the link-type expansion joint.

1. まえがき

リンク式伸縮装置は、長大橋のような大きな伸縮をする箇所で使用され、瀬戸大橋では斜張橋（櫃石島橋、岩黒島橋）及びトラス橋（与島橋、番の州高架橋）で採用されている。

リンク式伸縮装置は、フィンガーがリンク機構による中間横梁で可動支持され、装置全体は四隅の可動鉛直支承で支持されている。また、一对のユニバーサルジョイントで橋体と連結し、橋軸直角方向変位、水平・鉛直面内回転などの橋端部の変位に対して追従できる構造となっている。

供用開始直後から、リンク式伸縮装置において大型自動車の通過に伴う衝撃音が発生した。

衝撃音発生の原因は、1本1本独立したフィンガーを端横梁の突起にピンで固定している構造にあり、フィンガーのピン孔とピンとの間に隙間があるためである。

このため騒音軽減対策として、シムプレートを挿入してガタツキをなくすこと、ゴムパッドを挿入すること等実施したが、根本的な解決策とはならず、時間経過と共に対策効果も薄れてきている状況にある。

上述のようなことから、現在使用している伸縮装置の構造を一部改良することとした。それは、フィンガーのピン定着の現構造を、一体型のフィンガーを防振ゴムを介して定着する構造に改良するものである。なお、中間

横梁を含めたリンク機構部は、従来のものをそのまま用いた。

本稿では、改良型伸縮装置の構造、フィンガー材料の選定、製作及び交換工事について報告する。

2. 改良型伸縮装置の構造

2.1 構造概要

従来型における衝撃（騒音、振動）の発生は、フィンガー根元部のピン孔とピンとの間に隙間があることに原因がある。

当初の微小な隙間が、大型車の繰り返し载荷を受けることによりさらに拡大し、それにより衝撃も増加する。

上述のような状況から、フィンガーのピン支持の基本構造を変更しないままの対策は難しく、フィンガーを1ブロック（およそ半車線分の幅）単位で一体構造とし、フィンガー根元部を防振ゴムではさみ込んで動きを拘束するように改良した。

図-1に伸縮装置の改良概念図を示す。また、伸縮装置のフィンガー部の構造詳細を図-2に示す。

一体型のフィンガーとすることにより輪荷重の分散が図られるとともに、従来型のように隣り合うフィンガー同士が叩きあう金属音の発生も無くなる。

また、フィンガー根元部の支持を、防振ゴムによりフィンガーを上下からサンドイッチ状にバネ支持する構造とすることにより、隙間が無く金属接触のない構造となり衝撃低減が図られる。

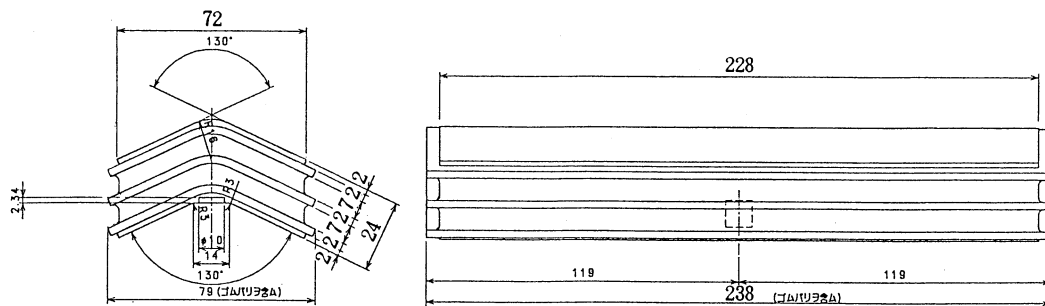


図-3 防振ゴムの詳細図
Fig.3 Detail of damper rubber

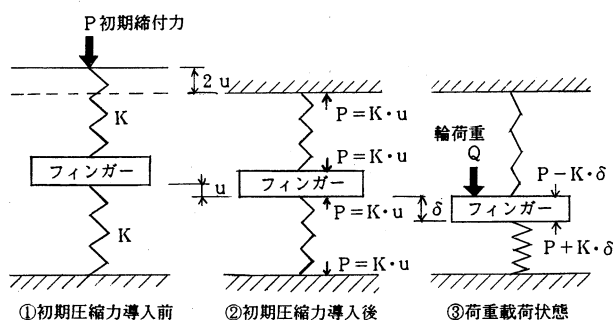


図-4 ゴム支持部の概念図
Fig.4 Structure of damping system

2.2 ゴム部の設計

改良型伸縮装置の特徴は、一体型フィンガーとしたこと、および防振ゴムによるバネ支持としたことである。

防振ゴムの構造を図-3に示す。

バネ支持部は、フィンガーを防振ゴムで上下から挟みこんで、押え板を端横梁の突起にボルトで締め込むことにより、防振ゴムに初期圧縮力を導入する。(図-4)

自動車の輪荷重 (Q) が作用した時、ゴムのバネ定数 (K) およびフィンガーのたわみ (δ) との間に、次式が成り立つ。

$$Q = 2K \cdot \delta$$

設計では、以下の事項を考慮した。

- ① 輪荷重によるたわみは、道路面の段差を考慮して 2 mm 以下におさえる。
- ② 押え板に常に反力が作用している。従って、荷重によるたわみ、ゴムの初期へたり、製品の寸法公差など考慮する。
- ③ フィンガーの自重によるたわみ角度が、設計曲げ角度以上である。即ち、フィンガーが中間支持梁上で浮かない。

3. フィンガー材料

3.1 材料及び製作方法の選定

一体型フィンガーへの適用材質として以下の金属材料が考えられる。各材料を用いた場合の経済性、製作性、寸法精度などについて比較検討すると、表-1のとおり

表-1 材料、製作方法比較表

Tab.1 Comparison of materials and fabrication process

材 料	製作方法	評 価			
		経済性	製作性	精度（曲がり）	
鋼 板	厚板からの機械切断	×	×	◎ (寸法精度良好)	
	厚板からのガス切断	△	△	×	(熱歪によるフィン ガー曲がり発生→ フィンガー隙間確保 困難)
	フィンガー根元 での溶接	△	×	×	(")
鋳 物 (FCD)		○	○	○ (フィンガー曲がり 若干発生するがフィ ンガー隙間確保可)	

である。

鋼板から櫛状に製作する場合、フィンガー部で $t=115$ mm、付け根部で $t=165$ mm 程度あり、切断、溶接方法とも製作上あるいは精度的にも問題が多いため、鋳物を選定した。

鋳物には、鋳鋼 (SC、SCW) と鋳鉄 (FC、FCD) がある。鋳鉄は、①寸法精度が良好 ②内部欠陥の発生が少ない ③振動減衰能が良好 ④対摩耗性が良好等の特徴を基本的に持っていることから、鋼板 (SM 400 B) と同等以上の強度 (靱性値は劣る) を有する球状黒鉛鋳鉄 (FCD 400) を選定した。

なお、FCD 400 は切削性が良く比較的靱性を有しており、道路伸縮装置への採用も豊富である。

3.2 鋳鋼と鋳鉄の比較選定

鋳鋼と鋳鉄の最も大きな相違は炭素量の違いであり、鋳鋼が 0.2% 程度であるのに対し、鋳鉄では 2.5% 以上である。これに伴ってミクロ組織も異なり、鋳鋼の組織は基本的に圧延鋼材と同一であるのに対し、鋳鉄は C と Si を主成分とした鉄合金でセメントライト、パーライト、黒鉛の混合組織からなっているのが一般的である。

鋳鋼は靱延性に富むのに対して、鋳鉄は一般的に靱性が劣るが、今回フィンガーに用いる球状黒鉛鋳鉄は化学

成分及び製法に工夫を加えて強度、靱性を改善したものである。

鑄鉄は普通の鑄造方法であれば片状黒鉛になるが、Mg を添加することにより黒鉛を球状に晶出させて鉄素地中に均一に分散させ、黒鉛の機械的性質への悪影響を除いている。

鑄物の代表的な内部欠陥は、引け巣と内部割れである。鑄鋼の凝固収縮量は鑄鉄の約 2 倍と大きく、また表面から順に凝固する。一方、鑄鉄は共晶凝固であり内部からも凝固が進行し、黒鉛の晶出により凝固時に膨張することになる。

このため鑄鋼のように中心部に大きな引け巣が発生することがない。また、鑄鋼のほうが収縮量が大きく、それに伴って大きな内部応力が発生して割れが生ずることもある。

鑄鋼の鑄込み温度は鑄鉄よりも通常 200℃ 程度高く溶湯が活性であるため、ガス成分によるブローホールの発生は鑄鉄よりも一般的に多い。

フィンガーのような薄肉でかつ細長い形状の場合、上記の理由等により鑄鉄が有利である。

3.3 球状黒鉛鑄鉄の機械的性質

(1) 圧延鋼板との比較

今回使用する球状黒鉛鑄鉄 (FCD 400) の機械的性質を鋼板 (SM 400 B) との比較で表-2 に示す。

両者の許容引張応力度は、1400 kgf/cm² と同一であるが、対衝撃性能は異なる。

一般に伸縮装置などに使用される FCD 400 はシャルピー吸収エネルギーを規定した事例はないが、本フィンガー部は衝撃を受けやすい部材であり、伸縮量が極めて大きいことから衝撃に対する規定を設けることとした。

化学成分調整を行ってシャルピー吸収エネルギーを上げるが、SM 400 B 程度にすると引張強度が出ないため、強度規定を満足できる値として 18 J 以上 (V ノッチ、深さ 2 mm、26℃) と規定した。なお、これは SS 400 材に相当する値である。

(2) FCD 400 の成分調整

球状黒鉛鑄鉄の中では、FCD 450 以上では基地組織がパーライト、セメンタイトであり強度は高いが、セメンタイト組織のために靱性は低い。

これに対し、FCD 400 以下では基地組織が高延性のフェライトであり、黒鉛が均一に分散し、切欠き効果が小さいことから、他の鑄鉄に比べ靱性は比較的高い。

以上のことから、高いシャルピー吸収エネルギーを得るためには、凝固時に黒鉛を球状に晶出させることと、基地組織をフェライト化することが必要である。(図-5)

化学成分には以下のような働きがあり、シャルピー値を高めかつ強度を満足するように成分調整を行う。

- ① Mg : 球状黒鉛の晶出を促進するが、量が多いと欠陥の原因となる。
→必要最小限とする。

表-2 機械的性質比較表

Tab.2 Comparison of physical properties

種 別	機械的性質				(文献等による) 回転曲げ 疲労限 kgf/mm ²
	降伏点(耐力) N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸 び %	シャルピー 吸収エネルギー J	
SM 400 B (100<t≤160) (JIS G 3106)	205 以上	400~510	24 以上	27 以上 (0℃)	21
FCD 400 (JIS G 5502)	250 以上	400 以上	12 以上		21~22

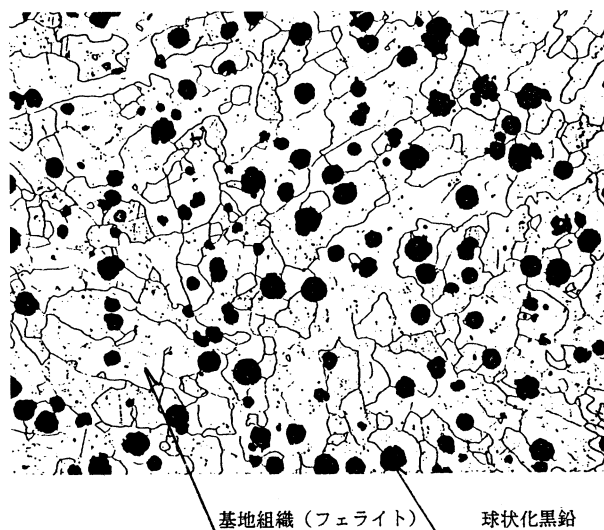


図-5 球状黒鉛鑄鉄組織

Fig.5 Organization of spheroidal graphite iron castings

- ② Ca, Si : セメンタイトの晶出を押さえるが、量が多いと欠陥の原因となる。
→必要最小限とする。
- ③ Mn : 強力なパーライト安定剤であり、強度を高めるが、シャルピー吸収エネルギーは低下する。
→極力低く押さえる。
- ④ P, S : シャルピー吸収エネルギーを低下させたり、黒鉛の球状化を阻害する。
→原材料を厳選して対処する。

3.4 フィンガー部の確認試験

改良型伸縮装置の採用に当っては、疲労も含めた強度に関する確認試験を実施した。

(1) 疲労試験

フィンガー部の実物大の試験体 2 基 (当初試作品: 加振回数 2×10^6 回、欠陥を想定して半径 20 mm、深さ 8 mm のラウンドオフ部を設けた供試体: 加振回数 10^7 回) について疲労試験を実施し、いずれもき裂の発生や折損等の異常の発生のないことを確認した。

(2) 防振ゴムの耐久性

防振ゴムの疲労試験を実施し、厚み寸法、ゴム物性及

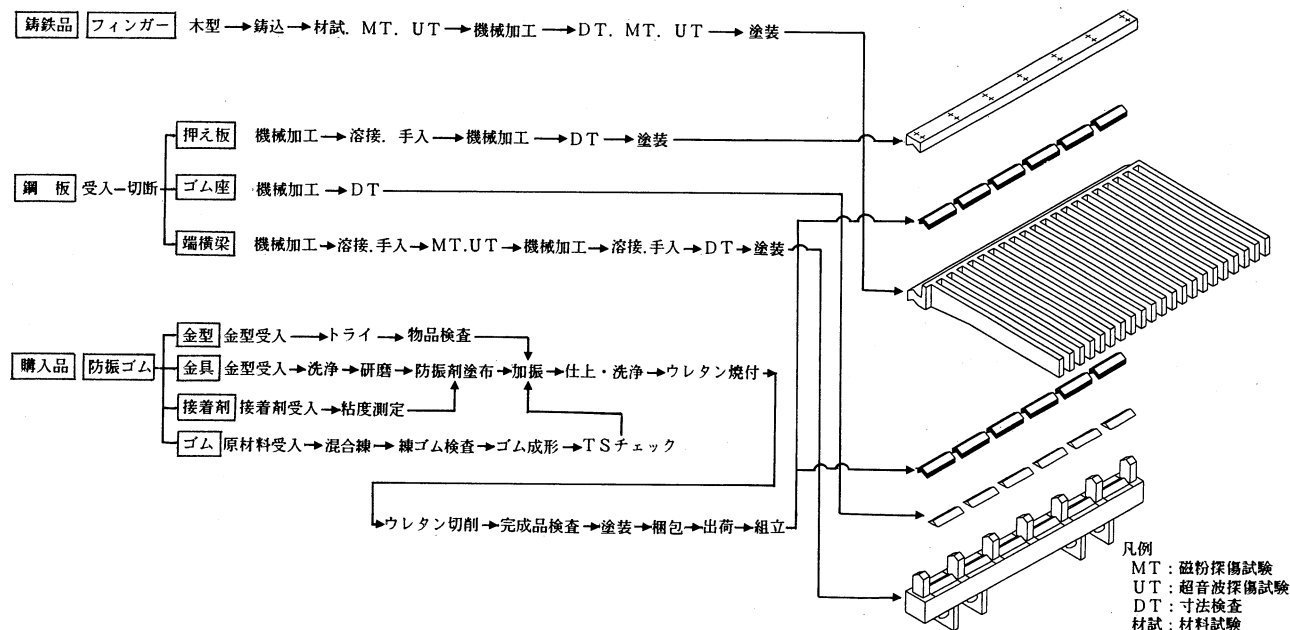


図-6 製作工程
Fig.6 Fabrication schedule

び荷重たわみ特性について当初と変化の無いことを確認した。

(3) 走行試験

工場ピット内に改良型フィンガーを据付け、20tトラック(後輪軸重15t)を走行させ、また静的に載せて騒音、フィンガーの振動・変位、各部の応力について測定し、問題の無いことを確認した。

4. 製作

4.1 製作工程

改良型フィンガー部の製作工程を、図-6に示す。工場では端横梁にフィンガー及び防振ゴムをセットし、押え板をボルトで締め付けて組み立て、1対のフィンガー部を仮組んで、寸法、平坦性を検査する。

4.2 フィンガーの製作

フィンガーは casting 後、付け根部及び上下面を機械切削して仕上げる。

casting 方案立案時の基本方針の主要点は以下のとおりである。(図-7)

- ① casting 状態は走行面の品質確保のために走行面を下側にする。
- ③ 肉厚部は押湯を配置する。
- ④ 伸尺は6~10/1000とするが、必要に応じて部分補正を行う。

溶解は電気炉、低周波誘導炉及び高周波誘導炉にて行った。溶解の成分管理は、溶落ち後の精錬過程に炉内から採取した試料の成分分析を行い、成分組成の調整を行った。

鋳鉄品の非破壊検査として、機械加工途中に上下面の

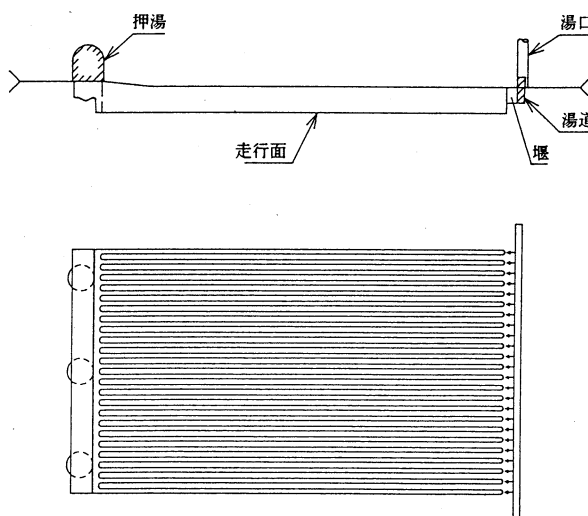


図-7 casting 方案
Fig.7 Forging plan

超音波探傷検査を、機械加工後に加工面全体の磁粉探傷検査を実施した。

5. 交換工事

改良型伸縮装置への交換は、平成5年度の番の州高架橋から始まり、平成8年度までに主要な箇所ですべて完了する予定である。

現場交換工事の施工手順は以下のとおりである。

- ① ユニバーサルジョイントの取り付けボルト(M36)を取外し、1ブロック単位で遊間調整の可能な治具を用いてクレーンで吊り上げ、架台に仮置きする。(写真-1)

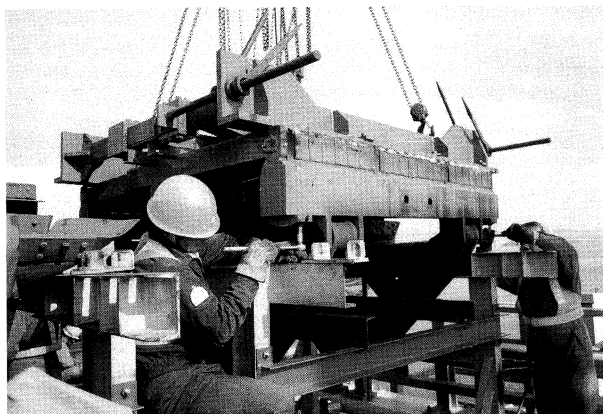


写真-1 従来型伸縮装置吊り上げ状況
Photo.1 Removal of old expansion joint

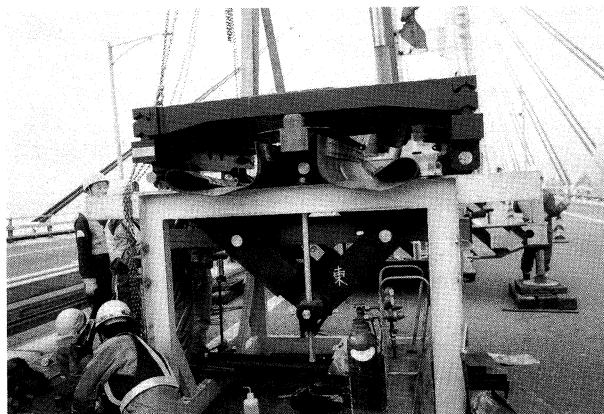


写真-2 改良型フィンガーの交換状況
Photo.2 Replacement by improved finger

- ② 端横梁と主リンクを結合しているピンを、ジャッキ等により抜く。
- ③ フィンガー及び端横梁部を吊り上げ、主リンク部と分離した後、工場にて組み立てた1対の改良型フィンガー部を、主リンク部にピンでセットする。
(写真-2)

- ④ 据付け高さを測量して、上沓高さをライナーにより調整する。

- ⑤ 全体組立て完了後、桁端受台上に吊り下し据付けする。(写真-3)

なお、工事は車線規制を伴うものであり、日出から日没までの時間内で実施しなければならない。

6. あとがき

道路伸縮装置は、自動車荷重を直接支持し、橋梁の伸縮に追随する非常に重要な部材である。

今回改良した伸縮装置は、車両通過時のフィンガーの踊りに伴い発生する騒音・振動の問題を解決することができ、今後の補修交換工事も簡単にできるような構造となった。

リンク式伸縮装置の大伸縮量への適用性が良く、構造がコンパクトという特性を活かし、道路沿線の騒音改善

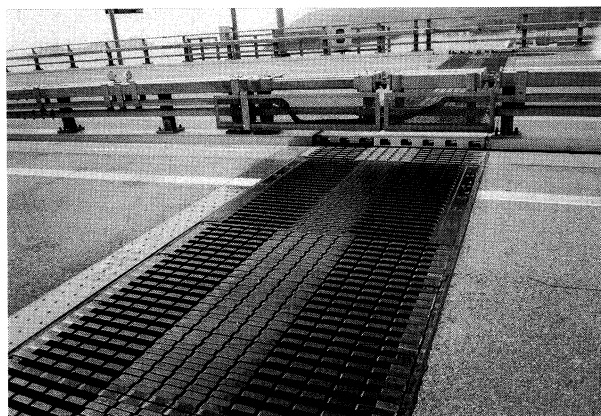


写真-3 据え付け状況
Photo.3 Installation

に極めて有益であることから、長大橋梁の伸縮装置への採用が大いに期待できる。

参考文献

- 1) 丸尾・藤谷・石橋：リンク式伸縮装置に関する現地計測、本四技報、VOL.19 No.76、1995年10月

新尾道大橋の景観設計

Aesthetic Design on New Onomichi Bridge

第三建設局 工事管理課長

武山 哲郎

Teturo Takeyama



概要

新尾道大橋（中央径間：215 m）は、現在供用中の尾道大橋の西側 55 m の位置に平行に建設される。架橋地点の尾道市は、港町として発達したが、芸術、文化、観光の街でもあり、景観の保全、創造などについて積極的な取り組みを行っている。このようななか、尾道大橋は地域のシンボルとして認識され、周囲の景観とも良く調和し、訪れる旅人のパノラマ眺望の対象ともなっている。新尾道大橋の景観設計に当たっては、これらの点に配慮しつつ基本テーマを調和と創造と定め、各種橋梁形式の検討を行い、一本塔柱斜張橋（7 段ハーブ）を選定した。

The new Onomichi Bridge (center span length: 215 meters) will be constructed 55 meters west of and alongside the existing Onomichi Bridge. The Onomichi City, which includes the bridge site, has been vitally tackled the preservation of historic culture and the creation of a new one, since the community has been developed as a city of port as well as art, culture and scenery. On this background the Onomichi Bridge has been a symbol of the area, and made a harmony with surrounding scenery presenting a vista for the tourists. The aesthetic design on the new Onomichi Bridge took a consideration on this background, and determined the main themes on the design as harmony and creation. As a result, a cable-stayed bridge with a couple of single-pylon (7-story harp type tendons) was selected from the alternatives.

1. まえがき

尾道大橋は、昭和 43 年に日本道路公団により建設された橋長 386 m の鋼三径間連続斜張橋（2 車線）〔門型塔柱 2 段ファン形式〕である。この橋は、建設当時としては比較的新しい形式の斜張橋を採用し、この形式の長大化への第一歩を踏み出した橋梁である。その後、昭和 63 年に当公団に移管され、尾道・今治ルートの一部として供用されている。

平成 10 年度に予定している当ルート的全通時には地域の社会基盤の整備、将来的な交通需要の増大等に配慮し、尾道大橋は現在の機能を確保するとともに、新たに 4 車線の新尾道大橋を建設することとしている。

架橋地点の尾道市は、芸術、文化、観光の街であり、景観の保全、創造などについて、積極的な取り組みを行っ

ている。

新尾道大橋は尾道大橋と平行に建設されるため、新尾道大橋単独の橋梁景観のみでなく、尾道大橋を取り込んだ、いわゆる、並列橋としての橋梁景観についても留意しなければならない。したがって、新尾道大橋の建設に際しては、景観上、これまで尾道大橋の果たしてきた役割を整理し、周辺環境との調和および新たな眺望景観の創造に配慮する必要がある。

新尾道大橋の景観設計に当たっては、これらの点に配慮し、各種橋梁形式を抽出した後、各形式について各種の検討、評価を行い最終的に一本塔柱斜張橋を選定し、細部構造の検討を行った。

2. 設計課題の抽出

2.1 技術的課題の整理

新尾道大橋の架橋位置は、尾道大橋の西側 55 m で尾

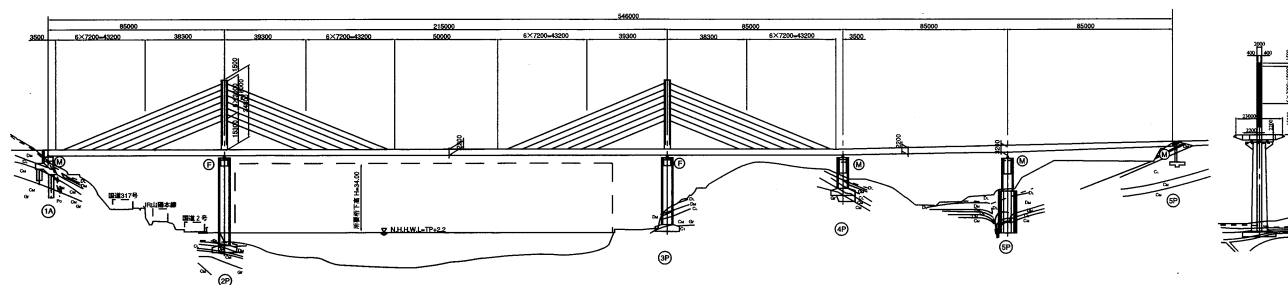


図-1 新尾道大橋概要図

Fig.1 Outline of new Onomichi Bridge

道大橋と平行に建設される。中央支間長は、尾道大橋と同じ215mであり、橋梁規模に起因する技術的問題は少ないといえる。しかしながら並列橋となることおよび尾道大橋が比較的風の影響を受けやすい斜張橋であることから、並列橋としての耐風安定性の確保が、技術的課題として挙げられる。

また、本州側側径間部は、尾道水道と浄土寺山山腹に挟まれた狭小な区間に、JR山陽本線、国道2号線および尾道大橋ランプがそれぞれ桁下を横断する。したがって、橋梁形式選定時の施工計画検討に当たっては、十分な配慮が必要である。

2.2 桁下空間の制約条件

桁下高については、尾道大橋と同じ略最高高潮面(TP+2.20m)より34m以上確保することとなっている。また、航路幅についても、尾道大橋と同じ航路幅を確保することが基本となり、橋梁形式選定上の大きなウェイトを占める。

2.3 架橋地の周辺環境

(1) 尾道の景観特性

架橋地の尾道は、港町としての繁栄を基盤として発達し、神社、仏閣などの歴史的資源を中心とした、芸術、文化、観光の街でもある。市街地は、千光寺山、西国寺山、浄土寺山の、いわゆる尾道三山と尾道水道に挟まれ、眺望景観、海辺景観、坂の街の景観、歴史的景観などの優れた街としての性格を持っている。また、尾道水道に面した向島を中心とした造船所に停泊した船舶、林立するクレーンなどは、この街のシンボルとして印象付けら

れている。

(2) 尾道大橋の視点場

市街地裏の坂道を登るかあるいは尾道水道に面した岸壁にたたずめば、尾道大橋を見ることができる。

視点場をその性格から分類する場合、一般的には、遠景、中景、近景に分けることができる。また、対象物との接し方によっては、次のように分類することができる。

- ・尾道を訪れる観光客などが、パノラマ眺望の対象物として尾道大橋を見る視点場
- ・日々の生活の中であらゆる風景の中で無意識のうちに尾道大橋を見る視点場

このような観点から、代表的な視点場をピックアップし図-2に示す。

(3) 新尾道大橋の位置付け

尾道における景観形式の中で、尾道大橋が果たしている役割を踏まえ、新尾道大橋の検討に当たっては、今までに広く親しまれてきた景観を保全しつつ、新たな景観を創造して行くことが重要である。

3. 基本テーマの確立

3.1 景観に関する地域の認識

尾道市では、都市づくりのテーマを「新文化創造都市・尾道」と定め、快適居住文化都市・新産業文化都市・芸術文化都市・リゾート文化都市という4つの都市像の実現を目指している。

これらの都市づくりを進めて行くに当たって、尾道市は、景観形成を文化都市としての地域環境づくりの一環ととらえ、市域全体の景観形成の指針となる「尾道市景観形成基本計画」、「尾道市重点地区景観基本計画」を策

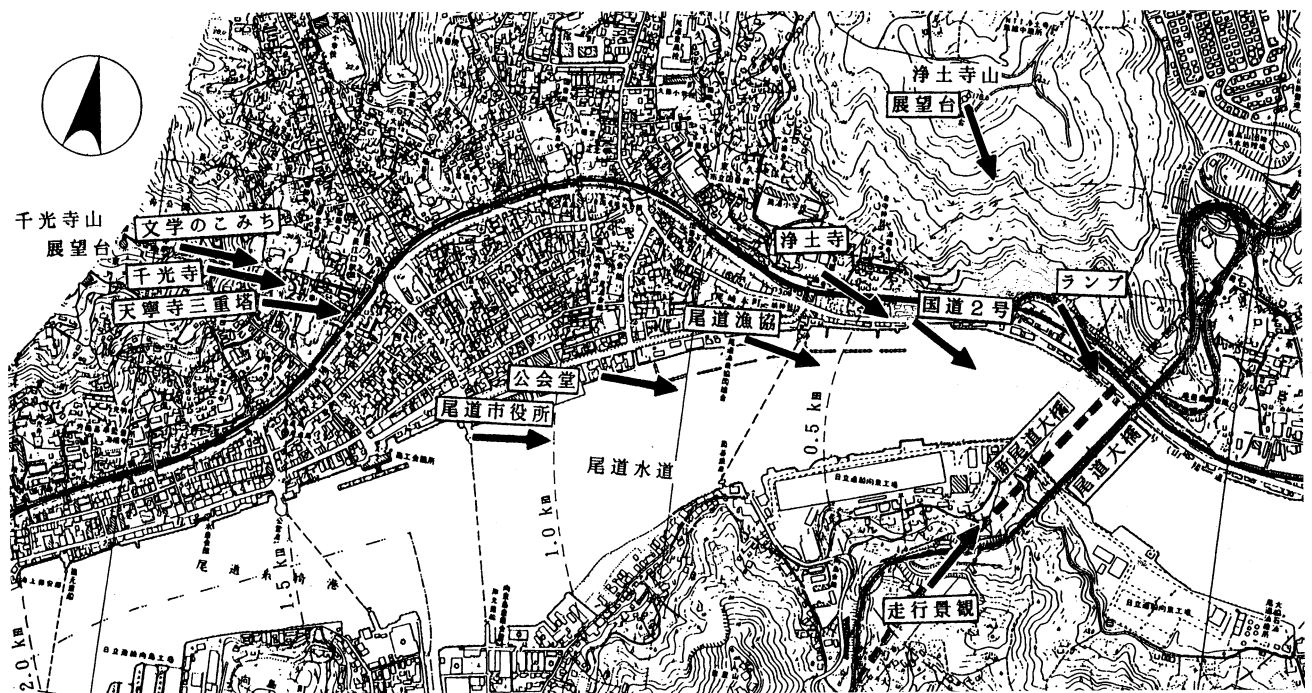


図-2 尾道大橋の視点場
Fig.2 View point for Onomichi Bridge

定している。

両計画における尾道大橋の景観に関する記述は、当橋に対する地域の認識を現しているものと考ええる。したがって、以下に両計画に示されている尾道大橋の現況の認識と景観形成の方針についてまとめ、新尾道大橋の景観検討の参考とした。

① 尾道大橋の景観に関する現況の認識

- ・地域のランドマークである。
- ・天寧寺三重塔上、千光寺山頂展望台からの尾道大橋方面の眺望は、尾道に特徴的かつ重要なものであり、そのなかで尾道大橋は眺望の中心として意識される。また、この景観は、尾道の観光資源となっている。
- ・尾道大橋は、尾道の玄関口としての景観的性格をもっている。

② 新尾道大橋に関する景観形成の方針

- ・尾道大橋、周辺環境と調和したシンボル景観の創造が必要である。
- ・天寧寺三重塔上からの尾道大橋の眺望は保全されなければならない。
- ・市民に親しまれるランドマークとしての景観形成が大切である。
- ・四国から尾道への玄関口としての景観形成に配慮するとともにゲートとしての機能を持たせる。

3.2 景観検討の基本テーマ

架橋地点の周辺環境および橋の位置付けを踏まえ、景観に関する地域の認識を参考として選定した景観検討上の基本テーマは次のとおりである。

- ① 尾道の景観の一部となっている尾道大橋との調和を図るとともに、個性的な尾道の眺望景観を保全し、周辺環境との調和を図る。(調和)
- ② 現在の尾道大橋の果たしてきたランドマークとしての役割を認識しつつ、個性豊かな景観の創造に取り組む。(創造)

4. 並列橋の事例調査

景観設計の参考とするため、これまで建設されてきた並列橋の事例調査を行った。調査の結果を表一1に示す。これらの調査結果から次のことがいえる。

- ・名港西大橋、鶴見つばさ橋など当初から並列橋として計画されている橋梁は、全く同形状の橋梁を建設する例が多い。
 - ・施工主体などの違いにもよるが、新たな計画により新橋を建設した場合には、次の2ケースに分けられる。
- ① 類似形式の採用：現橋のイメージを残して調和を図っている。
 - ② 他形式の採用：現橋の形式に係わらず、桁橋となっている。路面高を合わ

せて桁の重なりにより調和を図っている。

表一1 並列橋の事例調査

Tab.1 Records of parallel bridges

No	橋梁名	形式1	形式2	備考
1	名港西大橋	斜張橋	斜張橋	同形状
2	鶴見つばさ橋	斜張橋	斜張橋	同形状
3	荒川河口橋	トラス橋	箱桁橋	他形式 (ℓ=150 m)
4	撫養橋	吊橋	箱桁橋	他形式 (ℓ=160 m)
5	神戸大橋	アーチ橋	アーチ補剛箱桁橋	類似形式 (ℓ=250 m)
6	摩耶大橋	斜張橋	箱桁橋	他形式 (ℓ=210 m)
7	大阪南港水路橋	アーチ橋	箱桁橋	他形式 (ℓ=120 m)
8	新皆瀬川橋	アーチ橋	アーチ橋	類似形式
9	新淀川大橋	アーチ橋	箱桁橋	他形式 (ℓ=115 m)
10	大井川橋梁	トラス橋	トラス橋	類似形式

注) 備考欄のℓは箱桁の最大支間長を示す。

以上の調査結果を参考にすると新尾道大橋の設計方針は次の2つに大別される。

① 類似形式の場合の設計方針 (斜張橋)

- ・新尾道大橋の主要素である塔、桁、ケーブルの線を重視するが、できるだけ錯綜感の少ない形状にする。
- ・類似形式の2橋の間で調和のとれた形式とし、2橋として優れた景観とする。

② 他形式の場合の設計方針 (桁橋系)

- ・尾道大橋のイメージを重視し、新尾道大橋は控えめな形式とする。
- ・路面の上、下部において線の交錯ができるだけ少ない形状とする。
- ・他形式同志で調和のとれた形式とし、2橋として優れた景観とする。

5. 橋梁形式の選定

5.1 構造形式の抽出

支間 200 m 程度に対応する構造形式を抽出し、構造上および景観上の評価を加えた。評価内容を表一2に示す。

これらの構造形式のうち、トラス橋、アーチ橋については、基本テーマである調和と創造になじまないとの評価から検討案から削除した。

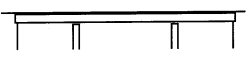
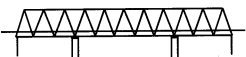
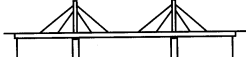
5.2 橋梁形式の提案

前項で選定した各構造形式について、考えられる橋梁形式を20案提案した。提案した橋梁形式を図一3 (1/2)、(2/2) に示す。

5.3 第一次選定

提案した橋梁形式20案について、基本テーマとの関連を踏まえつつ、概略の設計、風洞試験及び各視点場からのフォトモンタージュを作成し、構造的、施工性、耐風安定性、経済性および景観性に着目して第一次選定案[一

表一2 橋梁形式の抽出
Tab.2 Selection of alternatives

概要図	評 価
1 桁 橋 案 	・桁同士の重なり合いにより現橋のイメージを生かした計画を期待できる。 ・一般の桁橋の他に、V脚ラーメンなども考えられる
2 トラス橋案 	・重量感のある形式であり、これまでの軽快なイメージを覆い隠してしまう。
3 アーチ橋案 	・単独橋としては景観に優れた形式であり、新たな景観を生み出すものと期待できる。 ・下路、中路など各種形式が考えられる。
4 斜 張 橋 案 	・現橋と同じ形式であり、現況景観に比較的素直に受け込むものと期待できる。 ・塔形状、ケーブル配置などの違いにより各種形式が考えられる。

本塔柱斜張橋(1面吊り2段ファン)、一本塔柱斜張橋(1面吊り7段マルチハープ)、エキストラードズド橋(RC橋脚)、鋼床版箱桁橋(全鋼分離断面、桁高小)、フィンバック橋(4ひれ、ひれ高8m)を抽出した。選定の経緯を以下に示す。

① 門型塔柱斜張橋

両橋の幅員に差があるため、新尾道大橋の塔は相対的

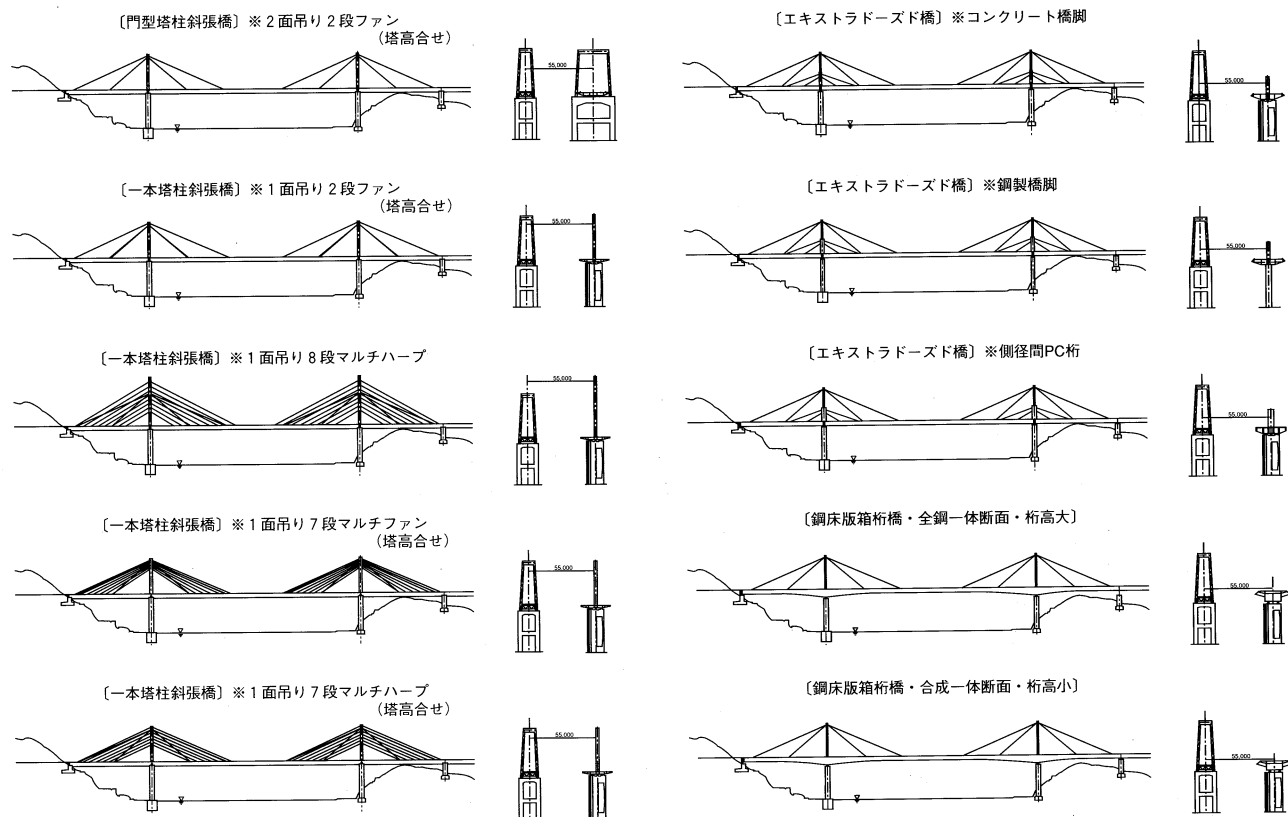
に扁平となる。千光寺山などを中心とする遠景視点では、同じ側面形状の採用により新たな創造景観を生み出すものと期待できるが、視点が近くなるにつれ、両橋を正面から見ると新尾道大橋の塔および橋脚は幅が広いので双子橋とはならず、調和しにくい面もある。また、塔柱本数、ケーブル面数が多く繁雑である。このため、景観性により代表案から除いた。

② 一本塔柱斜張橋

橋梁幅員の違いにも係わらず、塔、ケーブルが1面で構成され、橋梁全体から軽快でスマートな印象を受け、新たな景観を創造するものと期待できる。2段ファンは塔高、ケーブル段数とも現橋に合わせており、側面形状は同一となり、両橋の調和が確保されることから代表案とする。7段ファン、ハープ形式は、塔高を尾道大橋に合わせたものであるが、ハープの場合は、平行ケーブルのため両橋の交錯感が少なく、また、近代的な橋梁形式でもあり新しい景観形成にも寄与すると考えられ、積極的な景観の創造も期待できる。しかし、ファンの場合には両橋のケーブルが交錯し、繁雑感を与える。このことより、ハープ形式を代表案とする。8段ハープ形式は斜張橋としては構造的に最も優れている案であるが、塔高が両橋で異り調和が保てないので代表案から除いた。

③ エキストラードズド橋

RC橋脚は鋼製橋脚に比べ、橋脚寸法が大きいため、



図一3 橋梁形式案 (1/2)
Fig.3 Alternatives (Part 1)

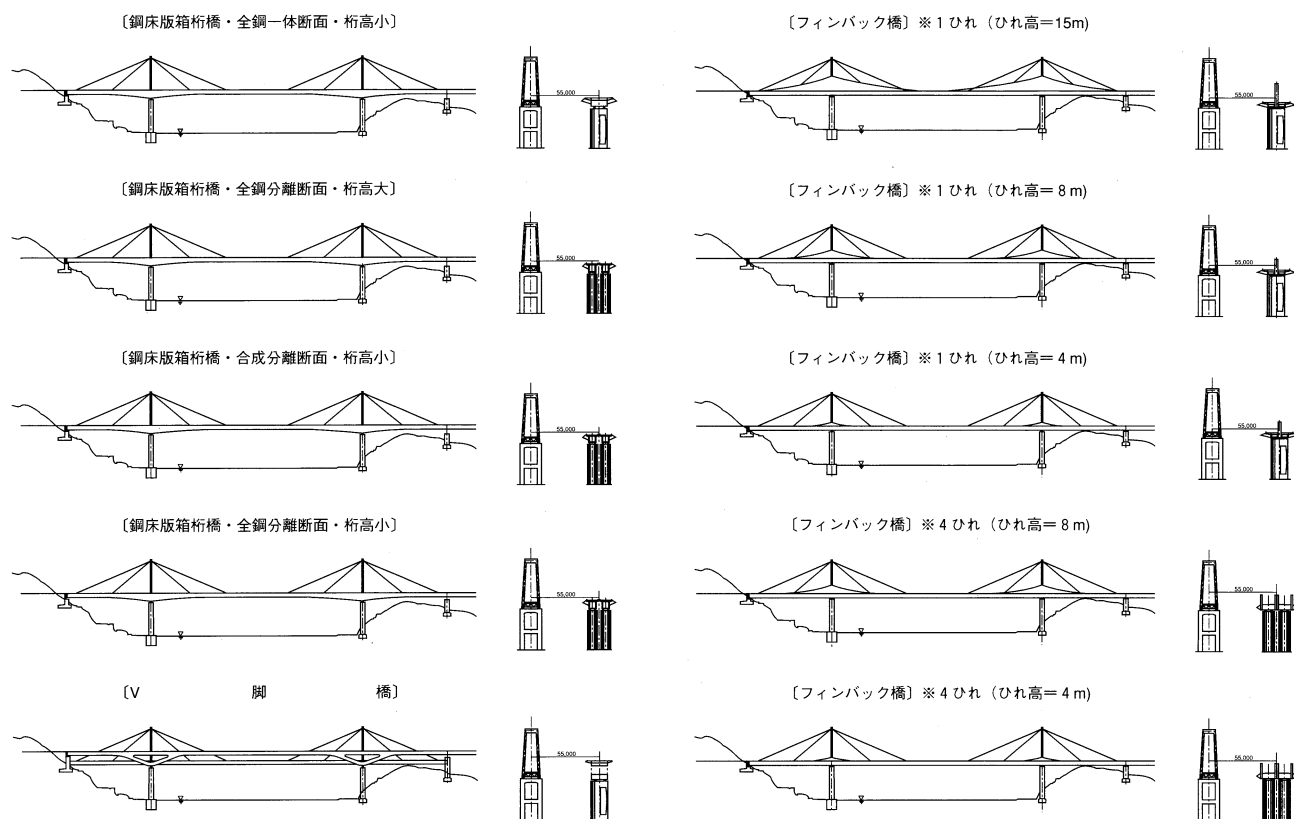


図-3 橋梁形式案 (2/2)
Fig.3 Alternatives (Part 2)

塔、橋脚を一体として見た場合の景観性にやや劣るが、構造的、施工性、経済性の面で優れるため代表案とする。側径間 PC 桁は、桁高が大きくなるので景観性に劣るため除いた。

④ 鋼床版箱桁橋

曲線で構成される変断面形状は、桁高が大きいため近景では重い感じを受けるが、直線的な斜張橋のシャープさに曲線による柔らかさが加わり、新たな景観を創造できる。

なお、桁から受ける圧迫感を小さくするためには、桁高を小さくすることが望ましい。桁高を小さくするための方策としては、合成桁と鋼桁での断面構成の工夫があるが合成桁とした場合には、構造が複雑であるので鋼桁とする。また、分離断面とした場合には、段階建設への対応ができ、経済的に優れることから代表案とした。

⑤ V 脚ラーメン橋

支点部の構造高が大きく、航路限界を確保するため、路面高を尾道大橋より 10 m 程度高くする必要があり、両橋に縦断差がつくとともに、箱桁案よりもさらに支点部の構造が大きくなり、鈍重な印象を受けるため、景観面から調和の確保に無理があることから除いた。

⑥ フィンバック橋

魚のひれのような部材が特徴であり、あまり例のない独創的な形状であり、遠景視点では新たな景観創造を期待できるが、路肩部に構造物が連続するため、走行上の

問題がある。

特に 1 ひれ形式は、断面構成上著しく不合理であり、景観性以前の問題として、構造的の面から除いた。4 ひれの形式については、ひれ高が低いものは、相対的にみて尾道大橋景観の阻害も小さく、走行景観も好ましいと判断されるが、断面構成上、板厚等に無理があり、構造的の面から 4 ひれ・ひれ高 8 m を代表案とした。

5.4 最終選定

第一次選定された案についての各項目に関するより詳細な検討を行った。その結果を表-3 に示す。

一本塔柱斜張橋 (7 段ハープ) は、構造的に問題がなく、経済的にも有利であり、耐風安定性も比較的容易に確保でき、景観的にも好ましく各評価項目において他形式に比べ優れている。このことより、新尾道大橋の橋梁形式は、一本塔柱斜張橋 (7 段ハープ) を選定した。

本形式は、一面吊りであることから、橋脚も含め軽快でスマートな印象を受ける。尾道大橋が斜張橋として、周囲の自然景観、市街地景観によく調和していることから、斜張橋のイメージをさらに強く残し、並列橋としての調和を保つものと考えられる。さらに、景観を含む斜張橋の設計分野における技術的な進歩を踏まえた形式であり、結果として両橋にそれぞれ個性を持たせ、新たな景観を創造することができるものとする。

表-3 最終評価結果

Tab.3 Results of final selection

	一本塔柱斜張橋 (一面吊り二段ファン)	一本塔柱斜張橋 (一面吊り七段マルチハープ)	エキストラロードズ橋 (RC 橋脚)	鋼床版箱桁橋 (全鋼分離断面・桁高小)	フィンバック橋 (4 ひれ・ひれ高=8 m)
構 造 性	・一面吊りであることからケーブル断面が大きく、塔側定着はサドル方式で、桁側はスプレースドルを介しての定着となる。 桁高 2.2 m フェアリング幅 1.0 m 最大板厚 14 mm (SM 490 Y) 最大ケーブル径 125 mm×4 本 鋼重 4,860 t	・ケーブル段数が多いためケーブル径は小さく、定着構造をコンパクトにできる 桁高 2.2 m フェアリング幅 1.0 m 最大板厚 14 mm (SS 400) 最大ケーブル径 180 mm 鋼重 4,460 t	・基本的には塔高の極めて低い斜張橋である。ケーブルの定着範囲が限定されるので効率の悪い構造系である。 桁高 4.0 m フェアリング幅 1.6 m 最大板厚 25 mm (SM 490 Y) 最大ケーブル径 155 mm×4 本 鋼重 6,830 t	・桁高を小さくするために鋼材構成を特異なものとしている。 桁高 4.2~6.5 m フェアリング幅 3.5 m 最大板厚 53 mm (SM 490 Y) 鋼重 7,190 t	・連続桁の中間支点部のハンチを上側につけ、中間支点部の剛性を増大させることによって主桁高を低くすることを意図した。 桁高 4.2 m フェアリング幅 3.5 m ひれ 8.0×1.0 m 最大板厚 60 mm (SM 490 Y) 鋼重 8,940 t
施 工 性・ 経 済 性	・ケーブル定着点間距離が大きいため、仮設ケーブルが必要となる。また、マルチケーブルに比べ架設時の形状管理も難しい。 ・ケーブル径が大きいため施工性が悪い ・工費率 1.19	・ケーブル定着点間距離が小さいため、仮設ケーブルの必要はなく、架設時の桁形状管理も容易で合理的な構造である。 ・工費率 1.00	・斜吊索もしくは直ベントを用いた小ブロック架設となる。 ・工費率 1.56	・斜吊索もしくは直ベントを用いた小ブロック架設となる。 - 完成時 暫定時 ・工費率 1.78 1.02	・鋼床版箱桁橋と同様の施工法となる。 - 完成時 暫定時 ・工費率 2.11 1.19
耐 風 安 定 性	・東風の 30~40 m/s 付近でねじれの限定振動が発生するが、対応可能である。	・東風の 30~40 m/s 付近でねじれの限定振動が発生するが、対応可能である。	・小さなウィンドノーズをつけることにより、耐風安定性は確保される。	・耐風安定性を確保するために対策工は張出し長が 3.5 m の大きなフェアリングとなる。	・耐風安定性を確保するために対策工は張出し長が 3.5 m の大きなフェアリングとなる。
景 観 性	・ケーブル段数を現橋と同じ 2 段とし、塔高もそろえたため側面形状は同一となり、現況の景観保全からは優れた形式といえる。	・新橋単独は、軽快で繊細な印象を与える。並列橋としても新橋のケーブルが平行のため、両橋のケーブルの交錯感は少なく、調和を保つことが出来る。	・低い塔とケーブルにより構成されるコンパクトなイメージに比べ、桁の太さが強く印象付けられる。	・並列橋としての景観は遠景の場合、両橋は同一橋と視認され違和感はないが、近景では桁高が大きいため尾道大橋のシルエットは遮蔽される。また、橋上にゲート機能がない。	・ひれの印象が強く、尾道大橋との調和を保つことはできない。

注：諸元は景観設計時のものである。

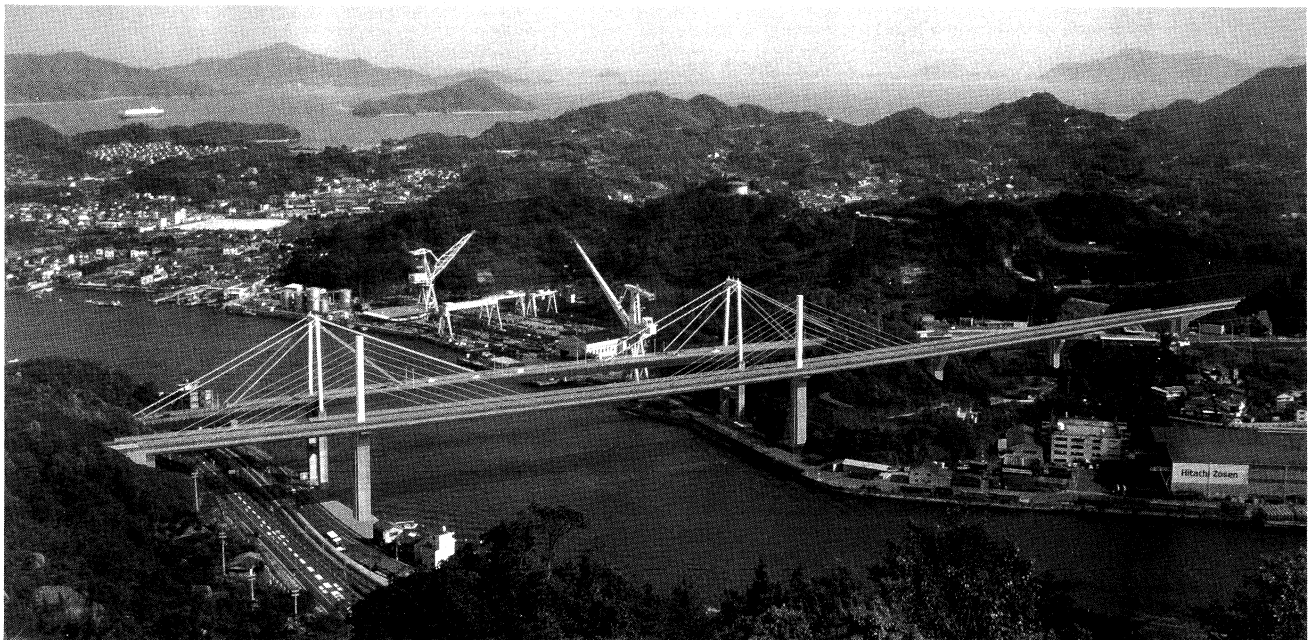


写真-1 完成予想写真 (浄土寺山展望台より)

Photo.1 Image picture of completed bridge (viewed from Jodoji-san view spot)

6. あとがき

橋梁形式を一本塔柱斜張橋 (7 段ハープ) に決定した後、細部構造の検討を行い、塔および塔部橋脚形状、ケーブル配置、上部工の塗色を選定し新尾道大橋の景観設計

を終えた。

なお、本景観設計に当たっては、本州四国連絡橋景観委員会の八十島委員長始め委員各位の御指導のもとで行った。誌面を借りて関係者各位に感謝の意を表する。

多々羅大橋の景観設計

Aesthetic Design of Tatara Bridge

第 三 建 設 局 設 計 課 森 山 彰

Akira Moriyama



概 要

多々羅大橋の景観設計にあたっては、優れた構造景観を創出し、架橋地域の自然環境との調和を図ることを目的とした。景観設計上の主役である塔に、従来にないスリット付き逆Y型塔を採用したが、この選定に至る経緯を示すとともに、ケーブル配置や橋脚形状等の検討結果について概説する。

Aesthetic design of the Tatara Bridge aimed at the creation of structural elegance to make a harmony with natural scenery of the bridge site. The paper introduces a course of selection on an inverse-Y shape pylon with a groove, which is a main feature of the aesthetic design, as well as the other study items such as the cable arrangement, the shape of piers, etc.

1. まえがき

多々羅大橋は、瀬戸内海特有の多島海景観を呈する海域に建設される長大斜張橋であるため、架橋地点周辺の自然景観との調和に特に配慮しなければならない。したがって、橋梁形式、構造詳細および色彩などの選定にあたり、優れた構造景観を創出し、架橋地域の自然景観と調和させることが景観検討上の課題となった。

景観検討にあたっては、本州四国連絡橋景観委員会(八十島義之助委員長)を中心に、模型やコンピュータグラフィックス等を用いて、主塔形状、ケーブル配置、橋脚形状などの検討を行った。ここでは、これらの検討経緯を中心に、その概要について報告する。

2. 架橋地点の自然環境

2.1 周辺環境

起点側(生口島)の架橋地点は、海岸線よりそそり立つ観音山(標高472m)の山裾に位置している。この斜面は標高100m付近を境として、これより上部は急斜面、下部は緩斜面となっている。急斜面部は自然の松林であり、緩斜面部では柑橘類の栽培が行われている。標高100m付近より上の観音山一体は国立公園普通地域に、標高200m付近より上は第二種特別地域に指定されている。

終点側(大三島)の架橋地点は、標高約40mの多々羅岬であり、岬の北側汀線をかすめるように通過して島内に至る。林相は岬部では雑木林となっており、島内では柑橘類の栽培が行われている。

2.2 主な視点場

架橋地付近は、比較的地形の開けた位置にあり、主要

な視点場としては、多々羅岬付近、立石展望台、開山展望台、井口港および架橋地周辺の道路、定期旅客船等が挙げられる(図-1)。

2.3 文化・観光施設

多々羅大橋により結ばれる生口島、大三島には次のような文化・観光施設がある。

生口島：耕三寺、ベルカントホール、サンセットビーチ

大三島：大山祇神社、歴史民俗資料館

これらの既存施設の他に、生口島の「シトラスパーク」、大三島の「国際交流村」などの新たな地域開発が進行中であり、多々羅大橋の架橋と合わせ、この地域の景観、観光、および経済活動に大きなインパクトを与えるものと推察される。

3. 景観検討の基本条件

3.1 基本テーマ

架橋地点の周辺環境や本橋が周辺地域に及ぼす社会的な効果等を踏まえ、景観検討を行うにあたり次の基本テーマを設定した。

① 光と影

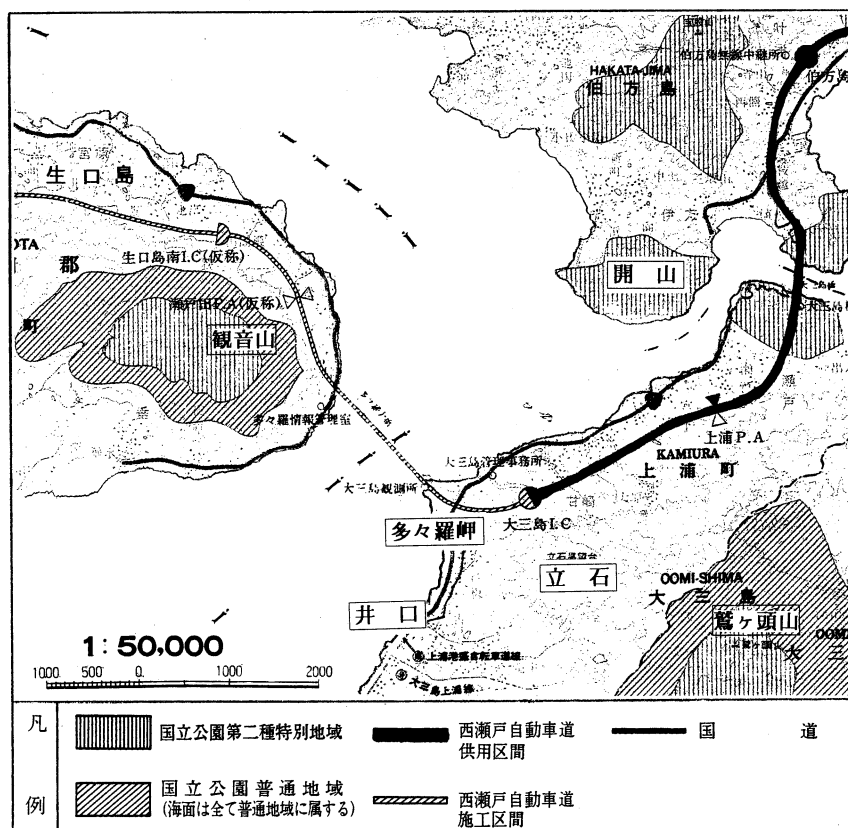
瀬戸内海風景の特徴である光と影が織りなす変化をモチーフとし、架橋地域のイメージを表現する。

② 未来性

伸び・広がり・力強さを表現し、未来への限りない可能性を暗示するとともに、21世紀への架け橋を感じさせる。

③ 飛躍

個々の島々が、橋を通じ将来の発展に向けて飛び立とうとする、限りない意気込みを感じさせる。



図一 多々羅大橋の主な視点場
Fig.1 Major view sites for Tatara Bridge

④ 存在感

西瀬戸地域の発展をアピールすると同時に、橋の持つ雄大なスケールを感じさせる。

3.2 検討対象

斜張橋の構造形式には、多種多様なものがみられるが、本橋のような長大斜張橋では、構造的な耐風安定性の確保、経済性等から概ね形式が限定される。

主桁の大きさや形状は、道路の幅員構成および耐風安定性によって決まり、景観面からの検討できる範囲は小さい。

ケーブルは、マルチファンタイプで計画され、ケーブルについても構造上の必要な形状であり、景観面からの検討できる範囲は小さい。

主塔は、耐風安定性等によって概略の形状が決定されるが、主桁やケーブルに比べ自由度が残されている。

また、主桁あるいはケーブルは橋梁の規模に関係なくほぼ同じ形状あるいは径で構成できるが、主塔だけは、橋梁規模に比例して塔高が高くなり、主塔が景観設計に占める割合は相対的に大きくなる。よって、主塔を景観検討の主役と考え、その形状について検討を行った。

4. 主塔の景観設計

4.1 検討の前提条件

主塔の形状は A 型を基本として、下部工を含めた経済

性から塔基礎平面寸法を抑えるために、塔の下部水平材付近を折れ点として、それより下側を絞った形状を基本とした。これにより、次に示す項目を検討の前提条件とした。

- ① 下部工（塔基礎）の基本寸法
- ② 塔基部付近の塔柱間隔
- ③ 構造上の塔の高さ

塔の下部は、構造的なトラス組等により補強する必要があり、上部は構造的、耐風安定性等により基本的な骨組み形状や塔柱の断面形状が制約される。よって、景観検討を進めるにあたっては、道路桁を受ける水平材より上部と下部に分けて検討を行い、その後これらを組合わせて検討し、最終的な塔形状案を選定した。

なお、耐風安定性に関する検討結果は、既に報告しているためここでは省略する。

4.2 塔形状の選定

(1) 考えられる塔の形状

本橋は 2 面ケーブル形式であるため、塔の形状としては、A 型、逆 Y 型、門型、2 柱型が考えられる（図一2）。これらのうち、剛性の確保が難しい 2 柱型、耐風安定性を確保できる目安の得られなかった門型（B-1）（B-2）を除く形状案を基本形状とした。

(2) 塔上部の形状検討

1) 構造特性の検討

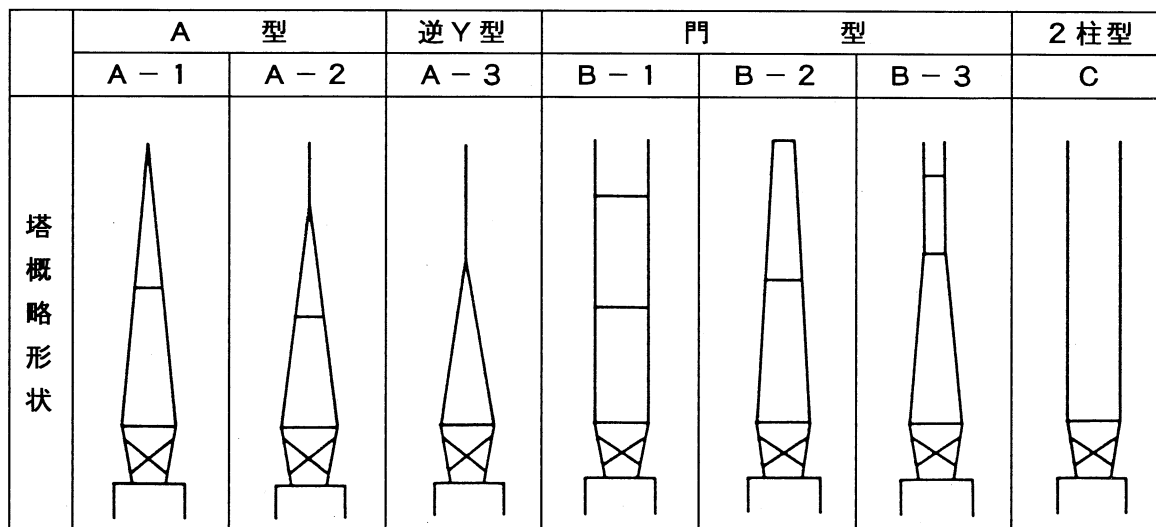


図-2 塔の概略形状
Fig.2 Configuration of pylon

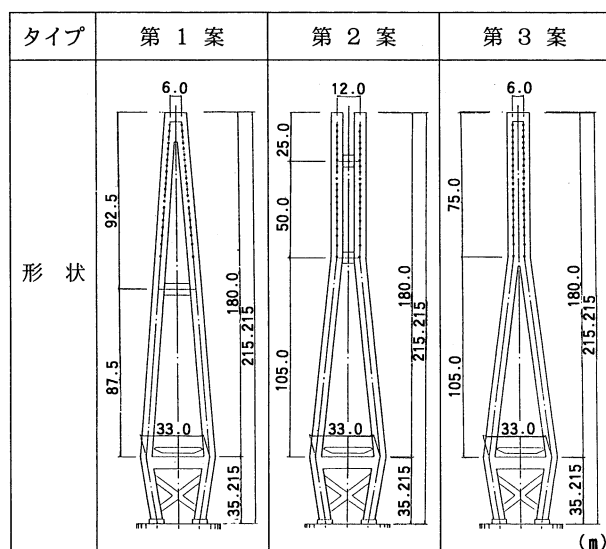


図-3 塔上部形状の検討比較案
Fig.3 Alternatives of upper part of pylon

表-1 塔上部形状の構造特性比較

Tab.1 Comparison of structural characteristics of upper part of pylon

項目	単位	第1案	第2案	第3案
塔基部反力 (暴風時)	V	t	25,328	25,227
	H_{TT}	t	872	898
	M_{TT}	t·m	53,356	53,469
暴風時塔頂水平変位	m	0.74	0.66	0.67
塔単体座屈固有値	—	2.32	2.23	2.08
塔面内振動数	1次	Hz	0.404	0.443
	2次	Hz	1.227	1.066
塔概算鋼重比率	—	1.00	1.00	0.97

鋼重を比較すると、第3案が若干小さいがその差は僅少である。

2) 上部形状案の選定

風洞試験の結果を踏まえ、構造的な詳細検討を行うとともに、景観面からの考察をフォトモンタージュ、模型等を用いて行った。

その結果、逆Y型の持つスマートなイメージとスリットの陰影により創り出される独創的な形状から景観性に特にすぐれ、耐風安定性にもすぐれたスリット付き逆Y型塔を採用することとした。

(3) 塔下部形状の検討

1) 構造特性の検討

塔下部形状は、基礎寸法を抑えるために下絞り形式としているため、橋軸直角方向の風荷重によって塔基部には大きな曲げモーメントが生じる。このため、構造上の要因でトラス組等の補強構造が必要であり、補強方法の決定には景観的な配慮が必要である。図-4に形状案を示し、表-2に構造解析の結果を示す。結果の概要は次のとおりである。

① 塔基部反力の特性

暴風時の塔基部曲げモーメント (M_{TT}) は第4案が大きい。

A型、逆Y型を基本に、図-3に示す3案を対象に構造特性の比較検討を行った。構造解析の結果を表-1に示すが、その概要は次のとおりである。

① 断面力特性

塔基部反力に差はなく、塔中間部の断面力にも差はみられない。

② 面内剛性

暴風時の塔頂水平変位は、第1案に比べ第2案、第3案が若干小さく、第2案、第3案は第1案より高い面内剛性を有するものと考えられる。これは、塔の面内振動数が、第2案、第3案が第1案より高いことからいえる、塔面内形状の三角形形状が小さいほど塔面内剛性が高いものと考えられる。座屈固有値も、塔中間部長さの影響が現れている。

③ 経済性

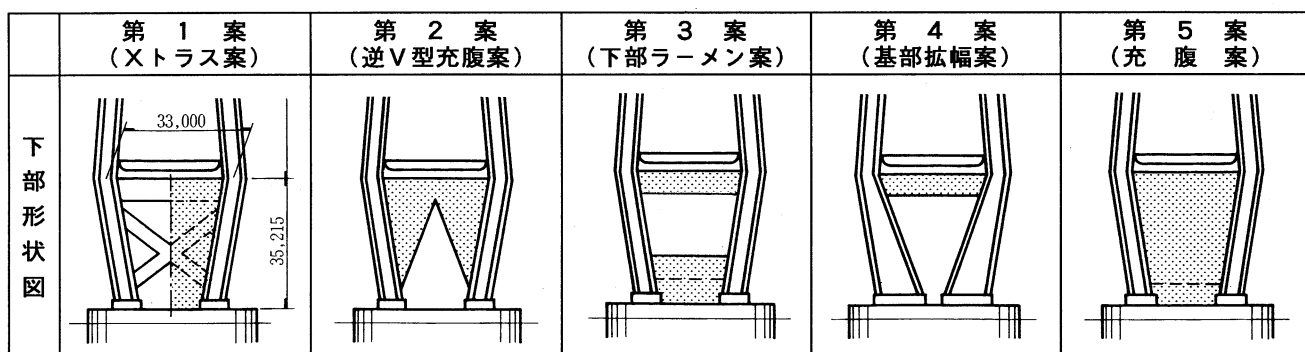


図-4 塔下部形状の検討比較案

Fig.4 Alternatives of lower part of pylon

表-2 塔下部形状の構造特性比較

Tab.2 Comparison of structural characteristics of lower part of pylon

項 目	単位	第1案	第2案	第3案	第4案	第5案
塔基部反力	暴風時	V	t	25,328	25,626	23,975
		H _{TT}	t	872	278	1,570
		M _{TT}	t・m	53,356	45,503	73,034
	常時	V	t	15,092	15,163	15,096
		H _{TT}	t	2,384	2,149	5,299
		M _{TT}	t・m	900	2,143	16,826
暴風時塔頂水平変位	m	0.74	0.68	0.80	0.71	0.65
塔単体座屈固有値	—	2.32	2.30	2.30	2.34	2.30
アンカーボルト根入れ深さ	m	5.5	5.5	6.0	5.5	4.5
塔概算鋼重比率	—	1.00	1.02	1.04	1.02	1.04

く、第5案が他案より小さい。常時の反力は、第3案の直角方向水平反力（H_{TT}）が、腹材の温度昇降の影響によって大きい点以外はほぼ同レベルである。

② 塔の剛性

暴風時の塔頂変位で塔の面内剛性を評価すると、各案とも同レベルであるが第5案が若干高い。座屈固有値もほとんど差異がみられない。

③ 下部構造への影響

第3案はアンカーフレームの根入れ深さが他案より深くなるため、基礎寸法を大きくする必要がある。

④ 経済性

塔鋼重で経済性を比較すると、いずれの案も第1案に比べ若干大きくなるが、その差は僅少である。

2) 下部形状案の選定

構造特性上に有意差はないが、景観性において安定感があり、比較的まとまりの良い形状として、基部拡幅案と充腹案が考えられたが、さらに、塔上部形状との組み合わせを行い検討を行った結果、基部拡幅案を最終的に選定した。

4.3 細部形状の検討

(1) 主塔の折れ点

塔柱の折れ点は、力学的な合理性から、下部水平材上面に合わせていた。この場合、塔の折れ点と桁のフェア

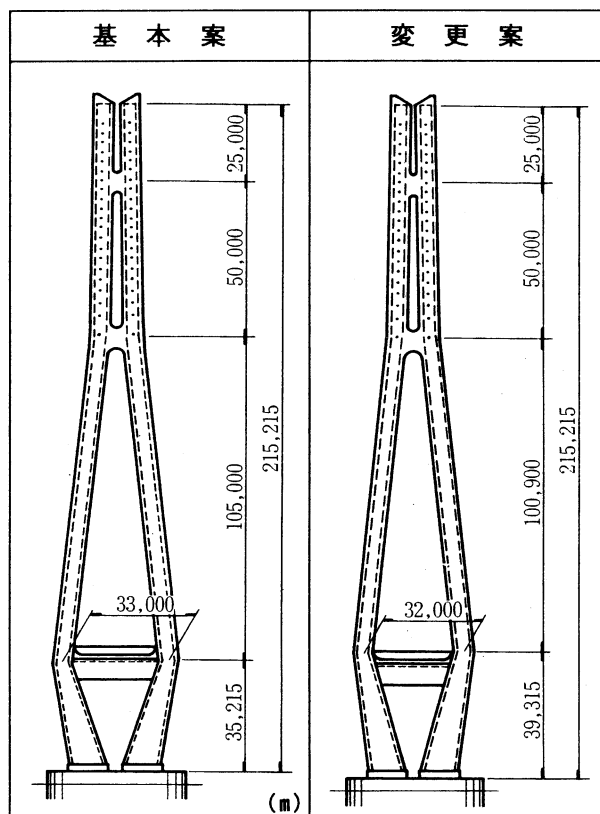


図-5 塔折れ点変更形状案

Fig.5 Alteration of bent point

リング位置にずれがある。そこで、橋軸方向に延びたフェアリングのラインを塔を含め連続させるために、塔の折れ点を若干上方へ移動した案（図-5）を対象に比較を行った。その結果、構造的には断面力、変位などでやや不利な面はあるものの、対応可能であることから折れ点移動案を採用することとした。折れ点を移動することで、塔柱下部の傾斜角がやや緩やかになり、全体のバランスも向上するものと思われる。構造特性の比較結果を表-3に示し、その概要は次のとおりである。

① 断面力特性

塔柱部の断面力では、折れ点を移動した場合、水平材取付点の曲げモーメントが増大し、板厚の増加が必要となる。暴風時の塔基部断面力は、折れ点移動案では、原

表-3 塔折れ点変更による構造特性比較

Tab.3 Comparison of structural characteristics of altered bent point

項 目	単位	基本案	変更案
曲げモーメント (水平材位置)	上部	-9,044	-23,213
	下部	31,156	50,851
塔 基 部 反 力 (暴風時)	V	t	6,390
	H _{TT}	t	4,785
	M _{TT}	t・m	98,612
暴風時塔頂水平変位	m	0.71	0.74
塔面内座屈固有値	—	2.34	2.47
塔概算鋼重比率	—	1.00	1.01

案に比べ風上側の曲げモーメントが増大するとともに鉛直反力が減少するため引き抜き力が増大するが、対応可能なものである。

② 塔の面内剛性

暴風時の塔頂水平変位は、折れ点を移動した場合、原案より5%程度増加し、面内剛性の若干の低下がみられる。座屈固有値は、クリティカルとなる中間水平材から折れ点までの部材長が短くなるため折れ点移動案が若干高くなっている。

(2) 塔柱の断面形状

塔柱断面は耐風安定性の確保のため隅切り断面としており、景観面からの変更は不可能であるが、隅切り形状による陰影によって、塔をよりスマートに感じさせる効果があり、景観的にも良好なものとなっている。また、耐風安定上の必要性に乏しい塔下部も隅切り断面として連続化を図るとともに、水平材のウェブと隅切り面を一致させることで隅切りによるラインをより鮮明にし、スマートさを強調している。

(3) その他の細部構造

塔頂部の形状、ケーブル定着部付近の形状について次のような景観的な配慮により細部構造を決定した。

- ① 塔頂部を斜めとすることで、塔の伸びやかな感じを強調した。
- ② 水平材部に複合円緩和曲線を挿入して、水平材をスムーズに塔柱へすり付けることにより、塔柱の上部へ伸びるスマートさを阻害しないこととした。

5. ケーブル配置の検討

5.1 検討概要

本橋は、側径間の支間長および中間橋脚の基数が、2P側と3P側でそれぞれ異なる非対称な橋梁である。側径間のケーブル配置は、鋼桁区間では粗に、端部のPC桁区間で密となっており、非対称性が、外観上のケーブル配置からも側径間の端部付近で顕著にみることができる。

本橋のケーブル径は最大でφ170mm程度であり、橋梁の規模に比べると非常に細い線である。このため、景観上は個々のケーブルが見えるのではなく、ケーブルで構成された面として認識されるものと思われる。したがって、ケーブル配置の検討は、ケーブル面としての滑

らかな配置を目的に行った。

5.2 検討内容

ケーブル配置を見直すことにより、主桁の断面力、支点反力など構造的に影響をおよぼすため、構造的の改善を踏まえての検討を行った²⁾。検討は、以下の点を改善することを目的とした。

- ① 側径間端部付近のケーブル定着間隔の変化を滑らかにする。
- ② 最下段ケーブルの桁側定着点を主塔側へ近づける。

5.3 検討結果

(1) 側径間端部付近のケーブル配置

ケーブル配置を滑らかに変化させようとする、PC桁部のケーブルを減らし、鋼桁部へ移動させる必要がある。また、非対称性を緩和させるためには、3P側のケーブル配置で粗から密への変化を徐々に行うのが効果的である。

2P（生口島）側における変更点は次のとおりである。

- ① PC桁に定着されているケーブル1本を鋼桁側へ移動する。
- ② PC桁部で2段階で密に配置されていたケーブルを等間隔で配置する。
- ③ 鋼桁部で粗密の遷移区間を設ける。

上記の変更により、側径間の曲げモーメントの絶対値が小さくなる他、接合部の曲げモーメントも20%程度小さくなる。支点反力は、負反力が最も大きい1Aで35%程度小さくなった。

3P（大三島）側における変更点は次のとおりである。

- ① P3～4P間に定着されているケーブル2本を3P～P3間に移動する。
- ② 粗密の遷移区間を設ける。

上記①によって、3P～P3間の鋼桁の負曲げ、P3～4P間ではPC桁の正曲げモーメントが大きくなることから、PC桁の長さをパラメーターとして構造検討を行った。その結果、桁の曲げモーメントおよび支点負反力に改善が見られる構造案（PC桁長を当初案より8m長く、全長62.5mとした）を採用した。これによって、接合部の曲げモーメントの絶対値は15%程度小さくなり、4Pの負反力は50%以下となった。

(2) 最下段ケーブルの定着位置

当初案では、最下段ケーブルの桁側定着位置を塔中心から40mの位置としていた。この場合、定着間隔が広くケーブル配置上の連続性に欠けることから、塔を中心に扇を開いたような形状となるように変更を行った。その対応方法として、ケーブルを最下段に1段追加する案と、全体のケーブル配置を見直す案が想定された。

最下段ケーブルを単純に1段追加すると、塔側のケーブル定着部が長くなり、塔高を高くするかもしれないが、塔上部の折れ点と中間水平材の位置を低くする必要が生じ、塔の全体形状の変更を伴うこととなる。さらに、最下段ケーブルの傾斜が鉛直に近いことから、塔壁出口部の開口部の寸法が大きくなるほか、定着点と塔壁出口間で貫

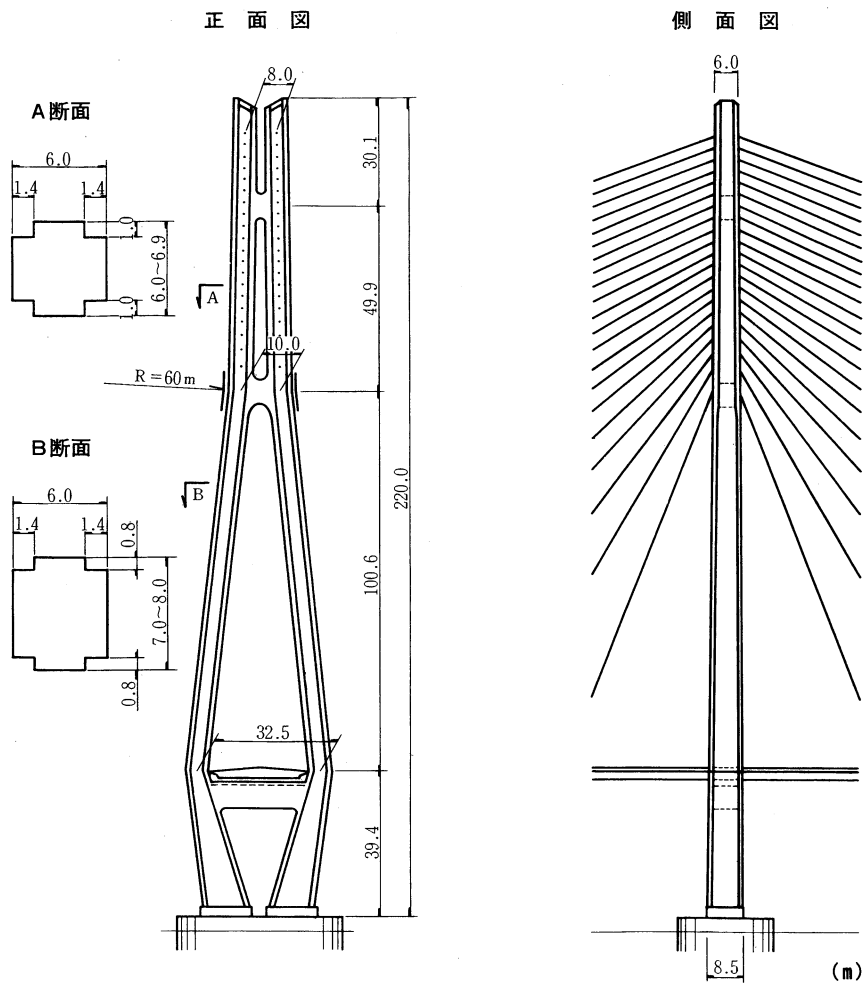


図-6 塔最終形状
Fig.6 Selected configuration of the pylon

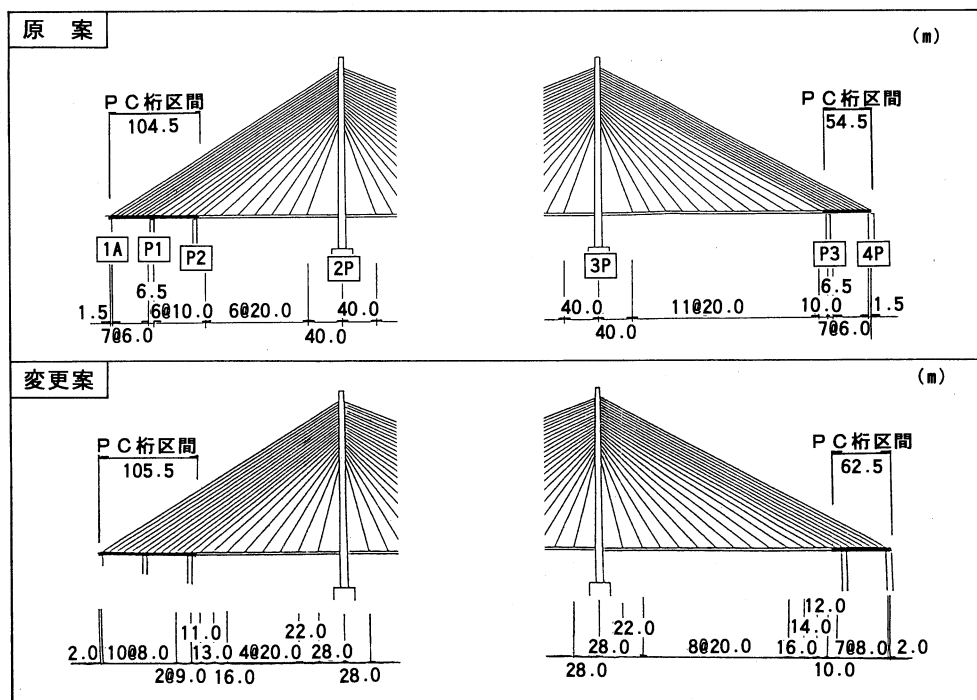


図-7 ケーブル配置の変更
Fig.7 Alteration of cable arrangement

通するダイヤフラムが多く、構造上も問題が多い。したがって、ケーブル本数は変更せず、最下段ケーブルを塔に近付け、全体のケーブル配置を見直すことで改善を図った。構造上も、ケーブル定着間隔が小さくなったことで、塔部での桁の曲げモーメントに改善が見られる。

6. 橋脚形状の検討

6.1 基本形状

塔形状との整合性を考慮して図-8に示す構案を作成して比較検討した。これらの検討案は、橋脚のボリューム感の軽減を図るため、橋脚のコーナー部に丸みを付けると同時に、横梁を柱面より控えることにより、柱を強調する形状とした。構造的については各案ともほぼ同程度と考えられる。施工性については、ラーメン式橋脚が若干劣り、V形となるとさらに劣るものと考えられるが、致命的な問題とはならない。

景観性については、塔形状との関連より、下絞りラーメン形式が良好であり、次の観点から第2-2案を基本形状として選定した。

- ① 塔下部の形状に合わせて、橋脚についても下絞りの形状として、統一性を図る。
- ② 塔下部と同様、中央部に空間を設けて開放感を出すとともに、橋脚による視野の妨げをできるだけ小さくする。

なお、多々羅大橋に連続する多々羅高架橋の橋脚形状についても、同様に扱うものとする。

6.2 細部形状の検討

(1) 側面形状

多々羅大橋と高架橋の架け違い橋脚となる4P橋脚を除き、橋脚の厚さは最小寸法の5mに統一した。4P橋脚は、他の橋脚厚さに近付けるため、梁と柱の取り付け形状を変更して、5.5mとした。なお、柱を強調する他の橋脚とイメージを合わせるために、横梁にスリットを設けることとした。

(2) 正面形状

主塔の下絞りの角度(12.3%)とできるだけ合わせることを目標に、構造上可能な傾きとして10.3%とし、傾きをすべての橋脚で統一した。柱の幅も、すべての橋脚で5mに統一した。さらに、橋脚による遮蔽感をできるだけなくすために、橋脚上部の横梁高を可能な限り低くするとともに、下部に設けていた横梁を省略して、中央部の空間をできるだけ大きくした。柱と梁の隅角部については、主塔と同じように、Rを付けてイメージの統一を図った。

(3) 断面形状

柱断面のコーナー部は、主塔の柱形状と同様の隅切り断面とした。横梁の幅は、この隅切り断面寸法に合わせた。4P橋脚については前述のとおり、柱部と外形寸法を同じとして、スリットを入れて景観的な整合性を図っている。

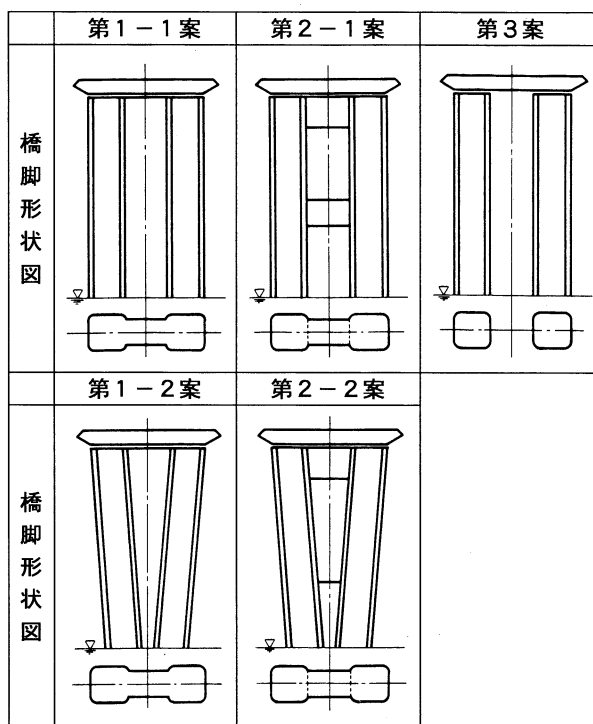


図-8 橋脚形状の比較検討案

Fig.8 Alternatives of pier configuration

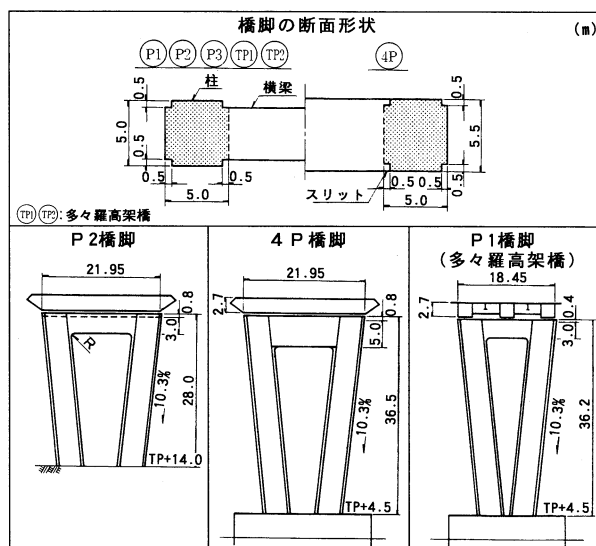


図-9 橋脚形状の概要

Fig.9 Summary of pier configuration

図-9に橋脚の最終形状を示す。

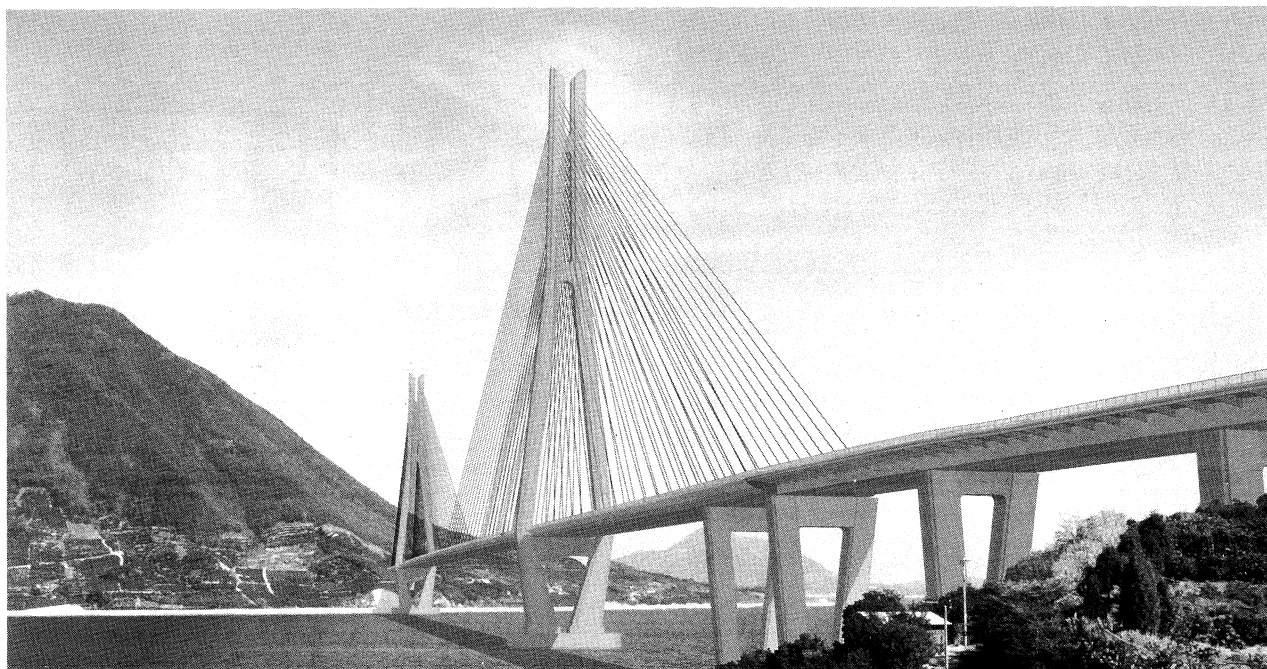
7. 上部工の塗色

7.1 桁および塔の塗色

本橋の塗色については、次の理由から尾道・今治ルートにおいて従来より実績のあるライトグレー(マンセル記号N7.5)を採用する。

① 景観検討基本テーマとの関連性

景観検討の基本テーマである「光と影」を表現するには、無彩色のライトグレーは適当な色彩である。



写真一1 完成予想図（多々羅岬から）

Photo.1 CG montage of Tatara Bridge (viewed from Point Tatara)

② 自然環境との調和

ライトグレーは、瀬戸内海の多島海景観と調和していると評価されており、多々羅大橋周辺の自然景観も同様である。

③ 塗色の統一性

尾道・今治ルートで既に供用している橋の上部工塗色は、すべてライトグレーを採用している。また、来島大橋も同じ塗色を採用することとしている。

④ 鋼桁と PC 桁の配色

側径間の一部に PC 桁を採用しており、素材感はやや異なるが、ライトグレーの塗色とコンクリートの色は調和しやすい。

⑤ 塗装の退色性・維持管理性

本四連絡橋における使用実績から、ライトグレーの塗色は変退色性が少なく、補修塗装時の色合わせが容易である。

7.2 ケーブルの塗色

本橋のケーブルは、斜張橋で一般的に用いられている、亜鉛メッキ鋼線を束ねたうえに、防錆対策として耐候性の高いカーボン入りのポリエチレンで被覆しているため、その色彩は一般に黒色である。最近では、このケーブルへの塗装技術が開発され、着色も可能となったが、次の理由から無塗装とした。

① 周辺環境への融和

斜張橋ケーブルは細い線で構成されており、既往事例からもケーブルの色が黒でも架橋地周辺の環境に溶け込みやすい。

② 塔・桁の塗色との調和

生口橋でも同様であるが、塔や桁の塗色のライトグ

レーと違和感がない。

③ ケーブルの景観性

太陽光の当たり方により、ケーブルの黒色が濃いグレー系の色に見えることもあり、黒色のケーブルは経時的に変化する独特の表情を持っている。

④ 経済性

ケーブル数量が多く、ケーブルを着色する場合の初期コストが大きい。

8. あとがき

多々羅大橋は、中央支間長 890 m の長大斜張橋であり、構造各部の形状が、構造的な耐風安定性から決まる要素が多く、景観検討上の制約が多い。その中で、景観上の主役である塔に、従来にないスリット付き逆 Y 型塔を採用したこと、ケーブル配置の見直し、さらに橋脚形状の統一を図ることにより、多々羅大橋全体としての優れた構造景観が創出できると推察される。

最後に、多々羅大橋の景観設計にあたりご審議を頂いた本州四国連絡橋景観委員会（委員長：八十島義之助 東京大学名誉教授）と、構造面からのご審議を頂いた多々羅大橋の橋梁計画検討委員会（委員長：伊藤學 埼玉大学教授）の各委員の皆様へ感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 藤原、森山：多々羅大橋塔完成時の耐風性、本四技報、Vol.19、No.74、'95.4
- 2) 多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書、平成5年3月、財海洋架橋調査会

多々羅大橋ケーブル制振対策

Vibration Control of Cables of the Tataru Bridge

企画開発部 経済課長代理 藤原 亨

Toru Fujiwara

第三建設局 設計課 森山 彰

Akira Moriyama



概要

多々羅大橋のケーブルは、長尺化に伴い既存のケーブルに比べ固有振動数が著しく小さくなる。このため、実物大ケーブルを用いた風洞試験により低振動数域でのレインバイブレーション特性の調査、減衰付加および空力対策断面による制振対策の効果を調査した。その結果、制振対策としてケーブル表面にディンプル加工をした空力対策ケーブルを用いることで、ケーブルの耐風安定性の向上を図ることとした。

The cables of Tataru Bridge are longer and have much lower natural frequency than those of ordinary bridges. Therefore, a wind tunnel test using a full scale sectional model was conducted to investigate characteristics on rain vibration within low frequency range and efficiency of dumping system such as added dumping method and aerodynamic shaping method. As a result, it was found that the aerodynamic stability of the cable can be raised by employing dimpling process on the surface of cable cover.

1. まえがき

斜張橋ケーブルの風による代表的な振動現象は、次のように分類され、実橋においても、これらの振動が数多くの橋梁で観測されている¹⁾。

- ①レインバイブレーション
- ②ウェイクギャロッピング
- ③ギャロッピング
- ④渦励振

これらの振動現象のうち、ウェイクギャロッピングはケーブルが近接して並列に配置された場合に生じる現象であり、ギャロッピングは、六角形断面に起因して生じた例が報告されている。渦励振は、ケーブル後方に生じるカルマン渦によるケーブルの共振現象であり、発生の頻度は高いが、制振に必要な付加減衰量や振動振幅が比較的小さいことから問題となっている場合は少ない。実際に、生口橋ではケーブルの角折れ緩衝用に設置した弾性シール材の付加減衰効果により渦励振は制振された。

レインバイブレーションは、国内では名港西大橋で初めて発生が報告され、その後、櫃石・岩黒島橋、荒津大橋、天保山大橋等で観測され、実橋観測や風洞試験での研究等により、その発生のメカニズムが明らかにされつつある²⁾。

レインバイブレーションの観測された橋梁については、比較的平坦な地域に架橋されており、ケーブルの表面をポリエチレン管（以下「PE管」という）で被覆して滑らかなものであるなどの共通点があり、多々羅大橋でも発生の可能性がある。また、レインバイブレーションは、

大振幅の振動が観測され、制振に必要な付加減衰も大きいことなどから、事前に十分な制振対策の検討を行っておく必要があると考えられた。そこで、レインバイブレーションを対象として振動性状を調査するとともに制振対策の検討を行った。

なお、降雨のない状態において、斜めケーブルに不安定振動（以下「雨なし振動」という）が生じる可能性のあることが指摘されており³⁾、東神戸大橋で雨なし振動の発生が報告されている⁴⁾。この振動については、実橋での観測例が非常に少ないことや発生の有無が風洞試験においても気流条件に敏感に影響されたことなどから、多々羅大橋についてはレインバイブレーション対策を検討した上で、雨なし振動について検討を加えることとした。

2. 耐風性の調査

2.1 調査の着目点

多々羅大橋のケーブル諸元を表-1に示す。ケーブルの直径や単位長さ当たりの重量等は、既存の斜張橋で実績のあるもので構成できるが、長支間化に伴うケーブルの長尺化により、従来の斜張橋に比べ固有振動数が極めて低くなる特徴を有している。既存の斜張橋でのケーブルで固有振動数が最も低いものは、0.5 Hz程度であるが、本橋では、60%以上のケーブルの固有振動数が0.5 Hz以下であり、最長ケーブルでは約0.26 Hzである。このため、耐風性を調査するうえでの無次元風速範囲が倍増するとともに、対象振動モードも広範囲となり、制振対策を検討する際の条件が多様化する。

調査は、未知の分野である低振動数領域での振動特性

表-1 ケーブル諸元
Tab.1 Dimensions of cable

形 式	マルチタイプファン形式 (2 面吊り)
ケーブル本数	168 本 (21 段)
素 線 構 成	φ 7 mm 亜鉛メッキ鋼線、151~379 本/ケーブル
防錆処理方法	ポリエチレン被覆 (ノングラウトタイプ)
ケーブル外径	110~170 mm
ケーブル長	108~462 m
ケーブル重量	5~56 t/ケーブル、49.0~121.8 kg/m
固有振動数	0.26~1.05 Hz (完成時、1 次モード)

を明らかにすることを第一の目的とし、振動数依存性、相対角(風向とケーブル傾斜角より決まる角度)、降雨強度、気流の乱れ、制振減衰条件等について調査した。

2.2 風洞試験の概要

風洞試験に用いたケーブル模型は、直径 155 mm、長さ 12 m の実物 PE 管に鋼製パイプを挿入した剛体模型であり、この模型の両端をバネ支持して振動性状を調査した。実物大模型を用いたのは、ケーブル表面への雨水の付着や水路形成に影響を与えと考えられる雨水の粘性等の相似条件を考慮せずに実橋に近い状態で試験を行うためである。支持条件は、面内振動(鉛直方向)のみに着目した 1 自由度支持を基本として、振動数依存性等の基本特性を調査し、その後、制振対策の検討を行う上でさらに検討を要する事項について面外振動(水平方向)も可能な 2 自由度支持の条件で試験を行った(図-1)。

ノングラウトタイプの平行線ケーブルの構造減衰は、実橋における測定データなどから、対数減衰率で $\delta = 0.003$ 程度と小さく、この小さな減衰を試験で再現することは難しいため、スクルートン (Sc) 数により構造減衰を換算することとした。Sc 数は以下に示すとおりである。

$$Sc = \frac{m \cdot \delta}{\rho \cdot D^2}$$

ここに、 ρ は空気密度、 D は代表長(ケーブル径)、 m は単位長さ当たりの質量、 δ は対数減衰率であり、分子は質量と減衰率の積で構造系の減衰量の大きさを表している。試験では、模型の質量を小さくすることで、実橋での小さな減衰の試験条件を再現した。以下の試験結果では、試験装置の対数減衰率を δ 、スクルートン数相似の条件で模型の質量を用いて換算したものを δ^* で表す。

降雨は、風洞吹き出し口に設けた散水ノズルとケーブル上端に設置した補水ノズルにより再現した。

2.3 耐風特性

試験結果を図-2 に示す。試験により、以下の特性が明らかとなった。

- ①従来の斜張橋ケーブルの固有振動数を下回る低振動数域 (0.26~0.54Hz) でもレインバイブレーション

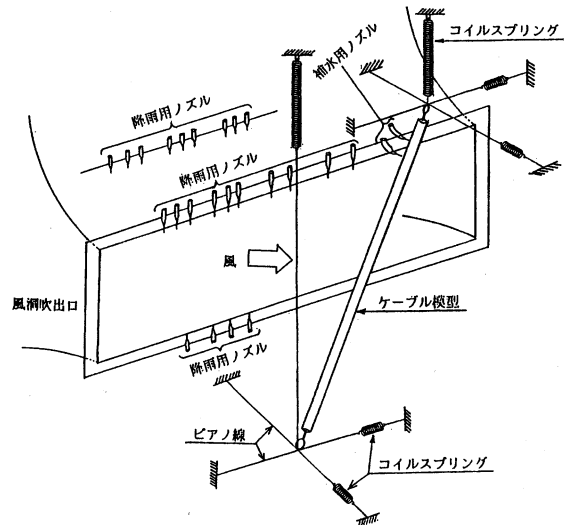


図-1 風洞試験状況
Fig.1 Outlook of wind tunnel test

の発生が確認された。

- ②相対角が 45° のとき、最も低風速からレインバイブレーションが発生し、制振対策を検討する上でクリティカルとなる。
- ③相対角 45° の場合、振動は 6 m/s 前後と 12 m/s 前後の 2 つの風速域で生じ、振動数の低下で風速域も若干低下する傾向がある。
- ④上記 2 つの風速域のうち、高風速側の振動はケーブルの上下面にリブレット(水道)が形成された状態であるのに対し、低風速側の振動は下面のみにリブレットが形成された状態で生じる。
- ⑤減衰を付加した場合、従来の振動数域では低風速側の振動に比べ高風速側の振動の抑制効果が小さく、制振対策上クリティカルとなるのに対し、低振動数 (0.26 Hz) の場合には低風速側の振動がクリティカルとなる。
- ⑥ケーブルの構造減衰が対数減衰率で $\delta = 0.02$ 程度であれば、レインバイブレーションは限定的な振動に抑制される。
- ⑦気流の乱れ強さが大きくなると、一様流中に比べ振動は抑制される。

3. 制振対策の検討

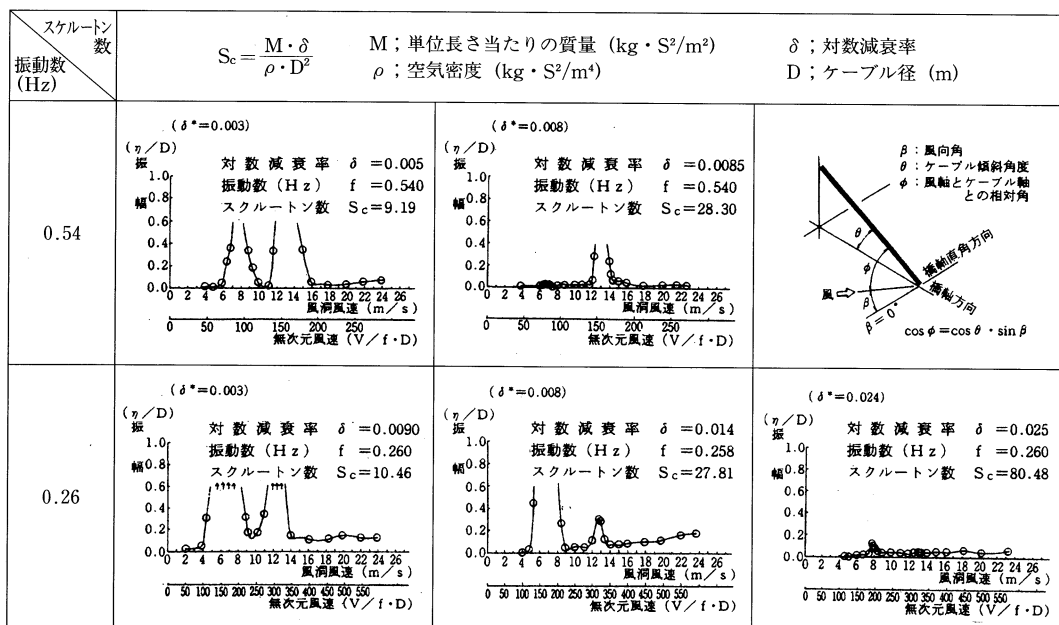
3.1 制振対策の実施例

レインバイブレーションの制振対策として、これまでに実施されているものは次のとおりである。

(1) ケーブル間相互連結

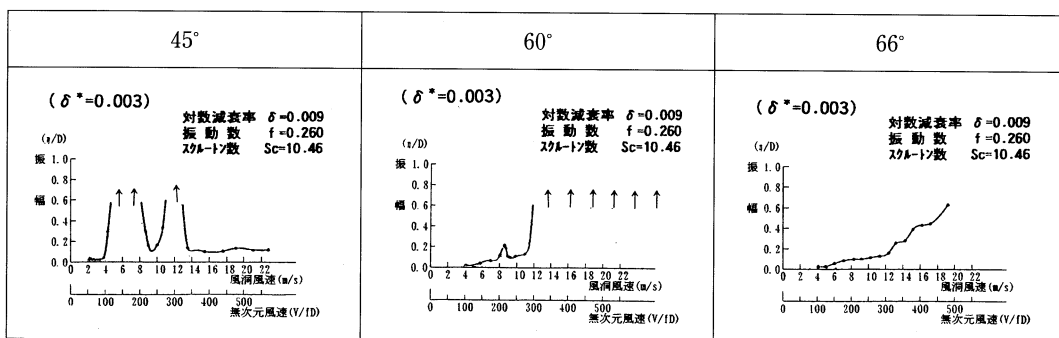
ケーブル間相互連結は、上下のケーブルをワイヤで相互に連結し、機械的に振動を抑制するもので、その制振機構は以下の要因が考えられる²⁾。

- ①質量効果：ワイヤ連結により他のケーブルと連成するため相対的に質量が大きくなる。
- ②減衰効果：振動時に連結ワイヤにひずみが生じ、こ



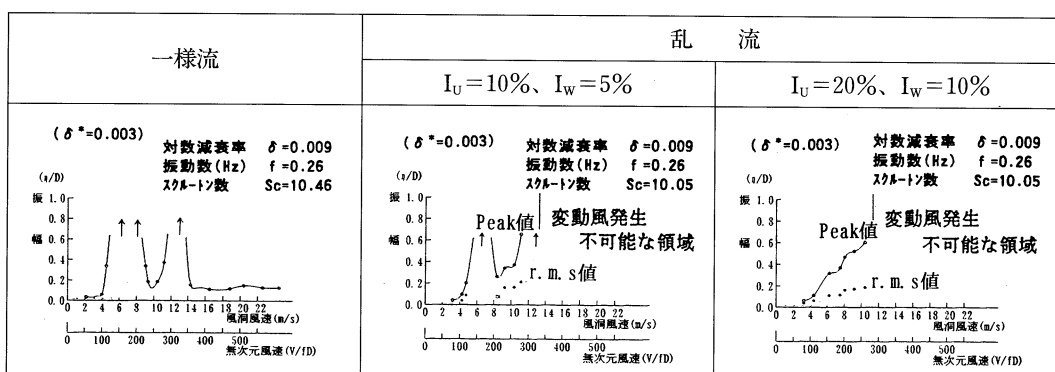
図一 2(1) 風洞試験結果 (振動数、構造減衰の影響)

Fig.2(1) Test result (influence of frequency and structural damping)



図一 2(2) 風洞試験結果 (相対角の影響)

Fig.2(2) Test result (influence of relative angle)



図一 2(3) 風洞試験結果 (気流変化の影響)

Fig.2(3) Test result (influence of flow variation)

のヒステリシスエネルギー消費により、減衰性が向上する。

③振動数効果：ワイヤ連結により、ケーブル面内剛性が増すことで固有振動数が高くなる。

この対策は、名港西大橋、櫃石・岩黒島橋、呼子大橋などで採用されている。

(2) 減衰付加方式

減衰付加方式は、減衰装置を用いてケーブルに減衰を付加し、見かけの減衰を高くする方法であり、ケーブルと桁の間にダンパーを設置する例が多く、荒津大橋、幸魂橋、天保山大橋等、近年多くの橋梁で採用されている。

(3) 空力的対策

空力的対策は、ケーブルの被覆材の表面を加工すること等により、振動の発生機構そのものを空気力学的に阻害し制振を行う方法である。振動発生の要因とされる降雨時のケーブル表面の水路形成の阻害や剝離位置の制御、レイノルズ数の増大等を目的として、平行突起、スパイラル突起、VあるいはUストライプ、多角形化、粗度付加などを施す案²⁾がある。実橋では、東神戸大橋で平行突起、弓削大橋でUストライプが採用されている。

3.2 多々羅大橋への適用と課題

3.1で述べたレインバイブレーションの制振対策を多々羅大橋に適用する場合の検討課題について整理すると以下とおりである。

制振対象とする振動モードは、3 Hz以下を対象とした。これは、国内でこれまで3 Hz程度を超える振動数域ではレインバイブレーションの発生が報告されていない¹⁾ことによる。

(1) ケーブル間相互連結

ケーブル間相互連結は、ワイヤで連結した位置が振動モード形状の腹に当たる振動は抑えられるが、節となる振動には効果がない。さらに、連結した位置を新しい固定点とした振動も生じうるため、制振のためには高次の振動モードまでを考慮して連結点を決める必要がある。

本橋の最上段ケーブルでは、11次までが対象となり、すべてのモードに有効な連結は現実的でない。

また、ケーブル振動時に連結ワイヤに変動張力が発生するため、ワイヤの疲労、連結治具の耐久性、PE管の損傷等に対する検討が必要となる。

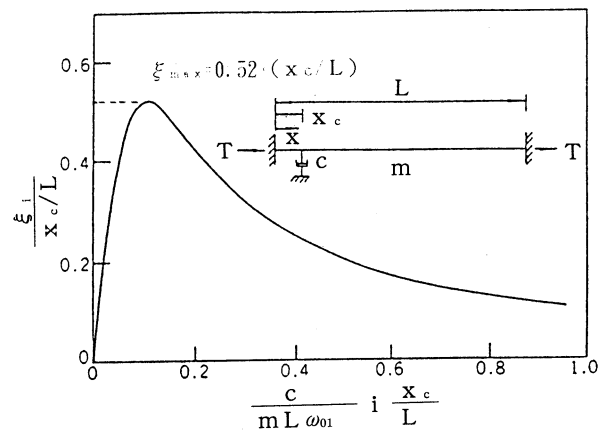
(2) 減衰付加方式

ダンパー設置による減衰付加効果は、ある程度の精度で理論的に推定できるため、制振に必要な減衰が把握できれば、制振装置の設計が可能となる。

ダンパーをつけたケーブルのモード減衰は、理論式の数値計算により減衰評価曲線を求めたり(図-3)⁵⁾、近似回帰式が提案⁶⁾されている。文献5)によれば、ダンパーをケーブルの端部付近に取り付けるという前提($L \gg X_c$)のもとでは、付加減衰の上限値はダンパー取り付け点の相対位置(X_c/L)で決定され、その値は(X_c/L)に比例するとされている。すなわち、同じ減衰効果を得ようとする場合、ケーブルが長くなるほどケーブル定着点からダンパー取り付け点までの距離を大きくする必要があるため、結果的にダンパーの取り付け点が桁上から高い位置になる。

多々羅大橋へ適用するとした場合の課題を整理すると以下の項目となる。

- ①振動モードによってケーブルの振動速度や振幅が異なるため、ダンパーの効きが違ってくる。即ち、モード毎に最大の付加減衰を与える最適なダンパー性能(減衰係数)が異なるため、全ての制振対象モードを単一のダンパーで対応するとした場合には減衰付加効果は小さくなる(図-4)。



モード減衰の評価曲線

ξ_i : モード減衰定数
 L : ケーブル長
 m : 単位長さあたりのケーブル質量
 T : ケーブル初期(静的)張力
 c : ダンパーの粘性減衰係数
 ω_{01} : 1次モード固有振動数
 X_c : ダンパー取り付け点の位置(端部からの距離)

図-3 減衰評価曲線⁴⁾

Fig.3 Damping efficiency curve

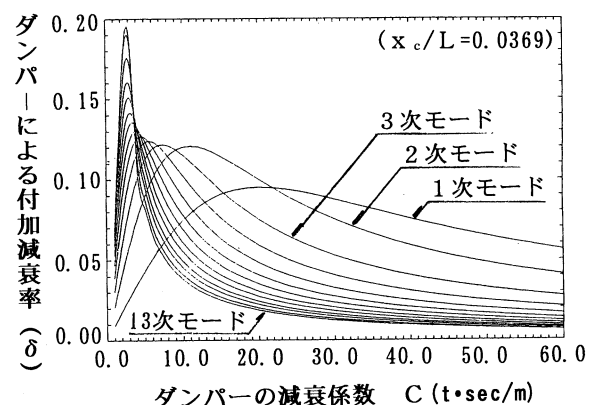


図-4 ダンパーによる付加減衰
 Fig.4 Added damping by damper

- ②実橋にダンパーを取り付けた場合の減衰付加効果は、必ずしも解析値とは一致しないことが報告⁵⁾されており、ダンパーの設計においては余裕度を見込む必要がある。
- ③長尺ケーブルにおいてダンパー取り付け点が高くなった場合、ダンパー取り付け架台の剛性低下が想定される。このため、減衰付加効果が低下することが懸念されるとともに、面外振動への対応が難しくなる。

(3) 空力的対策

空力的対策は、ケーブルの被覆材表面に加工を施すことでケーブルに作用する励振力を直接的に抑制するため、2次的な装置を必要としない。このため、ケーブル間相互連結や減衰付加方式における装置の構造等によって生じる問題点が避けられる利点を有している。空力的対策と

しては、種々の形式が提案され風洞試験等によって制振効果が確認されている²⁾。

多々羅大橋での課題としては、表面加工を施すことによりケーブルの抗力係数が大きくなり、風荷重が増大する恐れがあること、低振動数域のケーブルに対しても有効かどうかの確認が必要となること等が挙げられる。

4. 許容振幅の検討

許容される振動振幅の算定を、ケーブルの二次曲げ応力度および曲げ疲労強度に着目して行った。ケーブルの振動波形は正弦波と仮定し、振動モードは、3 Hz を超える直近のモードまでを対象とした。

二次曲げ応力に着目した許容振幅は、許容曲げ応力度を 80 kg/mm² (引張強さに対する安全率を 2⁷⁾) として、実験結果をもとに提案された式(1)⁹⁾により算出した。

$$\sigma_b = 19.2 \times \theta_b \cdots \cdots \cdots (1)$$

σ_b : 二次曲げ応力 (kg/mm²)、 θ_b : 曲げ角度 (rad)

また、曲げ疲労強度に着目した許容振幅は、斜張橋ケーブルの曲げ疲労試験結果⁹⁾ から許容曲げ角度を 0.9° に設定して算出した。上式により算出した許容振幅の代表的なものを表一2 に示す。最も厳しいケーブルにおいて、許容振幅はケーブル径と同等の 1 D 程度である。

風洞試験結果によれば、制振対策を施さない場合の振動振幅は、1 D を超えるものと考えられる。ただし、1 D 程度の振幅が応力上問題となるのは、いずれのケーブルも 3 Hz に近い高次の振動モードであり、減衰付加方式により制振する場合には、モード波長が相対的に小さいため取付点が低くても制振効果が期待でき装置の設計上は容易と考えられる。

一方、低次の振動モードについては、応力上問題となるのは大振幅の振動であり、例えば最長ケーブルの 1 次振動では最大振幅 2.3 m 以上の振動となる。したがっ

て、ケーブル自体の応力上問題とならない振動であっても、利用者へ不安感を与えないことなどから制振を行う必要があると考えられる。

5. 制振対策の具体化

5.1 検討の概要

ケーブル相互連結方式は、制振対象とする振動モードが 10 次以上まで及び、すべてのモードに有効な連結は現実的でないことや、連結ワイヤーの疲労や連結部の耐久性などの課題があるため検討から除外した。

減衰付加方式は、長尺ケーブルへの対応からダンパーの取付点が高くなるため、ダンパー取付用架台の剛性低下が想定され、減衰付加効果への影響が懸念されること、実橋では減衰付加効果が理論値に達しないことが具体化に当たっての課題であった。そこで、生口橋のケーブルを用いた振動実験、2 自由度支持の風洞試験、ダンパーの要素試験等を行い、これらの結果を基に制振対策の試設計を行った。

空力的対策は、動的挙動と同時にケーブルの風荷重の決定要因となる抗力係数を選定条件として、平行突起以外のタイプについても検討を行った。

5.2 減衰付加方式

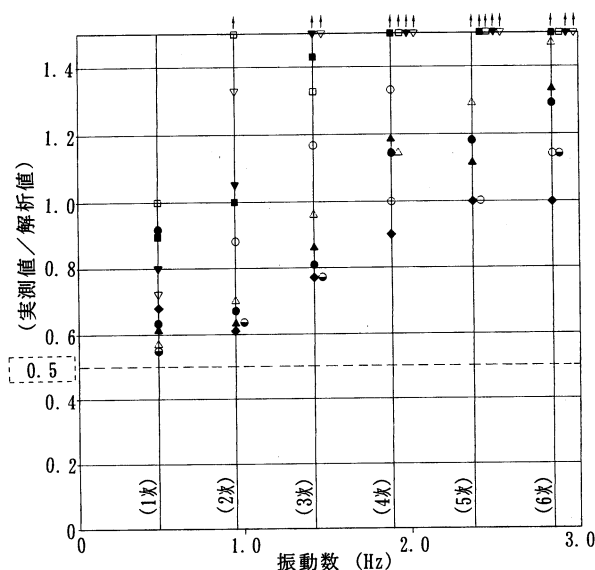
(1) 生口橋での振動実験

生口橋の最上段ケーブルを用いて、ダンパー取り付け高さや架台剛性を変化させて、ケーブルを起振した後の減衰波形からケーブルの対数減衰率を実測し、その制振効果を実験的に求めた¹⁰⁾。試験の結果、以下の点が明らかとなった。

- ①ダンパーを設置した場合の減衰の実測値と解析値の比率は、最も効果が小さいとき 0.55 程度であり、設計時には、所要減衰に対し 2 倍程度の余裕を見込む必要がある (図一5)。
- ②架台剛性の差異は、ケーブル面内方向の振動にはほとんど影響ないが、面外方向の振動では、減衰は剛

表一2 許容振幅算出結果 (二次曲げ、曲げ疲労)
 Tab.2 Calculated allowable amplitude (secondary bending and flexural fatigue)

対 象 ケーブル		諸 元		1 次モード 固有振動数 (Hz)	検討対象 モード次数	許 容 振 幅			
						二次曲げ応力		曲げ疲労強度	
		長 さ L (m)	外 径 D (m)			振 幅 Y (m)	無次元振幅 Y/D	振 幅 Y (m)	無次元振幅 Y/D
側 径 間	最上段	318	0.170	0.355	9	0.22	1.29	0.18	1.04
	中 段	237	0.145	0.470	7	0.21	1.48	0.17	1.16
	最下段	109	0.115	1.008	3	0.23	2.00	0.18	1.58
中 央 径 間	最下段	108	0.108	1.039	3	0.23	2.15	0.18	1.67
	中 段	270	0.139	0.410	8	0.23	1.62	0.17	1.21
	最上段	462	0.170	0.255	12	0.19	1.14	0.19	1.13



記号	ダンパー 取付位置	支持架台 剛性	ダンパー 種類	記号	ダンパー 取付位置	支持架台 剛性	ダンパー 種類
●	高	柔	C ₁	○	高	柔	C ₁
■	高	柔	C ₂	□	高	柔	C ₂
▲	高	剛	C ₁	△	高	剛	C ₁
▼	高	剛	C ₂	▽	高	剛	C ₂
◆	高	剛	C ₂				
●	低	柔	C ₂				

図-5 ダンパーによる減衰付加効率

Fig.5 Efficiency of raised dumping by dumper

性が小さいと大きい場合の50%程度となり、大きく影響を及ぼす。

③ダンパー取り付け位置と減衰付加効果の関係は、解析値の傾向とほぼ同等の結果であり、解析の妥当性が確認された。

(2) 2自由度試験

ケーブル面外方向への減衰付加効果は、ダンパー取り付け架台の剛性に大きく影響されることが判明した。ケーブル面外方向に大きな剛性を有する架台は、架台が高くなると構造的に非常に難しいものとなる。

そこで、ケーブル面外方向へも自由度を与えた2自由度試験により、面内方向のみの減衰付加で面外方向振動の制振が可能かを調査した¹¹⁾。

結果を図-6に示す。1自由度支持の試験結果に比べ振幅や発振風速域が若干大きくなっているが、ケーブル面内方向(鉛直方向)のみに対数減衰率 $\delta \approx 0.02$ 程度の減衰付加で限定的な振動に制振できることが判明した。

(3) ダンパー要素試験

ダンパーによる減衰付加効果は、実測値と解析値で必ずしも一致しないことが生口橋における実験からも確認された。この差異の要因は、ダンパーのモデル化に起因しているところが大いと考えられ、ダンパーの要素試験を実施し、解析値との相違について考察した¹²⁾。試験は、上記の生口橋のケーブル振動実験に用いたダンパーを加振機により強制加振し、荷重-変位曲線を求め、ダンパーの減衰定数とバネ定数を同定した(図-7)。その

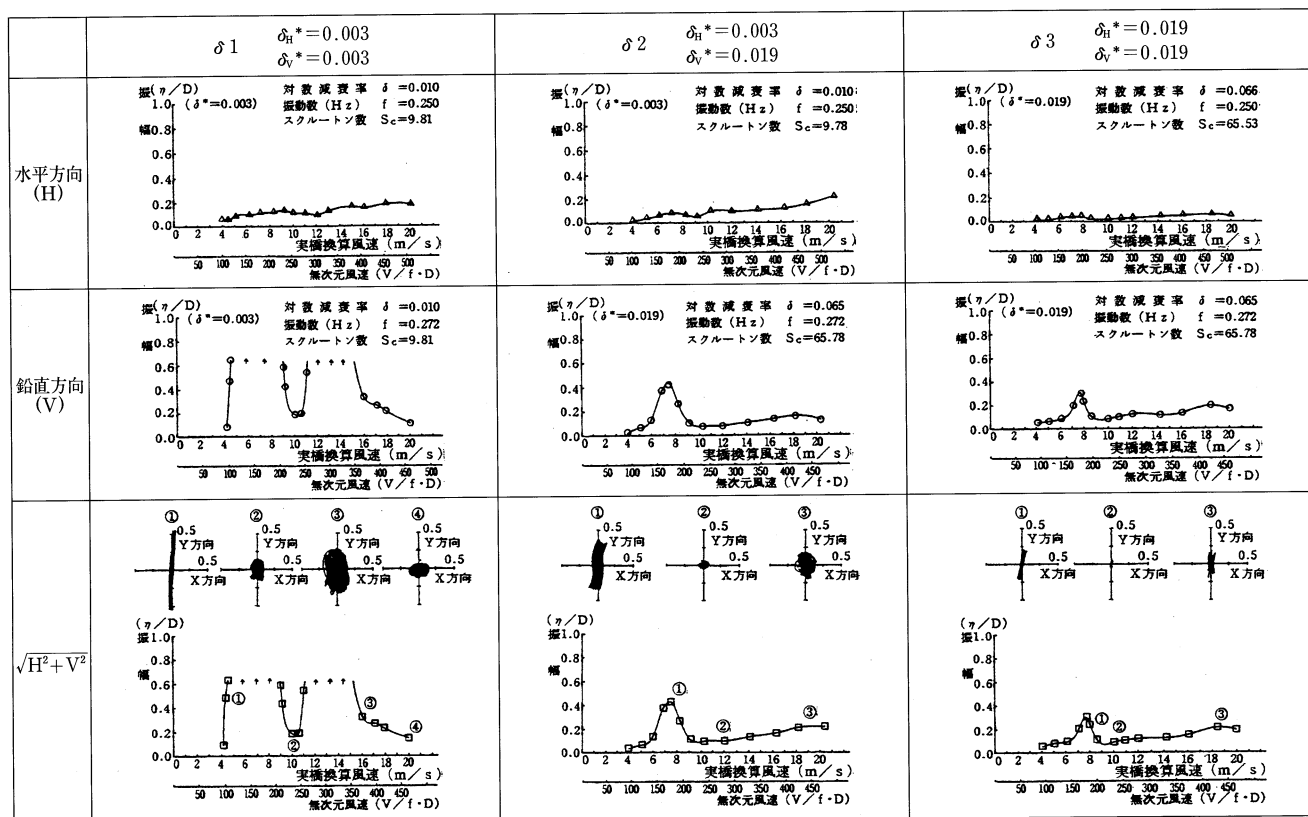


図-6 風洞試験結果(2自由度振動の影響)

Fig.6 Test result (Influence of vibration in 2-degree of freedom)

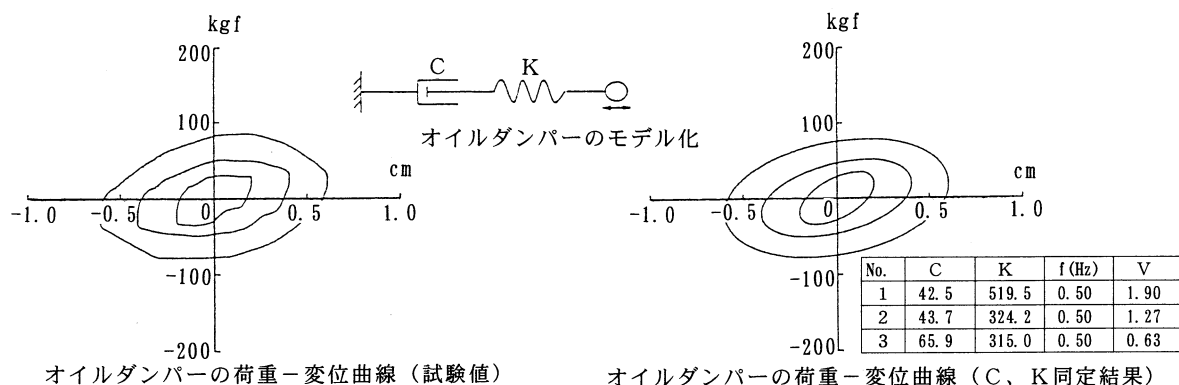


図-7 ダンパー特性同定結果

Fig.7 Result of identification of damper characteristics

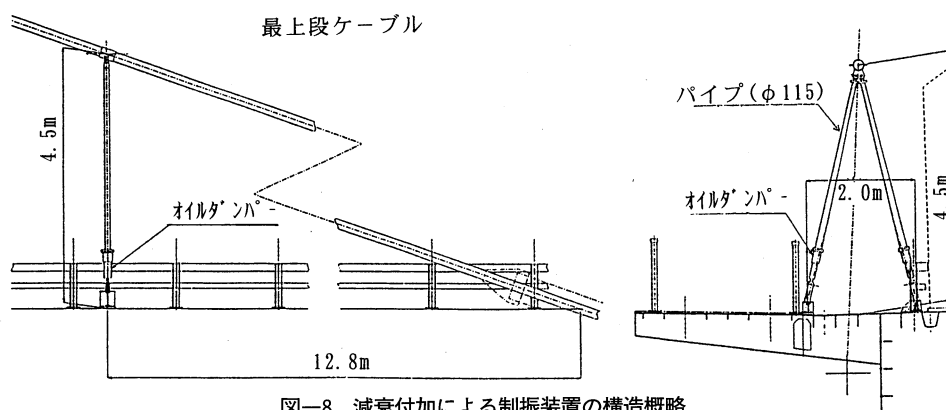


図-8 減衰付加による制振装置の構造概略

Fig.8 Outline of dumping system by added damping method

表-3 ダンパー特性を考慮した減衰付加効率

Tab.3 Efficiency of added dumping method considering damper characteristics

次数	実橋実測値 δ	理想化モデルによる解析値		実測特性に基づく解析値	
		δ	実測値 解析値	δ	実測値 解析値
1	0.12	0.190	0.63	0.123	0.98
2	0.12	0.185	0.65	0.141	0.85
3	0.12	0.135	0.89	0.132	0.91
4	0.13	0.105	1.24	0.119	1.09
5	0.10	0.082	1.22	0.107	0.93
6	0.10	0.072	1.39	0.101	0.99

結果、実験に用いたダンパーは、減衰定数が公称値に比べ小さく、さらにバネの効果を含んでいることが判明した。このため公称値の減衰定数を用いたダンパーの持つバネ効果を考慮していないモデル化による理論値と実測値が整合しないものと考えられた。この実測により得られたダンパー特性に基づいて減衰率を解析的に求めると、実測値との差異は10%程度まで小さくなり(表-3)、ダンパーの適正なモデル化によって解析精度が向

上することが実証された。ただし、この結果はダンパーによる減衰付加効果の向上を示すものではないので、減衰付加効果を高めるためには、減衰定数が振幅や温度によらず安定し、バネ効果の影響が小さいなどのダンパーの性能向上が必要と考えられる。

(4) 制振装置の試設計

上記の検討を踏まえ、多々羅大橋の最長ケーブルを対象に、ダンパーによる制振装置の試設計を行った。装置の設計条件は以下のとおりである。

- ①制振のための所要減衰は、2自由度支持の風洞試験結果から $\delta=0.02$ 程度では限定的な振動が残っていたことから対数減衰率で $\delta=0.03$ として、これに解析と実橋の差異として2倍の余裕度を考慮して $\delta=0.06$ とした。
- ②制振方向は、面内の1方向のみの減衰付加で制振が可能であることが確認されたので面内方向のみとした。
- ③制振の対象モードは、固有振動数3.5 Hz付近が振動の発生限界であることが風洞試験で確認¹³⁾されているため、3.5 Hz以下のすべてのモード(最長ケーブルで13次モード)を対象とした。

試設計結果を図-8に示す。ダンパーはメンテナンス等を考慮して桁上に設置して、ロッドを用いてケーブルと連結することとした。

本橋では、ケーブルが長いことに起因して制振対象モードが多いため、ダンパーによる減衰付加の効率が悪く、制振のための所要減衰を得ようとする、ダンパーの取り付け位置は橋面上のかなり高い箇所となる。このため、装置の詳細な構造検討が必要となる他、施工性、維持管理性さらに景観上の問題も生じるものと考えられる。

5.3 空力的対策

(1) 平行突起ケーブル

東神戸大橋で実用化された平行突起ケーブルについて、本橋の最長ケーブルに相当する低振動数域での制振効果を確認するため風洞試験を行った。

結果を図-9に示す。平行突起ケーブルは低振動数域でも十分な制振効果が得られることを確認した。

平行突起ケーブルは、断面の加工度が大きく、抗力係数が円形に比べ大きくなる可能性がある。そこで、平行突起ケーブルの抗力係数を、設計風速に相当するレイノルズ数域まで測定した。なお、風洞風速の制約から試験はケーブル径を実物の3倍にした模型を用いて実施した。その結果を図-10に示す。抗力係数は $C_D \approx 1.2$ となり、円形の $C_D = 0.7$ に比べ大幅に増大する結果となった。

本橋は、風荷重に占めるケーブルに作用する風荷重の割合が円形ケーブルの場合でも30%程度であり、ケーブルの抗力係数が増大した場合には、塔基部や桁の塔支点部近傍など暴風時に断面決定されている部材の断面設計に影響を及ぼすこととなる。

(2) ディンプルタイプケーブル

抗力係数の増を伴わない空力対策案として、ケーブル表面に離散的に凹部を設けたタイプ(以下、「ディンプルタイプ」(写真-1)という)を検討し、抗力係数の測定と制振効果の確認を行った。ディンプルタイプケーブルの抗力係数は、 $C_D = 0.7$ を若干下回っており、円形設計値と同等である(図-10)。振動試験結果を図-11に示すが、耐風性は以下のとおりである。

- ①円形ケーブルで生じていた高風速側の振動は生じなくなる。低風速側の振動は発振風速域が円形ケーブルに比べ狭くなるが、完全には振動を抑制できない。
- ②低風速側で生じる振動は、面内方向(鉛直方向)の構造減衰を $\delta = 0.02$ 程度に高めれば抑制される。
- ③一様流中で生じる振動は、乱流中では抑制される傾向にあり、振動抑制の度合いは円形ケーブルに比べ顕著である。
- ④発生振動には振動数依存性が見られ、振動数が高い領域では、レインバイブレーションは生じにくく、1 Hz 付近を超える振動数域では振動は生じない。

上記①の要因としては、高風速側の振動がケーブル上面のリブレットに起因する振動と考えられるため、ディンプルによりリブレットの形成位置や幅が変化することにより制振に効果が見られるのに対して、低風速側は下面リブレットに起因しているため、今回の表面加工の程

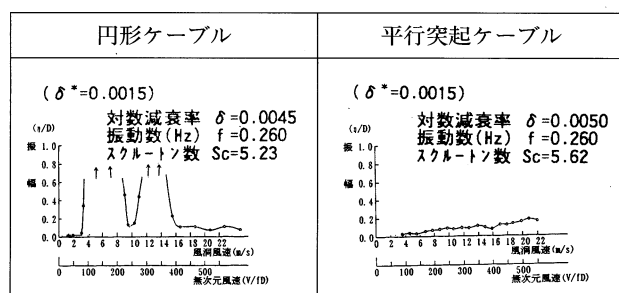


図-9 風洞試験結果(平行突起ケーブル)

Fig.9 Test result (Parallel projection cable)

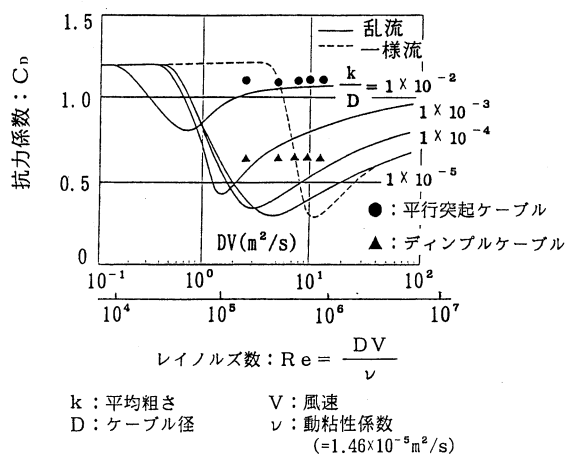


図-10 抗力係数測定結果

Fig.10 Measured drag coefficient

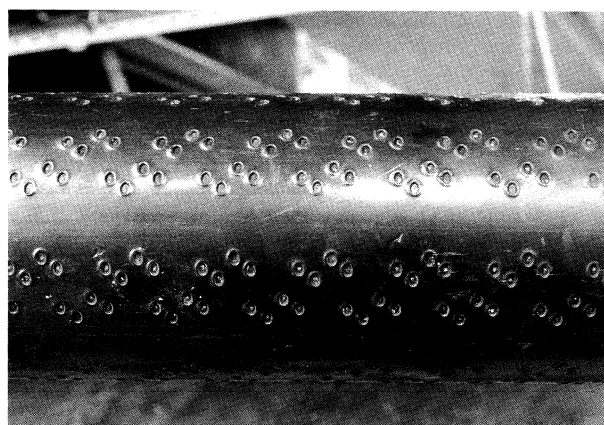


写真-1 ディンプルケーブル

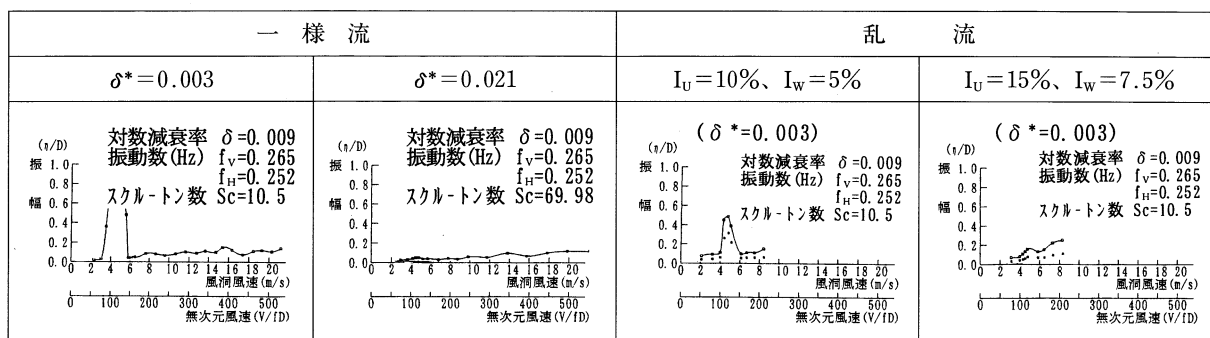
Photo.1 Dimpled cable

度では抑制効果が小さかったためと思われる。ケーブル上面側リブレットの変化は、ディンプルによりケーブル表面の粗度が大きくなったため、見掛けのレイノルズ数を高め、流れの剥離点を下流側へ移動させたことにより生じたものと考えられている。¹⁴⁾

(3) 空力対策断面の選定

空力的対策として平行突起ケーブルを用いた場合、レインバイブレーションの制振は可能と考えられるが、抗力係数が大きくなり断面設計に影響を及ぼすため本橋への適用は困難と判断した。

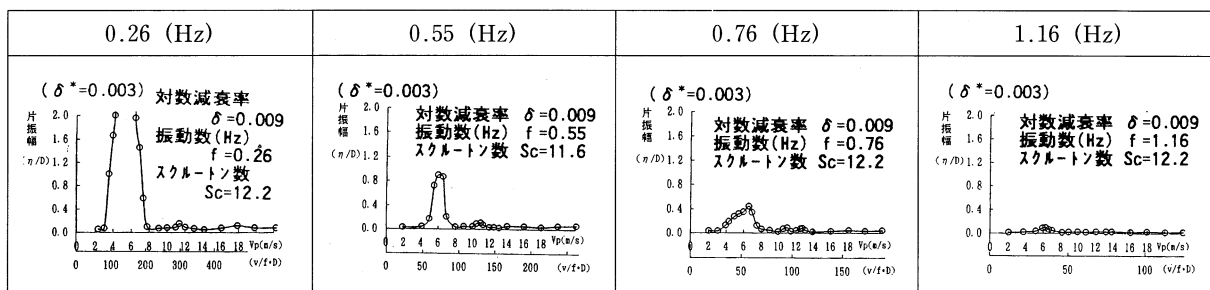
一方、ディンプルタイプケーブルを用いた場合、レイ



2 自由度支持で試験を実施。水平方向の減衰は $\delta^*=0.003$ である。

図一11 (1) ディンプルケーブル風洞試験 (減衰付加、気流変化の影響)

Fig.11 (1) Test result of dimpled cable (influence of added dumping and flow variation)



図一11 (2) ディンプルケーブル風洞試験 (振動数の影響)

Fig.11 (2) Test result of dimpled cable (influence of frequency)

ンバイブレーションを完全に制振できるとは言えないが、円形ケーブルに比べ発振風速域が狭く、気流の乱れによる振動抑制効果等を考慮すると実橋で発生の可能性は低いと考えられる。また、ケーブルの抗力係数は、円形ケーブルと同等である。

よって、空力対策を行う場合には、ディンプルタイプケーブルを用いるのが適当と考えられた。

6. 制振対策の基本方針

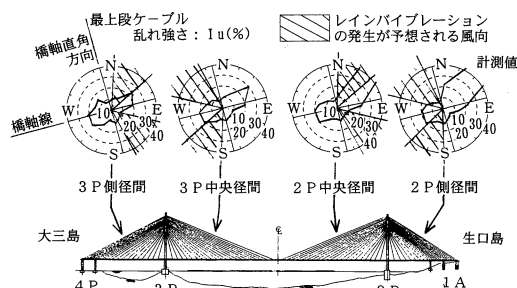
6.1 レインバイブレーション対策

本橋ケーブルの制振対策は、上記の検討を踏まえ以下の方針で対応することとした。

- ①ダンパーによる付加減衰方式では、長尺ケーブルにおいてダンパーの取り付け点が従来の斜張橋における取り付け点に比べはるかに高くなることから、装置の構造上の問題や取り付け部の維持管理等に課題があり、さらに景観上も好ましくない。

したがって、制振対策としては、塔や桁と同様にケーブル自体に空力的対策をあらかじめ実施し、振動の生じにくいものとしておくものとする。

- ②空力対策ケーブル (ディンプルタイプケーブル) は、一様流中の風洞試験では、6 m/s 前後の狭い風速域においてレインバイブレーションの振動が残っている。しかし、現地の風観測結果あるいは地形模型風洞試験結果によると、かなりの気流の乱れが予想され(図一12)、乱流中の風洞試験結果から判断すると明瞭な振幅を持つ振動は生じにくいと予想される。



図一12 ケーブルに作用する気流特性 (地形模型風洞試験結果)

Fig.12 Characteristics of flow acting on cable (wind tunnel result by terrain model)

したがって、ディンプルタイプケーブルを採用することとし、万一に備えダンパーによる減衰付加装置の取り付けが可能な構造としておくものとした。ディンプルケーブルは、振動が生じるとしても1 Hz以下の低次の振動モードに限定されるため減衰付加による対策が円形ケーブルの場合に比べ容易である。

6.2 高風速域の振動現象

以上にレインバイブレーションを対象とした多々羅橋のケーブル制振対策について述べた。検討に際して実施した風洞試験は、試験装置の制約から風洞風速で20 m/s程度までの範囲であり、ケーブルの設計基準風速(53 m/s)に近い風速域までの試験は実施していなかった。そこで、最終的に選定したディンプルタイプケーブルについて、より高風速域まで試験が可能な風洞を用い

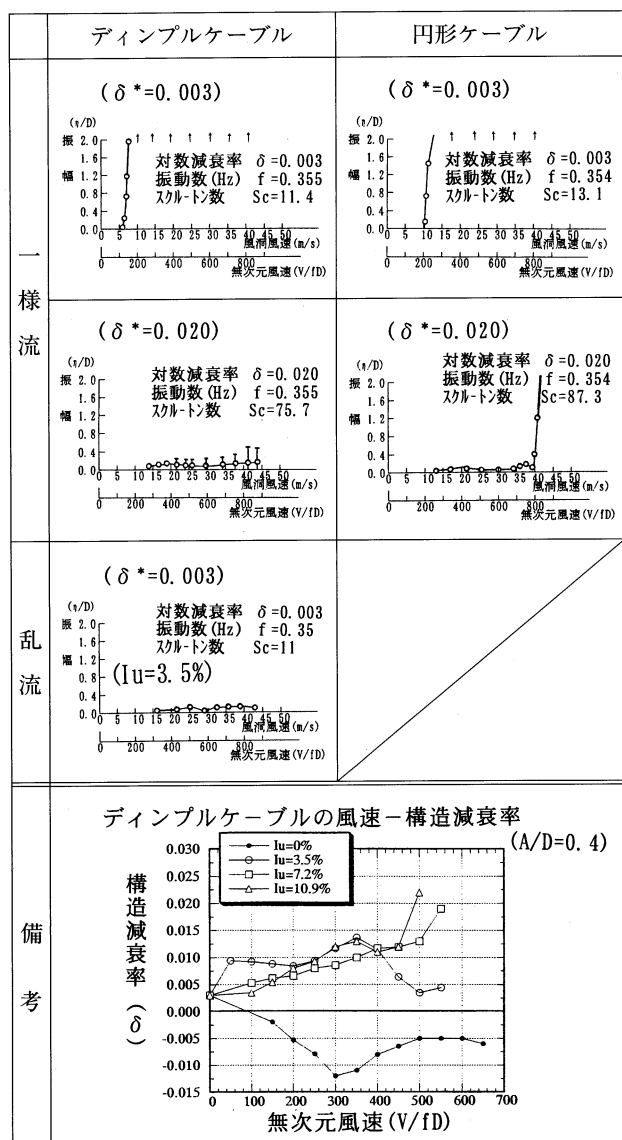


図-13 雨なし振動風洞試験結果

Fig.13 Test result on vibration without rain

て高風速域 (45 m/s 程度まで) の振動現象を調査した。なお、高風速域では降雨状態の再現が困難なことや現実にもケーブル表面のリブレットの形成が阻害されることが考えられることなどから、試験は降雨のない状態の雨なし振動を対象に実施した。

試験結果を図-13に示す。ディンプルタイプケーブルでは、構造減衰が小さい場合 ($\delta=0.003$) には、円形ケーブルと振動性状に有意な差は見られないが、減衰付加 ($\delta=0.02$) による振動の抑制効果が高い。さらに、気流の乱れによる振動の抑制効果があり、乱れ強さが小さい場合 ($Iu=3.5\%$) でも振動は生じない結果となった。

実橋におけるケーブルでは、現地風の乱れの影響等により振動の生じる可能性は低いと考えられるが、万一生じたとしてもレインバイブレーションを想定した減衰付加で十分制振は可能であると考えられる。

6.3 実橋観測

レインバイブレーションの発生の有無は、気流条件な

ど架橋地点の風環境に大きく依存すると考えられている。また、長尺ケーブルの低次振動は、ケーブルサグの影響からモード減衰が大きく、低次モードの制振対策は不要であるとの研究¹⁵⁾もある。したがって、風洞試験で生じた低風速域の振動の発生の有無について調査し、万一、振動が生じた場合の追加対策の必要性についての判断資料を得ることや、雨なし振動、渦励振の発生の有無について確認することを目的とし、ケーブル架設期間中に実橋観測を行うことが必要と考えられる。

7. あとがき

近年、斜張橋が数多く建設されるようになった事に伴い、風によるケーブルの振動も多くの橋で報告されている。本四連絡橋においても、櫃石・岩黒島橋ではウェイクギャロッピング、生口橋では渦励振が架設途中からしばしば発生した。特にウェイクギャロッピングについては、大振幅の振動が発生し制振対策に苦慮したが、当時はダンパーによる減衰付加方式や空力的対策が実用段階にいたっておらず、ワイヤー連結方式による大がかりな制振対策を行うこととなった。その後、他橋も含めた実橋での観測や風洞試験により、振動発生メカニズムの究明や振動特性の調査が進められるとともに、種々の制振装置の実用化や空力対策断面の開発等が行われ、斜張橋ケーブルの制振対策は著しく進歩してきたといえる。

多々羅大橋のケーブル制振対策については、このような斜張橋ケーブルの耐風性や制振対策についての研究成果を参考に、固有振動数が極めて低いケーブルの振動特性や減衰付加方式による場合の制振装置の機能上の問題、空力対策断面形状の抗力係数に与える影響など、ケーブルの長尺化に伴う多々羅大橋特有の課題について、風洞試験や生口橋の実橋ケーブルを用いた振動試験等を実施し、検討を重ねてきた。最終的には空力的対策を施したケーブルを採用し、ケーブル自体の耐風性の向上を図る方法を選定したが、実橋におけるケーブルの挙動に着目し、制振対策の効果を検証しておく必要があるであろう。

最後に、本橋ケーブルの耐風性や制振対策の検討に当たって、熱心なご議論を通し貴重なご指導、ご意見を頂いた耐風委員会 (委員長：宮田利雄横浜国立大学教授)、および多々羅大橋の橋梁計画検討委員会 (委員長：伊藤學埼玉大学教授) の委員各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 斜張橋ケーブルの耐風性に関する検討報告書、平成元年2月、(財)国土開発技術研究センター
- 2) 長大斜張橋のケーブル制振検討報告書、平成5年3月、(財)土木研究センター
- 3) 松本勝、白石成人、辻井正人、平井滋登、斜張橋ケーブルの空力振動に関する研究、土木学会論文集、No.416 I-13、'90.4
- 4) M.Matsumoto, Y.Hikami, M.Kitazawa, Cable

- vibration and its aerodynamic/mechanical control, Cable-stayed and Suspension Bridge, Deauville, France October 1994.
- 5) 藤野陽三、Pachech M.Benito、Sulekh Ajia、ダンパーをつけた斜張橋ケーブルの減衰評価曲線、橋梁と基礎、Vol.26、No.4、'92.4
 - 6) 米田昌弘、前田研一、ケーブル制振用ダンパーの粘性減衰係数設定に関する一考察、土木学会論文集、No.410 I-12、'89.10
 - 7) 上部構造設計基準・同解説、'89.4、本州四国連絡橋公団
 - 8) 坂本良文、北條哲男、江口立也、矢野守俊、斜張橋用プレ防食型ケーブルの二次応力および曲げ疲労強度に関する検討、土木学会論文集、No.446 I-19、'92.4
 - 9) 鋼上部構造委員会報告書、平成5年3月、財海洋架橋調査会
 - 10) 多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書、平成4年3月、財海洋架橋調査会
 - 11) 耐風委員会報告書、平成5年3月、財海洋架橋調査会
 - 12) 多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書、平成7年3月、財海洋架橋調査会
 - 13) 角谷務、太田哲司、新井英雄、斉藤通、東名足柄橋(PC斜張橋)の耐風性に関する研究—ケーブル風洞試験結果—、土木学会第45回年次学術講演会概要集、平成2年9月
 - 14) 宮田利雄、山田均、北條哲男、表面粗度を持つケーブルの空力特性に関する実験的研究、橋梁と基礎、Vol.27、No.9、'93.9
 - 15) 矢崎聖、山口宏樹、斜張橋ケーブルの減衰特性とその理論的考察、土木学会第49回年次学術講演会概要集、平成6年9月

来島大橋 6P・7A 山留工（鉄筋補強土工法）の設計・施工

Design and Construction of Earth-Retaining cut with Reinforcement for Kurushima Bridge 6P and 7P

第三建設局
今治工事事務所

第一工事長

伊藤 稔 明

Toshiaki Ito

第三建設局
（備）第三建設局今治工事事務所

工事管理課長代理
第二工事長代理

金保 勉

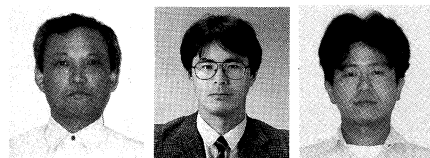
Tutom Kanaho

第三建設局
今治工事事務所

第一工事付

遠藤 和 男

Kazuo Endo



概要

長大橋である来島大橋の下部工の陸上基礎 1A、6P、7A、10A は、基礎構造として大規模なものになり、この建設にあたっては、掘削による地形改変を極力抑え、発生残土を抑制し自然景観に与える影響を小さくする必要から山留め工を採用して、ほぼ垂直な切土掘削を実施している。

本稿は、馬島島内の下部工基礎（6P、7A）で、施工した鉄筋補強土工法の設計・施工の特徴および計測結果を報告する。

The on-land foundations of 1A, 6P, 7A and 10A for the Kurushima Bridge are large structures. The earth retaining method with reinforcement was employed for the earthwork of these foundations in order to make upright cut, since the earthwork volume should be suppressed as minimum as possible to preserve natural environment. This report shows some characteristics on design and construction of the method based on the work for 6P and 7A as well as the result of the field measurement on stability of the cut.

1. まえがき

来島大橋は、瀬戸内海国立公園（第二種特別地域）の中に計画され、この下部工の建設にあたっては、掘削による地形改変を極力抑え、発生残土を抑制し自然景観に与える影響を小さくする工法が採用された。

馬島島内に建設される 6P 主塔基礎、7A アンカレイ

ジの基礎掘削を計画する上で下記の理由から山留め工の採用を決定した。

- ① 切土のり面の発生を極力抑え、自然景観に与える影響を小さくする。
- ② 捨土箇所の無い島内状況から発生土量を少なくする。
- ③ 構造物に近接した作業ヤードを効率よく確保する。
- ④ 山留め面を型枠兼用に利用する。

山留め工の形式については、施工性、経済性等から、鉄筋補強土工法とした。

鉄筋補強土工法は、水平方向の鉄筋（ロックボルト）と吹付けコンクリートを主な補強材料（補強材料には、山留め高さが高い場合及び断層層がある場合に鉛直方向の H 杭を併用する）として地山の安定を図る工法である。

本稿は、馬島島内の下部工基礎で施工した鉄筋補強土工法の設計・施工の特徴および計測結果を報告する。

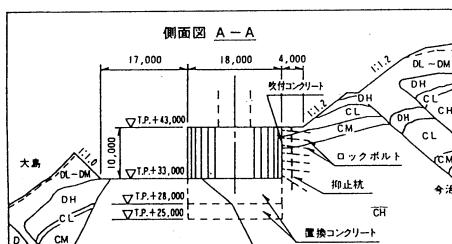
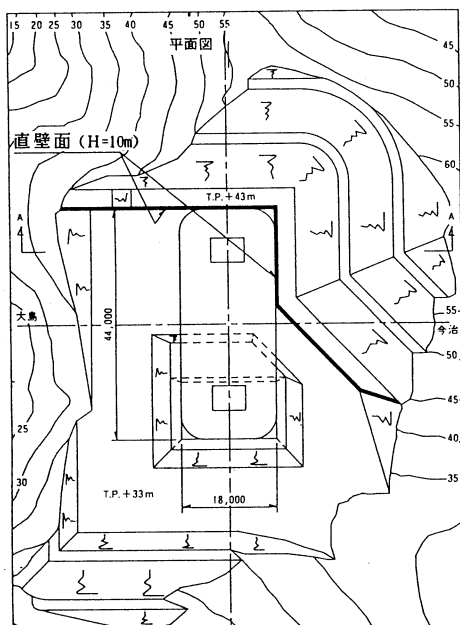
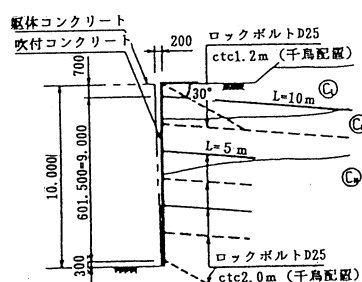


図-1 6P 掘削形状図

Fig.1 Outline of 6P earthwork



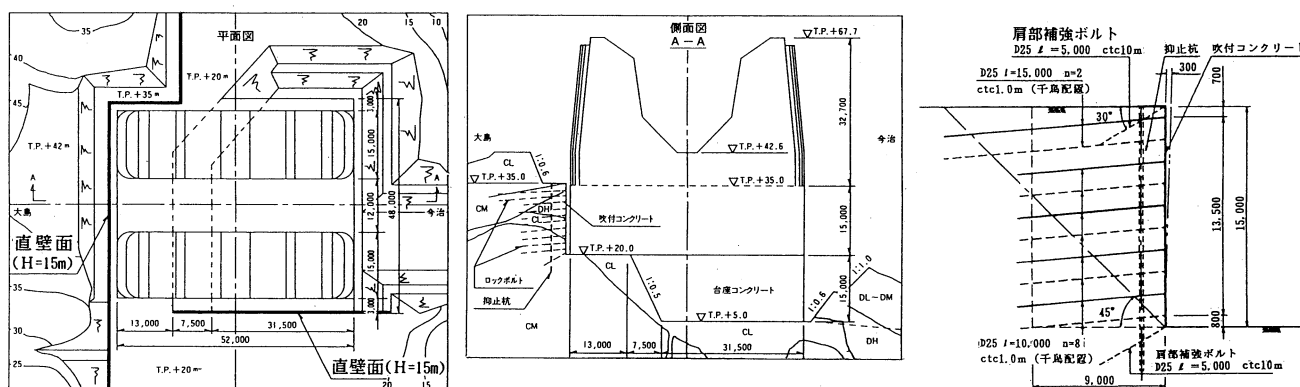


図-2 7A 掘削形状図
Fig.2 Outline of 7A earthwork

2. 山留め工の計画・設計

2.1 掘削形状

7A・6Pの基礎構造の形状と地形地質条件及び最終修景計画から山留め範囲及び掘削形状を決定した。

図-1、図-2に掘削形状を示す。

2.2 地質概要

地質及び断層等を把握する必要から、ボーリング調査及びジオトモグラフィ解析を行った。

その結果を下記に示す。

- ① 主にCL、D級の強風化花崗岩と貫入岩であるひん岩からなる。
- ② 花崗岩は傾家型花崗岩であるアダメロ岩 ($qu=50\sim70\text{ kg/cm}^2$) 及び花崗閃緑岩 ($qu=6\sim10\text{ kg/cm}^2$) である。
- ③ 7Aでは玄武岩質凝灰角礫岩が貫入し一部CM級が出現するが、亀裂が多い。
- ④ 6Pでは浅い位置のひん岩は風化が進んで粘土化している。

2.3 設計

鉄筋補強土工の設計の考え方は、本工事に先立って実施した糸山地区での試験工事の結果をまとめた、「山留め工設計施工マニュアル(案)」(平成2年6月 本州四国連絡橋公団第三建設局)によった。

鉄筋補強土工の補強原理は、全面接着のロックボルト、吹付けコンクリート及びH鋼杭を壁面近傍に施工することにより下記の状態に安定させるものである。

- ① 壁面に拘束圧を与え、二軸状態を三軸状態に代えて壁面及びその背後を安定させる。
- ② 地山の見かけ上の粘着力を改良することで、地山自体の強度を増すことにより安定させる。

試験工事結果により、ロックボルトで補強した領域は、一体化して挙動することが確認できたので、補強した領域はロックボルトの長さを奥行きとする疑似擁壁を形成すると考え、下記の設計法が提案された。

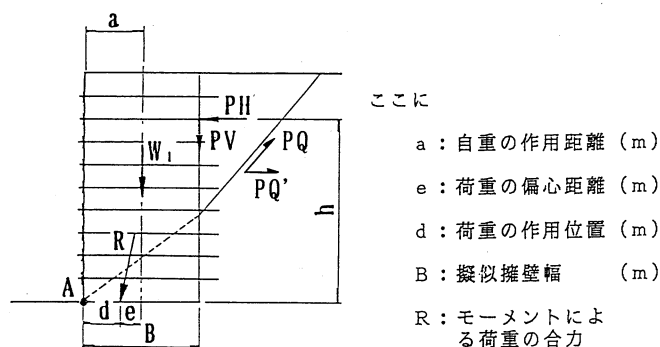


図-3 転倒に対する記号の説明
Fig.3 Notations for overturn

2.3.1 疑似擁壁の設計

疑似擁壁の外的安全として転倒・支持力に対する安定検討と内的安定として滑動に対する安定検討を行う。

(1) 転倒に対する安定検討

構造体は背面地山により、点Aを支点として転倒しようとするモーメントと、構造体の自重による摩擦抵抗力などにより抵抗するモーメントが作用する。(図-3)

転倒に対する安定計算は、合力の作用点(偏心距離)が底盤幅の中央1/6以内(常時)・1/3以内(地震)に収めるものとする。(式-1)

$$d = \frac{(a \cdot w_1 + B \cdot PV) - PH' \cdot h}{(w_1 + PV)} \quad (\text{常時}) \quad (1)$$

d : 作用位置 (m)

a : 壁面から重心位置までの距離 (m)

w_1 : 疑似擁壁自重 $w_1 = B \cdot H \cdot \gamma + B \cdot q$ (tf/m)

B : 疑似擁壁幅 (m)

h : 背面荷重の作用高さ (m)

PH' : 背面地山水平方向荷重 (tf/m)

$$PH' = PH - PQ'$$

PV : 背面地山鉛直方向荷重 (tf/m)

$$PV = (PH - PQ') \cdot \tan \phi$$

(2) 滑動に対する安定検討

滑動によって変形する地山の範囲は、図-4に示すABDEの疑似擁壁のうちACDE部分と背面のCDFの土塊であり、これに抵抗する力は、すべり線AC、CFに

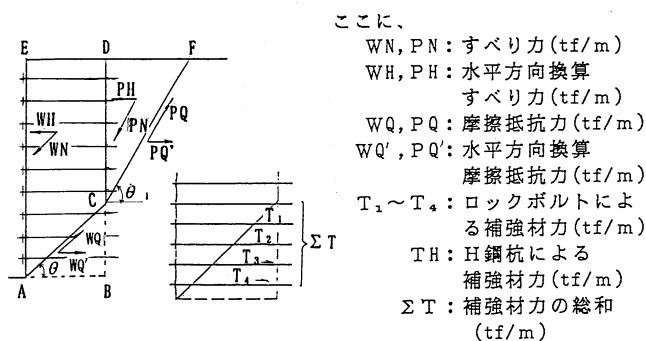


図-4 滑動に対する記号の説明
 Fig.4 Notations for drift

働く摩擦抵抗力・AC線に働く土の粘着力・すべり線を越えて打設されたロックボルトの引抜き抵抗力の総和である。

滑動に対する安全率が常時で1.5、地震で1.2以上を満足する補強材力を求め(式-2)、補強材の形式・配置を決定する。

$$F_s = \frac{(PQ' + WQ') + C \cdot \ell \cdot \cos \theta + T}{(PH + WH)} \quad (\text{常時}) \quad (2)$$

F_s : 滑動に対する安全率

c : 土の粘着力 (tf/m²)

ℓ : 疑似擁壁の支持地盤長 (m)

θ : すべり角 (45°) θ_1 : すべり角 (62.5°)

角度は、試験工事の結果による。

T : 補強材力 (tf/m)

WH, PH: 疑似擁壁、背面地山水平方向換算すべり力 (tf/m)

WQ, PQ': 疑似擁壁、背面地山水平方向換算抵抗力 (tf/m)

(3) 支持力に対する安定検討

道示における直接基礎の設計により基礎地盤の支持力に対する安定検討を行う。

3. 施工

施工サイクルは、①抑止杭の打設→②掘削・壁面整形→③溶接金網の設置→④吹付け→⑤ロックボルト削孔・設置・注入→次リフト掘削の手順で施工を行った。

施工数量を表-1に示す。

(1) 抑止杭の打設

掘削に先立ち、ひん岩・破碎帯等の弱層部の直壁背後1.5mの位置に抑止杭としてH-300を打設する。

抑止杭とロックボルトが交差する関係上鉛直精度を必要とするため、リーダ方式のダウンザホールドリルにより施工した。

(2) 掘削・壁面整形

掘削リフトは、1.5mとし、直壁から5mの範囲は地山の緩みを極力抑えるために大型ブレーカー等により掘削を行った。

表-1 主要工事数量表

Tab.1 Bill of quantity

工種	仕様	単位	合計	数量		
				6P	7A上段	7A下段
抑止杭	ダウンザホール削孔	φ 450	m	786	264	216
	H鋼杭建込・注入	H-300 ℓ=12~18 m	本	51	22	17
吹付	溶接金網設置	φ 5×150×150	m ²	3,500	1,146	1,595
	コンクリート吹付	t=100	m ²	3,500	1,146	1,595
ロックボルト	ℓ=15 m	SD 345、D 25	本	181	0	102
	ℓ=10 m	"	"	835	153	437
	ℓ=6 m	"	"	177	120	30
	ℓ=5 m	"	"	658	243	97
計測	挿入式傾斜計	ℓ=12~17 m	箇所	10	5	3
	地中水平変位計	ℓ=8~20 m	"	10	5	3
	鉄筋軸力計	ℓ=5~15 m	本	35	15	10
	抑止杭応力計	ℓ=12~18 m	"	7	4	1

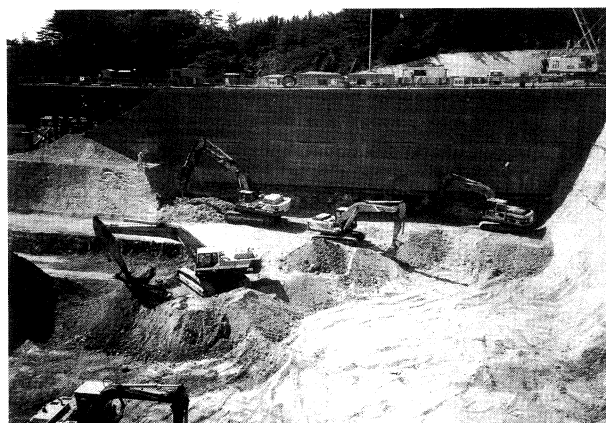


写真-1 掘削状況

Photo.1 Earthwork

壁面の整形は0.7 m³バックホウやブレーカの先端で行い、勾配は1:0.02とし、決してオーバーハングにならないように注意を行い、最後は手作業で浮石を取除いた。(写真-1)

(3) 溶接金網設置

金網は、コンクリートの地山への付着を向上させ、かつ補強材としての役目も果たため、吹付けコンクリート表面から5cm内部に設置する。

金網は、φ 5×150×150の溶接金網で、1,800×4,000のサイズを標準とし、全て手作業にて施工した。

(4) 吹付けコンクリート

直壁整形後、極力短期間の内に吹付けを行う。

吹付けコンクリートは厚さ10cm以上とし、吹付け面2 m²に1カ所以上排水パイプを設置する。(写真-2)

(5) ロックボルトの削孔・設置・注入

削孔は、地山の劣化を防ぐため無水掘りとし、削孔機は空圧式のクロードドリルを使用した。

ロックボルトは、径25mmの異径鉄筋を使用し、5m以上のロックボルトは、継手部をスリーブで連結しながら挿入した。(写真-3)

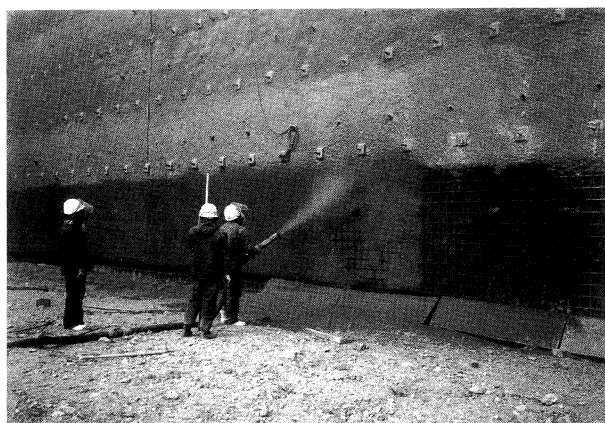


写真-2 コンクリート吹付状況
Photo.2 Concrete splaying



写真-3 ロックボルト挿入状況
Photo.3 Lock bolt setting

プレートは9×150×150を吹付け面に密着させ、注入材の硬化後にナットの緩みが無いようにレンチで締付けた。

注入材料としては、流動性の良い砂を使用したIBOモルタルを使用し、風化岩からの流出を防ぐため、2回に分けて注入した。

4. 計測及び計測結果

4.1 計測内容

鉄筋補強土工法は、掘削の進行に伴って壁面の変形や補強材の軸力が徐々に増加する特徴があるため、掘削に伴う周辺地山の挙動と補強材の応力等の変化を的確に捉え、そのデータから工事の安全性を確認するとともに、施工に反映させるためのデータを収集するものであり、表-2に各計測項目を示す。

4.2 施工中の計測管理と地山の挙動

施工中、特に掘削を行った日や降雨の翌日等は1時間毎に計測されるデータを常時監視し、計測の管理基準値を設け管理体制を明確にし、危険な場合は作業を中断する体制で行った。

表-2 計測項目
Fig.2 Measurement items

計測項目	計測で得られる情報	測定方法と計器
地中変位測定	地山内の変位量を監視し、地山内の移動領域を確認し鉄筋、鉄骨（H杭）の配置および仕様等の設計施工の適性を判断する。	地中水平変位計
		挿入式傾斜計
鉄筋軸力測定	鉄筋に生じたひずみから軸力を求めて拘束効果を確認し、鉄筋長、径の適正を判断する。	鉄筋軸力計
抑止杭応力測定	H型鋼杭に生じたひずみから応力を求めて拘束効果を確認し、鉄骨断面の適正を判断する。	表面ひずみ計

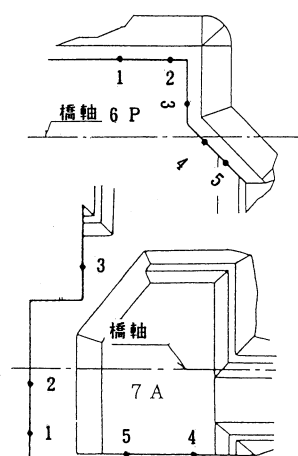


図-5 計測測線位置図
Fig.5 Location of measurement base lines

施工中の地山挙動は、下記のとおりであった。

図-5に計測測線位置を示す。

- ① 鉄筋軸力、変位とも各リフトの掘削直後に急激に増加し、掘削以外の作業中にはほとんど変動がなかった。
- ② 降雨の翌日は軸力が増加し、その後も減少しない傾向がみられたため、地形地質状況から水抜き孔を配置した。設置後は降雨時の軸力増加が無くなった。
- ③ 7 A 測線 1、2、6 P 測線 4、5 に関しては、掘削高の2/3まで進んだ時点で鉄筋軸力が7~8tfになったが、その後は軸力がボルト先端まで分散し局部的な増加にはならなかった。
- ④ 7 A 測線 3 においては、岩級がCM~CH級であったため、L=5mの短尺のロックボルトを配置していたが、掘削中に軸力がほとんど生じていないにも関わらず、地表面にクラックが生じた。クラックの発生位置がボルト先端位置と同じであることから、ロックボルトの補強範囲が一体となって動き出したものと推定できた。この部分には追加補強対策を処置した。

4.3 計測結果のまとめ

計測結果をとりまとめると下記の事項が確認できた。

(1) 補強土の水平変位

図-6 は、7A 測線1地点の各掘削段階における水平変位の深度分布を示したものである。

最大変位は、床付け完了時の壁頭部で生じ、約 20 mm であった。また、変位分布はいずれも直線的な前倒れ変位を示し、設計で想定した疑似擁壁に近い挙動であったものと推察される。

(2) 岩盤内の水平変位

掘削に伴い地山に変位が生じる領域を把握するため、掘削深度 H と着目している水平変位計の壁面からの距離 D を D/H と無次元化し、着目している水平変位計の測定変位 δ との関係グラフ化した。

図-7 より、 D/H が 1.0 を下回ると、変位量 δ が D/H に逆比例して増加することがわかる。

つまり地山は、掘削面より $\theta=45^\circ$ の範囲に入る前はほとんど変位せず、 $\theta=45^\circ$ の範囲に入ると掘削深さに比例して変位量が増大していくと考えられる。このデータより、掘削に伴い地山に変位が生じる領域は、掘削面より立ち上げた $\theta=45^\circ$ の領域内と推察され、設計段階での仮定は妥当であったと判断できる。

(3) 補強材の応力

① ロックボルト

図-8 に、7A 測線1地点の補強材として配置した鉄筋の軸力を示す。測定値は、バラツキがかなりあるものの、各断面ともに上部の $L=15$ m の鉄筋軸力が大きく許容値に近い値を示した。上部の鉄筋は、(2)に示した変位領域を補強していたこともあり、有効に働いていたことがわかる。

また、鉄筋の軸力分布は先端に行くに従い軸力が減少する定着区間が認められ、鉄筋長は妥当であったものと考えられる。

② 抑止杭

抑止杭の応力計の結果を見ると、いずれも曲げモーメントは小さいが、軸力は 30~50 t 作用している。地山に変位が生じると抑止杭に圧縮力が働き地山を吊り下げる効果が確認できた。

5. あとがき

現在、現場はコンクリートを概成し本山留めは所用の目的を達成した。

馬島島内の下部工基礎で施工した鉄筋補強土工法の設計・施工の特徴および計測結果をまとめたが、糸山の試験工事及び米島大橋下部工の陸上基礎の施工を通じ、風化花崗岩を対象にした D 級岩盤（軟岩）の鉄筋補強土工法については、地山の挙動把握がかなり明確にできたことで設計・施工の指針になると考える。

鉄筋補強土工法は、グランドアンカーを用いた場合に

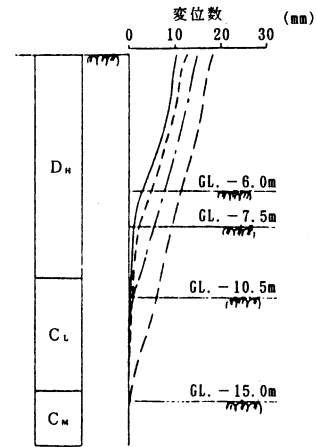


図-6 傾斜計による変位分布図

Fig.6 Distribution of deformation by clinometer

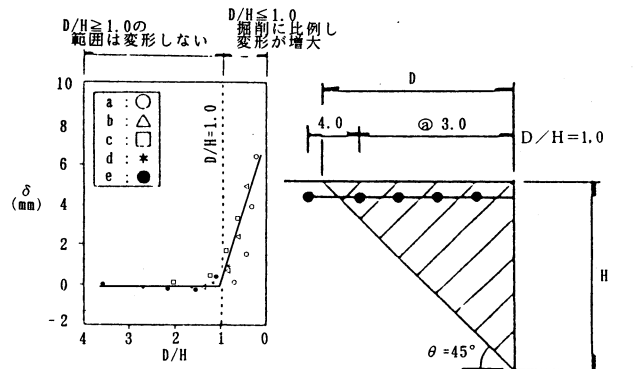
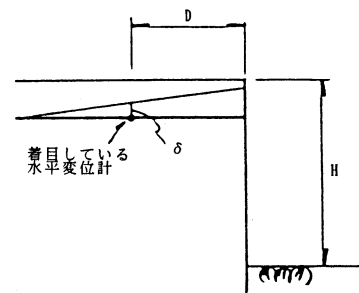


図-7 D/H と δ (変位量) の関係

Fig.7 Relationship between D/H and δ

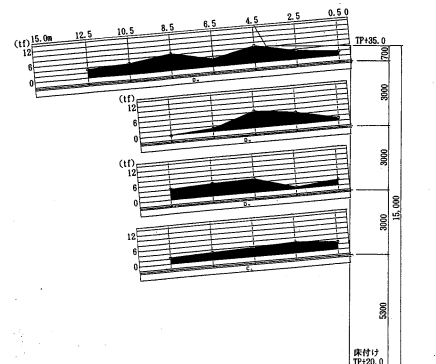


図-8 鉄筋軸力分布図

Fig.8 Distribution of tensile force of reinforcement

比べ、工費、工期共に有利な場合があり、地形改変に制約を受ける構造物掘削では、今後も同工法の需要が増加するものと考えられるが、本工法は岩盤物性値等の影響を大きく受けるので、①泥岩などの粘性土系の軟岩を対象とする場合、②亀裂の多い硬岩を対象とする場合、③風化花崗岩でも断層等が多い場合ならびに地下水位が高い場合等は、今回と異なる挙動を示す可能性があり、設計施工にあって十分な地質状況のデーターを収集・分析を行って対応する必要がある。

最後に、本山留めの設計施工を進めるにあたり、ご指

導頂いた、(株)建設機械化研究所の関係各位に感謝します。

参考文献

- 1) 白石哲磨他；「来島大橋山留工試験」本四技報 Vol.55 90年7月
- 2) 清家伸二；「来島大橋 10 A 山留工の設計・施工」第5回技術発表会発表論文集 95年7月
- 3) 伊藤稔明他；「鉄筋補強土工法による岩盤直掘り工の挙動」第30回土質工学研究発表会 95年7月

モザンビーク国幹線道路橋再建計画基本設計調査

Basic Design Study on the Project for Reconstruction of Bridges on the Main National Roads in the Republic of Mozambique

第一建設局 計画課 長 佃 長 次

Choji Tsukuda



1. はじめに

モザンビーク共和国はアフリカの南部に位置し、1975年にポルトガルより独立した国であるが、干ばつと内戦が長びくことにより経済的に困難な状況が続いた。現在では内戦も終了し、国状が安定してきており、世界各国の援助により国家の再建が始まっている。この度、モザンビーク政府より幹線道路橋の再建について日本の無償資金協力要請があり、JICAの基本設計調査を実施することになり、第一次現地調査団の一員として平成8年2月21日より3月5日にかけてモザンビークを訪問したので、その調査概要を報告する。

2. モザンビーク共和国の概要

モザンビークは南アフリカ、ジンバブエ、ザンビア、マラウイ、タンザニアに囲まれ、東側はインド洋に面している。面積は約80万km²（日本の約2倍）、人口は1,700万人程度である。首都は南アフリカ共和国に近いマプートであり、約150万人が生活している。平均寿命は約48才と低く、輸出品目は魚介類、カシューナッツ、砂糖等である。気候は1～3月が雨期の夏であり、最も暑い2月では最高気温31度、最低気温22度である。最も寒い7月でも最高24度、最低13度である。

首都マプートの道路は、中央分離帯及び歩道のある広い道路が整備されており、20年前までのポルトガル領時代が偲ばれる。写真-1は我々の宿泊した高級ホテル前の道路であり、きれいに清掃されているが、写真-2は市

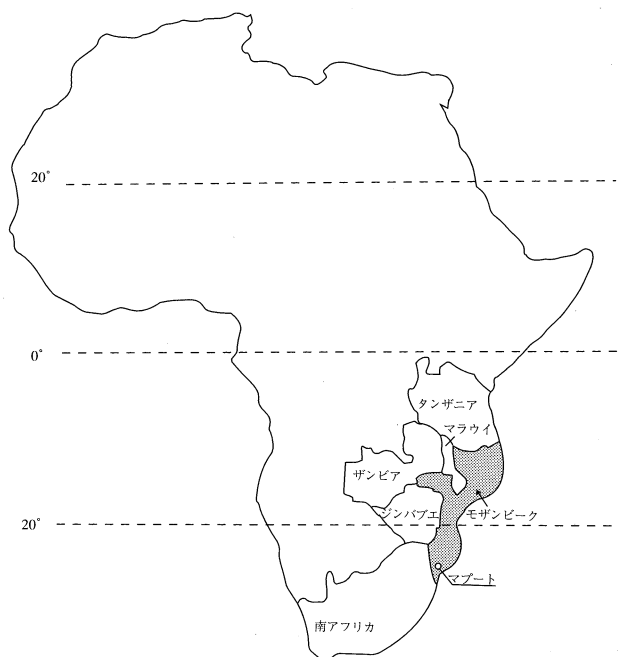


図-1 モザンビーク位置図

Fig.1 Location of Mozambique



写真-1 宿泊ホテル前の道路

Photo.1 Road in front of the hotel stayed



写真-2 市街地の一般的道路

Photo.2 Typical street road in downtown

街地での一般的道路であり、中分側及び路肩側ともに土砂・ゴミがたまっており、維持管理があまりされていない状況である。

市内を走っている車両は日本製も多く、写真-3のような風景がめずらしくない。この交差点は信号のある大きな交差点であるが、写真のように信号は小さくて見えにくい。

3. 調査概要

3.1 背景

現在モザンビークは、1994年に策定した「国家再建計画」を実施しており、内戦を逃れて国外へ避難した難民の帰還を促し、荒廃した国内を再建している。この再建計画のなかで道路網の整備は重要な位置付けにされており、住民の往来、物資の輸送等のために道路網の整備なくして、国家再建の目標は達成できない状況にある。このような状況の中で、「第1次道路沿岸輸送計画」を策定し、公共事業住宅省道路橋梁管理局の組織強化及び道路整備計画を立案した。また「第2次道路沿岸輸送計画」も策定し、既存道路の改修・整備に努めている。但し、これらの計画は自国予算のみでは実施が難しく、国際機関や先進国等多数の援助が必要となっている。

3.2 幹線道路橋再建計画基本設計調査

前記背景に基づき、日本に対して21橋の道路橋の再建要請がなされた。当該橋梁は中小河川に架かる橋長30~100m程度のものであるが、南北に1,800kmと長い国内に分散している。日本での事前調査及びモザンビーク到着後の相手国との協議により15橋を現地調査対象橋梁とした。21橋のうち、1橋は要請後予算措置が可能となり、7橋は相手国の維持管理計画の中で改修可能と判断した。また、新たに2橋を路線の連続性から追加し、15橋となった。これらの協議は道路橋梁管理局の局長自らが出席しており、彼らの積極性、真面目さ及び日本に対する期待の重要性が我々調査団に充分伝わってきた。

15橋のうち首都マプートの南約80kmにあるMahau川橋が写真-4である。橋の上流側に道路が迂回されているが、雨期には車では渡れない状況である。他の14橋はモザンビークの中部・北部に位置するため、飛行機及びヘリコプターで現地調査する必要がある、コンサルタント団員のみが残り、約10日間で調査した。今回の調査は一次調査のため、現場踏査、現地建設業者調査、資材輸送方法等が調査内容である。これらの調査結果を日本に持ち帰り、国内解析後、平成8年5月に第二次現地調査を予定している。二次調査では、測量及び地質調査等設計に必要なデータを収集する必要がある。施工時の安全性の確保、生活に必要な食料・電気・水道等の確保も重要であり、モザンビーク側の協力が不可欠である。

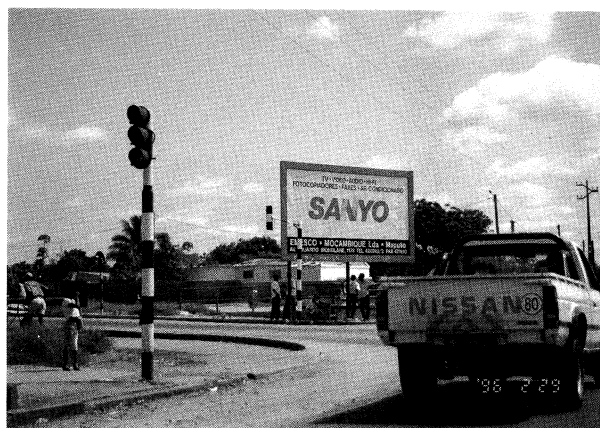


写真-3 市内交差点状況及び信号

Photo.3 Traffic signal and intersection

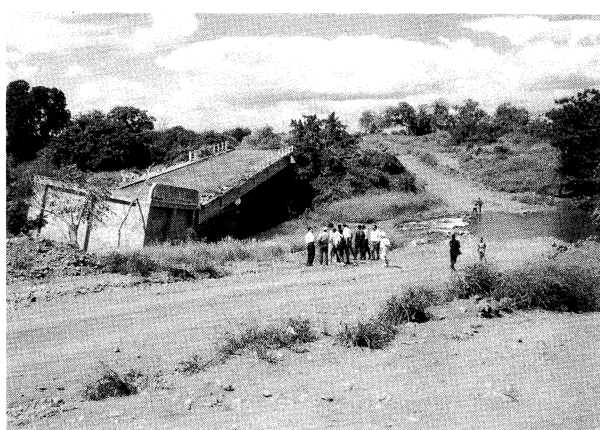


写真-4 Mahau川橋

Photo.4 Mahau River Bridge

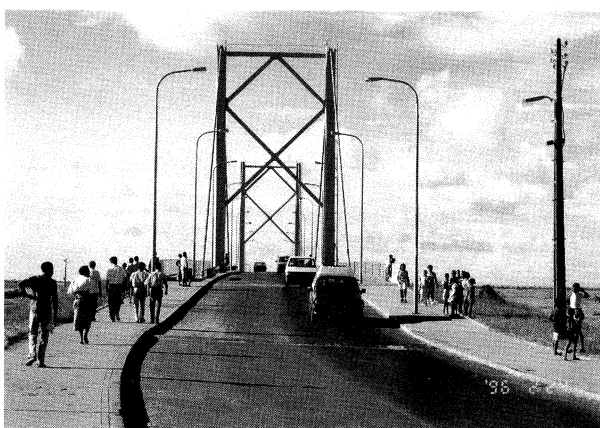
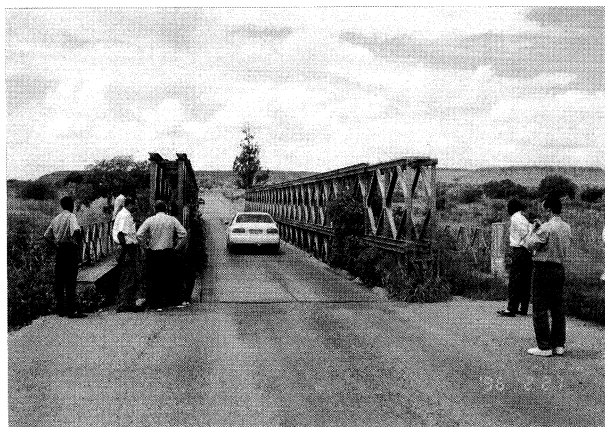


写真-5 Xai-Xai橋

Photo.5 Xai-Xai Bridge

3.3 その他の橋梁調査

調査対象橋梁以外にもいくつかの橋梁を見た。写真-5はマプートより北東約150kmに位置するXai-Xai(シャイシャイ)橋である。ポルトガルにより建設された斜長橋であり、3年前に同じくポルトガルにより、床版等が修繕されている。



写真—6 幹線道路橋の仮橋

Photo.6 Temporary bridge on the national road

写真—6 は地方の幹線道路橋が仮橋で供用されている状況である。前後の道路舗装は昨年修繕されており、2車線確保されているが、橋梁は架替計画はあるものの、まだ工事はされていない。

4. おわりに

訪問前には、地雷やマラリアで脅かされ、薬や殺虫スプレーを持参した。ホテルはモザンビーク随一で、屋外プールもあり快適ではあったが、停電が2回あり、ホテルから出した日本への絵はがき(2回分3枚)が今も届いていない。市内では子供が木の人形や新聞を売ったりしている。道路には土砂やゴミが多く、雨が降ると土砂水が道路上を流れていく。50年前の日本もこのような状況であったかもしれない。今回の道路橋再建計画も含め、世界各国からの資金援助、技術援助がモザンビーク国から喜ばれ、1日も早く再建復興されることを望んでいる。

なお、帰国途中に本調査内容を報告するため、ジンバブエの日本大使館(モザンビークを兼務)に立寄った際に、技術派遣でジンバブエに滞在している本四公団の山根哲雄氏に会い、元気で活躍されている様子を拝見できたことを付記する。

■明石海峡大橋超高張力鋼線の開発で「市村産業賞」を受賞

平成8年4月26日東京都千代田区の経団連会館にて、垂水工事事務所長の北川信氏、他技術開発者2名が「橋梁用超高張力鋼線の開発」のテーマで「本技術は、超長大な吊橋を可能にするだけでなく、吊橋の製作費を削減し、工期短縮を実現できるなどその貢献度は非常に大きい」と評価され、市村産業賞【功績賞】を受賞した。

市村産業賞とは「リコー三愛グループ」各社を統轄した創業者故市村清氏の提唱により、(財)新技術開発財団(市村財団：総裁 三笠宮寛仁親王殿下)が設立され、昭和43年に制定された賞である。対象は、科学技術の進歩、産業の発展、文化の向上、その他国民の福祉に関し、技術上貢献し、優秀な国産技術の育成に功績のあった事業経営者並びに技術開発者である。賞は、本賞、功績賞、貢献賞があり、平成7年度は、本賞は該当無し、功績賞

1件、貢献賞6件であった。

賞への応募は、本州四国連絡橋公団(代表者：萩原浩 総裁 技術開発者：北川信氏)が企画を、新日本製鐵(株)と(株)神戸製鋼所が開発、製作を担当し、共同で(株)日本鉄鋼協会の推薦を受け申請した。

内容としては、明石海峡大橋で開発が望まれたメインケーブル用の180 kgf/mm²級重鉛めっき鋼線とキャットウォーク用の200 kgf/mm²級重鉛めっき鋼線の製造を成功させた開発経緯と、これを明石海峡大橋に採用した事により、構造が簡素化されるとともに建設費が大幅に削減されたこと。さらに、今後の超長大橋建設計画の具体化促進にもつながること等、実績、公益性、発展性について述べられている。

(文責：設計部 設計第一課長代理 古家和田彦)

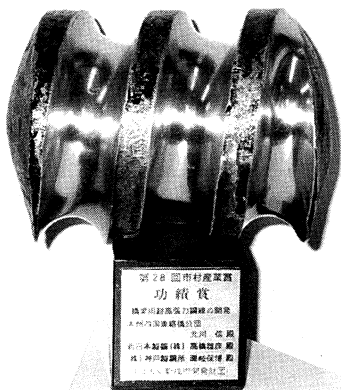


写真-1 記念碑

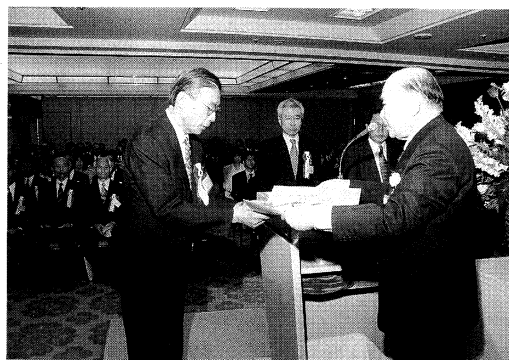


写真-2 受賞状況

■伊藤稔明氏 建設機械化協会の加藤賞を受賞

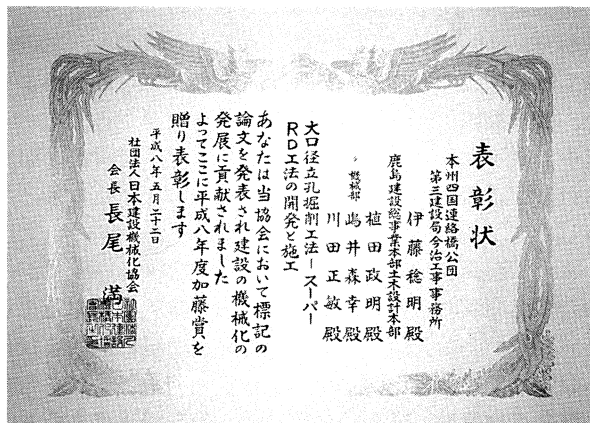
今治工事事務所第一工事長伊藤稔明氏、植田政明氏、嶋井森幸氏、川田正敏氏(以上鹿島建設)は、建設機械化協会の機関誌「建設の機械化」の平成7年5月号に発表した論文「大口径立孔掘削工法—スーパーRD工法の開発と施工—」により、同協会の平成8年度加藤賞(協会名誉会長故加藤三重次氏の功績を顕彰)を受賞されました。受賞式は、平成8年5月22日に執り行われました。

受賞の対象となった論文は、伊藤氏らが来島大橋下部工中工事のP2、P3橋脚の深礎杭(φ5.0m)において採用した同工法について、機械の概要と施工実績を報告したものであります。

今後、同工法は中硬岩部までの種々の地盤において、大口径・大深度などへの適用が期待されます。

今後とも本四連絡橋事業を通じて、新たな技術開発がなされることを期待する次第です。

(文責：工務部 工務第二課長代理 中元雄治)



■舞子トンネル貫通〔舞子〕

舞子トンネルは、神戸側陸上部に計画された総延長約3.3 km、片側3車線の上下線2本が並行した掘削断面積が約150 m²を越える大断面トンネルです。

対象となる地山の地質は、六甲花崗岩が約30%で、残りは未固結の砂礫層である大阪層群となっており、大阪層群部のトンネルは大部分が地下水面以下に位置しています。

舞子トンネルは、神戸市垂水区の市街地の下を通過しており、地形的に土被りが薄く、トンネル直上には家屋、1日10万台を越す交通量のある第二神明道路などの主要幹線道路、及びその主要道路に埋設されている水道、ガス管等の埋設物などの厳しい現場条件があり、平成元年の12月の工事着手以来、これらの環境保全からの種々の制約、施工技術上の課題を克服して施工をしています。

六甲花崗岩部では、掘削及びトンネルずり運搬用に導坑を「大型TBM」を使い施工し、土被りの薄い墓園、家屋の直下にあるTBM導坑を本坑断面に切り広げる工法として、振動、騒音を抑えるため、TBM導坑を自由面とする「制御発破」、SDによる外周スロットを自由面とする「スロット発破」、SDで切り羽をブロック分割し大型ブレイカで破碎する「スロットブレイカー」、ブロック分割した切り羽を油圧くさびで割岩する「油圧くさび工法」の4パターンの最新の技術を採用・駆使して掘進を慎重に進めてきました。

未固結の砂礫層である大阪層群部のうち、舞子トンネルの南側の地下水が少ない区間については、土被りが10



m以下の所もあり、住宅が密集しているので地表面沈下を抑制して施工するために、長尺先受け工法「アンブレラ工法」を用いて施工しました。

地下水位が高い舞子トンネルの北側部分では、トンネル掘削に先行して水抜きシールド工法を用い地下水位を低下させて、本坑掘削には「中壁を設ける4分割CD工法」で施工を進めました。

全線の貫通式は、「CD工法」で施工を実施していた中北工事・北工事の工区境で、平成8年4月26日に上り線、5月14日に下り線で行われ、関係者が貫通点で握手して貫通を祝いました。(グラビア写真を参考)

今後は、平成10年春に向かってトンネル内覆工工事、舗装工事を進めていくこととなります。

(文責：第一建設局 建設第一課長代理 本田 学)

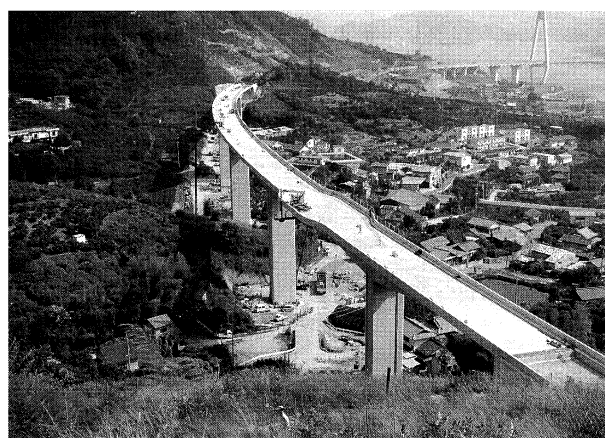
■西浦高架橋が完成

生口橋関連区間陸上部の西浦高架橋が平成8年6月に完成しました。平成5年3月に下部工に着手して以後、平成6年10月からPC上部工の施工を開始していたものです。

西浦高架橋は、橋長439 mのPC7径間連続ラーメン箱桁橋で、最大支間長は71.0 mとなっています。設計上、端橋脚の支承条件を固定と出来なかったため、中間4橋脚のみ固定のラーメン構造を採用しています。上部工の主鋼棒及び床版横締鋼棒についてはディビダーク工法用PC鋼棒(SBPR 930/1180 φ32)を採用し、主桁の施工は移動式作業車による片持式張出架設にて行いました。横締鋼棒はグラウト不良による事故例があるため施工中に鋼線系との比較を実施しましたが、経済的な面から引続き鋼棒を使用しグラウト管理を徹底することとしました。

また、橋面上に非常駐車帯を1ヶ所設けていますが主桁の張出架設終了後、吊支保工を用い床版の拡幅施工を行いました。輪荷重が載荷する部分には横締鋼棒を接続し緊張しています。

移動式作業車による張出架設他、吊支保工によるPC



橋の施工はほぼ一般的になりましたが、これら施工は先に述べたグラウトの問題、当現場でも約40人の作業員が常時働く必要があるなど省力化も今日的な課題となっています。

最後になりましたが、本橋の設計、施工に携わられた各位に御報告致します。

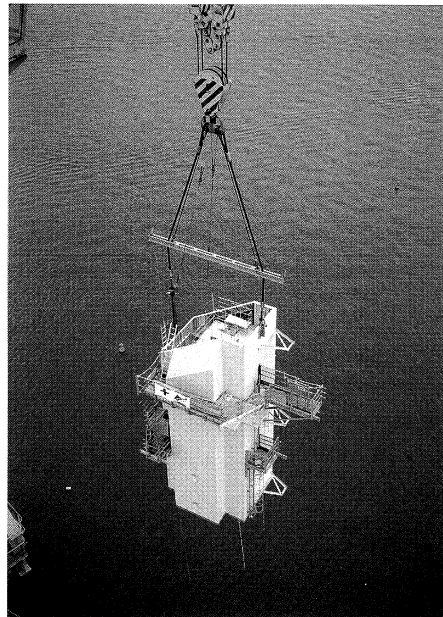
(文責：向島工事事務所 第四工事長 樋口精彦)

■多々羅大橋主塔架設完了

多々羅大橋の上部工工事は、平成8年3月以降、塔柱の単材架設（塔柱第6段～23段）を実施してきたところであるが、主塔の最終部材となる第23段の架設を、2P、3Pともに6月25日に実施し、広島県と愛媛県の県境に高さ226mの主塔が逆Y形の姿を現した。

多々羅大橋主塔の塔柱形状は、来島大橋と同様に隅切り十字形のモノセル断面であり、塔柱の部材重量は約80～150t/段を有している。架設は、タワークレーン（吊り能力160t）を用いて実施したが、主塔架設時の制振対策については、風洞試験での検証で、架設用足場等の存在により制振装置がなくても有害となる振動は発生しないことが確認されていたとおり、現地においても特段の対策なしに架設作業を進めることができた。

今後、多々羅大橋上部工工事は、主桁の架設、ケーブルの架設といったステップに突入していくが、まず側径間部の桁架設を先行させ、引き続き中央径間部を直下吊りによる桁の張り出し架設を進めていく予定である。なお、側径間端部のPC桁区間の工事については、鋼桁区間との一体化に合わせ、鋭意工事を進めており、2P側ではコンクリート打設を4月から開始し、3P側も夏からの



打設開始を目指し、作業を進めているところである。

（文責：向島工事事務所 第一工事長 平原伸幸）

■来島第一大橋 6月5日にパイロットロープ渡海

世界初の三連吊橋となる来島大橋で、平成8年6月5日第一大橋（中央径間600m）のパイロットロープの渡海を大型ヘリコプターによる空中架線工法で実施した。ヘリコプターによるパイロットロープ渡海は、国内では明石海峡大橋に次ぎ二列目である。

同日は北東の風4mで視界も良好。延線方向は向い風となるよう3Pから2Pと決定。今治市富田ふ頭のヘリポートを飛び立ったヘリコプターは午前8時46分始点側主塔3Pに、直径18mmのポリアラミド繊維製のパイロットロープ先端に下げた砂袋を投下、塔頂部で待ち構えていた作業員がロープ端を3Pに固定。ヘリコプターは延線機によりロープ張力を調整しながら終点側の2Pへ延線開始、約10分後2P上空でホバリング、2P塔頂作業員がロープを固定後延線機側のロープをカットし、約15分で渡海作業を終了した。

当日は大島側に町内外の約50名、海上からは公団が借上げたフェリー等により技術委員会委員の方々、航行安全対策委員会の委員の方々、地元行政関係者、公団職員など約230名および工事関係者等約150名が架橋工事が点から線へと展開する大きな工事の節目を見守った。

今後パイロットロープをφ30mmのホーリングロープに1回で盛替えホーリングシステムを架設し、7月上旬よりキャットウォークロープの架設・床組の架設を行いキャットウォークを完成させ、10月頃よりケーブルストランドの架設に入る予定である。

なお、第二・第三大橋のパイロットロープの渡海は今年10月中旬から11月上旬の予定で、これにより今治市と大島間の来島大橋全体が一本のロープで結ばれることになる。

最後に渡海作業にあたってご尽力頂いたすべての関係各位に厚く御礼を申し上げます。

（文責：今治工事事務所 第七工事長 平野信一）



文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'96.4～6 月受入分

文献紹介の対象は、公団職員が本四技報以外の刊行物に投稿し、文献抄録票の提出のあったものです。掲載もれの場合は文献複写1部を、公団本社企画開発部・調査課（技術情報担当者）宛送付下さい。

◎著者欄の*印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻 号	年 月	頁
西瀬戸自動車道・米島大橋一景観に配慮した世界初の三連吊橋一	水口裕之*	土木学会誌		1996.3	2-5
鷺羽山トンネル	宮下 力	海峡横断		1996.4	
本四公団	星野 満	道路		1996.4	70-72
長大吊橋のハンガーロープピン定着部補強構造の力の伝達機構と疲労挙動	大橋治一、藤井裕司、小野秀一* 三木千寿*	土木学会論文集 No.537		1996.4	119-131
明石海峡大橋補剛桁架設工事	大江慎一	建設の機械化		1996.5	26-31

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. 03-3555-8361) 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 8 年 4 月
調査等共通仕様書	平成 8 年 4 月
電気通信施設管理規程 自家用電気工作物	昭和60年10月
保安規程 電気通信施設保守基準	
図面作成要領 (貸出しのみ)	昭和59年10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	
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
測量作業規定	平成 7 年 4 月
技術関係資料取扱要領	平成 8 年 4 月

* 設計基準類 (上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説	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	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 解析を適用するためのガイドライン (案)	平成 5 年 9 月

* 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
鍛造鋼品製作基準・同解説	平成 5 年 9 月
鋼橋等塗装基準・同解説 (案) [平.6.10一部改訂]	平成 2 年 4 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.6.10一部改訂]	平成 2 年 4 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イジ設計要領 (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

お知らせ

改訂 電気通信施設標準仕様書集	平成 8 年 9 月販売開始予定
新版 技術用語集	平成 8 年 4 月
	平成 8 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

(アイウエオ順)

編集委員長	辰 巳 正 明				
編集委員	有 坂 均	土 谷 政 治			
	大 橋 治 一	鳥 海 隆 一			
	尾 上 一 馬	中 尾 俊 哉			
	金 崎 智 樹	中 元 雄 治			
	北 口 雅 章	日 里 正 夫			
	栗 野 純 孝	藤 原 亨			
	栗 原 敏 広	藤 田 和 朗			
	小 出 憲 博	古 家 和 彦			
	酒 井 和 吉	辺 見 泰 造			
	佐 藤 清 隆	眞 邊 保 仁			
	高 城 信 彦	吉 永 優			
	原 澤 秀 久	(海洋架橋調査会)			

本四技報 第 79 号

発行	平成 8 年 7 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
	〒104 東京都中央区入船 3-1-13
	エーユー入船ビル 4 F
	電話 03 (3555) 8361
発行者	井 上 義 光
制作	ニッセイエプロ株式会社

定価 2,200 円

