

ISSN 0912-6953

# 本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.22 No.85 '98.1

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

# 本四技報 第85号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.85

外国語の奨め Let's Learn Foreign Languages	第三建設局 局長	蟹澤 康人	1
鋼床版構造の長寿命域疲労試験結果 Results of Longlife Fatigue Test for Structures on Orthotropic Steel Deck	設計部 設計第二課長代理 設計部 設計第二課	大橋 治一 梁取 直樹	2
主塔点検補修用ロボットの開発 Development of Repair Robot for Main Tower	工務部 次長 第一建設局 維持施設部 機械課長	土山 正己 坂本 光重	11
舞子地区遮光施設等工事の設計・施工 Design and Construction of Light Control Shelter in Maiko Section	第一建設局 舞子工事事務所 第一工事長 第一建設局 舞子工事事務所 第一工事長代理 企画開発部 経済課	古家 和彦 宮口 典博 小河 正次	21
瀬戸大橋の維持管理、十年（主な損傷とその補修について） Ten Year-Maintenance of Seto-Ohashi Bridges (Major problems and thier repair work)	第二管理局 維持施設第二部 部長 第二管理局 維持施設第二部 橋梁維持課長	保田 雅彦 松本 毅	30
新尾道大橋の橋梁連続化の検討 Examination of Unified Decks of Shin-Onomichi Bridge	東京事務所 技術調整課長 福岡県新北九州空港連絡道路建設事務所 橋梁建設課長 東京事務所 技術調整課	鈴木 周一 田口 松義 大塚 雅裕	42
ケーブル被覆構造の評価とアンカレイジ内防食工法 Evaluation of Cable Coating System and Corrosion-proofing in Anchorage Chamber	第三建設局 向島管理事務所 橋梁技術課長 第一建設局 洲本工事事務所 工務課 第三建設局 向島管理事務所 橋梁技術課	石橋 清美 菅戸 喜一 橋本 龍	50
来島大橋ハンガー・バンドの設計 Design of Suspender Rope and Cable Band of Kurushima Bridge	第三建設局 今治工事事務所 第七工事長 第三建設局 今治工事事務所 第七工事長付 第二管理局 維持施設第二部 橋梁技術課	平野 信一 麓 興一郎 薄井 稔弘	56
4月25日橋の鉄道載荷および車線拡幅に伴う改築工事 Retrofit Work on the April-25 Bridge for Loading of Railway Track and Widening of Lanes	東京事務所 次長 設計部 設計第二課長代理	原崎 郁夫 大橋 治一	65
中南米道路調査の旅 Trip to Mid-South America for Road Reseach	工務部 技術管理課長代理	徳永 剛平	72
技術ニュース The Latest Information			76
本四技報総目次 Annual List of Contents of The Honshi Technical Report			78

本四技報総目次：次回掲載予定：第95号

## 本四技報 第86号 <明石海峡大橋特集号>(H10.4) 掲載予定

- ・明石海峡大橋ケーブル製作・架設工事
- ・明石海峡大橋補剛桁製作・架設工事
- ・明石海峡大橋鋼床版舗装
- ・明石海峡大橋動態観測システム
- ・明石海峡大橋維持管理設備
- ・明石海峡大橋のライトアップ
- ・明石海峡大橋の景観設計
- ・明石海峡大橋耐震設計
- ・明石海峡ケーブル防食システム及び施工

※ 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 [神戸側から淡路島側を望む]  
Akashi-Kaikyo Bridge, Awaji side viewed from Kobe side

(平成9年11月18日)  
(November 18, 1997)



試験点灯中の明石海峡大橋  
General view of Akashi-Kaikyo Bridge on lighting test

(平成9年10月3日)  
(October 3, 1997)

# 神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route

西神地区工事現況 (木見地区、STA+68付近)  
(平成9年12月15日)  
Current condition of Komi Road construction  
works in Seishin section (nearby STA+68)  
(December 25, 1997)



垂水JCT・IC工事現況 (J・Hランプ料金所付近)  
(平成9年11月28日)  
Current condition of Tarumi JCT·IC  
construction works  
(November 28, 1997)

室津PA休憩施設新築工事現況 (下り線側)  
(平成9年11月30日)  
Current condition of rest house construction  
works in Murotsu PA (November 30, 1997)



# 尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



新尾道大橋 上・下部工施工状況  
Shin Onomichi Bridge-Superstructure and substructure work

(平成9年11月末)  
(November 30, 1997)



新尾道大橋 向島側施工状況  
Shin Onomichi Bridge-Construction work on Mukaijima side

(平成9年11月末)  
(November 30, 1997)

# 尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



多々羅大橋 施工状況  
Tatara Bridge-Construction work

(平成9年11月末)  
(November 30, 1997)



来島第一大橋 補剛桁大ブロック架設状況  
First Kurushima Bridge-Erection work of large block on stiffening deck

(平成9年12月19日)  
(December 19, 1997)

## 外国語の奨め

Let's Learn Foreign Languages

第三建設局 局長

蟹澤 康人

Yasuhito Kanisawa



平成9年度の4人の新入職員を迎えた最初の日、局の幹部と一緒に昼食をともしましたが、その時の私の挨拶の中で、今後の当公団を背負って立つ若人には、何語でもよいから何か1つ、外国語をある程度話せるようになる事がとても大切なことですよと、アドバイスを込めて話しました。これは、まさに自由に外国語を話せない自分の反省から出たものであるとともに、今後の長大橋技術の発展、継承にも極めて重要と思うからです。

大学生のとき、ある教授と大議論をやった覚えがあります。この先生は今の私より多少若い位の時で、度々外国へも出かけており、かなり英語は使えるようでしたが、長期の留学経験がなく、やはり英語では相当苦労させられていたようでした。

ある夜のこと、研究室に居残っていた時、日本人は日本語をやめて、皆英語を使うようにすべきだなどと言い出したのです。

私はなにしろ、小学生の時に、山本周五郎の「何の花か薫る」などという小説を初掲の雑誌で読み感心していた（この小説は江戸の岡場所の遊女と旗本の坊ちゃんの実らぬ恋を題材にしたもの）ほど、その方面ではまかせており、色々な小説を読みちらして、日本語の美しさを多少わかっているつもりだったので、この発言は大学の先生として許しがたく思えて、大いにやり合ったのです。

先生は、とにかく日本語はどこにも通用せず、不便でどうにもならない、世界的に通用する英語を皆使うようにすれば、全て解決すると言うのです。

これは、外国人といや応なく接し、語学力の不足から色々失敗した経験のある、割合自尊心の強い日本人がよくかかるヒステリー症状にすぎないのですが、若い私には、そんな事がわかる訳もなく、大反論を行いました。

曰く、日本語ほど微妙で繊細な言葉はない。この美しい日本語をやめろとは何事だ。そもそも言葉とは民族の文化そのものではないか。日本語があるから日本文化であり、日本語をやめてしまえば、日本も日本文化もないのだ、云々と。こんなわかりきった事を学生に言わせる先生も先生ですが、言う学生も学生で、議論が噛み合うはずありません。片方が機能論で、もう一方が文化論なのですから。

その後、社会人となり、完全なドメスティック派として外国語を習得するのに最も適した若い時を過ぎてしまいました。所が、工事事務所長時代に外国出張を命ぜられ、短いとはいえ発表をしてこいとこの事です。20年以

上も英語と無縁の生活をしてきたのですが、とにかく発表は原稿を作って練習すれば出来るわけですから、ままよとやれますが、問題は質問が出たときの対応です。これも運よく、同行の大学の先生や、英語の堪能な人に助けられてどうにか済みましたが、その間のストレスは相当なもので、なるほど、こういう経験を何回もくり返すと前述のヒステリー症状が起こるのだと、納得させられました。

今や我国は30年前とは比較にならない程の経済大国として、世界の政治経済に与える影響が大きいわけですが残念ながら日本語は少数派で、ヨーロッパ各国語が、多かれ少なかれ共通性があるのに対し、全く異なる言語のため、我々が英語を学ぶのも、又逆に英語圏人が日本語を学ぶのも極めて困難にしています。

笑話という事にして、「日本語が最も大きな非関税障壁だ。いまにアメリカは、日本は日本語をやめろと言いつつ」と言われていますが、これは笑話ではなく、アメリカの本音でしょう。

とにかく今は、世界共通語としては、英語が圧倒的に強いわけで、これには先の文化論でいくら反撃した所でどうなるものでもありません。そのおかげで、英語圏の国々は巨大な利益を得ており、我々は極めて大きなハンディを背負っているのですが、これには英語圏の人々は知らない顔で気がつかない振りをします。これが現実です。では我々はどうすればよいのか。我々の文化そのものである日本語を大切にしつつ、外国語をある程度学ばしかるべきこととなります。この時に、英語圏の人々が、誰にでも英語を押しつけるように、経済大国だからといって日本語を発展途上国に押しつけることのないように若い人には、英語だけではなく、人によっては、例えばアジア各国語なども大いに学んで欲しいと思います。

本四技術は、オリジナルもありますが、海外から学んだものも沢山あります。学ぶ時には、1人の英語に堪能な人が学び、それを日本人に教えれば済む訳ですが、今からの世界中を相手にした商談や、指導にあたっては職員1人1人が外国語を話せる必要があります。

という訳で、私も50歳を過ぎてから会話学校へ行き、娘より若い人達と一緒にアウーとやっています。歳が歳なのでさっぱり上達しませんが、続ける事に意義ありと思っています。若い人も是非やって下さい。この英語嫌いの私でさえやっているのですから。

# 鋼床版構造の長寿命域疲労試験結果

Results of Longlife Fatigue Test for Structures on Orthotropic Steel Deck

設 計 部 設計第二課長代理 大 橋 治 一

Harukazu Ohashi



設 計 部 設計第二課 梁 取 直 樹

Naoki Yanadori

## 概 要

鋼床版構造は比較的薄い鋼板を溶接で集成した構造であり、荷重の大きさ、繰り返し回数によっては疲労損傷が生じる恐れがある。疲労に関してはこれまで200万回における疲労挙動を基に考えられてきたが、1993年制定のJSSC指針等では200万回を越える繰り返し回数での疲労について定めている。実際に道路橋の鋼床版では供用期間内に200万回を越える繰り返しを受ける可能性が考えられる。このため、実物大の供試体を用いて1000万回程度の長寿命域における疲労挙動を確認した。この試験で対象とした構造はUリブのボルト継手、溶接継手、その他カバープレート等である。この試験において発生したき裂についてとりまとめることにより、過去の試験で得られたS-N線図に確度を与え、長寿命域での疲労特性についての知見を得ることができた。

Orthotropic steel deck of bridges is composed of thin steel plates by welding so that fatigue cracks are occasionally caused by magnitude and the number of loading. Fatigue problem has been considered 2 million times of loading, but it is afraid of fatigue cracks at the loading times more than 2 million though load is lighter than considered before. Therefore the series of fatigue tests have been done such as 10 or 20 million times of loading at lower stress level. Test pieces included bolted joint and welded joint of trough rib and some details of steel deck structure. Investigating cracks in the test made it certain S-N diagram already given through test in the past and gave us knowledge about nature of longlife fatigue problems.

## 1. まえがき

現在、本州四国連絡橋の鋼床版の疲労については鋼床版設計要領に規定があり、各ディーテイルごとに疲労許容応力度が定められている。これは、繰り返し回数200万回における疲労クラック発生に対する応力度をもとに定めたものであり、本州四国連絡橋の供用期間100年間に於けるT-20荷重の繰り返し回数と対応づけられている。

しかしながら、鋼床版部材においては走行車両の車長と床版支間長の関係から、車両が1台通過するごとに1回の繰り返し回数が加えられていくことになる。このため、供用期間中により多くの繰り返し回数となることが考えられ、200万回を越えるような場合の疲労挙動を確認することは重要である。

また、日本鋼構造協会（JSSC）の鋼構造物の疲労設計指針・同解説（1993）では、200万回における基本疲労許容応力度を従来よりも低減させた上で、さらにそれより低い応力レベルが200万回以上繰り返しされる場合を含めた照査法を規定している。

このため、平成7年度から8年度にかけて鋼床版を対象とした実物大供試体による長寿命域疲労試験を行ない、1000万回程度の長寿命域における疲労挙動を確認した。疲労荷重については圧縮力とし完全圧縮領域において行なっている。これは曲げ試験とした場合に比べ、供試体応力がほぼ一様になり発生応力による評価が容易になる

ためであり、また長期間かかる長寿命域疲労試験を行なうにあたって、供試体を重ねて一度に複数個の供試体を試験できることなどによる。

## 2. 供 試 体

供試体は、鋼床版の現場接合部を再現したものとしてボルトタイプと溶接タイプが2体ずつ製作された。溶接タイプは現場で接合されるのと同様に上向きで突き合わせ溶接をされている。

またデッキプレートに付加される吊金具、ハンドホール、カバープレートやガセット部などを再現するものとして、ボックスタイプの供試体も製作された。これは取り付ける継手の疲労強度等級（JSSC）がD・E級（DEタイプ）のものと、F・G等級（FGタイプ）ものを2体ずつとした（表-1）。

使用鋼材は、トラフリブ、デッキプレート、ボックス部材等がSM490YA、ガセット、カバープレート、裏当て金等がSS400である。

表-1 供試体の名称・製作数

Tab.1 Names and the number of specimen

継手タイプ	供試体名称	製作数	疲労等級
ボルト継手	CT-4-1~2	2体	D~E, G
溶接継手	CT-5-1~2	2体	D~F
ボックスDE	CT-DE-1~2	2体	D~E
ボックスFG	CT-FG-1~2	2体	F~G

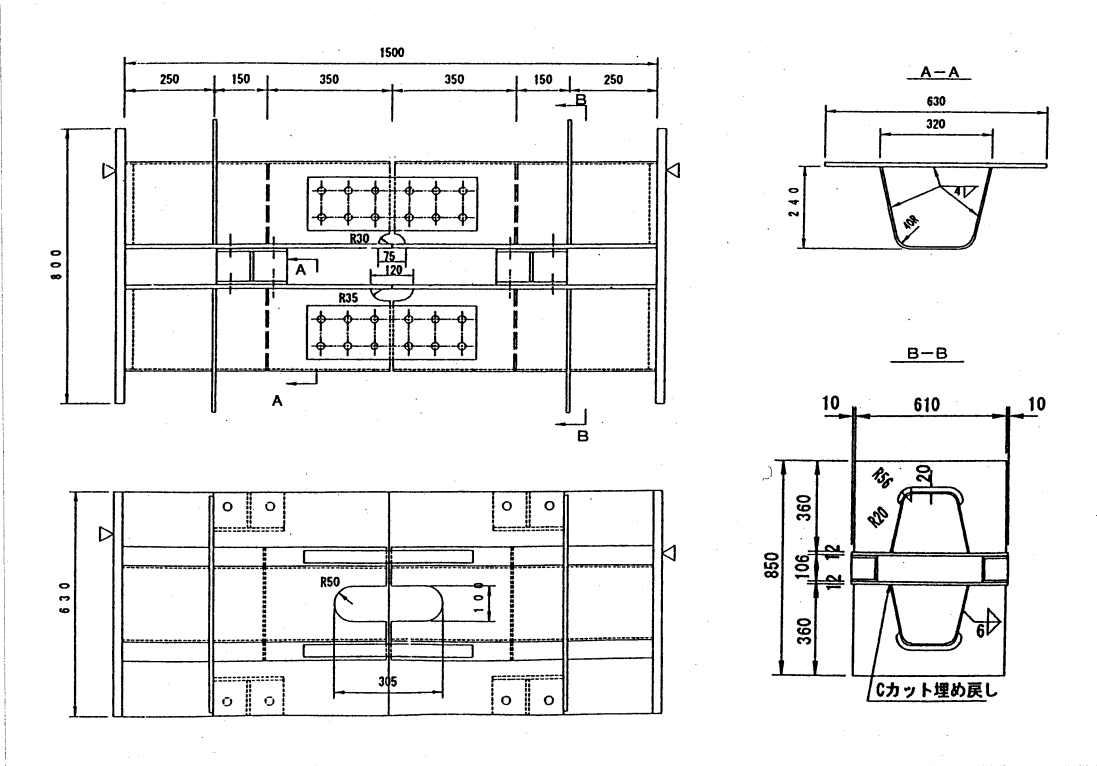


図-1.a ボルト継手タイプ (CT-4-1~2)

Fig.1.a Bolted joint type (CT-4-1~2)

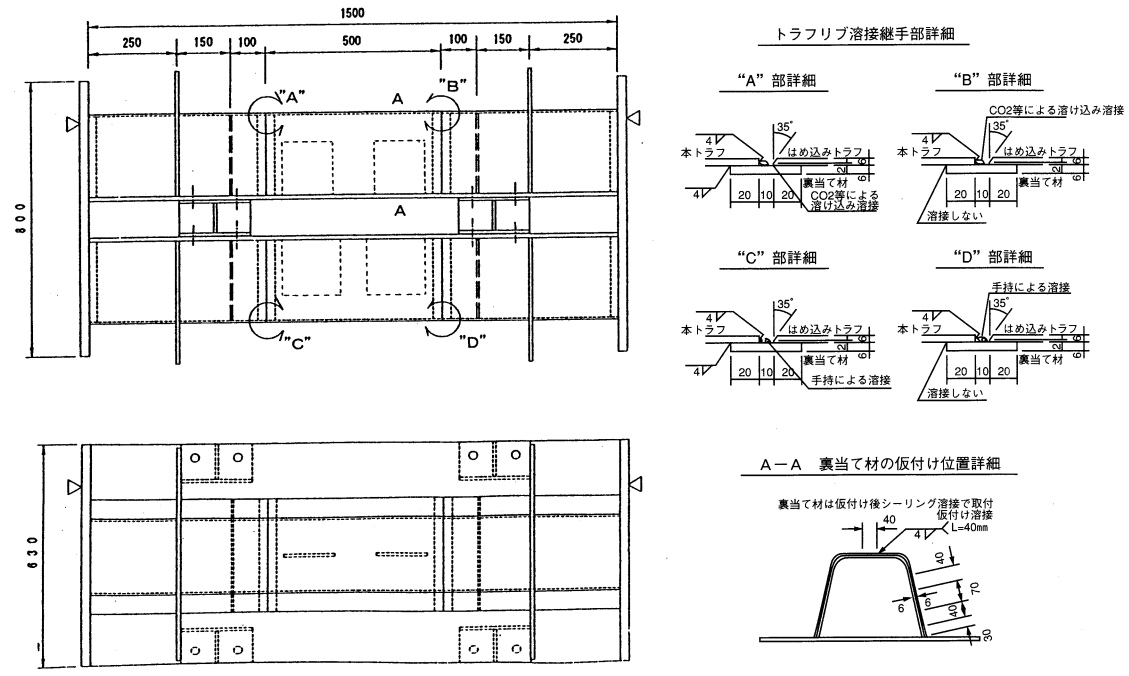


図-1.b 溶接タイプ (CT-5-1~2)

Fig.1.b Welded joint type (CT-5-1~2)

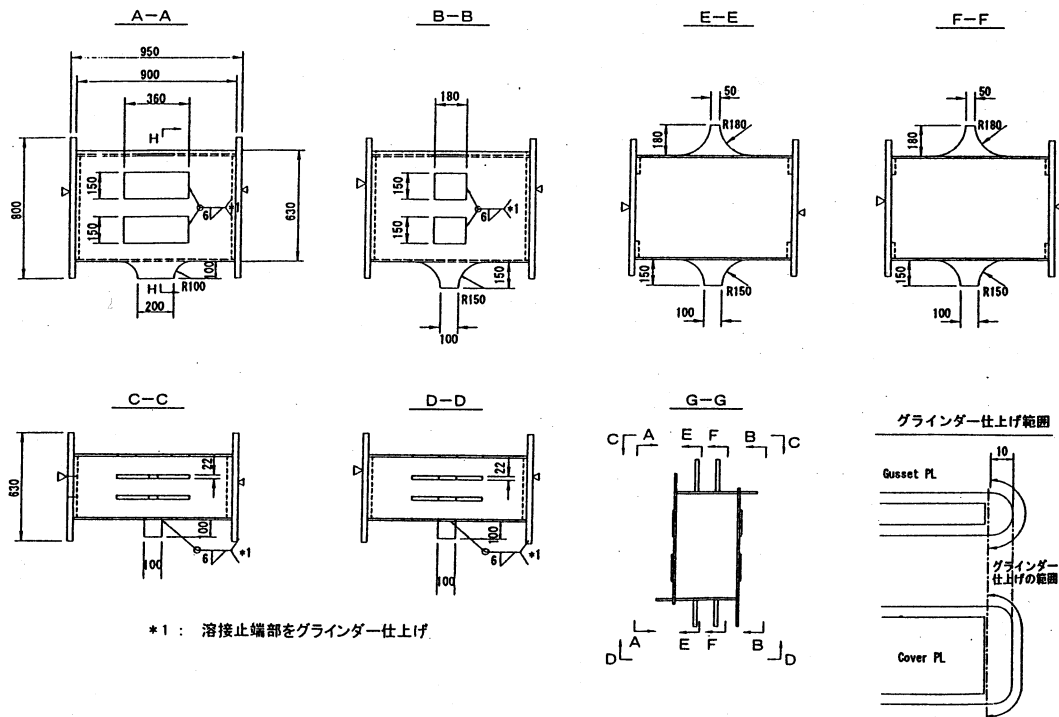


図-1.c ボックスDEタイプ (CT-DE-1~2)  
Fig.1.c Box DE type (CT-DE-1~2)

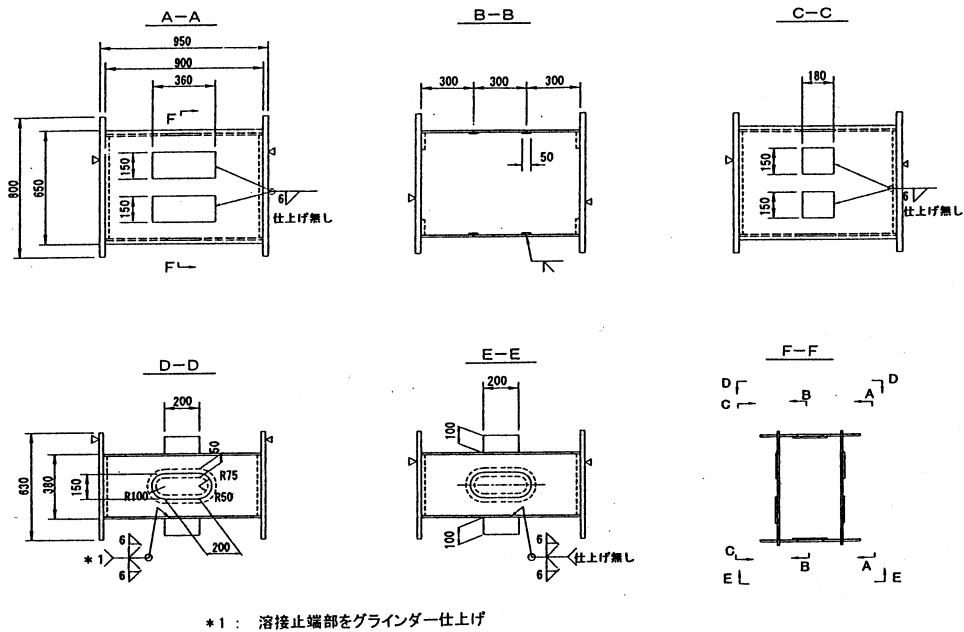


図-1.d ボックスFGタイプ (CT-FG-1~2)  
Fig.1.d Box FG type (CT-FG-1~2)

### 3. 疲労試験

#### (1) シリーズ1・ケース1

供試体CT-5-1、CT-FG-1を対象とした。これらは疲労等級がF等級程度に規定されるディテールを含むものである。試験荷重については、長寿命域疲労試験であることによりJSSC疲労設計指針に定められている

一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界から決定された。ここに、打ち切り限界とは応力範囲がその値以下であれば疲労きれつが発生しないとされる応力範囲である。JSSC疲労設計指針に定められているF等級の打ち切り限界は46MPaであり、これに平均応力が圧縮である場合の補正係数を準用して1.3を乗じ、応力範囲を60MPaとした。

(2) シリーズ1・ケース2

ケース1で1000万回載荷したが疲労きれつは発生しなかった。このため疲労等級Eの打ち切り限界62MPaに補正係数1.3を乗じた80MPaを応力範囲とし、1000万回載荷した。ケース1の供試体とCT-DE-1、CT-FG-1で行なったがCT-DE-1についてはきれつが発生しなかったため、2000万回の載荷とした。

(3) シリーズ2

供試体CT-4-2、CT-5-2、CT-DE-2、CT-FG-2を対象とした。平均応力が大きくなった場合の変化を考慮するため、応力範囲をシリーズ1と同じ80MPaにした上で、応力レベルを高くした。すなわち、平均応力がシリーズ1・ケース1で約30MPa、シリーズ1・ケース2で約40MPaであるのに対して、このシリーズ2では100MPa程度とした。

以上の長寿命域疲労試験各シリーズについて、応力度を表-2に、載荷パターンを表-3に示す。

表-2 シリーズごとの応力度  
Tab.2 Stress at each series of test

	最大応力度 σ <sub>max</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	最小応力度 σ <sub>min</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	応力範囲 Δσ (kg/cm <sup>2</sup> )	平均応力 σ <sub>m</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	応力比 R	
圧縮疲労試験 (平成4年度)	-500	-2000	1530	-1265	4.1	
長寿命域疲労試験	シリーズ1 ケース1	-20	-632	612	-326	31.6
	シリーズ1 ケース2	-20	-837	817	-428	41.9
	シリーズ2	-592	-1406	816	-1000	2.4

$R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$

表-3 載荷パターン  
Tab.3 Patterns of loading

年 度	平成7年度		平成8年度			
	シリーズ1				シリーズ2	
	ケース1		ケース2		ケース3	
載 荷 パター ン	1	2	3	4	5	6
CT-4-1	—	-5~-195 1000	—	—	—	—
CT-5-1	-5~-145 1000	—	-5~-195 1000	—	—	—
CT-DE-1	—	—	-5~-195 2000	—	—	—
CT-FG-1	-5~-145 1000	-5~-195 434	—	—	—	—
CT-4-2	—	—	—	—	-130~-320 1000	—
CT-5-2	—	—	—	—	—	-130~-320 1000
CT-DE-2	—	—	—	—	-130~-320 1000	—
CT-FG-2	—	—	—	—	—	-130~-320 1000

上段：載荷力範囲 (tonf)  
下段：載荷回数 (万回)

4. 試験結果

試験結果は主にS-N線図で示す。ここでは応力範囲をひずみゲージによる実測応力範囲としており、繰り返し回数はきれつ発生時のものである。また等級線の太線は、JSSCに規定される各ディテールの等級線に対し、補正係数1.3を乗じており、ダッシュを付けて区別している。これは平均応力が圧縮領域にある場合、次式に示す補正係数C<sub>R</sub>を基本許容応力範囲に乗じて許容応力範囲

を求めてもよいとJSSCに規定されていることによる。

$C_R = \{1.3(1-R) / (1.6-R)\} \quad (R \leq -1)$

この式において、Rが十分小さい場合として、1.3とした。なおS-N線図中の過去データとは、平成3~4年度に行なわれた鋼床版継手構造圧縮疲労試験等の結果を示す。

4.1 デッキ突き合わせ溶接 (JSSC : D等級)

これまでの試験ではきれつが発生していない。過去の圧縮疲労試験ではD'等級を満たしている。長寿命域においては、応力範囲が小さかったため、D'等級を満たしているとは判断できない。

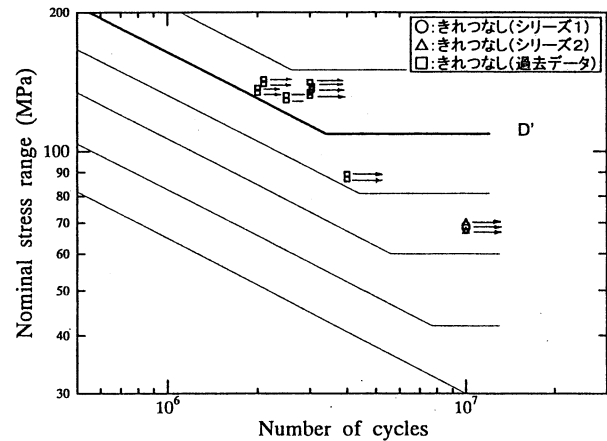


図-2 デッキ突き合わせ溶接部のS-N線図  
Fig.2 S-N diagram of deck to deck welding

4.2 トラフリブ縦ビード (JSSC : D等級)

4.1と同様であり、これまでの疲労試験ではきれつが発生していない。

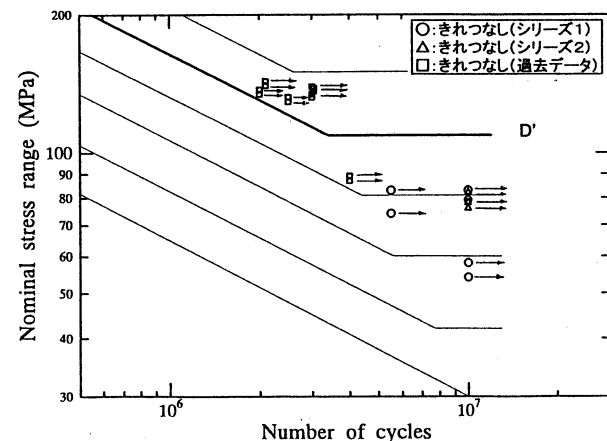


図-3 トラフリブ縦ビードのS-N線図  
Fig.3 S-N diagram of trough to deck plate welding

4.3 横リブ交差部 (JSSC : E等級)

過去の疲労試験においてE等級を下回るきれつ発生があるが、長寿命域疲労試験においてはきれつが発生しておらず、E'等級を満たしている。

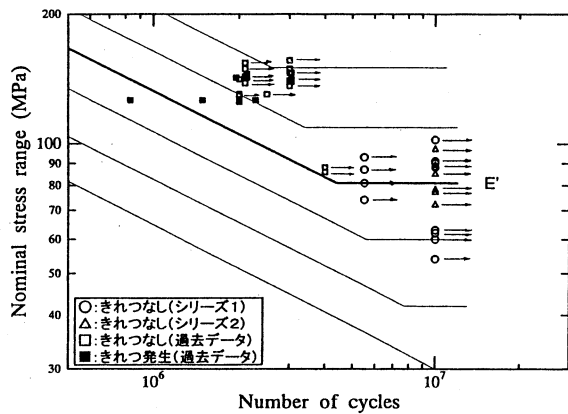


図-4 横リブ交差部のS-N線図

Fig.4 S-N diagram of cross section between trough rib and cross rib

#### 4.4 トラフリブ突き合わせ溶接 (JSSC : F等級)

過去の疲労試験においてもき裂の発生が多かったが、長寿命域疲労試験でも多くのき裂が発生した。

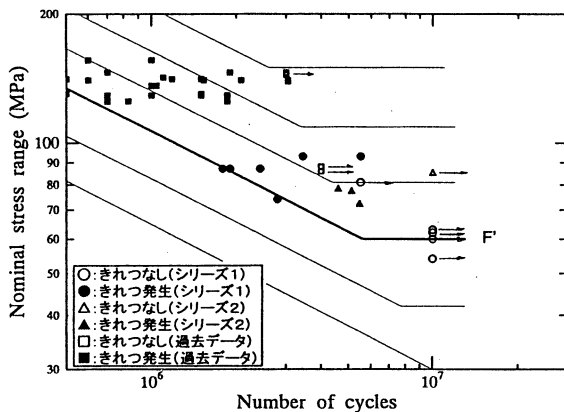


図-5 トラフリブ突き合わせ溶接

Fig.5 S-N diagram of butt welding of trough rib

このトラフリブの突き合わせ溶接に関しては裏当て金の仮付け方法の比較を行なっている。図-1.bにおける“B”部、“D”部のように裏当て材をはめ込みトラフとの突き合わせ部でのみ仮付けしたものと、“A”部、“C”部のように裏当て金の本トラフ側の端面でも仮付けしたものを比較すると図-6の通りとなる。これによれば本トラフ側でも仮付けしている方がき裂の発生は多く、しかもF'等級線をやや下回るき裂も発生している。これに対して本トラフ側で仮付けのない方はき裂の発生が少なく、疲労寿命が長くなる傾向が見られた。以上のことから、裏当て金の仮付け溶接に関しては、開先内のみ仮付けとした方が疲労寿命は向上するものと考えられる。

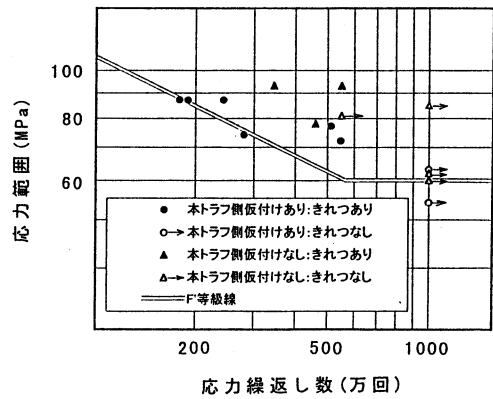


図-6 裏当て金仮付け方法の比較

Fig.6 S-N diagram for comparison of tack welding

#### 4.5 密閉ダイヤフラム溶接部 (JSSC : E等級)

圧縮疲労試験においてはE'等級の疲労曲線を下回るき裂もあるが、長寿命域では満たしている。

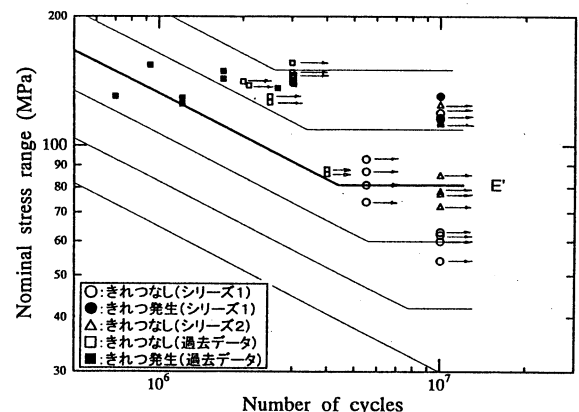


図-7 密閉ダイヤフラム溶接部のS-N線図

Fig.7 S-N diagram of welding around closing diaphragm

#### 4.6 スカラップR部 (JSSC : G等級)

JSSCでは疲労強度がかなり低く抑えられているが、これまでの試験ではき裂が発生していない。

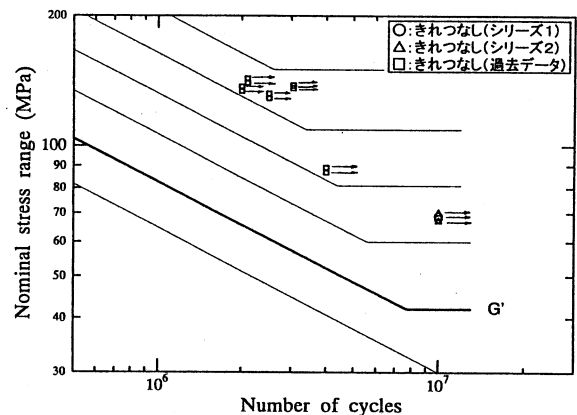


図-8 スカラップR部

Fig.8 S-N diagram of scallop at edge of trough rib

このスカラップR部については平成7年度に行なわれた圧縮曲げ疲労試験の供試体でもきれつが発生せず、残留応力の調査を実施している。Uリブには引張の残留応力が生じているが(図-9.b)、まわし溶接止端部直近のデッキ面に大きな引張残留応力は存在せず、一部には比較的大きな圧縮残留応力が生じている(図-9.c)。これによりきれつが発生しにくい状態であったとも考えられるが、この箇所の残留応力分布は、デッキ突き合わせ溶接に沿った2000~3000kgf/cm<sup>2</sup>(ミーゼス応力値)もの引張残留応力が存在するなど複雑であり、さらに検討することが必要である。

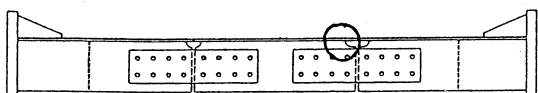


図-9.a 供試体CBT-3側面図

Fig.9.a Side view of specimen CBT-3

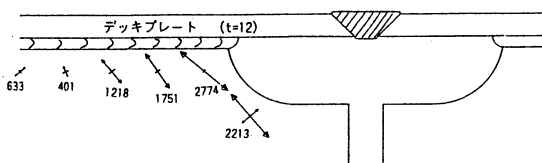
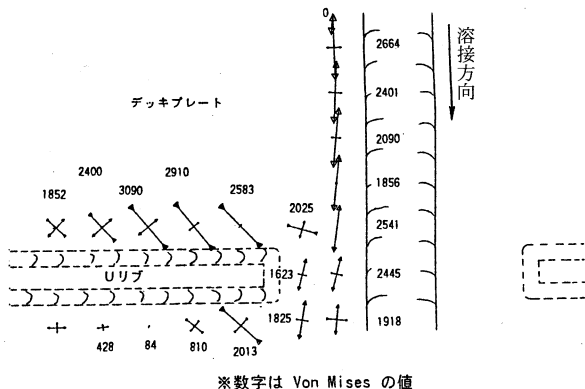


図-9.b スカラップ近傍(スカラップ幅120mm)

Fig.9.b Around scallop(120mm width)



\*数字は Von Mises の値

図-9.c デッキプレート(Uリブ溶接側、デッキ上面からの透視)

Fig.9.c Deck plate(trough rib side, looked through from upper side of the deck plate)

図-9 Uリブスカラップ近傍の残留応力

Fig.9 Residual stress around the scallop of trough rib

#### 4.7 エレクションプレート溶接部(JSSC:G等級)

このエレクションプレートは、デッキの突き合わせ溶接時に位置決めのために用いられる。疲労等級としては非仕上げの面外ガセットとしてG等級とされている。長寿命域疲労試験では2ヶ所のきれつが発生した。このきれつはデッキプレートに直接きれつが進展するため、問題が多いと考えられる。

図-11に破面調査の結果を示す。エレクションプレート端部のまわし溶接がオーバーラップ気味になっており、重なる箇所からきれつが発生している。したがって、エレクションプレートの溶接時には止端部のまわし溶接

をきれいに仕上げるよう注意する必要がある。

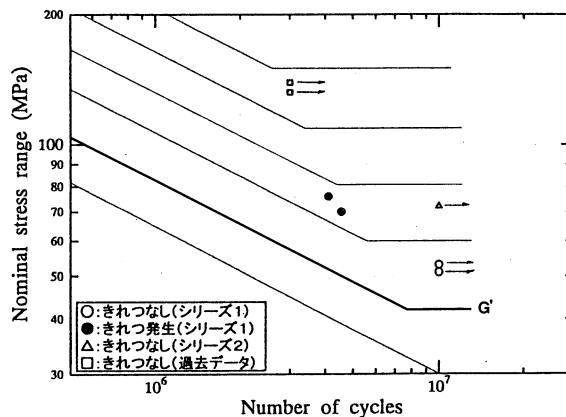


図-10 エレクションプレート溶接部

Fig.10 S-N diagram at welding of election plate

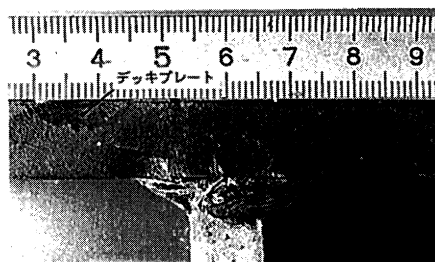


図-11 エレクションプレート止端部破面

Fig.11 Crack surface at toe weld of election plate

#### 4.8 カバープレートをすみ肉溶接

- (1) 溶接部仕上げ(JSSC:D等級)
- (2) 止端仕上げ(JSSC:E等級)

いずれも1000、あるいは2000万回の繰り返し载荷を行なったがきれつは発生しなかった。応力範囲は疲労等級線よりやや低い位置にあり、JSSCに規定された強度を満たすかどうかの判断は困難であるが、それぞれの応力範囲は打ち切り限界に近かったものと考えられる。

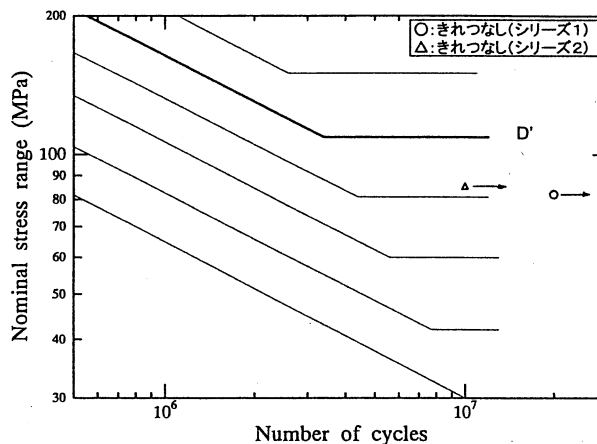


図-12 すみ肉溶接されたカバープレート:溶接部仕上げ

Fig.12 S-N diagram of fillet welding around cover plate, finished smoothly

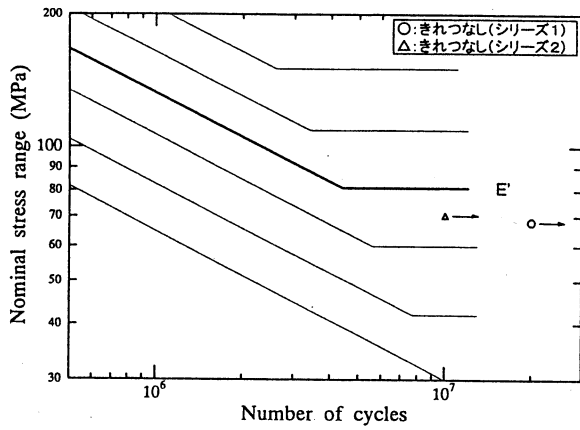


図-13 すみ肉溶接されたカバープレート：止端部仕上げ

Fig.13 S-N diagram of fillet welding around cover plate, finished smoothly at toe of weld

(3) 非仕上げ、L=180mm、JSSC:F等級

(4) 非仕上げ、L=360mm、JSSC:G等級

今回の長寿命域疲労試験ではいずれもきれつが発生していない。

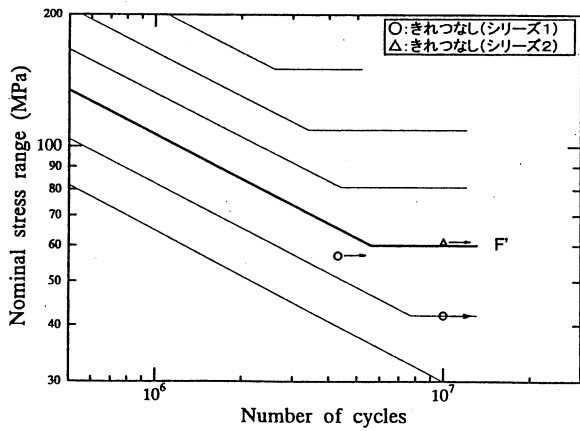


図-14 すみ肉溶接されたカバープレート  
非仕上げ、L=180mm

Fig.14 S-N diagram of unfinished fillet welding around cover plate (L=180mm)

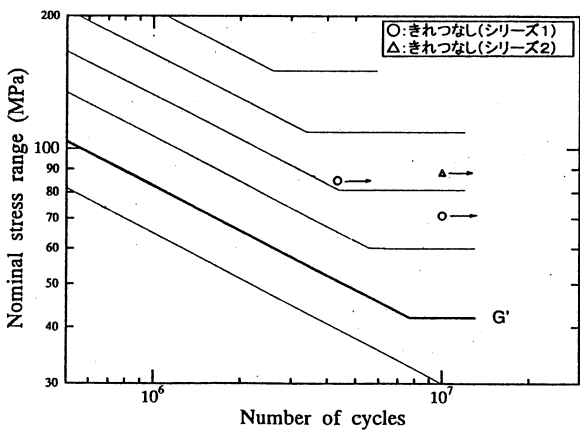


図-15 すみ肉溶接されたカバープレート  
非仕上げ、L=360mm

Fig.15 S-N diagram of unfinished fillet welding around cover plate (L=360mm)

このカバープレートについては試験後に残留応力測定を行っており、結果を図-16に示す。これによれば、カバープレート周辺には表裏面で向きの異なる圧縮残留応力が存在するのが認められる。載荷力方向での引張残留応力が小さいために、きれつが発生しにくい状態であったとも考えられる。

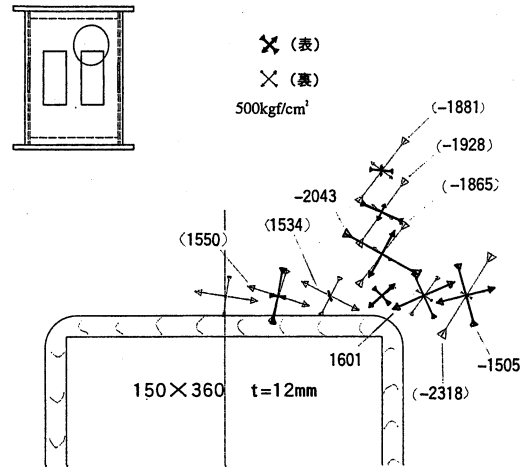


図-16 残留応力測定結果 (L=360mm)

Fig.16 Residual stress around cover plate(L=360mm)

#### 4.9 面外ガセット

(1) すみ肉溶接 (JSSC:E等級)

今回の長寿命域疲労試験ではきれつが発生していない。

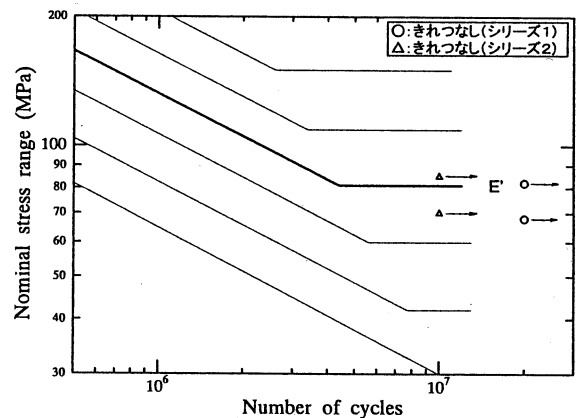


図-17 面外ガセットのすみ肉溶接

Fig.17 S-N diagram of fillet welding for out of plane gusset

(2) 開先溶接、止端仕上げ (JSSC:F等級)

(3) 開先溶接、非仕上げ (JSSC:G等級)

いずれもきれつは発生せず、止端仕上げと非仕上げの差異も見極められない。

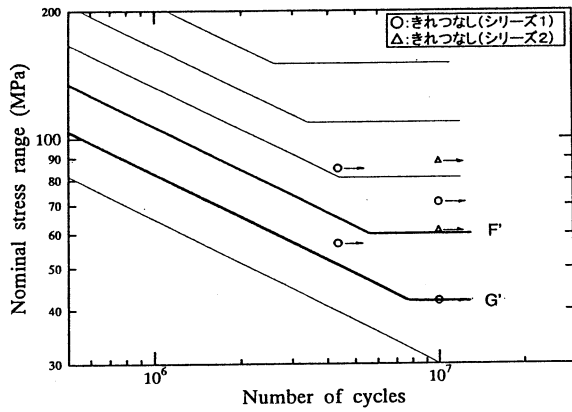


図-18 面外ガセットを開先溶接（止端仕上げ有・無）  
Fig.18 S-N diagram of penetration weld for out of plane gusset (finished or unfinished toe of weld)

#### 4.10 切り抜きガセットのフィレットに接する縦溶接

- (1)  $1/5 \leq r/d$  (JSSC:D等級)
- (2)  $1/10 \leq r/d < 1/5$  (JSSC:E等級)

いずれもきれつは発生せず、今回の長寿命域疲労試験での応力範囲は打ち切り限界以下であったと考えられる。

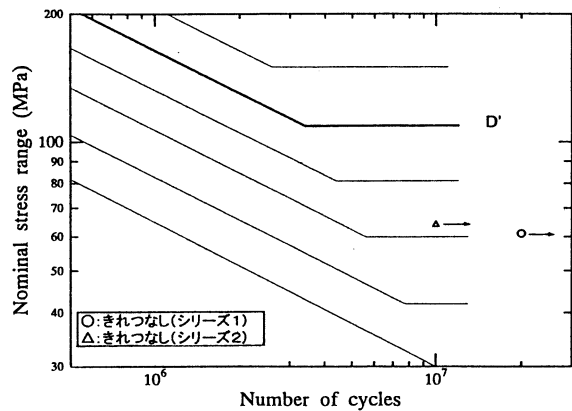


図-19 切り抜きガセットのフィレットに接する縦溶接 ( $1/5 \leq r/d$ )

Fig.19 S-N diagram of welding at part of welded gusset's fillet ( $1/5 \leq r/d$ )

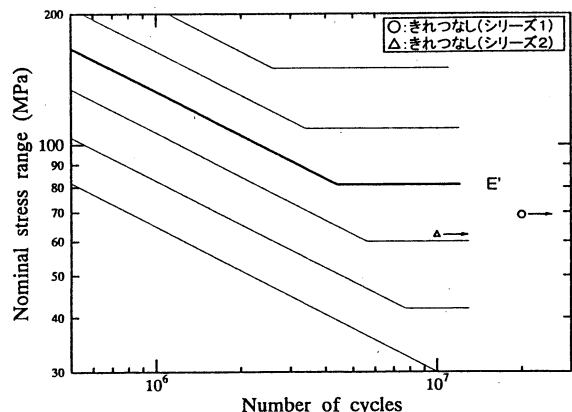


図-20 切り抜きガセットのフィレットに接する縦溶接 ( $1/10 \leq r/d < 1/5$ )

Fig.20 S-N diagram of welding at part of welded gusset's fillet ( $1/10 \leq r/d < 1/5$ )

#### 4.11 ハンドホール裏当て金付き溶接

JSSCでは、カバープレートについては疲労等級を指定しているが、ハンドホールをふさぐ場合は指定がない。同等と見なせば、止端仕上げがないのでF等級となる。

長寿命域疲労試験ではCT-FG-1のシリーズ2で3箇所きれつが発生し、これらがつながって大きなきれつとなり、434万回で試験を中止するに至った。

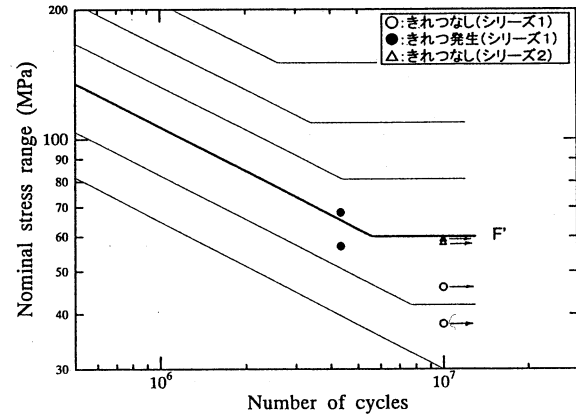


図-21 ハンドホール近傍でのきれつ

Fig.21 Cracks around cover plate for hand hole

きれつの発生しなかったCT-FG-2を試験後に残留応力測定した結果を図-22に示す。カバープレート近傍では、試験体ボックス製作時の溶接による引張残留応力、プレート溶接時の引張残留応力がともに働き、大きな引張残留応力場であったようである。

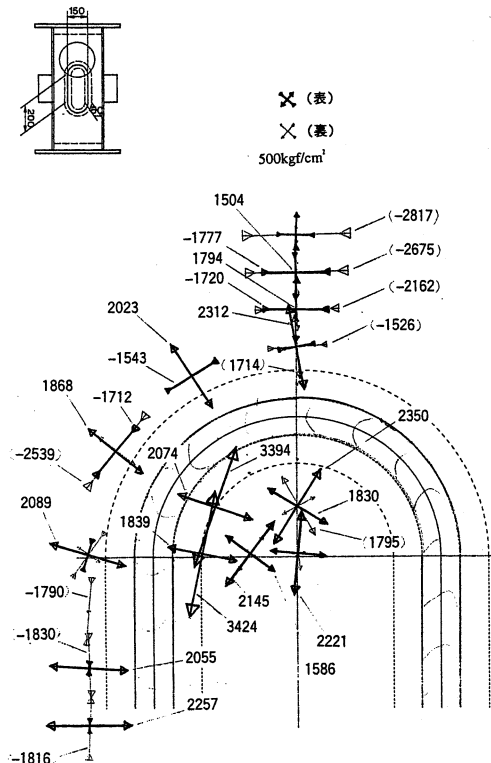


図-22 ハンドホール周りの残留応力分布

Fig.22 Residual stress near the cover plate for hand hole

## 5. 平均圧縮応力の影響

シリーズ1に比べ、シリーズ2は平均圧縮応力を上昇させて試験を行なっている。それぞれのきれつ発生数を表-4に示す。これによれば平均応力の高いシリーズ2の方がきれつが少なくなっている。

表-4 シリーズごとのきれつ発生数

Tab.4 The number of cracks at each series of test

供試体	シリーズ	1	2
	平均応力 (MPa)		
ボルト継手タイプ		1	0
溶接継手タイプ		9	3
ボックスDEタイプ		0	0
ボックスFGタイプ		3	0
	計	13	3

しかし、対象とするきれつ数が少なく、シリーズ1についてはケース1における累積の評価が問題となる。

ここで、ケース1・シリーズ1での累積を考慮したS-N線図を示すと図-23、24、25のとおりである。荷重の繰り返し回数はシリーズ1と2の和をとり、シリーズ1と2の疲労の累積と等価な疲労被害を与える応力振幅でプロットしている。これによればケース1・シリーズ1の累積を考慮しても、疲労等級の評価にさほど影響を与えるものでないと考えられる。

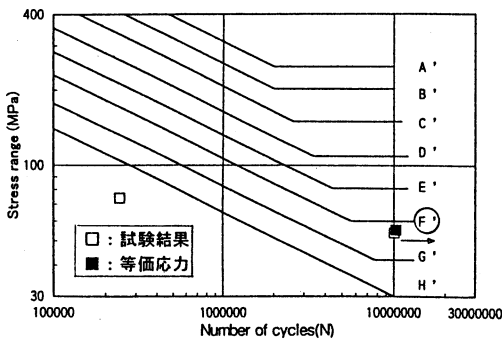


図-23 トラフリブ突き合わせ溶接部 (1024万回でのきれつ)

Fig.23 S-N diagram of butt welding of trough rib  
(The crack at 102.4million times of loading)

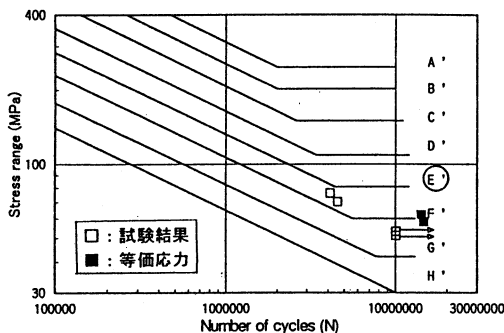


図-24 エレクションプレート溶接部

Fig.24 S-N diagram at welding of election plate

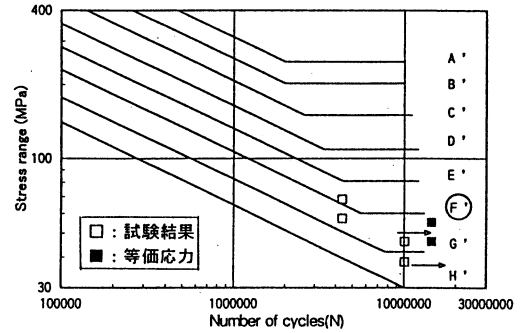


図-25 ハンドホールの裏当て金付き溶接

Fig.25 S-N diagram around cover plate for hand hole with backing bar

## 6. まとめ

- (1) 全体的に、各ディテールはJSSCの疲労設計指針で規定されるところの疲労等級をおおむね満たしているものと考えられる。
- (2) 疲労等級が低いと考えられていたエレクションプレート溶接部 (G等級)、トラフリブ突き合わせ溶接部 (F等級)、ハンドホールの裏当て金付き溶接部 (F等級) できれつが発生した。このうちトラフリブ突き合わせ溶接で裏当て金を本トラフ側で仮付け溶接したものと、ハンドホールの裏当て金付き溶接部では疲労等級線以下の領域でのきれつが発生した。
- (3) 一方、同じく疲労等級が低いものと考えられていたスカラップR部、開先溶接した面外ガセット、溶接部仕上げのないカバープレートではきれつが発生しなかった。スカラップR部とカバープレートについては残留応力測定の結果、載荷力方向の引張残留応力が小さい傾向が見られた。
- (4) 平均圧縮応力の高い方がきれつの少なくなる傾向が見られた。

## 7. あとがき

本試験および検討は、鋼上部構造委員会疲労分科会の指導のもとに行なわれた。主査の三木千壽東京工業大学教授をはじめとする委員各位、および疲労試験を担当された(社)日本建設機械化協会 建設機械化研究所の方々に感謝いたします。なお、今回得られた各種ディテールの疲労強度と改良構造に関する成果は、今後の維持管理、または新たな長大橋建設に役立つものと考えられ、鋼床版設計要領・同解説に記載できるよう作業を行なっているところである。

## 参考文献

- 1) 鋼構造物の疲労設計指針・同解説、(社)日本鋼構造協会、1993年4月
- 2) 鋼床版設計要領・同解説、本州四国連絡橋公団、1989年4月

# 主塔点検補修用ロボットの開発

Development of Repair Robot for Main Tower

工 務 部 次 長 土 山 正 己

Masami Tsuchiyama



第 一 建 設 局 機 械 課 長 坂 本 光 重

Mitsushige Sakamoto

## 概 要

構造物の表面の塗装は時間経過とともに劣化するため塗り替えが不可欠になるが、劣化の進行具合は構造物の部位や塗装時の環境によって異なるため全体的には良好であっても局部的な発錆は避けられない。局部的とはいえ、発錆は構造物本体の腐食であり早期の補修が望ましいが、地上数百mの主塔に接近することは容易でなく、全面塗り替え時まで放置されているのが現状であり、簡易に接近してケレンと塗装ができるロボットが望まれている。今回開発したロボットは、鉛直な主塔の表面に自力で吸着して発錆箇所接近して錆を落とし直ちに塗装することができる。また、操作は全て地上でワンマン操作できるため、省力化と安全性の向上を実現した。

Since the coated surface of steel structure deteriorate as time goes by, periodic repair work is inevitable. Partial rusting on generally wholesome surface is unavoidable, since the degree of deterioration varies with the part of structure and general conditions of blow work. Early repair maneuvering on these partial deterioration is desirable, however, difficult access to high-rise wall surface, up to hundreds of meters high, has prevented it until the time of full scale repair work operation.

This paper presents a newly developed steel surface repair robot, which can cruise on high-rise vertical wall surface and carries out consecutive repair work, such as finding out deteriorated spots, removing rust, and painting. One-man remote control operation from the ground level reduced the burden of manpower and increased safety.

## 1. はじめに

鋼構造物の表面は、防錆と景観保持のため塗装されているが、塗装は、紫外線・大気中の有害成分・風雨等の劣化作用により徐々に白亜化が進むため補修塗装が必要になる。この劣化の進行程度は一様ではなく、構造物の部位・塗装時の環境・建設中のダメージ等によって異なり、全体的には良好であっても早期に局部的な発錆が見受けられるようになる。したがって、全面塗替間隔の途中において局部的な補修塗装が必要になるが、高さが数百mにおよぶ吊橋や斜張橋の塔では接近手段がゴンドラに限られ、大がかりな段取りが必要になるため、全面塗装時まで放置されているのが現状である。しかし、局部的とはいえ発錆は構造物の腐食であり、また、錆汁は景観を著しく害するため早期に補修することが望ましい。本州四国連絡橋には高さが100mを越える塔が26基あり、しかもこれらは腐食環境の厳しい海上にあるため簡易に使用できる補修塗装装置の開発が必要になった。

本ロボットはこのような背景のもとに開発に着手したものであり、必要な機能を整理すると次のようになる。

- ・鉛直な塔の任意の位置に自力で接近する足の機能。
- ・塗膜の状況（発錆状況）を識別する目の機能。
- ・ケレン工具と塗装装置を保持する腕の機能。
- ・これらを地上で遠隔操作する頭脳と神経の機能。

このロボットの開発に当たっての主要な技術課題は、

高さが40mm以上の段差となる添接部を乗り越える走行機構と、ケレン工具や塗装装置のきめ細かい位置の制御機構にある。

走行機構は対象が鋼であることより、永久磁石で吸着するものとし、最も強力な磁力を有する希土類ネオジウムを内蔵した磁石車輪を考案して解決した。また、ケレン工具と塗装装置は、人間の腕と同じ5自由度を持ち操作員が動かすマスターアームに追従して動く、多関節マニピュレータに保持させてきめ細かい操作を実現した。

本ロボットは下津井瀬戸大橋における総合的な性能確認実験によると、準備は半日程度で完了し、走行性能・作業能率・発錆箇所の識別・ケレンや塗装の作業性は良好であり、実用上十分な性能を有している。本ロボットによれば、人間が高所に接近することなく遠隔操作による補修塗装が可能であり、高い安全性と大幅な省力化を図ることができる。

## 2. 基本構想

### (1) 作業方法

鉛直面の塗装は、既塗装面への塗料たれの防止・足場の通過・ケレン除去物の付着防止等より、上から下に向かって施工するのが原則であり、本ロボットによる補修塗装作業も次のように想定する。

①設置撤去および操作位置は塔の基礎とする。

②最初に基礎上から作業予定範囲の最上部に上昇し、

塗装膜の状況を観察しながら下降する。

③発錆箇所を発見したら直ちにケレン工具で錆を除去し、直ちに下塗り塗料を塗布する作業を繰り返しながら基礎位置まで下降する。

④下塗り塗料の乾燥を待ち、中塗り塗料を積載して最上部まで上昇し、下塗り箇所に中塗り塗料を塗布しながら下降する。(通常は翌日)

⑤同様な要領で中塗り箇所に上塗り塗料を塗布する。

これらの作業の要諦は、発錆箇所の判定と下塗り・中塗り箇所の発見、および塗りむらや塗り落としを無くすることにある。幸いにして、本州四国連絡橋の塗装色はライトグレー系やグリーングレー系であり発錆箇所(通常は赤錆色)は色彩によって判定できる。また、下塗り・中塗り・上塗りの各塗料の色調を変えることにより、塗装箇所を発見することもでき、旧塗装色(例えば下塗り)が新塗装色(例えば中塗り)に変わる状況を観察すれば塗装の進行を把握することができる。すなわち、カラーテレビモニターを使用することによりこれらの要諦を満たすことができる。

## (2) ロボットの概念

前述の作業を基にロボットの概念を構築すると図-1に示すようになる。なお、構築に当たっての基本的な考え方は次のとおりである。

- ①作業はケレンと塗装の2種類とし、これらの工具は多関節型のマニピュレータで保持する。
- ②走行装置には自力で昇降するとともに、左右に移動できるステアリング機構を設ける。
- ③永久磁石で吸着するとともに、壁面との摩擦力で自身の保持力と走行反力を得る。
- ④走行速度は最も高い明石海峡大橋(約300m)でも1時間で上昇できる5m/分とする。
- ⑤走行・ケレン作業・塗装作業はカラーテレビモニターで監視しながら操作する。
- ⑥動力源・制御装置・操作盤・テレビモニターは基礎上に置き、動力・制御信号・映像信号は1本の光/電力複合ケーブルで送受信する。
- ⑦ロボットは自力で走行するが、故障時の揚収や、万が一の落下に備えて塔頂より降ろした安全ロープで結ぶ。
- ⑧安全ロープは基礎上のオートテンションウインチでロボットの走行に合わせて巻取り繰り出しする。

## 3. 走行装置

### (1) 磁石車輪

鉛直な壁面を自力で走行させるには、壁面への吸着と走行反力が必要になる。吸着力を得る方法には真空吸着<sup>1)</sup>と磁力吸着<sup>2)</sup>が考案されており、走行反力はいずれも壁面との摩擦力で得ている。それぞれに得失があるが今回は対象が鋼であり、また、高所で稼働するため信頼性を優先して動力の不要な永久磁石による磁力吸着を採用す

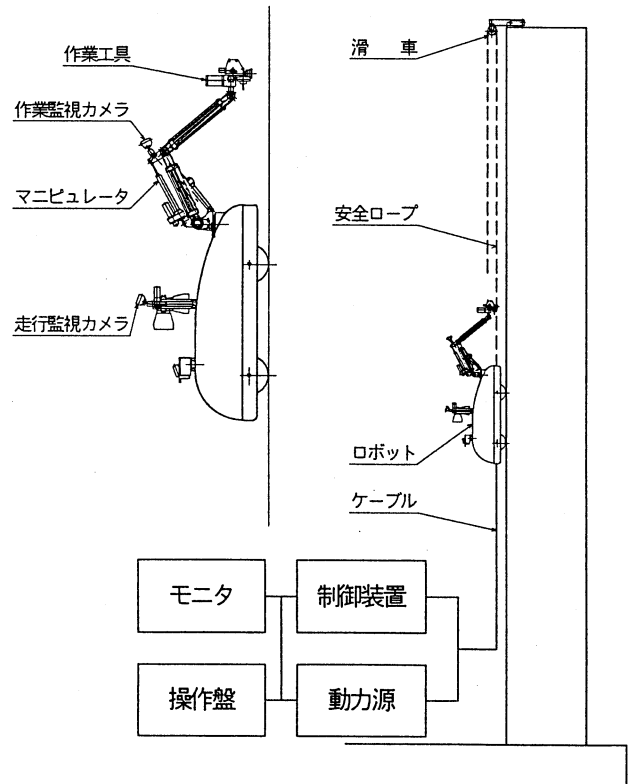


図-1 ロボットの概念

Fig.1 Concept of robot

る。走行しながら吸着力を得るには、壁面と磁石を一定の間隙に保持する方法<sup>2)</sup>と、車輪状の磁石を転動させる方法が考えられる。磁石の吸着力は後述するように壁面と磁石間の間隙によって大幅に変動するため間隙の管理が重要になる。今回は、段差となる添接部の通過時に車輪が上下するため、一定の間隙に保持する方法では車輪の上下に合わせて間隙を調整する機構が必要になる。

これに対し、車輪状の磁石は機械的強度や加工性の制約があるが、常に壁面に接するため間隙の管理が不要になり機構が簡略化できる利点があり、これを基本に検討を進める。永久磁石の吸着力は磁性体との間隙の他、材質・形状・寸法・質量によって決まる。単位質量当たり最も吸着力の大きな材質は希土類ネオジウムであり、これを鋼製車輪の外周に貼り付けることが考えられるが、この磁石はセラミック製のため破損する恐れがある。また、全周に貼り付けた磁石のうち有効に働くのは壁面側のみである。このため、図-2に示すように、磁石を車輪軸に振り子状に懸架する機構を考案した。この機構によると、磁石は常に最大の吸着力が得られる方向に自動的に向くため磁石量が節減できるとともに、壁面に接しないため破損する恐れもない。この車輪は非磁性体のオーステナイト系ステンレス鋼で構成して磁力の低下を防ぐとともに、外周にはゴムをライニングして塗膜の損傷防止と摩擦係数の向上を図る。また、本ロボットは種々の実験が必要なため磁石はボルトナットで固定し、この長さを変えて吸着力が調整できる機構とした。

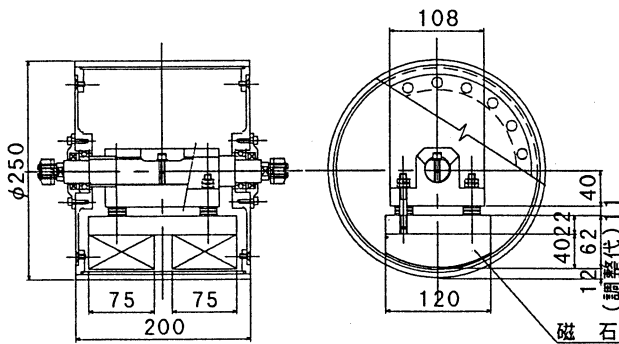


図-2 磁石車輪一般図  
Fig.2 Outline of magnetic wheel

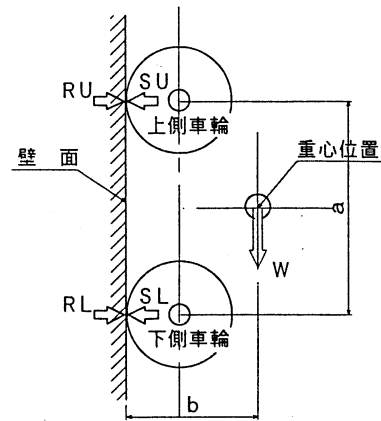


図-3 壁面における安定条件  
Fig.3 Stability condition on wall

(2) 必要吸着力

鉛直な壁面を走行しているロボットの車輪には図-3に示すように、上側車輪には吸着力と引剥力が、下側車輪には吸着力と押付力（-吸着力）が作用する。ロボットが安定して走行するには、滑り落ちないことと引き剥がされないことが必要であり、前者では式(1)、後者では式(2)が成立しなければならない。また、モーメントの釣り合いより式(3)と式(4)が成立する。走行に必要な車輪の駆動トルクは後述する式(6)～式(8)に示すように、吸着力と作用する（鉛直力）自重によって決まる。

ここでロボットの試設計を行い、全体のプロポーシオンや装置構成等より、ホイールベース740mm・重心高さ250mm・車輪径200mm・質量1960N、走行安定性とステアリング性より上側2車輪・下側1車輪の構成として必要吸着力を求める。

磁石車輪の吸着力は平滑部と添接部で異なり添接部では平滑部の40%程度に低下する。また、車輪の駆動トルクも走行位置によって異なり、添接部の乗り越え開始時に最大になる。したがって、添接部の乗り越え開始時が滑り落ちと引き剥がしのクリティカルになる。

車輪に作用するロボットの質量が上側車輪に50% (25%×2)、下側車輪に50%、壁面と車輪の摩擦係数は実験により確認した平滑部0.6、添接部1.0、迎え角は実橋で生ずる49度として吸着力と安全率の関係を求めると

$$\mu_0 (S_U - R_U + S_L - R_L) \geq W \quad (1)$$

$$S_U \geq R_U \quad (2)$$

$$R_U = W \cdot b/a + T_U/a \quad (3)$$

$$R_L = - (W \cdot b/a + T_U/a) \quad (4)$$

- ここに、 $S_U \cdot S_L$  : 上下車輪の吸着力 (N)
- $R_U \cdot R_L$  : 上下車輪の引剥力 (N)
- $T_U \cdot T_L$  : 上下車輪のトルク (Nm)
- $W$  : ロボットの質量 (N)
- $\mu_0$  : 摩擦係数
- $a$  : ホイールベース (mm)
- $b$  : 重心高さ (mm)

表-1に示すようになる。なお、各車輪の吸着力は製作手間や交換性を考慮して3車輪とも同一としている。この種のロボットの安全率の規定は無いが、高所で稼働す

表-1 吸着力と安全率の関係

Tab.1 Relationship between attraction force and safety factor

吸着力 (N)	安全率	
	引き剥がし	滑り落ち
1764	1.67	1.00
2156	2.05	1.31
2548	2.42	1.62

ること、新規製作品であること、摩擦係数と吸着力は実橋で確認していること等を勘案して1.3以上確保するものとし、吸着力は2156Nとする。

(3) 吸着力の確認

磁石車輪の吸着力が決まる要因は、磁石の材質・質量・形状寸法・壁面との間隙等であり、添接部のように間隙が複雑に変化する場合は正確な算定が困難であり実験による確認が一般的である。ここで、図-2に示す磁石車輪を厚さ19mmの鋼板上に置き、鋼板と磁石の間隙を変えて吸着力を求めると図-4に示すように、間隙が大きくなるにしたがって吸着力が低下する有意な関係が認められ、両者の関係は式(5)で回帰できる。

$$S = 5346 \cdot e^{-0.0646 \cdot X} \quad (5)$$

ここに、 $S$  : 磁石車輪の吸着力 (N)

$X$  : 磁石と鋼板の間隙 (mm)

次いで、厚さ19mmの鋼板を厚さ22mmの鋼板とハイテンボルト (F10T・M22・ピッチ90mm) で接続した添接部を転動させて磁石角度と吸着力を計測した。この計測結果の一例を図-5に示すが、平滑部では2160Nの吸着力が、乗越開始時（車輪が浮き上がる瞬間）には1760N、乗越完了時には880N、ボルト列上では930N～1080Nの間で周期的に変化している。なお、吸着力は車輪が乗り上げている幅方向のボルト数によって異なり、図-5は吸着力が最小の例であり、吸着力が最大の例では1370N～1670Nの間で変化している。また、いずれの場合も磁石角度は常に最大の吸着力が得られる方向に揺動している。

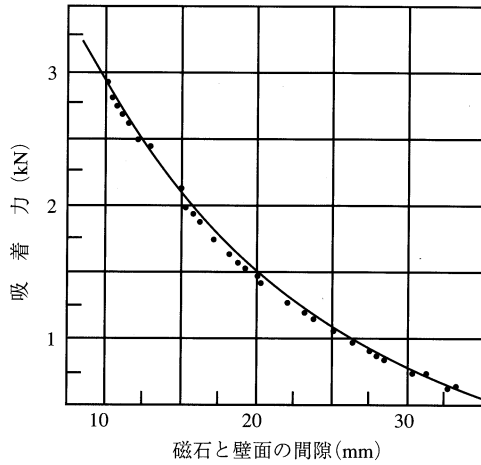


図-4 間隙と吸着力の関係

Fig.4 Relationship between gap and attractive force

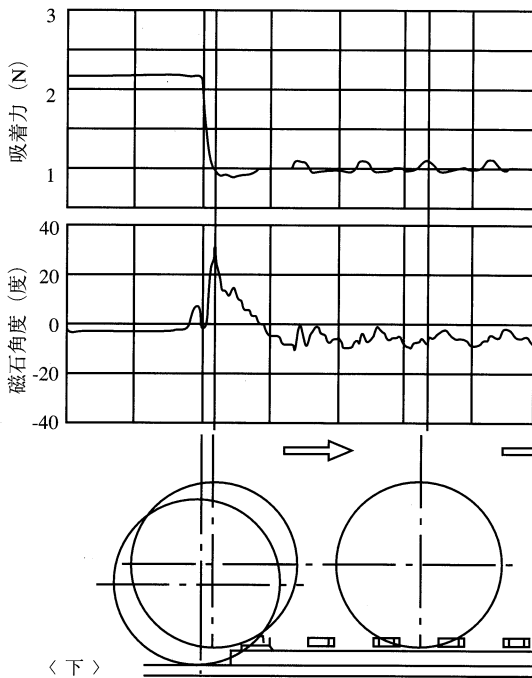


図-5 添接部における吸着力と磁石角度の計測例

Fig.5 Example of measurement on attractive force and angle of magnet at welding part

#### (4) 添接部の乗越機構

本ロボットの特徴は高さ40mmを超える段差になる添接部を自力で乗り越えることにある。すなわち、他から昇降力を与えることなく車輪の吸着力と駆動トルクのみで段差を乗り越えなければならない。車輪が段差を乗り越える場合の、吸着力・駆動トルク・見かけの摩擦係数・段差高さ・車輪径等の関係は図-6に示すモデルで求めることができる。水平方向の力の釣り合いより式(6)、水平方向の力の釣り合いより式(7)、モーメントの釣り合いより式(8)が成立し、この3式より迎え角と必要な見かけの摩擦係数(以下「必要摩擦係数」)の関係は式(9)となる。

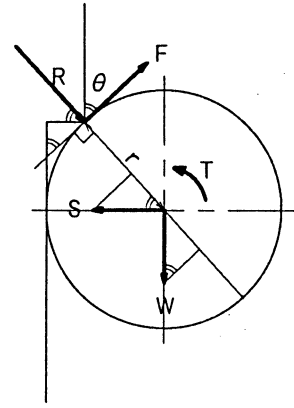


図-6 段差部の乗り越えモデル

Fig.6 Model of step over on stepped surface

また、迎え角は車輪径と段差高さで決まり式(10)で求めることができる。

$$R \cdot \cos \theta + F \cdot \sin \theta - S \geq 0 \quad (6)$$

$$R \cdot \sin \theta + W - F \cdot \cos \theta \geq 0 \quad (7)$$

$$-r \cdot \sin \theta \cdot S - r \cdot \cos \theta \cdot W + F \cdot r \geq 0 \quad (8)$$

$$\mu_s \geq \frac{S \cdot \sin \theta + W \cdot \cos \theta}{S \cdot \cos \theta - W \cdot \sin \theta} \quad (9)$$

$$\theta = \cos^{-1} (r-h) / r \quad (10)$$

ここに、 $R$  : 半径方向の反力 (N)

$F$  : 接線力 (N)

$S$  : 吸着力 (N)

$W$  : 質量 (N)

$T$  : 駆動トルク (N m)

$\mu_s$  : 見かけの摩擦係数

$r$  : 車輪半径 (mm)

$\theta$  : 迎え角 (度)

$h$  : 段差高さ (mm)

式(9)に示すように、必要摩擦係数は、迎え角・質量・吸着力で決まり、小さいほど段差の乗り越えが容易になる。ここで、質量を490Nとして、迎え角・吸着力・必要摩擦係数の関係を求めると図-7に示すとおりであり、必要摩擦係数を減少させるには迎え角の減少と吸着力の増加が必要になる。また、吸着力を2156Nとして、迎え角・質量・必要摩擦係数を求めると図-8に示すとおりであり、必要摩擦係数を減少させるには迎え角と質量の減少が必要になる。迎え角は式(10)に示したように、段差高さと同車輪径で決まり、減少させるには段差の縮小と同車輪径の拡大が必要になる。段差高さは添接構造で決まるものでありこれを一定とする必要摩擦係数を減少させるには、車輪径の拡大・吸着力の増加・質量の軽減が必要になる。しかし、車輪径と吸着力を増加させると質量が増加する相反する関係にあるためほどよくバランスさせることが必要になる。作業性の面では軽量化が重要であり、ここでは図-2に示した磁石車輪を用いて、実橋において得られる必要摩擦係数を確認するものとする。

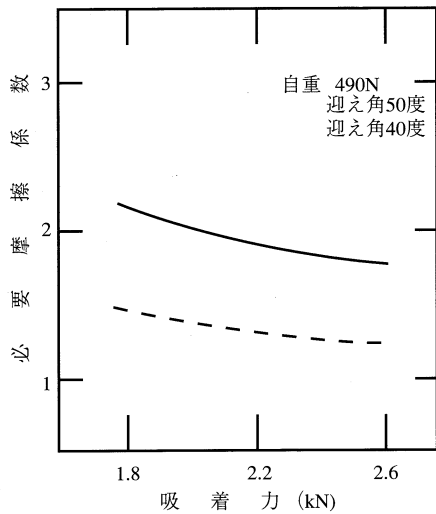


図-7 吸着力と必要摩擦係数の関係  
Fig.7 Relationship between attractive force and required friction factor

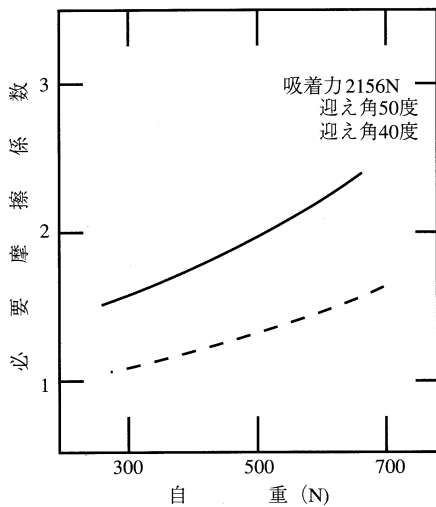


図-8 自重と必要摩擦係数の関係

Fig.8 Relationship between self weight and required friction factor

(5) 摩擦係数の確認

磁石車輪と壁面の摩擦係数に影響する要因としては、表面にライニングするゴムの、材質・硬度・模様等が考えられる。したがって、材質は自動車タイヤに多用されているブタジエン系と最も摩擦係数が高いといわれているライナーテックス（商品名）、硬度は65と40、表面の模様は平滑とスリット（深さ2mm・幅10mm・円周方向のピッチ30mm）を組み合わせた4種類の供試車輪を製作した。試験装置は図-9に示すように、上部に供試車輪・下部に調整可能な重なり・中央部に供試車輪に駆動トルクを与えるスプロケットを備えており、昇降可能な重量（スリップ限界）より摩擦係数を求めるものである。実験は表-2に示すように、最初に室内で4車輪行い良好

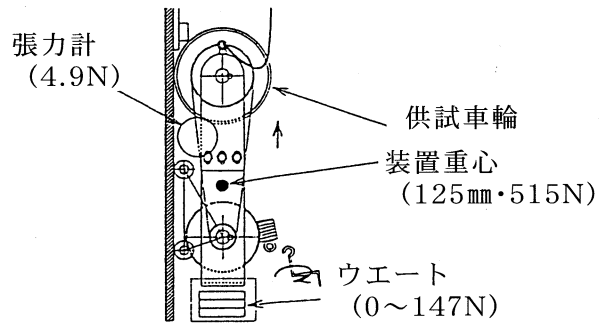


図-9 摩擦係数の測定方法

Fig.9 Measurement of friction factor

表-2 ライニングゴムと摩擦係数

Tab.2 Lining rubber and friction factor

材質	硬度	模様	室内実験		実橋実験	
			平滑部/添接部	平滑部/添接部	平滑部/添接部	平滑部/添接部
ブ	65	無	0.73/1.82			
ブ	65	有	0.88/2.18		0.60/2.05	
ブ	40	無	1.11/1.67			
ラ	40	有	1.29/1.68		0.70/1.80	

\*表中、ブはブタジエンゴム、ラはライナーテックス

な結果を得た2車輪を実橋（下津井瀬戸大橋）で確認した。室内実験の、平滑部における摩擦係数はライナーテックス、段差部における摩擦係数は表面にスリットを有するブタジエン系が良好な値を示した。この2種類の実橋実験では、値は小さくなるが室内実験と同様に平滑部の摩擦係数はライナーテックス、段差部ではブタジエン系が良好な値を示した。室内実験に比べて実橋実験が低い値を示した原因は、実橋の塗料が白亜化しているためと考えられる。また、平滑部に比べて段差部が高い値を示した原因は、ボルトナットの角がゴム内に食い込み、ゴムの剪断力が有効に作用したためと考えられる。設計上必要な平滑部の摩擦係数は0.6以上であり2種類とも満足するが、吸着力を2156N・1車輪当たりの質量を490N・実橋の迎え角を49度として段差部の必要摩擦係数を求めると1.86であり、ライナーテックスでは不足する。したがって、車輪表面のライニングゴムは、表面にスリットを有する硬度65のブタジエン系を採用する。

4. 作業装置

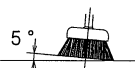
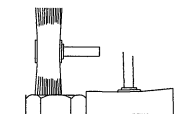
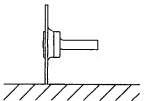
(1) ケレン工具

発錆箇所を発見すると直ちに錆を除去して鋼の表面を露出させるケレン作業が必要になる。ケレン工具には表-3に示すように、カップ型・ホイール型・ディスク型等があり、対象部位の形状や面積で使い分けられている。

今回の代表的な部位は、平滑部・エッジ部・ボルト部である。工具は後述するようにマニピュレータで保持するため、多種類の工具を用いることは困難であり、融通

表-3 代表的なケレン工具と使用部位

Tab.3 Typical brushing tool and usage

名称	形状	使用部位
カップ型		ボルト部 平滑部 二面交差部
ホイール型		ボルト部 平滑部 二面交差部
ディスク型		平滑部

性の大きな工具が望ましい。これらの条件よりケレン工具はカップ型とディスク型の2種類とし、1台の電動機の両側に取り付けて、電動機を180度回転させて使い分ける機構とする。

(2) 塗装機

塗装仕様には鋼橋等塗装基準<sup>3)</sup>を参考にして表-4に示すように、錆を除去(ケレン)した後、変性エポキシ樹脂塗料の下塗り・エポキシ樹脂塗料中塗り・フッソ樹脂塗料上塗りとする。塗装方法としては、エアレスプレー・ローラー・刷毛が考えられるが、ロボットで塗装する場合にはエアレスプレーが一般的である。エアレス塗装機はケレン工具と同様にマニピュレータで保持するため小型軽量化が重要であり、表-5に示す市販のハンディー型小型エアレス塗装機を選定する。この塗装機は塗料タンクとエアレスポンプを直結し、ポンプのピストンは電磁力で往復動させており、往復周波数は電源の周波数と同じ60Hzである。吐出圧力は17.6Mpa・最大吐出量は3.4N/分であり、塗布量の多い下塗りも1.5m<sup>2</sup>/分で塗装でき十分な能力を有している。

なお、マニピュレータには塗装ポンプのみを取り付け、塗料タンクは切り離して走行装置に積載しマニピュレータの負荷の軽減と操作性の向上を図った。

5. マニピュレータ

(1) 必要自由度

マニピュレータの機能は、ケレン工具と塗装機を支持し、必要に応じて選択し、任意の位置に移動することにある。通常、これらの作業装置は人間が腕で保持して作業しているためマニピュレータにも腕と同等の自由度が必要になる。人間の腕の自由度は、肩関節(回転と起伏)・肘関節(起伏)・手首関節(回転と起伏)の5自由度である。したがって、図-10に示すように、5自由度を有するマニピュレータを用いれば人間の腕に匹敵するきめ細かい操作が可能になる。また、人間の手首の回転量は180度(肘と剛性した値)であるが、マニピュレータは

表-4 補修塗装仕様

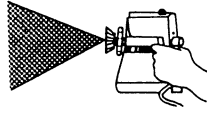
Tab.4 Specifications on repair coating

工程	塗料等	塗布量
素地調整	パワーツール	
下塗り	変性エポキシ樹脂塗料下塗り	2.4
中塗り	エポキシ樹脂塗料上塗り	1.4
上塗り	フッソ樹脂塗料上塗り	1.2

\* 塗料の単位はN/m<sup>2</sup>

表-5 塗装装置の主要仕様

Tab.5 Major specifications on coating apparatus

項目	仕様	外観
最大吐出量	3.4N/分	
最大吐出圧力	17.6Mpa	
最大消費電力	100W	
重量	17.6N	

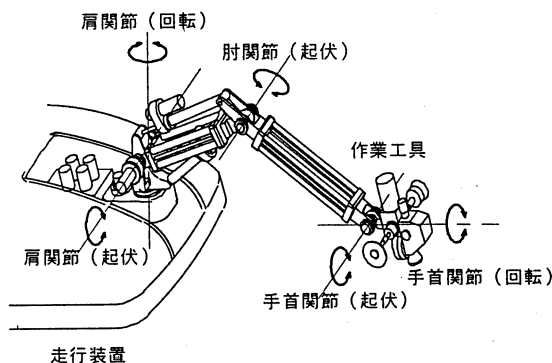


図-10 マニピュレータの自由度

Fig.10 Articulation of manipulator

360度可能であり、3種類の作業装置は写真-1に示すように、両側にカップブラシとディスクサンダを有する電動機と塗装機を360度回転する軸に取り付けければ、軸を回転させて作業装置を選択することができる。写真-1中、右側がディスクサンダ・左側がカップブラシ・中央が塗装機である。

(2) 操作方法

きめ細かく作業するには、多くの自由度を有するとともに操作し易いことが重要になるが、自由度が多いと操作する関節数が多いため操作が複雑になる。例えば、ケレン作業中に工具の位置を移動させるには、肩関節の回転と起伏や肘関節の起伏が必要になるが、これらを作動させると壁面とケレン工具の当たり角度が変化し、当たり角度を調節すると工具の位置が変化し再移動が必要に

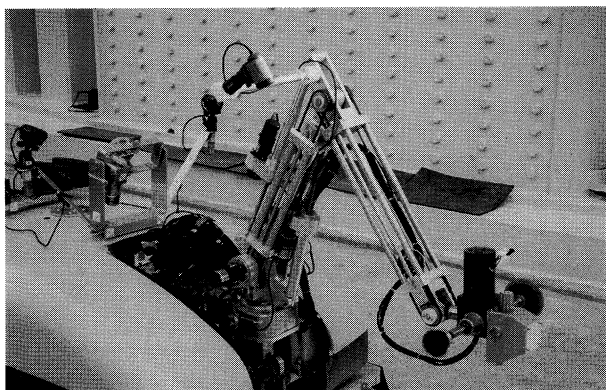


写真-1 マニピュレータ先端の工具  
Photo.1 Tool for manipulator

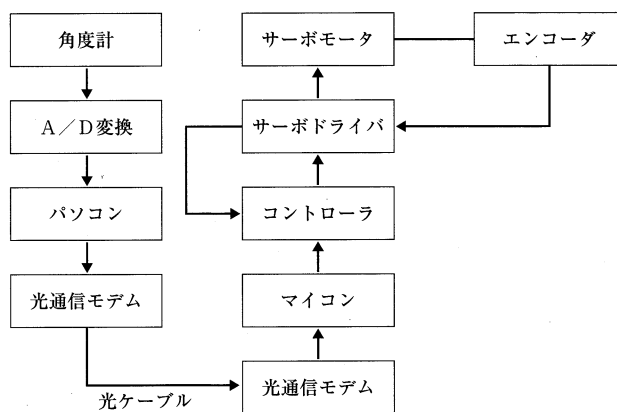


図-11 マニピュレータの制御システム  
Fig.11 Control system of manipulator

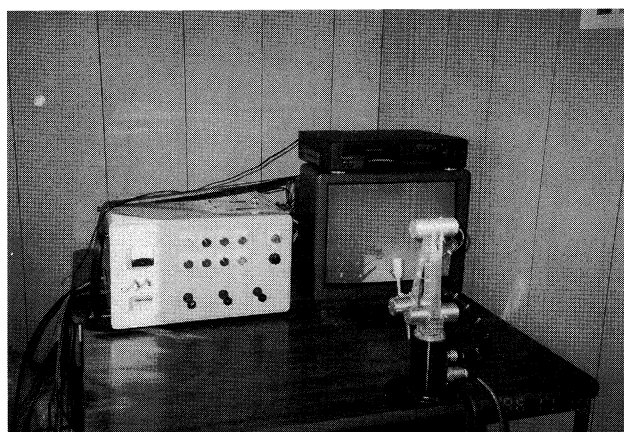


写真-2 モニタとマスターアーム  
Photo.2 Monitor and master arm

なる。このような、煩雑な操作が必要な場合には、例えば、触手が不可能な危険物をハンドリングするマジックハンドに見られるような、マスター～スレーブ方式が有効である。この方法は、工具を保持するアームをスレーブ（奴隷）アーム、操作するアームをマスター（主人）アームとし、スレーブアームはマスターアームの動きを忠実に再現するものである。マスターアームとスレーブアームは一定の縮率（ここでは1/2.5）であり、操作員は各関節の動きに関係なく、写真-2に示す右側のモニター画像を見ながら手前のマスターアームの工具位置を動かすのみでスレーブアームの工具を誘導することができる。このような操作を可能にするには、図-11に示すような制御システムが必要になる。マスターアームの各軸の角度は、角度計・変換器・光通信モデムを介してアスキーコードでスレーブアームに伝送される。スレーブアーム側では、伝送された角度をマイコンで機械語に変換してコントローラに送り、コントローラではスレーブアームの現在角度と伝送させた角度の差を算出し、この差をサーボモータの回転数（パルス数）に変換してサーボドライバに送り、サーボドライバは送られたパルス数のみ各関節を駆動するサーボモータを回転させる。なお、

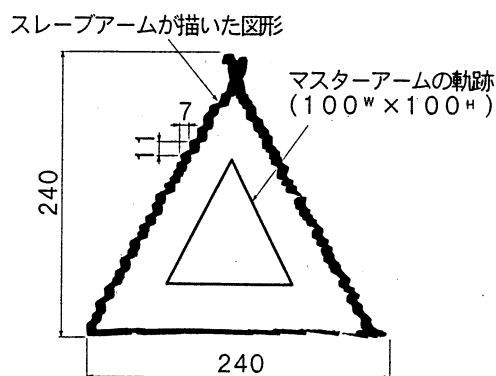


図-12 マスターアームとスレーブアームの図形  
Fig.12 Coverage by master and slave arms

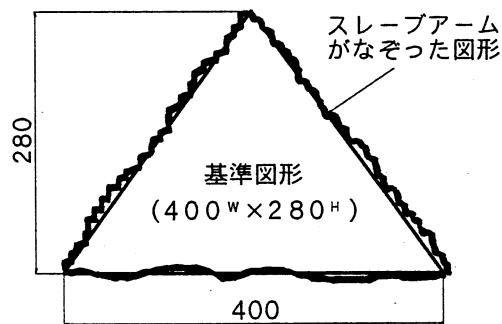


図-13 スレーブアームがなぞった図形  
Fig.13 Coverage by slave arm

サーボモータの回転数はエンコーダでパルス数で検出し、サーボドライバとコントローラにフィードバックされ現在位置として記録させる制御ループを繰り返す機構である。

### (3) 操作性

操作性は、位置決精度と時間遅れで評価でき、精度が高く遅れ時間が短いことが重要になる。位置決精度はスレーブアームの先端にマジックペンを取り付け、実際に図形を描いて評価する。一例として、図-12にマスターアームの軌跡とスレーブアームが描いた図形を示すが、ほぼ縮率に等しい2.5倍の拡大図を描いている。

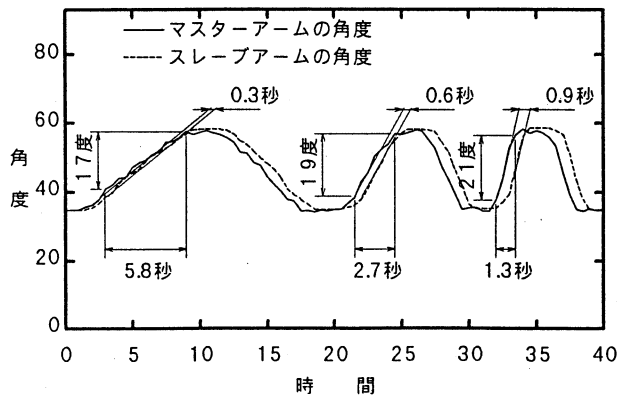


図-14 スレーブアームの遅れ時間

Fig.14 Delayed time on slave arm

また、図-13にあらかじめ描いた図形上をモニタ画像を見ながらなぞらせた図形を示すが正確になぞっている。なお、直線となるべき斜線が10mm程度の階段状になっている原因は、マスターアームの角度が0.1度以上変化しないとスレーブアームが動かないように制御上のしきい値（不感帯）を設けているためと、駆動する歯車のバックラッシュによるものであり、避けることが困難な誤差である。

次いで、マスターアームとスレーブアームの動作を同時に記録してスレーブアームの遅れ時間を求めた。一例として、最も遅れ時間の大きな肩関節の起伏（慣性が大きく加速時間が長い）の動作を図-14に示す。遅れ時間はマスターアームの作動速度が早くなるにしたがって増加し、定格速度（15度/秒）では0.9秒になっている。この試験ではマスターアームを一定速度で作動させているが、実際の操作は移動量が少ない場合や目標位置付近ではマスターアームは緩やかに操作するものであり遅れ時間は短くできる。また、最高点における両者の差はほぼ一致しておりオーバーシュート量（行き過ぎ）は微小である。これらより、本制御システムは十分な実用性を有していると評価できる。

## 6. 全体構成

以上の検討ならびに実験結果を基に各装置を図-15に示すように構成した。この特徴は次のとおりである。

- ① 走行機構は引き剥がしに対する安全性と操作性より、前輪（上側）2輪・後輪1輪の3輪とし後輪でステアリングする。
- ② 車体の前部にマニピュレータを設け、この先端にケレン工具と塗装機を設ける。
- ③ マニピュレータの作業半径は人間の腕より長い1mとする。
- ④ テレビカメラは、マニピュレータ部（主として作業状況の監視）・車体両肩（主として走行状況の監視）・車体後部（主として走行状況の監視）の4台設け操作内容に応じて切り替える。

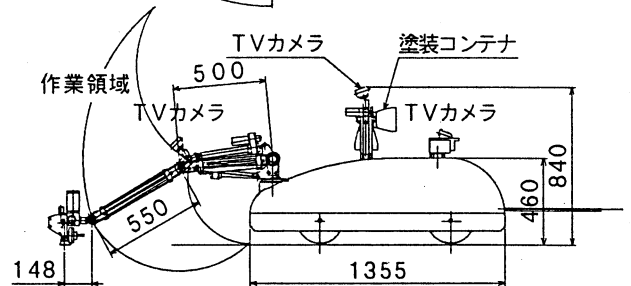
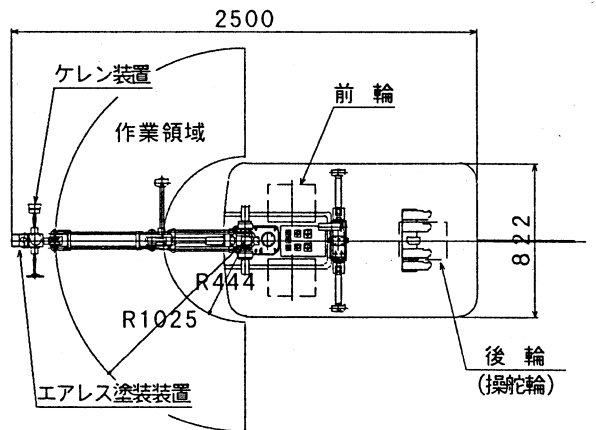


図-15 ロボットの全体構成

Fig.15 Composition of robot

表-6 ロボットの主要仕様

Tab.6 Major specification on robot

区分	項目	仕様
車体	走行機構	磁石内蔵車輪3輪駆動
	吸着力	2156N
	走行速度	最大5m/分
マニピュレータ	形式	5自由度多関節形
	駆動方式	直流サーボモータ
	可動容量	49N（定格荷重）

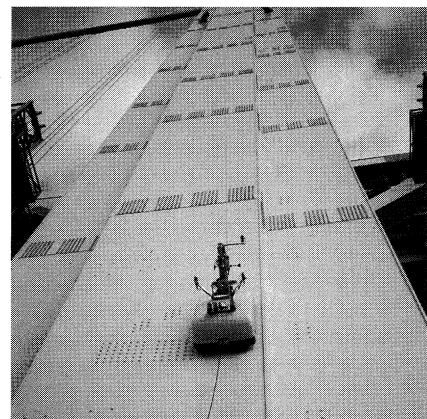


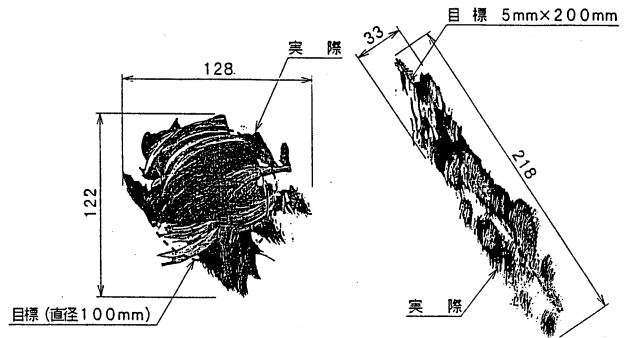
写真-3 塔壁での昇降状況

Photo.3 Going up and down on wall of tower

表一七 テレビカメラとモニタの主要仕様

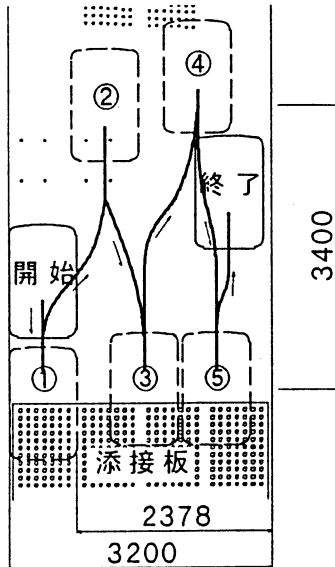
Tab.7 Major specifications on TV camera and monitor

項目	仕様	
カメラ	撮影素子	C C D 固定撮影素子
	レンズ	f = 3.6mm
	フォーカス	20cm~∞
モニタ	画角	21インチ
	水平解像度	430TV本



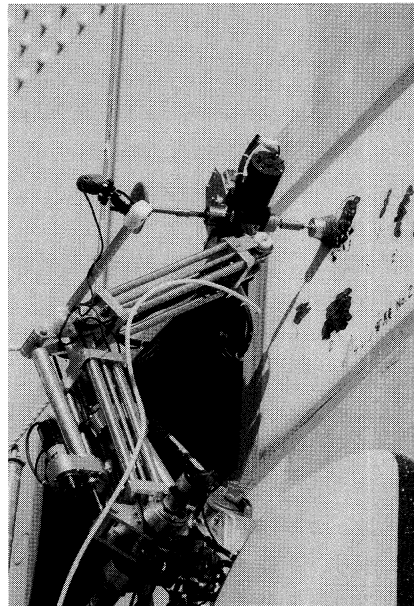
図一七 ケレン跡の形状例

Fig.17 Surface after brushing



図一六 幅寄せ時の走行軌跡例

Fig.16 Example of path



写真一四 ケレン作業の状況

Photo.4 Brushing operation

⑤各装置を保持する車体はアルミニウム合金の形鋼を使用し軽量化を図る。

なお、主要仕様は表一六に示すとおりである。

## 7. 実橋実験

### (1) 概要

工場において構成機器の調整と基本的な性能を確認した後、平成8年11月に下津井瀬戸大橋の主塔で総合的な性能確認実験を実施した。下津井瀬戸大橋は中央支間長940m・主塔高さ149mの吊橋である。主塔の塗装は約10年経過しており、上塗り塗装の白亜化が見られるが発錆は無く比較的良好である。実験は、最初に標準パターンにより識別可能寸法と色調を確認し、次いで写真一三に示すように塔の全高さを昇降して走行速度とステアリング性能を確認した。ケレン性能は主塔に発錆箇所が見当たらないため塗装した塩化ビニール板を主塔に貼りつけて、この塗装を除去して確認する。また、この除去部分と、別に主塔に貼りつけた塩化ビニール板に塗装して塗装性能を確認する。

### (2) 画像の識別精度

テレビ画像の識別精度は、放送局で多用されている標

準パターンを主塔に貼りつけ、この映像で確認する。使用したカメラとモニタは表一七に示す汎用品である。

識別可能寸法は、被写体までの距離によって異なるため、通常の作業距離である1m（マニピュレータの作業状況監視カメラ）とする。この距離によるモニタ画像で識別できる最小寸法は、太さ2mm程度の線と直径10mm程度の点であった。色調の識別を定量的に表すことは困難であるが、作業上必要な発錆箇所と健全箇所、塗装済面未塗装面は明確に識別できる。また、モニタ画像を見ながら、走行・ケレン・塗装の各作業を実施したが、十分な情報量で不具合は感じられない。

### (3) 走行性能

長距離の走行時は、両肩に設けたカメラ角度を、本体前端と10m程度前方が写る角度に固定し、この画像を見ながら操作する。長距離走行時は特に壁面からの脱輪と主塔に取り付けている航空障害灯火等との衝突回避が必要になるが、これらはモニタ画像で識別できる。作業箇所へ接近するには、昇降とステアリングを組み合わせた

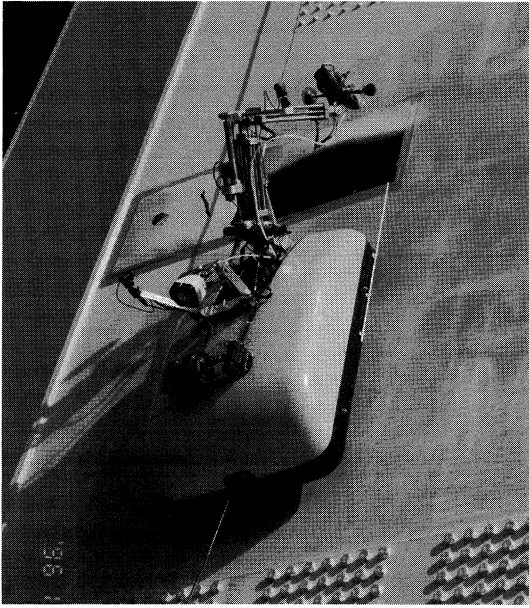


写真-5 作業状況(塗装中)

Photo.5 Operation(coating)

幅寄せが必要になる。この幅寄せ時の走行軌跡の一例を図-16に示すが、1.5mの昇降を3回繰り返して1.5m幅寄せしており、ステアリング性能も良好である。また、当初に懸念した添接部も5m/分の定格速度で円滑に走行し、滑り落ちや剥がれ落ちは皆無であり走行性能は良好である。

#### (4) ケレン性能

ケレン工具は、カップワイヤーブラシとディスクサンダの2種類であり、工場での試験で30N程度の押付力で錆が除去できることを確認している。実橋では発錆箇所が見当たらないため、マニピュレータに取り付けた場合の、位置決め・移動・押し付け等の作業性を確認する。

この方法は、写真-4に示すように塗装を施した塩化ビニール板の表面に直径10cmの円と幅5mm・長さ20cmの直線を描き、これを錆と仮定して、モニタ画像を見ながら除去するものである。除去した形状と必要な時間は、習熟度・工具の位置・工具と壁面の当たり角度等によって異なるが、ある程度習熟すると、円形部で5~7分・直線部で1~2分程度で清浄に除去することができる。除去した後の形状の一例を図-17に示すが、いずれも錆の範囲より広く除去している。これは工具の幅と位置決め精度によるものであり本機構では避けられないが、除去直後に下塗り塗装するため特別な不具合にはならない。

#### (5) 塗装性能

ケレン作業が完了した直後、マニピュレータ先端を回転させてケレン工具を塗装機に変更して下塗り塗料を塗

布する。塗装ノズルは壁面から30cm程度離して塗装するため塗装範囲は直径30cm程度になる。この塗装機の吐出速度は3.4N/分であり、塗布量は最も多い下塗り塗装でも2.4N/m<sup>2</sup>であるから塗装は3秒程度で完了する。また、ケレン作業に使用した80cm×60cmの塩化ビニール板を主塔に貼りつけ、マニピュレータを連続的に動かしながら塗装したところ全面的に要する時間は1分程度であり、十分な補修塗装能力を示した。この塗装状況を写真-5に示す。写真-5中、左側の円と直線がケレン跡、右側が塗装中である。

## 8. おわりに

本ロボットは、磁石車輪を考案することにより従来は不可能であった添接部の乗り越えを可能にし、次いで、人間の腕と同等の自由度を持つ多関節型のマニピュレータでケレン工具と塗装機を操作させることにより補修塗装のロボット化を実現したものである。このロボットの開発により得られた知見をまとめると次のようになる。

- ① 3輪の磁石車輪で構成する走行機構は40mmを超える段差となる添接部を容易に乗り越えて円滑に走行する。
- ② 5自由度を持つ多関節型のマニピュレータはケレン作業と塗装作業に必要な操作性を有する。
- ③ 発錆箇所の発見・作業工具の操作・走行操作に必要な情報は汎用テレビカメラとモニタで得ることができる。

これにより、従来は人間がゴンドラに搭乗して行っていた高層鋼構造物の補修塗装作業を全て陸上から遠隔操作で行うことができ、安全性の向上と作業の簡便化を実現した。なお、今回は実験に主眼を置いたため、スプレー塗装で問題になる塗料の飛散防止措置は講じていないが、これはノズルから塗装面まで円筒形のカバーを追加して対処する計画である。

#### 参考文献

- 1) 仲嶋正訓、林和利、井辺智吉、竹本靖、汐川孝：コンクリート構造物の壁面点検ロボットの開発、第2回建設ロボットシンポジウム論文集、pp157-160、1992年7月
- 2) 堤竹浩、広瀬茂男、小林研吾、外山良成：磁気ディスク型壁面移動ロボットDisk Roverの開発、第8回日本ロボット学会学術講演会論文集、pp589-592、平成2年11月
- 3) 本州四国連絡橋公団：鋼橋等塗装基準、pp81、平成2年4月

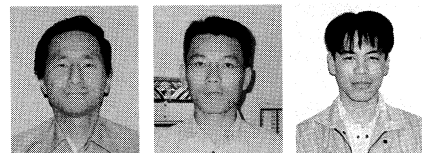
# 舞子地区遮光施設等工事の設計・施工

Design and Construction of Light Control Shelter in Maiko Section

第一建設局舞子工事事務所 第一工事長 古家 和彦  
Kazuhiko Furuya

第一建設局舞子工事事務所 第一工事長代理 宮口 典博  
Nrihiro Miyaguchi

企画開発部 経済課 小河 正次  
第一建設局舞子工事事務所 第一工事長付 Shoji Ogo



## 概要

舞子高架橋は、明石海峡大橋関連区間神戸側陸上部に位置する取付高架橋（PC 8 径間連続ラーメン箱桁橋）で、長大トンネルである舞子トンネルと海峡部橋梁である明石海峡大橋との間の約510m区間に位置する。この区間では、非常に明るい海峡部からわずかに550mでトンネルに進入する事になり、明るさの急変による速度低下等が考えられ、事故・渋滞等が発生する可能性がある。そのため舞子高架橋の一部と舞子トンネル南坑口付近の土工部の220m区間には、走行車両に対し緩やかに明るさを変化させるような遮光施設と呼ばれる施設を設置している。本報告は、この舞子高架橋上に設置される遮光施設の設計と施工について述べるものである。

Maiko Viaduct is located on Kobe side of approach highway of Akashi Kaikyo Bridge, having a PC rigid-frame, 8-span continuous box deck. The viaduct is 510 meters long, spanning between the Maiko large section tunnel and the Akashi Kaikyo Bridge. The ambient brightness is changed during this portion of 550 meters from a bright open air on the bridge to the dark inside the tunnel. This abrupt change of brightness would cause an influence on the driver, and eventually speed loss of traffic, and a possibility of accident and congestion of traffic. Therefore, a light control shelter is designed for 220-meter portion, from the Viaduct to the south portal of tunnel, to give a smooth transition of ambient brightness for the highway users. This paper report the design and construction work of the shelter facility.

## 1. まえがき

トンネルに進入する際のドライバーの心理状態は、暗闇に入る事への不安感、閉鎖された空間での圧迫感、路肩が減少したり対面交通であればそれらへの緊張感等が考えられる。

また、肉体的には進入時に周囲の明るさに目が慣れていない事によりトンネル内が暗黒に見えてしまうブラックホール現象、トンネル進入後に明るさの急変に目が順応できないために視界が暗くなる順応の遅れ現象、出口部では、急激に明るくなるために視界が白く見えてしまうホワイトホール現象が考えられる。このためトンネル出入口部では無意識の速度低下が起こることが多く、これが渋滞や事故の原因となることが考えられる。そのため、通常トンネル坑口部では人工照明の緩和区間を設けたり坑口部の形状の変化や坑口のグラデーショニング塗装等を用いて心理的圧迫や肉体的問題の低減に努めている。

本区間は、明石海峡大橋に対してほぼ南北に向いていることや海峡部から約550mしか離れていないため野外輝度が高い事が確認されており、通常の道路照明設計指針で述べられている「特に明るい場所」の輝度と同様に6,000cd/m<sup>2</sup>以上を計測している。そのため前述のような現象が起こりやすい。また、本線上り線においてはト

ンネルに向かって3%下り勾配で走行速度が速くなりやすいのに加えて、トンネル坑口付近ではバスストップとの合流やジャンクションでの分岐のための車線変更等速度低下を起こす要因があり、ドライバーの目の順応性を高める必要がある。そのため、明るさの急変を緩和するためにトンネル内に人工照明を設置する事も考えられるが、自然光を利用して路面照度を緩和する施設を設けることで対応しようというのが遮光施設設置の目的の1つである。自然光を利用することにより様々な天候・季節等の自然条件の変化に対応することができ、より違和感の少ない緩和区間とすることが可能となる。

また、舞子高架橋が位置する神戸市垂水区舞子台地区は、前面が明石海峡に開けた緩やかな丘陵地帯である。付近にはJR山陽本線・山陽電鉄の鉄道駅が有り、国道2号にも近接し交通至便な土地である。この地区は昭和30年代より住宅地として開発されており、低層の一戸建て住宅と高層住宅からなる閑静な住宅街を形成している。これらの周辺環境を保全するため、明石海峡大橋の神戸側陸上部の路線計画を検討する段階で、地元自治体による環境アセスメントが実施され、その結果舞子高架橋には遮音壁（H=1～10m）を設置する事とされた。そのため、遮光施設の側面及び天井の一部には吸音板を配置し、またハンチ部の補助採光部には遮光板を配置する事により、防音機能を併せ持つ施設としている。

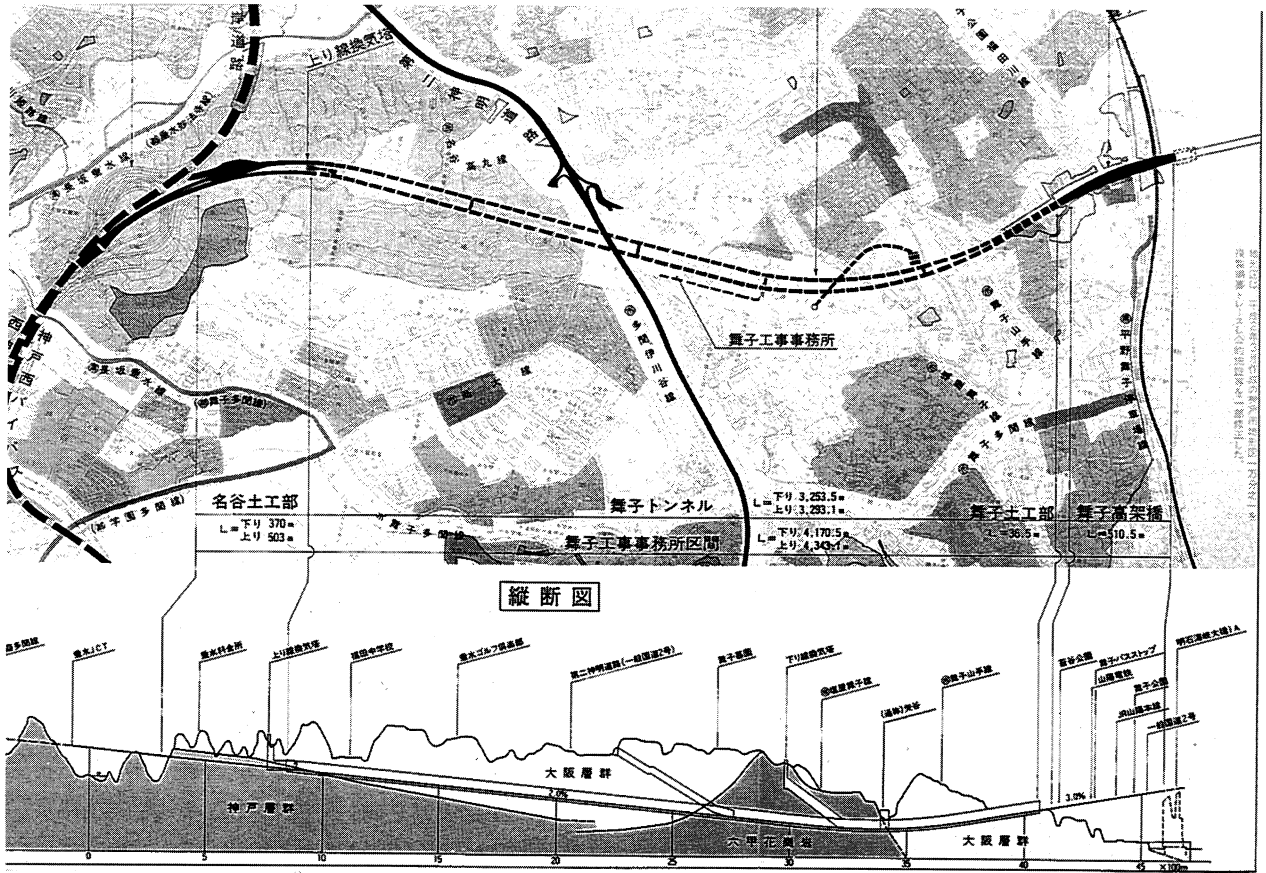


図-1 位置図

Fig.1 Location map

## 2. 構造

舞子地区遮光施設等工事は、舞子トンネル南坑口から舞子高架橋P3橋脚までの220mの遮光施設工事と明石海峡大橋1Aまでの残り327.5mの遮音壁工事からなる。概算工事数量表を表-1に示す。また、平面図及び側面図を図-2に、遮光施設断面図を図-3に示す。

遮光施設の構造は、図-3に示すとおりH鋼支柱による梁を橋軸直角方向に配し、橋軸方向にそれぞれの縦桁をつなぐ骨組み構造で、内空高さ8m・橋軸直角方向の支柱間距離は最大で約28mである。高架橋とトンネル坑口までの36.5m間には本線での事故等の災害に備えた緊急車両進入路が設置されるため、幅6m、高さ5mの緊急車両進入用の扉を土工部に設けている。

遮光施設内部の側面には支柱間に吸音板を設置し、外側は支柱より張出した胴縁にラミネート鋼板による外装板を設置している。更に、支柱には移動体無線装置・ITVをはじめ各種の電気・通信設備を添架し、外装板胴縁上には消化栓用の給水管を設置している。

天井は採光部分にはポリカーボネート板（以下、「ポリカ」という）を備えたルーバーユニットを配し、ルーバーを設置しない箇所については屋根を設け、内側に吸音板を設置している。ハンチ部は補助採光部としてポリ

カを設置し、路肩部の照度不足を解消するものとした。その他屋根上には維持管理用の通路を設置し、将来的には維持管理作業のためのレール及び点検台車の取付けが可能な構造としている。

H鋼支柱は、橋梁部では壁高欄、土工部では逆T型のコンクリート基礎上に橋軸直角方向フリーのピン支承により支持されており、壁高欄に大きな曲げ応力を与える事を防いでいる。また、壁高欄上面とベースプレート下面には隙間を設けることにより現場設置誤差等に対する高さの調整を行えるようにしている。この隙間に対しては無収縮モルタル及びシール材により塞いでいる。遮音壁支柱についてはH支柱にベースプレートを取付けた構造であり、支圧力により壁高欄にクラックが入るのを防ぐために壁高欄上面との間に隙間を設けている。

橋軸方向への移動に対しては、A1橋台及びP1、P2、P3橋脚上にジョイントを設けることにより桁の伸縮量及び鋼構造物である遮光施設とコンクリート構造物である高架橋との線膨張係数差による伸縮量差を吸収している。

支柱の寸法は、入手が容易なサイズであること及び壁高欄厚である300mmを越えないことを条件に、H-294×302×12×12を選定した。また支柱設置間隔は中央分離帯側で2.08m間隔とし、法線上に外側の柱を設置することにより標準タイプの吸音板を設置できるようにしている。

遮音壁部は遮光施設坑口部を高さ4mとし、P5付近

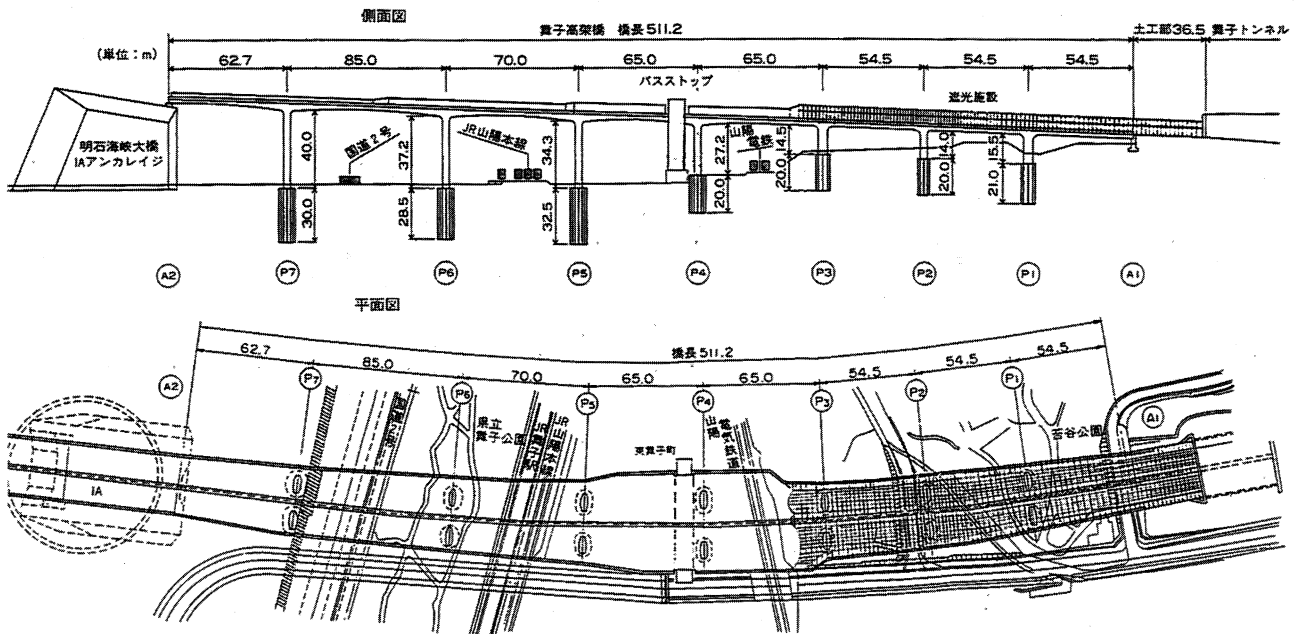


図-2 舞子高架橋全体一般図  
Fig.2. General plan of Maiko Viaduct

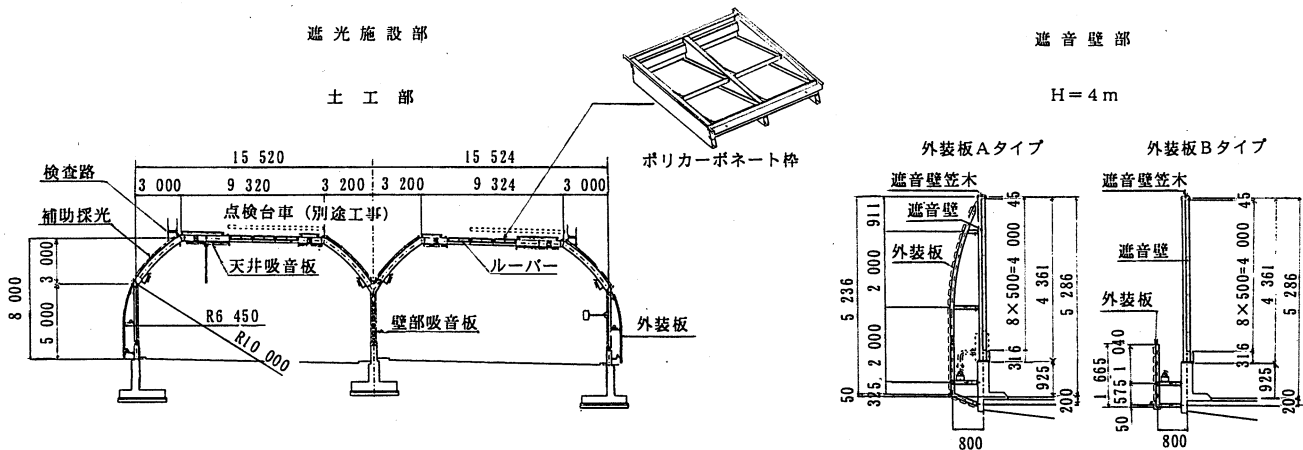


図-3 遮光施設断面図  
Fig.3. Cross section of shelter

から3m、P6～P7中間点付近から1mにと順次高さを変化させている。支柱の寸法は道路公団遮音壁標準設計図集により決定している。

### 3. 遮光機能

#### 3.1 概要

現在供用中の道路においても遮光機能を持たしたシェルターは存在する。その多くはトンネルとトンネルの間のごく短い明かり部に設置されるものが多い。その構造の1つとして格子状に組んだ骨組みを天井に設置し、その開口面積を増減させることによりシェルター内部の明るさを調整するものがある。このような構造の問題点は直接光の進入する開口部と閉鎖部との輝度の差が大きくなり、車線によって明暗の差がある上に格子の陰が路面

表-1 舞子地区遮光施設等工事概算施工数量表

Tab.1. Bill of quantity on shelter work in Maiko section

工種	単位	概算数量	摘要
鋼構造物工	t	810	遮光施設の製作・輸送・架設
遮音壁工	m	1,500	遮光施設区間・遮音壁区間含む
外装板工	m <sup>2</sup>	4,000	〃
遮光ルーバー工	m <sup>2</sup>	2,800	ルーバー部分のみ
遮光板工	m <sup>2</sup>	3,500	補助採光部及び出入口採光部
屋根板工	m <sup>2</sup>	1,500	
天井吸音板工	m <sup>2</sup>	1,400	
付帯工	m <sup>2</sup>	1	雨樋等

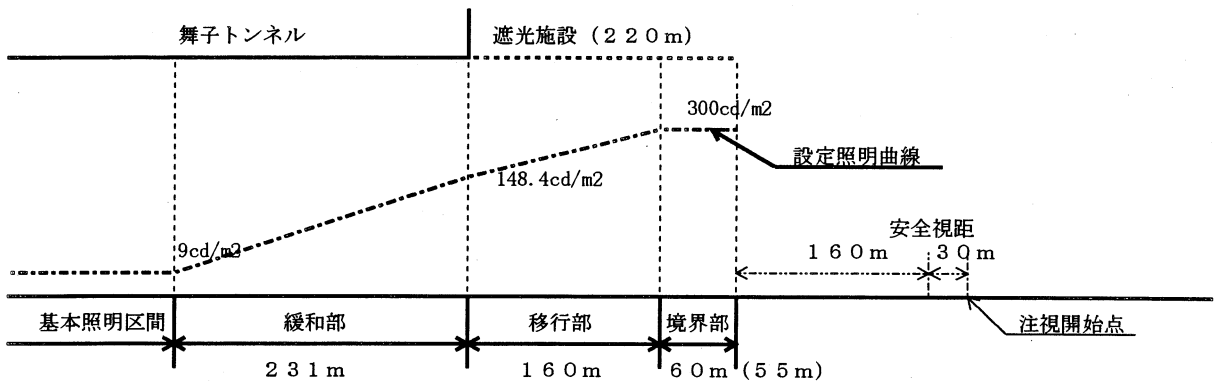


図-4 路面輝度設定の概念図

Fig.4. Concept of how to set brightness on roadway surface

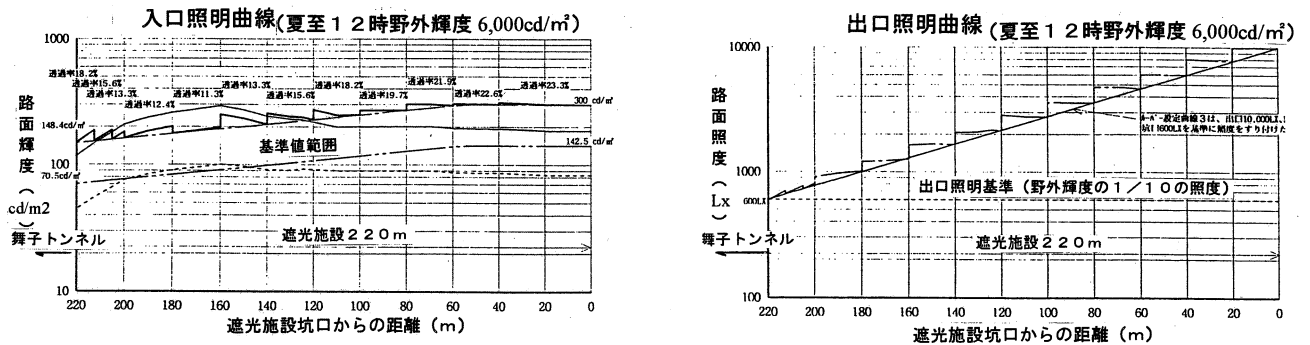


図-5 設定照明曲線

Fig.5. Given lightening curve

に映し出されるため走行性の低下も考えられる。

また、天井部を完全にポリカ等の透光材で覆うことも考えられるが、完全に覆った場合にはトンネルと同様になり換気設備等の検討が必要となる。

これらを考慮し、舞子遮光施設ではポリカを用いた開放型で計画している。遮光機能(調光機能)はルーバー及び補助採光部に設置されるポリカにより制御されることとなる。このポリカは強化プラスチック製品で準難燃性、高強度であり、通常透明であるが原料中に色素を含有させることにより着色も可能である。また、プラスチック製品の中で最高の衝撃強度を有しており光の透過性・拡散性共に優れている。ポリカの道路施設への使用実績としては、積雪地におけるスノーシェルの採光部等がある。

### 3.2 照明曲線とポリカ透過率

ポリカ透過率の設定はまず路面輝度の設定を行うことから始める。路面輝度の設定の基本となるのはトンネル照明設計指針であるが、同指針で述べられている照明曲線の設定に用いる野外輝度は通常4,000cd/m<sup>2</sup>、特に明るい場所においては6,000cd/m<sup>2</sup>とされている。遮光施設設置点の野外輝度は実測において6,000cd/m<sup>2</sup>以上とかなり明るい事が解った。ここで同指針に述べられているトンネル入口・出口の緩和照明区間の基本的な考え方を示す。入口照明は入口側より境界部・移行部・緩和

部の3つの区分から成り立つ。所要輝度は夏至の12時を想定している。

#### (1) 境界部

境界部は、トンネル入口部の障害物を安全な停止距離(回避距離)を確保した上で発見できるように障害物の背景に明るい部分を与えるための区間である。境界部の所要輝度及び距離の算出は設計速度・視距から求められるトンネル注視を開始する地点からトンネル坑口より視距だけ離れた地点に到達する時間:  $t_1$  で決定される。即ち、トンネル入口を見始める点:  $L_0$  (180m) からトンネル入口より視距:  $L$  (160m) 離れた地点に到達する20mの間に、トンネル入口にある障害物(走行上問題となるものとして高さ30cmを想定している。)を発見するために必要な距離及び輝度を計算により求め与えることになる。

上記の  $t_1$  は0.72秒となり、次に0.72秒で発見できるだけの明るさとして142.5cd/m<sup>2</sup>が求められる。ただし、これは指針で述べられている必要最低限の路面輝度であり、今回の遮光施設のように自然光を利用した場合は、輝度を高くしても設備投資額に大きな変化は無いため、より明るくして理想的な緩和照明とするために、境界部での設定路面輝度を300cd/m<sup>2</sup>に割り増している。この割増率  $300/142.5 = 2.105$  は、以下に説明する移行部終点の路面輝度にも適用している。

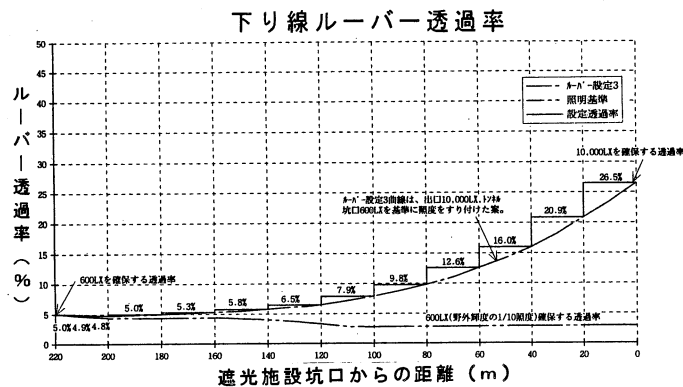
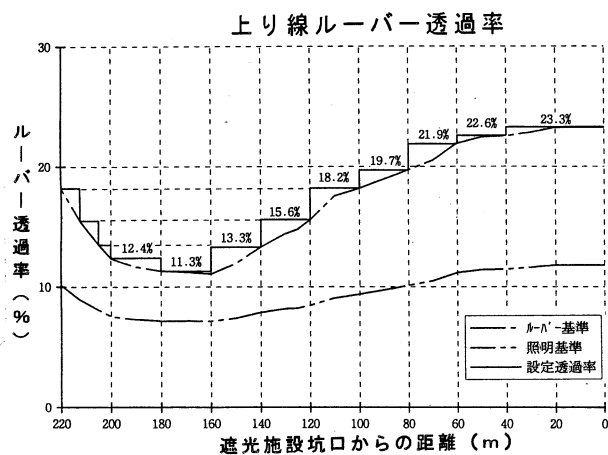


図-6 設定透過率

Fig.6. Given transparency rate

表-2 遮光施設景観比較表

Tab.2. Comparison of outlook of shelter

ハンチ形状による評価

	入口部より内部景観	トンネル坑口手前	出口手前	評価
直線				坑口との連続性に劣る。先鋭差が強調されるが目立ちやすい。工費が最も安い。
曲線				柔らかさがあるが坑口部で曲線の差による違和感大きい。工費が最も高い
中間				坑口部での違和感が最も少ない。中間の評価であるため問題が最も少ない。<採用案>

(2) 移行部

移行部は、視距の位置から進行してトンネルに突入する寸前までの間に、視距だけ前方にある障害物を見るために必要な背景を与える部分である。よって必要距離は視距と同一の160m、所要輝度は徐々に減少し、移行部終点で148.4cd/m<sup>2</sup>となる。

境界部と移行部までが遮光施設区間となり、境界部55m + 移行部180m = 215mより設置延長を220mとした。

(3) 緩和部

移行部終点から基本照明までの摺り付け区間をいう。トンネル進入後基本部の輝度に順応するまでの間に、視距だけ離れた障害物を見るために必要な背景を与える部分である。延長は基本照明区間と移行部終点との輝度の

比率により求められる。必要な距離は231mとなる。緩和部からはトンネル内の照明により擦り付けを行う。

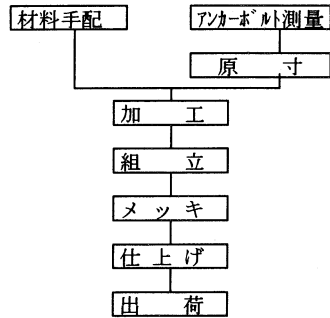
(4) 出口照明

出口照明曲線は一般にトンネル坑口部で野外照度の1/10を確保するように指針では述べられているが、1,000lxの確保は設備面でも難しく、夏場のある一定の期間のためだけに設備投資を行わず、舞子トンネル南坑口部では指針で述べられている野外照度6,000lxの1/10として600lxを確保し、遮光施設出口において10,000lxまで摺り付けることとした。

(5) ポリカ透過率

上記の計算により求められた必要輝度を満足した上で輝度の急激な変化がおきない様にポリカの透過率及び設

<骨組み製作フロー>



<遮光施設施工フロー>

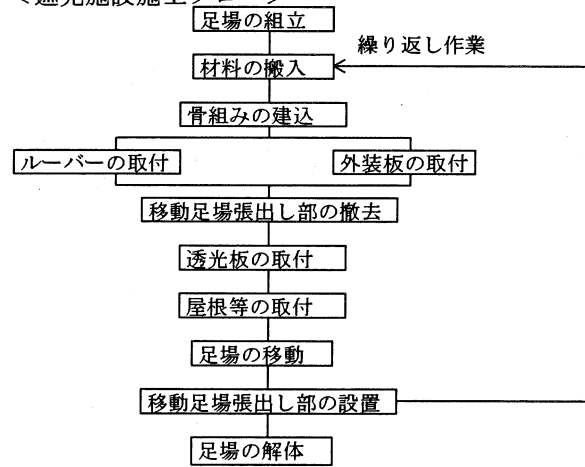


図-8 遮光施設制作・施工フローチャート

Fig.8. Manufacturing and work flowchart of shelter

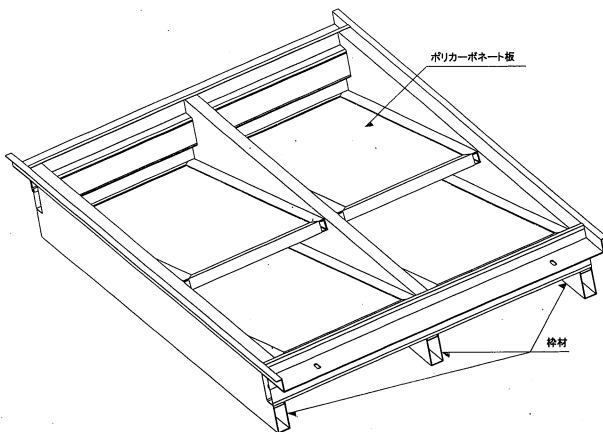


図-7 ルーバーユニット詳細図

Fig.7. Detail of louver unit

置ユニット数を変更して輝度を変化させる。その際次のことに考慮し設定した。

- 1) 照明曲線となるべく整合をとれるようにした上で階段状に変化をさせる。
- 2) 階段状となる照度の落差は50%以内に納める。
- 3) 透過率を細かい間隔で変化させた場合ポリカの製作単価が高くなることから、製造ライン上最低必要な枚数を調査し1透過率当り200m<sup>2</sup>を確保する。
- 4) 供用後の汚染を考慮し必要な透過率の2倍のものをを用いることにより透過率が50%に落ちてても必要な輝度を満足させる。

以下に、設定ポリカ透過率を示す。

3.3 ルーバー構造

ルーバー構造の決定に当たっては材質・構造の比較検討を行い、構造は強度的には劣るものの照明特性に優れポリカ板4枚1組を2列に設置するシングルルーバータイプとしている。枠材の材料は、鋼材・アルミ・ステン

レスを比較して、重量が軽く維持管理等を含めた経済性に優れるアルミ製とした。

ポリカ板の設置角度は太陽がどのような角度であっても直接光が進入しないように設定されており、ユニットごとに工場にて製作し、現場では据付けのみを行う。

また、路面輝度を均一にするために、ポリカの原材料中に微粒子を混入させることにより入射光を拡散する様にしている。このことにより支柱及び梁の陰が路面に映し出される事も防いでいる。

3.4 維持管理

遮光施設内部は閉鎖された空間となるのでルーバーには排気ガス等による汚れがつく可能性が高い。また、著しくルーバーが汚染された場合、透過率・拡散率の低下が起り設定輝度を満足することができなくなる為、定期的な洗浄が必要となる。その際車線規制等の通行規制を行う必要があるので管理体制においては、方法・時期・期間等合理的な方法を設定する必要がある。

4. 景 観

形状決定の際には、1, 走行車両への圧迫感の有無 2, トンネル坑口との違和感の低減 3, 外部から見たときの舞子地区全体としての統一感等を考慮し決定している。表-2 に比較表を示す。

外観の色については、目立たない事と重苦しさを与えないことを条件に淡色系の色からアイボリーホワイトを用いている。また、橋軸方向にはライトグリーンで1本線を入れることで、より軽快な印象を与える様にしている。外観の配色決定の際には、明石海峡大橋・舞子バスストップ連絡施設(どちらもグリングレー)も含めた周辺環境との調和を考慮している。

また遮光施設内部においては、吸音板下面と壁高欄上にピン支承を設置することにより隙間が生じるため、垂

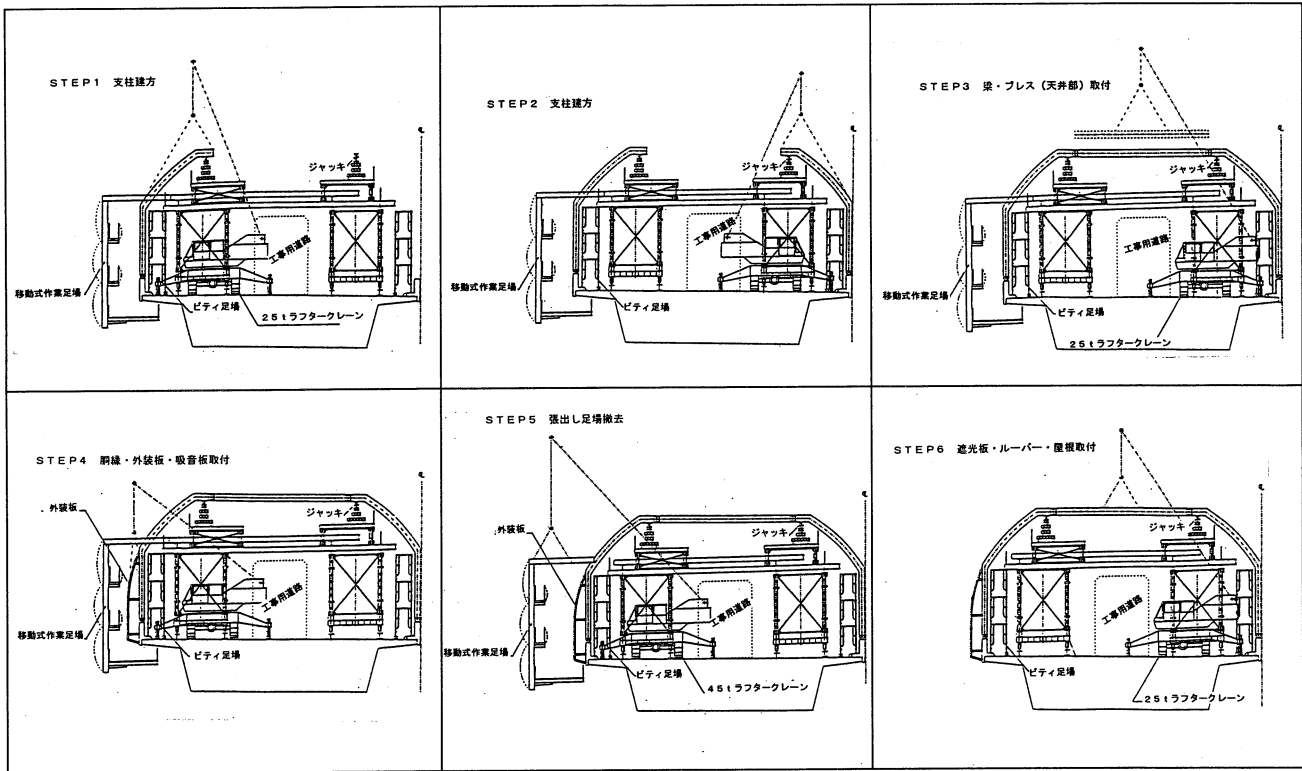


図-9 遮光施設施工ステップ  
Fig.9. Work sequence of shelter

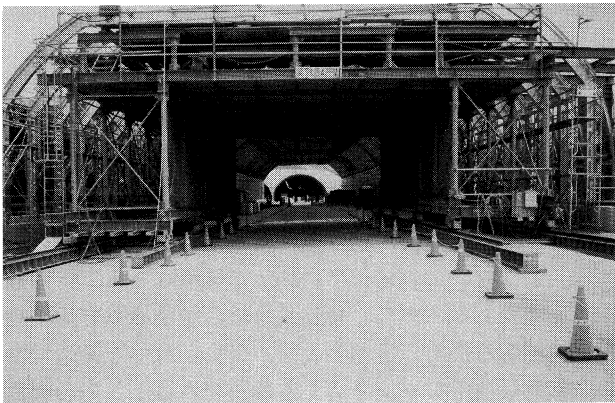


写真-1 作業足場  
Photo.1. Scaffolding

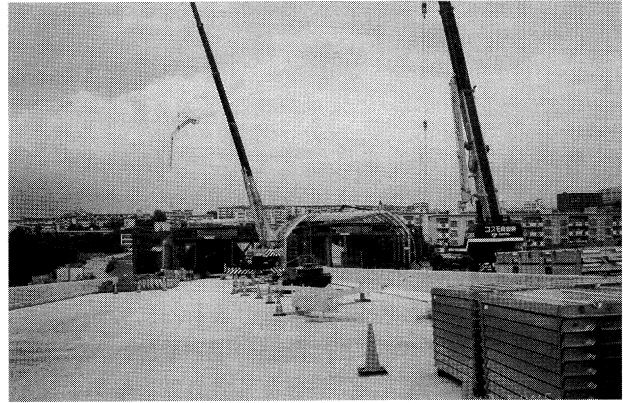


写真-2 支柱立込み状況  
Photo.2. Erection of frames

鉛メッキ鋼板による化粧板を取付けて視覚上の違和感を低減している。

## 5. 施工

### 5.1 概要

遮光施設は、設置区間がトンネル坑口から約220m、内空高8mの施設であり、土工部36m、橋梁部184mからなる。構造は、H鋼主体の骨組みに天井部にはルーバー、遮光板、屋根、吸音板が、側面部には外装板、吸音板が設置されたもので、建築の要素を多分に含んでいる。

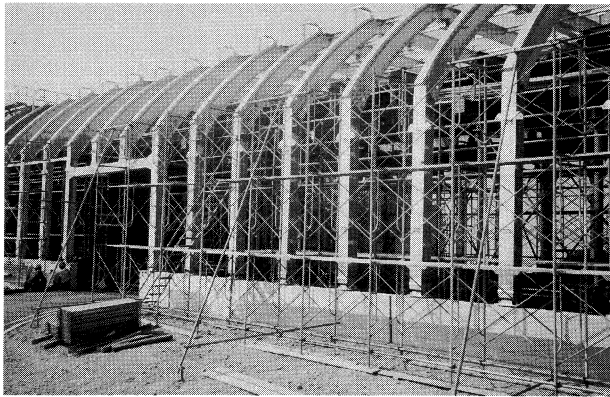
本工事は、上部工工事の壁高欄施工完了後に工事着手となるが舗装工事、設備工事等が今後予定されているため、実質工事可能な期間は平成9年5月から12月までの

約8ヶ月となる。また、土工部は現道から本線への出入口となっている。更に、高架橋部においては明石海峡大橋の工事用車両を通行させる必要があるため工事は常時通行帯を確保しなければならないという制約を受けた。

### 5.2 製作

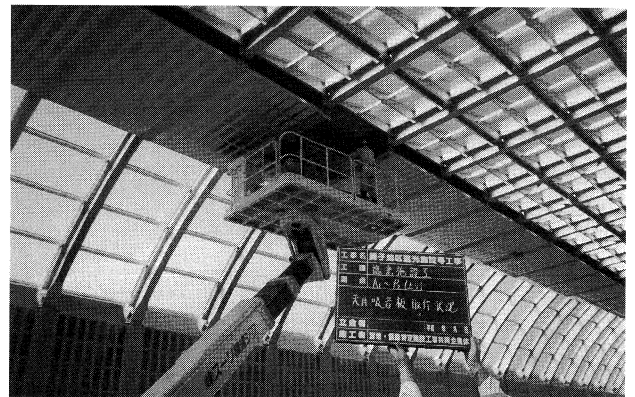
骨組みの製作は支柱、大梁、その他の部材に分けて以下のフローにそって、6～7組を1セットにして行う。製作日数は、加工からメッキまで1セットあたり約14日である。製作工場は、工程上5箇所同時施工の必要があるため1社では対応が難しく実際には製作工場3社、メッキ工場2社で行っている。

製作段階においてH鋼支柱と梁を正確に橋軸直角方向



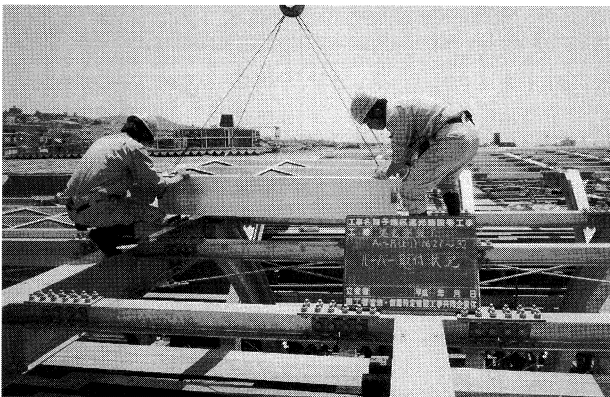
写真一三 骨組み完成状況（土工部）

Photo.3. Completed framework (earthwork part)



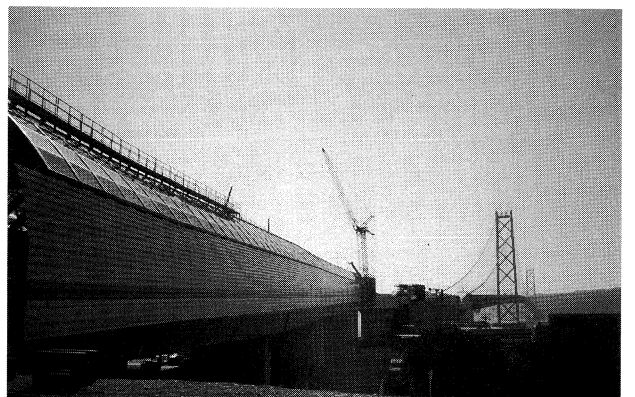
写真一五 天井吸音板取付状況

Photo.5. Installation of noise absorber on ceiling



写真一四 ルーバー取付状況

Photo.4. Installation of louver



写真一六 遮光施設工事現況

Photo.6. Current view of shelter work

に配置出来るように、先行して既設のアンカーボルトの測量を行い、その成果から支承部ベースプレートの孔の位置を決めた。

骨組みの構造は、曲線の入った複雑な構造になっている。曲げ加工は、基本的に冷間曲げを行っているが、ハンチ部は、H396×199×7×11(土工部H450×200×9×14)を半径10mで曲げる構造となっており、冷間曲げでは割れが生じる恐れがあるため、高周波曲げを採用した。

工場検査は材料、原寸、組立完了の他にメッキ後の製品検査を全ブロック行った。製品の精度は、日本建築学会「鉄骨精度検査基準」を採用した。

### 5.3 施工

工程上、施工区間をA1橋台からP3橋脚、P3橋脚から遮光施設坑口、土工部の3箇所に区分し施工を行う。橋梁部は、骨組み部材6～7組を1ブロックとし、上下線それぞれ別途に北側より平行作業で施工する。土工部は、骨組み部材20組を上下線それぞれ一括施工で行う。施工日数は、橋梁部で1ブロックあたり約14日、土工部上下線それぞれ約45日となる。

工事の一般的な施工フローを図-8に、施工ステップを図-9に示す。

#### (1) 作業足場

A1橋台からP3橋脚までの足場は、移動式支保工を桁の両端に設置し上部で作業床を組み立てた構造の移動式足場と、壁高欄側に設置された定地式支保工で形成される。1ブロックの延長は約16mで骨組み6～7組の施工が可能である。また、移動式足場は壁高欄外側施工用の足場である張出し足場の設置、撤去が可能な構造である。移動は油圧ジャッキによる移動であるが、桁の幅員が変化しているため、約4ブロックに1回足場の組み替えが必要となる。(写真一1)

P3橋脚から遮光施設坑口の足場は、A1橋台からP3橋脚の足場と同様の形状であるが、桁の幅員の変化が大きく転用出来る足場を組むのが難しいため定地式支保工を採用した。1ブロックの延長は約10mとなり、足場の組み替えが1回必要となる。

土工部の足場は、移動式足場では常時工事用車両の進入路出入口部を確保することが出来ないため定地式足場を採用した。下り線施工完了後、上り線に転用する。

すべての足場では、桁中央部に幅4m高さ5m以上の工事用車両の通行帯を確保している。

#### (2) 材料の搬入

作業ヤードは通行帯の確保、クレーンの据付等により非常に狭くなっている。そのため、材料の仮置き場が確保できないので1ブロック分だけ適時搬入する。



図-10 完成予想パース

Fig.10. Montage of shelter on completed figure

### (3) 骨組み部材の建込

支承、H鋼支柱、梁、縦桁の順で仮組みを行う。建込は通常写真-2に示すように25~45t級のラフタークレーンを橋面上に設置して架設するが、A1橋台からP3橋脚区間とP3橋脚~遮光施設坑口区間の施工がラップする期間は前区間の建込時に橋面上にクレーンが設置できないため桁下より80t級のクレーンを使用して架設する。建込の精度は、当公団に基準がないこと、構造的には建築物に近いこと、格子状の骨組みであることから、日本建築学会「鉄骨精度測定指針」“建物の倒れ”“柱据え付け面の高さ”を準用する。鋼構造物の接合は、メッキ高力ボルトによる摩擦接合で、ナット回転角法にて管理を行う。写真-3に土工部骨組み完了の状態を示す。

### (4) 側面部の施工

移動足場の移動後に張出し部を設置し、その足場を利用して外装板の施工を行う。

### (5) 天井部の施工

張出し足場撤去後、25t級のラフタークレーンを使用してルーバー、透光板、屋根の施工を行う。(写真-4)

### (6) 移動足場の移動

天井部の施工の作業終了後移動足場の移動を行い、次のブロックの施工に入る。

### (7) 吸音板の施工

1ブロックの施工日数を縮めるために、天井吸音板と遮音壁の施工は別途施工とする。方法としてブロック施工の完了した区間をまとめて高所作業車を用いて人力にて設置する。(写真-5)

## 6. あとがき

今回は舞子高架橋上に設置される遮光施設の概要につ

いて述べた。このような大規模な遮光施設というのは非常に希な構造物であるため、設計から施工まで数々の問題が発生した。遮光施設工事において発生した問題点等について以下にまとめる。

### (1) アンカーボルトの設置精度

設計上遮光施設のアンカーボルトは法線上にのることを前提に左右の支柱が直線で結べるものとしているが、実際は設置誤差があるためアンカーボルトの設置位置を実測した後にベースプレートの穴加工を行い設置誤差を吸収するようにしている。アンカーボルトの設置精度が悪い所では工程が厳しくなる事もあった。

### (2) 支柱立込み精度

支柱立込み精度の管理は日本建築学会制定の鋼構造物指針によったが、ピン構造のため移動しやすいことやメッキ後の微妙な変形により誤差が累積された結果、精度の確保が大変な箇所もあった。

### (3) 路面の均整度について

本文中で、ポリカ拡散率により路面の均整度を確保するようにしていることを述べたが、施工中に現場にて確認したところ日差しが強い夏場では若干支柱及び梁等の陰が確認された。また、今後完成時には輝度の測定及び走行性の確認等を行い、計算の妥当性の確認を行う必要があると思われる。

以上のような問題点を克服し、遮光施設工事は現在最盛期を迎えている。今後は、各種機械・電気設備等の工事が進んでいく予定である。完成の際にはこの遮光施設が当初の目的を達成し、安全かつ快適な走行性に寄与することができれば幸いである。

最後に、本工事及び設計にご尽力された関係各位に深く感謝いたします。

# 瀬戸大橋の維持管理、十年（主な損傷とその補修について）

Ten-Year Maintenance of Seto Ohashi Bridge (Major problems and their repair works)

第二管理局 維持施設第二部長 保田 雅彦

Masahiko Yasuda



第二管理局 橋梁維持課長 松本 毅

維持施設第二部

Tsuyoshi Matsumoto

## 概要

瀬戸大橋は平成10年4月10日で、供用開始以来十年を迎えることとなる。この間の十年間に、初期欠陥に起因すると考えられる幾つかの問題が生じた。それらは吊橋主ケーブルの錆の問題、下津井瀬戸大橋のエンドリンクの騒音問題、リンク式伸縮装置の傾斜事故、同伸縮装置の騒音問題、ローリングリーフ式伸縮装置の騒音問題、同伸縮装置の支持台上フランジの亀裂、鋼床版支承の錆び汁、斜張橋ケーブルの振動とそれに伴うケーブルの損傷、鋼ケーソン表面に腐食による穴があいたこと、ゴム製緩衝工が損傷しやすく維持管理に多額の費用を必要とすること、コンクリート橋脚にアルカリ骨材反応が見つかったこと、などである。ここではこれらの損傷について報告する。

On April 10, 1998, the Seto Ohashi Bridge will celebrate its tenth anniversary since its opening. During these ten years, some problems which were due to the initial defects were found. These were, the corrosion of main cables of suspension bridges, the noise problem of end links of the Shimotsui-Seto Bridge, the accident of an inclination of a link type expansion joint, the noise problem of the same joints, the noise problem of rolling leaf expansion joints, the cracks of the upper flanges of supporting girder of the same expansion joints, the rust problem of bearings of orthotropic steel decks, the damages of cables of cable-stayed bridges due to vibrations, the corrosion holes on surfaces of steel caissons, damages of rubber buffers of ship collision, alkali-silicate reaction of concrete pier, and so on. In this paper, these problems are reported.

## 1. まえがき

瀬戸大橋は現在、長大橋点検要領、平成9年1月、本州四国連絡橋公団、(以下要領)により日常の点検が行われている。

点検には定期点検と不定期点検とがある。定期点検はさらに巡回点検と基本点検と精密点検とに分かれている。巡回点検では橋に設置された管理用通路を利用して、一ヶ月に一回、場所によっては三ヶ月に一回の頻度で目視により橋体を点検する。基本点検では一年に一回の頻度で管理路、点検補修用作業車を使用して、目視および触指確認により橋体細部まで点検する。精密点検は供用開始後一年目、三年目、以後三年ごとに行われる。橋の縦断線形の測定、主ケーブルサグの測定、主塔の倒れ量の測定、ケーブルバンドボルトの軸力測定などが行われる。現在この点検の頻度については、見直し中である。

不定期点検は異常時点検と臨時点検とに分かれている。異常時点検とは強風、地震等の異常事象が発生した後に橋体を点検する作業である。

臨時点検は巡回点検、基本点検などで発見された変状についてその追跡調査をするためにおこなわれる点検などを指す。

これらの点検結果により発見された問題点、発生した事故、住民からの苦情等により発見された問題点をまと

めて図-1の年表に示す。以下にこれらの問題について報告する。

## 2. ケーブル関係の損傷

### 2.1 吊橋主ケーブルの腐食

明石海峡大橋のより効果的なケーブル防食方法を選定する過程で因島大橋のケーブル内部調査が'89年11月に行われた。その結果ケーブル内部に水分が確認されると共に一般部で腐食が発見された。これを受けて瀬戸大橋でも、'92年度にケーブルの点検が行われ下津井瀬戸大橋、北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋の三橋ともに腐食が確認された。

このために、'93年度から、北備讃瀬戸大橋において素線の腐食に悪影響を与える恐れのある劣化した鉛酸カルシウムペーストを除去し、その後有機ジンク塗装+鉛丹ペースト塗布+丸ワイヤーラッピング+ネオプレーンゴムシート+ハイパロン塗装の仕様で補修を実施した。

'94年度も北備讃瀬戸大橋において同様の仕様で補修を行った。一方、防食性の良いペーストを使用してもケーブル内部まではできず、ケーブル内に乾燥空気を送気してケーブルを防食する必要があることが判明したため<sup>1)</sup>、'94年度末に北備讃瀬戸大橋2P主塔、塔頂サドル部からの送気試験を実施した。送気設備の概要を図2-1に示す。

番号	'88(S63)	'89(H1)	'90(H2)	'91(H3)	'92(H4)	'93(H5)	'94(H6)	'95(H7)	'96(H8)	'97(H9)
1	吊橋 CABLE 防錆 送気システム					北備(船丹+ゴム)	北備(船丹+ゴム)	北備(舟巻+ゴム) 南備(舟巻+ゴム)	下津井(S字+巻装) 北備(S字+巻装) 南備(S字+巻装)	下津井(舟巻+ゴム) 北備(舟巻+ゴム) 南備(舟巻+ゴム)
2	斜張橋 CABLE	10月防火カバー				制振リヤ-破断	5月 補修		角折れ緩衝装置部の損傷	
3	Link Expansion	5月 騒音対策				伸縮装置傾斜 10/30	傾斜防止装置設置	騒音対策		2/28
4	Rolling Leaf Expansion	4/25 騒音対策	3/30					6/29		Crack 補修
5	マウラージョイントの損傷							3月	改良	
6	下津井瀬戸大橋のエンドリンク					6月騒音		補修		
7	鋼床版支承		南備			下津井		下津井	北備 下津井	
8	ケーソン上面のシール工事		HB3P, IB2・3・4P				HB2P	BB3P(天)	BB3P(側), BB6P(天・側)	
9	コンクリートひび割れ(番の州3P)							5月(発見)	塗装	8月
10	緩衝工					浮力材(ポリプロピレン製発砲材)封入				
11	鋼ケーソン電着防食試験					有粘性 IB2P ケーソン		11月	6月 水槽試験 BB5P ケーソン	8月 9月
12	横風対策(番の州高架橋)		試験工事			工事				
13	塗装									

図一 瀬戸大橋維持管理年表  
Fig.1 Maintenance record on Seto-Ohashi Bridge

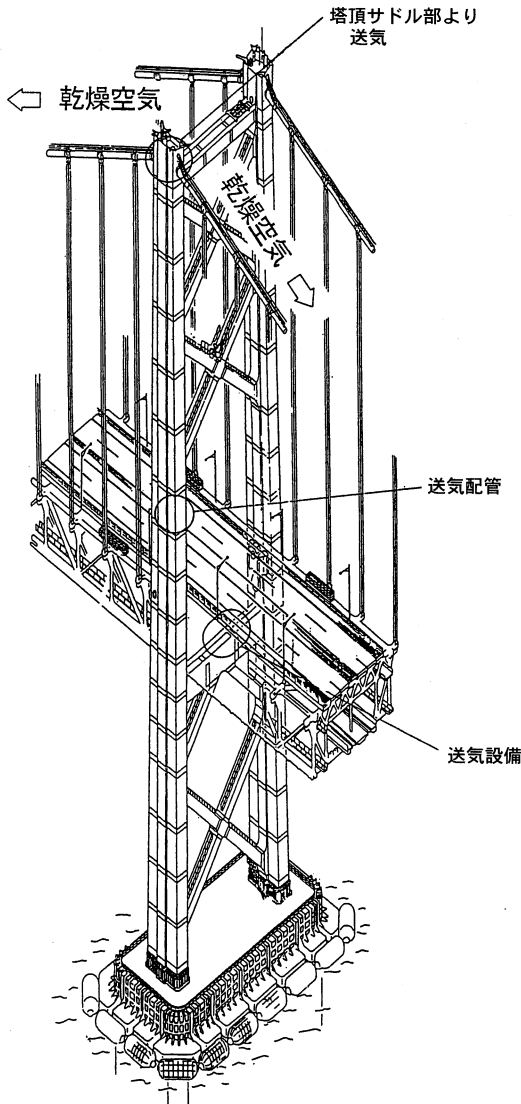


図 2-1 送気設備概要図

Fig.2-1 Outline of dried air injection system

’95年度は補修仕様の鉛丹ペーストをリン酸アルミニウムペーストに変更して下津井、南北備讃瀬戸大橋の補修を行った。

’96年度は補修仕様をペースト無し+S字ワイヤーラッピング+塗装（柔軟型エポキシ樹脂塗料下塗り一層）に変更して下津井、南北備讃瀬戸大橋の補修を実施した。また’95年度’96年度にも引き続き北備讃瀬戸大橋の送気試験を行っている。

’96年度には劣化したペーストは乾燥させた場合は腐食に与える影響が極めて小さいことが判明したために、’97年度からはペーストの除去はしないこととして補修仕様を再検討している最中である。

## 2.2 斜張橋ケーブルの損傷

斜張橋ケーブルには道路面より約15mの高さの位置までステンレス製の防火カバーが取り付けられている。この防火カバーはステンレス板を丸めてハゼ継ぎ手とめて筒状にした960mm単位のを4本のポップリ

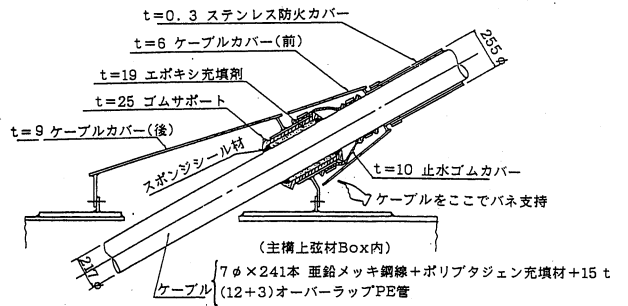


図 2-2 ケーブル角折緩衝装置詳細図

Fig.2-2 Detail of cable unbend buffer

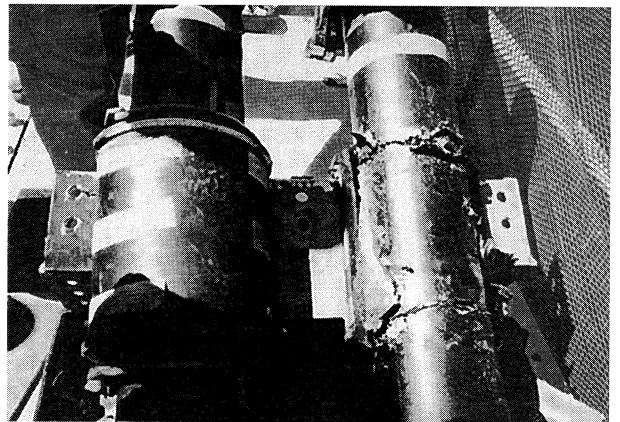


写真-1 ケーブル角折緩衝装置の損傷

(櫃石島側東側No.22ケーブル)

Photo.1 Damage on cable unbend buffer

(No. 22 cable, East side, Hitsujima Bridge)

ットで縦向きに継ぎ足して現場架設されている。

’92年3月、この防火カバーに強風によるポップリベットの緩み、欠落が多数発生していること、欠落しているカバーもあることが発見された。そのため’93年1月に全ての防火カバーの継ぎ手部分にテープを貼り付けて補強した。

櫃石島橋、岩黒島橋には風による斜張橋ケーブルの振動を抑えるためにケーブルを横向きにつないだ制振ワイヤーが二段設置されている。制振ワイヤーはケーブルを拘束することによりケーブル長を短くし、いわゆるサブスパン振動の振動数を増加させると共に制振ワイヤーのヒステリーシス効果により、制振効果を期待しているものである。’94年5月に岩黒島橋においてこの制振ワイヤーが破断しているのが発見された。破断したワイヤーは早急に交換しその後全制振ワイヤーの点検を行い損傷の大きいワイヤーについては交換した。

’95年6月には櫃石島橋において、斜張橋ケーブルの桁定着部付近の角折れ緩衝装置の損傷（エポキシ充填材が割れPE管が破損しPE管内部に充填されていた高分子注入材（ポリブタジエン系ポリウレタン）が変質して噴出）が発見された。角折れ緩衝装置を図2-2に、損傷を写真-1に示す。

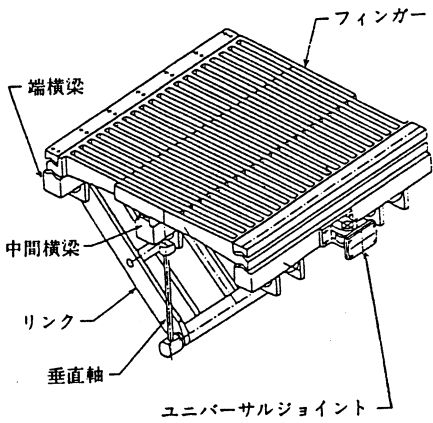


図3-1 改良型リンク式伸縮装置

Fig.3-1 Improved link type expansion joint

従来型	改良型
<p>ピン方式ヒンジ (ガタ有り)</p>	<p>防振ゴム方式 (ガタ無し)</p>
<p>鋼板分離型フィンガー</p>	<p>鋳物一体型フィンガー</p>

図3-2 リンク式伸縮装置の改良点

Fig.3-2 Improved part of link type expansion joint

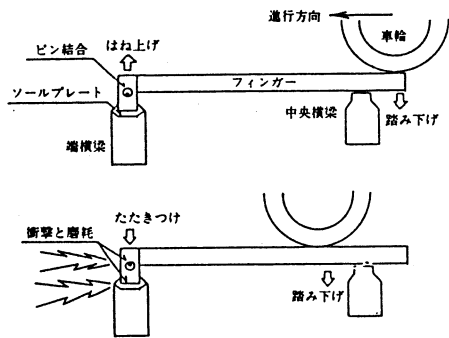


図3-3 異常音発生メカニズム

Fig.3-3 Mechanism on occurrence of abnormal noise

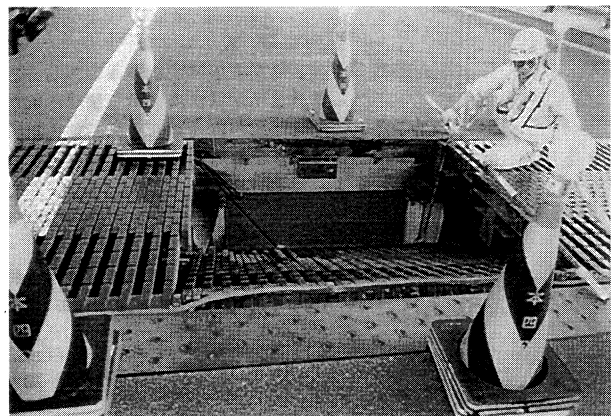


写真-2 「事故状況」写真

Photo.2 View of accident

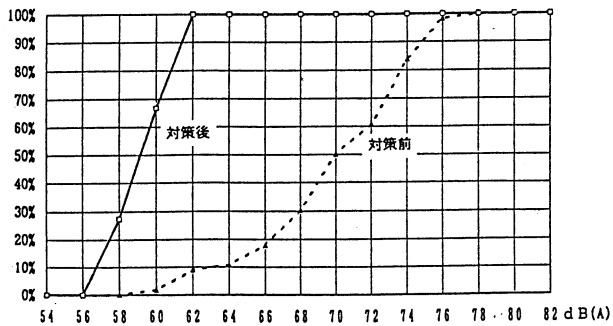


図3-4 騒音値の累積頻度分布

Fig.3-4 Cumulative histogram of noise level

その後、最上段ケーブルを中心に19箇所の精密点検を実施し最上段から7段目までの角折れ緩衝装置に何らかの損傷があることが確認された。これらの損傷はケーブルが二列に設置されているために発生するウェイクギャロッピングが原因で、ケーブルが振動したためと思われる。現在、角折れ緩衝装置の損傷原因と補修方法およびケーブルの振動を止めるための方策を検討中である。

### 3. 伸縮装置の損傷

#### 3.1 リンク式伸縮装置<sup>2,3)</sup>

瀬戸大橋の斜張橋およびトラス橋には、リンク式伸縮装置が設置されている。すなわち、櫃石島橋に二ヶ所、岩黒島橋に二ヶ所、与島橋に二ヶ所、番の州トラス橋に一ヶ所の合計七ヶ所にリンク式伸縮装置が採用されている。これらの伸縮装置については瀬戸大橋の供用後（'88年4月）から、異常音が問題となった。そこで岩黒島島内二ヶ所と与島一ヶ所の計三ヶ所の伸縮装置について騒音低減対策工事を行ったが、根本的な解決とはならなかった。'93年からは異常音の原因となっていたフィンガー部分を鍵盤状から一体構造に、支持構造をピンから防振ゴムへ変更する改良工事を進め、'96年までにほぼ全ての伸縮装置の改良を終了した。

このリンク式伸縮装置の改良型のものを図3-1に示す。また、図3-2に改良点を、図3-3に改良前の伸縮装置の異常音発生メカニズムを、図3-4に、番の州

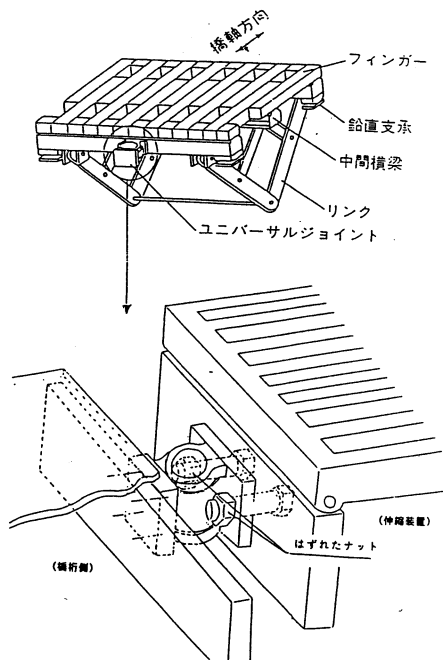


図3-5 リンク式伸縮装置概念図

Fig.3-5 Conceptual drawing of link type expansion joint

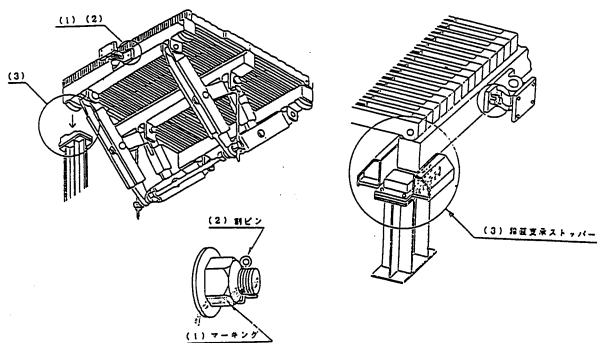


図3-6 再発防止対策概念図

Fig.3-6 Concept of preventive measure of recurrence

高架橋3Pの伸縮装置騒音を地上点で測定した値の改良前後の比較を示す。図3-4より伸縮装置を改良した効果が大きいことがわかる。

リンク式伸縮装置のもう一つの改良点は装置全体の傾斜防止装置を取り付けたことである。これは'94年5月3日に、岩黒島橋4P橋脚上の上り線走行車線の伸縮装置が傾斜した事故による。<sup>4)</sup>事故状況写真を写真-2に示す。事故原因はユニバーサルジョイントと伸縮装置とを連結している二本のボルトのナットが二個ともゆるんで抜け落ちてしまったためである。ボルト、ナットの位置と伸縮装置の全体との位置関係を図3-5に示す。このような伸縮装置の傾斜事故を防止するために、図3-6に示す伸縮装置の改良が行われた。ボルト締め付け後のナットのゆるみによる回転を発見しやすくするためにボルト、ナットにマーキングを行いました、ナットが回転してもはずれることのないように割ピンを挿入した。また万一、ナットがはずれてしまっても伸縮装置が支持台

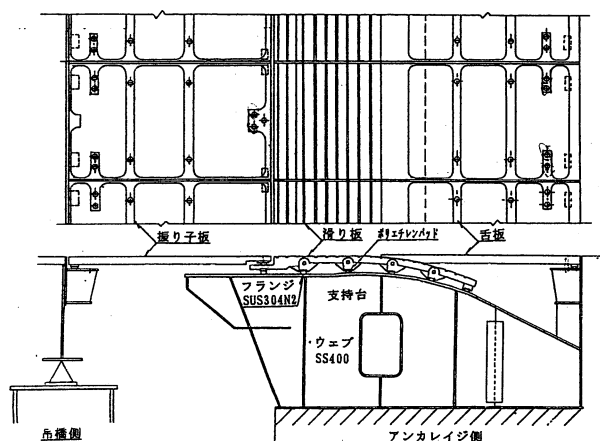


図3-7 ローリングリーフ式伸縮装置

Fig.3-7 Rolling leaf type expansion joint

からはずれないように鉛直支承にストッパーを取り付けた。これらの対策は本州四国連絡橋伸縮装置構造検討委員会(三木千寿委員長)において審議されたものである。対策工事は'95年3月までに全部のリンク式伸縮装置について完了した。

### 3.2 ローリングリーフ式伸縮装置

瀬戸大橋の三つの吊橋補剛桁端にはローリングリーフ式伸縮装置が設置されている。すなわち下津井瀬戸大橋、北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋の補剛桁端に二ヶ所ずつ設置されている。ローリングリーフ式伸縮装置を図3-7に示す。

これらの伸縮装置についても瀬戸大橋の供用後から、騒音が住民の間で問題となった。そのために'88年4月から'89年3月にかけて、下津井瀬戸大橋の本州側のSBA3橋台の伸縮装置と北備讃瀬戸大橋の与島内の1Aアンカレイジ上の伸縮装置について防音工事を実施した。防音工事はまず下津井瀬戸大橋で行われたが、主な工事は箱桁状の支持台の中にモルタルを注入する事、伸縮装置全体を遮音材で準密閉状態にした上、内部に吸音材(グラスウール)を設置する事である。モルタルの注入により伸縮装置内の反響音は激減した。この後北備讃瀬戸大橋については、最も効果の大きかった後者の対策(伸縮装置全体を遮音材で準密閉状態にした上、内部に吸音材(発泡ウレタンを使用)を設置する事)のみの工事を行った。これらの対策を図3-8に示す。

この後下津井瀬戸大橋についてはさらに路面を最大限平滑にする工事を行った。それらは滑り板上面の切削、舌板先端の平滑化などである。

その後ローリングリーフ式伸縮装置には問題がなかったが、'95年3月に下津井瀬戸大橋のSBA3橋台の伸縮装置支持台のフランジ部(SUS材)に亀裂が発見された。

フランジには滑り板の摺動材が当たるため、塗装を施すことができないのでステンレス板を使用している。工場製作の最終段階で溶接集成構造であるブロック全体の加熱矯正後に残留応力除去のために焼鈍を行った。支持

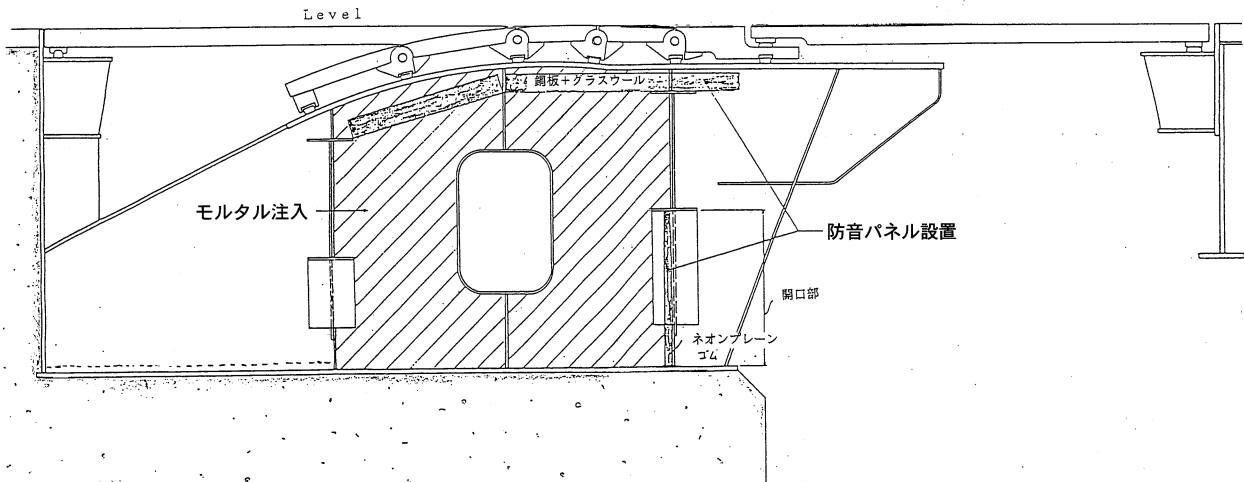


図3-8 防音対策工

Fig.3-8 Noise prevention work

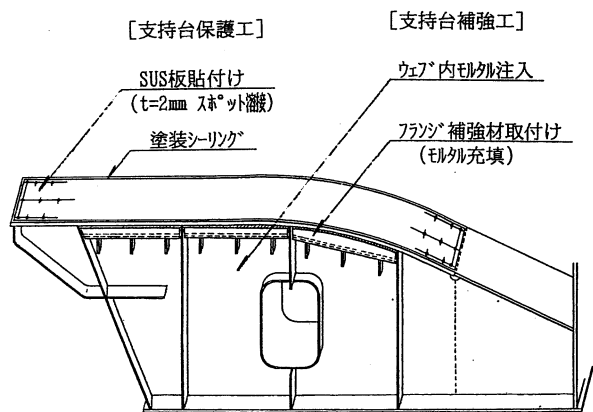
台はSS材できているが、SS材とSUS材とでは、線膨張係数が、30パーセント以上相違している。(SUS $14.7 \times 10^{-6}$ , SS $10.7 \times 10^{-6}$ ) このために、ステンレス板には温度荷重としての引張応力が残留し、引張応力の働いている状態では応力腐食割れが生じやすい。SUS304はオーステナイト系ステンレスであるが固溶化熱処理(加熱温度1000度)されているため、結晶に均一性がある。ところが焼鈍(700度徐冷)されると粒塊状になり、結晶体の外側にクロムと炭素の結合体の粒界物ができる。これは腐食環境では粒界腐食を起こしやすい。このような原因によりフランジ部に応力腐食割れが発生したものと考えられる。

亀裂を溶接補修することも考えられたが現場での作業時間が長くなり、交通規制が長引く可能性が高いため、採用されなかった。そのかわりに腐食環境の遮断とフランジ発生応力の緩和を図ることとした。

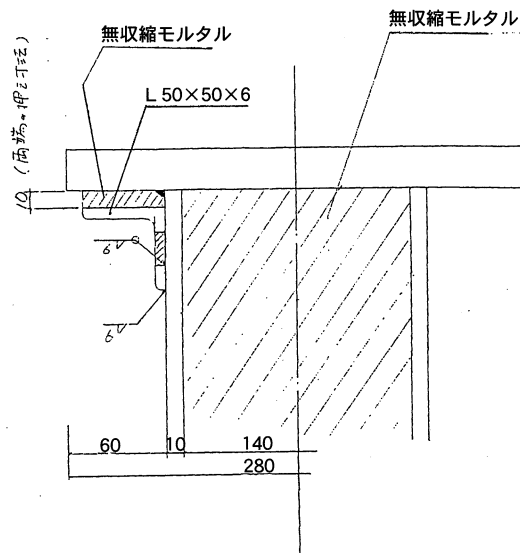
フランジを腐食環境より遮断するためにフランジ上面に厚さ2mmのSUS板をスポット溶接で張り付けることとした。またフランジこぼ面には塗装コーティングを行った。フランジの発生応力を緩和するために箱桁形式になっている支持台の内部に無収縮モルタルをフランジの底面に当たるまで充填した。こうすることによりフランジに曲げ応力が発生しないようにした。また、支持台より左右に突き出している部分のフランジについても補強材を取り付けて応力の緩和を図った。これらの補修を図3-9に示す。'96年度は下津井瀬戸大橋のSBA4橋台と北備讃瀬戸大橋の4Aアンカレイジ上の伸縮装置を補修した。'97年度はSBA3と北備讃瀬戸大橋の7Aアンカレイジ上の伸縮装置を補修する。

### 3.3 マウラージョイントの損傷

下津井瀬戸大橋の櫃石島側高架橋部分、櫃石島高架橋、与島高架橋には、合計14箇所にもウラージョイントが設置されている。



支持台補強方法



支持台断面図

図3-9 ローリングリーフ式伸縮装置支持台補修方法

Fig.3-9 Repair method on mount for rolling leaf type

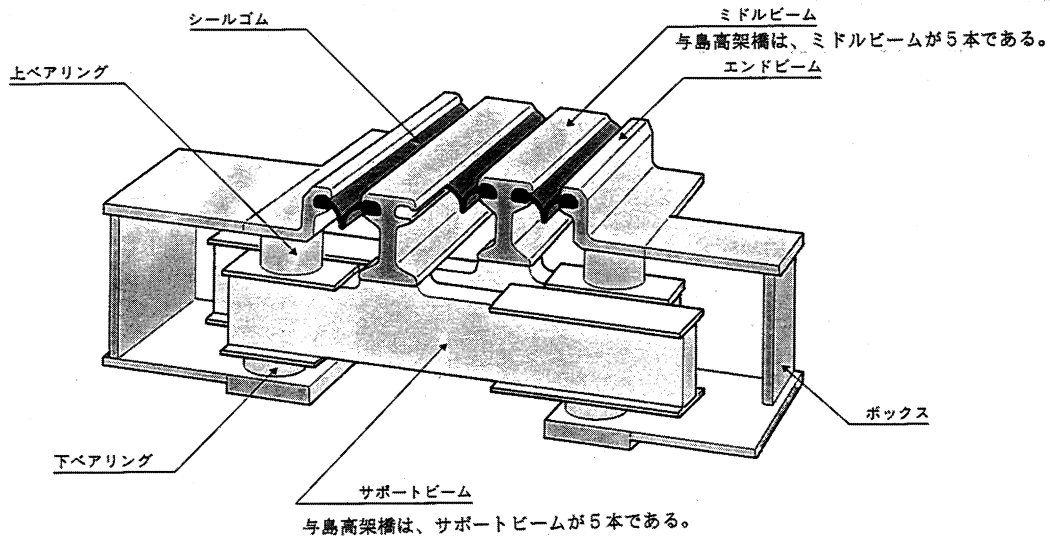


図3-10 マウラージョイント

Fig.3-10 Maurer expansion joint

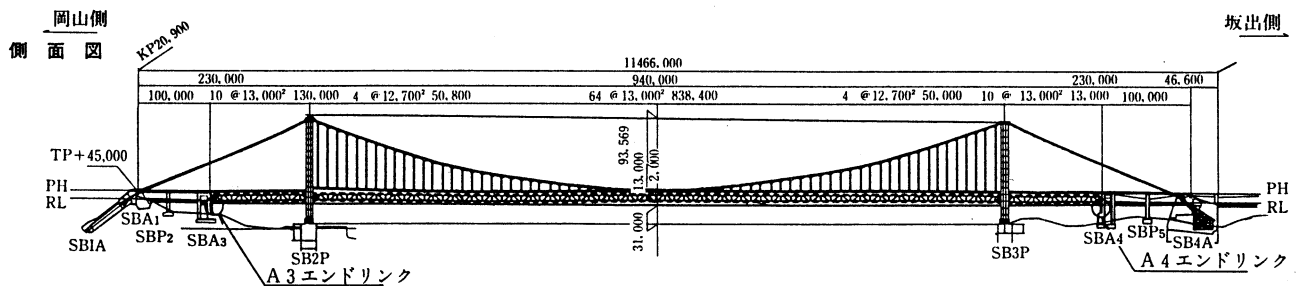


図4-1 下津井瀬戸大橋

Fig.4-1 Shimotsui-Seto Bridge

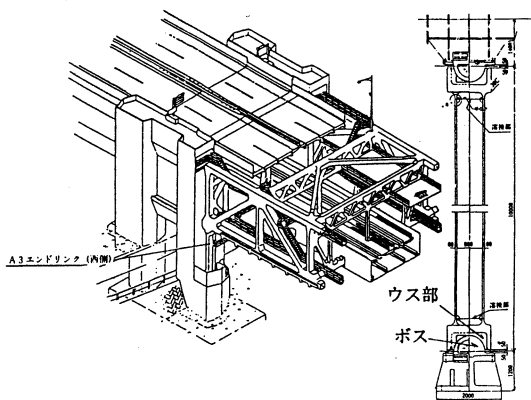


図4-2 エンドリンク

Fig.4-2 End link

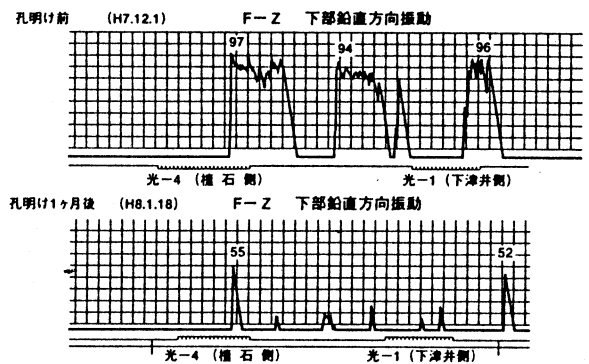


図4-3 東側エンドリンク振動加速度の変化

Fig.4-3 Change of vibration acceleration on East-side end link

'95年3月に与島高架橋のマウラージョイント上を車両が通過すると通常の太鼓をたたくような音ではなく、金属音が発生していることが観測された。点検してみると図3-10に示すマウラージョイントのサポートビームとミドルビームとの溶接部が破断し、そこから金属音が発生していることがわかった。下ベアリングのゴムの弾性力が劣化しサポートビームと下ベアリングの間に隙間ができ、サポートビームが跳ね上がりやすくなり、その

ために溶接部が破断したものと考えられる。

補修方法としては、上下ベアリングの構造の改良、材質の強化、溶接破断箇所の再溶接である。補修は'95年度より行っており、2003年までに終了する予定である。

#### 4. 支承の損傷

##### 4.1 下津井瀬戸大橋エンドリンクの騒音対策<sup>5,6)</sup>

表 1-1 東側 A 3 エンドリンクの騒音音圧と発生回数の変化

Tab.1-1 Change of noise pressure level and frequency of occurrence on East-side A3 end link

(発生回数：回/列車)

列車名	東側注入前			東側注入1週間後			東側注入1ヵ月後			東側注入2ヵ月後		
	11月16日~17日			11月18日~19日			1月16日~17日			2月15日~16日		
	発生回数	平均値	最大値	発生回数	平均値	最大値	発生回数	平均値	最大値	発生回数	平均値	最大値
貨物 (85)	59	84.93	88	2	75.00	76	1	73.00	73	0	0.00	0
貨物 (108)	-	-	-	3	76.33	80	3	63.67	64	1	63.00	63
特急寝台瀬戸号	120	89.39	92	2	76.50	77	0	0.00	0	1	67.00	67
貨物 (126)	98	86.71	91	1	78.00	78	0	0.00	0	0	0.00	0
貨物 (132)	144	88.48	92	1	75.00	75	6	68.50	75	1	61.00	61
貨物 (133)	106	87.18	93	9	70.89	76	1	65.00	65	0	0.00	0
貨物 (72)	188	87.66	91	3	78.33	80	0	0.00	0	1	64.00	64
貨物 (74)	394	87.63	92	5	71.40	76	0	0.00	0	1	62.00	62
特急寝台瀬戸号	83	88.39	92	0	0.00	0	0	0.00	0	0	0.00	0
データの荷重平均値	87.7			73.7			67.3			63.4		
1列車当たりの発生回数	149.1			2.9			1.2			0.6		

表 1-2 鋼床版支承の黒汁発生箇所数

Tab.1-2 Number of locations where occurrence of black stain is observed on bearings of orthotropic steel bridge deck

項目	下津井瀬戸大橋	北備讃瀬戸大橋	南備讃瀬戸大橋
支承数 (A)	880基	1088基	1160基
黒汁発生箇所 (B)	85基	459基	197基
黒汁なし	795基	629基	963基
補修済み箇所	224基	40基	24基
損傷率 (B/A)	10%	42%	21%

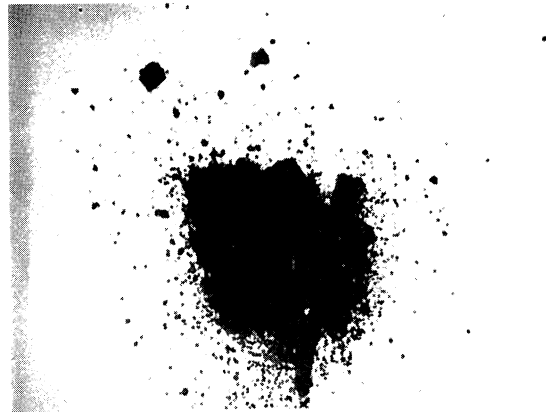


写真 3-2 支承内の黒汁

Photo.3-2 Black stain in bearing

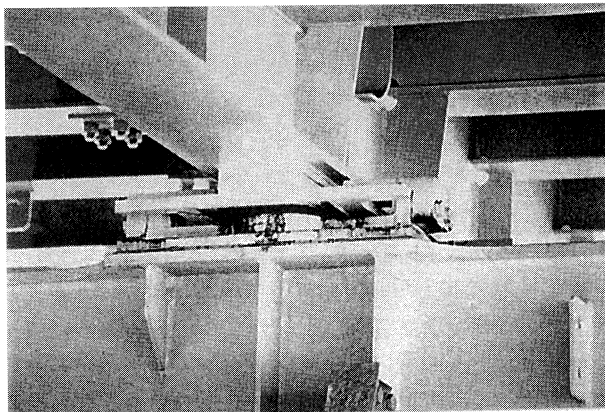


写真 3-1 損傷している支承

Photo.3-1 Damaged bearing

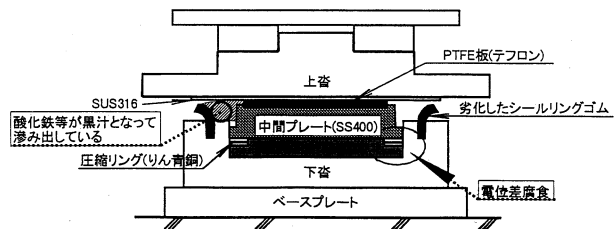


図 4-4 B P-B 支承の構造

Fig.4-4 Structure of BP-B bearing

瀬戸大橋の全ての吊橋の補剛桁端はエンドリンクで支持されている。下津井瀬戸大橋は側径間を吊り構造としていないため、エンドリンクの設計最大反力は2,558tonと大きく、他の吊橋（南北備讃瀬戸大橋）と比べて約2倍になっている。本州側のA3のエンドリンク（東西各一基）は1993年6月頃よりピボット構造部より、カンカンという高欄を金槌でたたくような大きな音が発生するようになった。下津井瀬戸大橋の一般図およびエンドリンクを図4-1、2に示す。

そこで応急対策を実施した後'94年1~2月にかけて、

精密点検を行い、騒音の音源調査、ひずみ、変位調査を行い、騒音軽減対策を立てた。'95年から'96年にかけて、エンドリンクの騒音軽減対策工事を施工した。騒音はエンドリンク下部のボス中心点付近から発生していることがアコースティックエミッション法により、判明した。発音の原因は種々考えられ断定はできないが咨部の移動量が小さいため、固体潤滑剤が十分に供給されず咨面での摩擦係数が大きくなり、スティックスリップ現象が生じて発音に至ったものと推定される。騒音はエンドリン

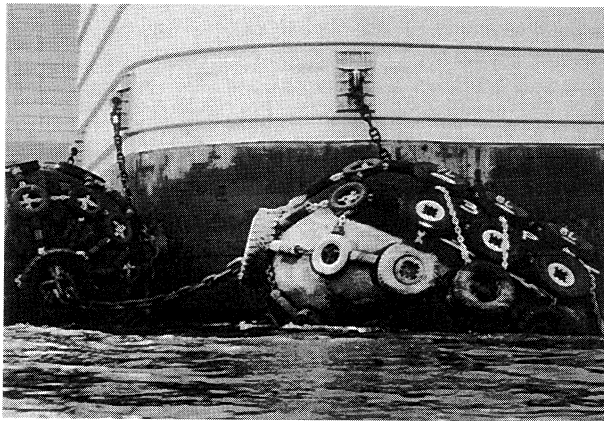


写真-4 ゴム製緩衝工の沈没

Photo.4 Sunken rubber buffer

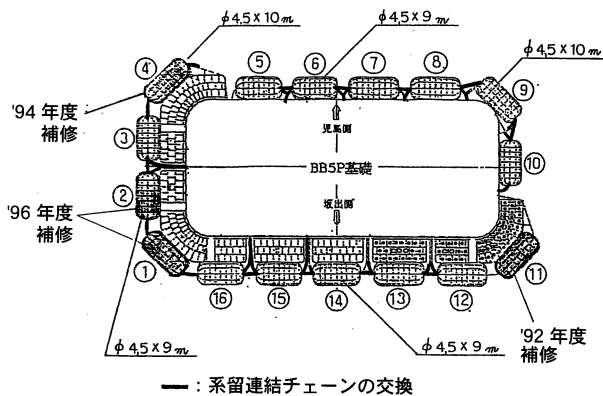


図5-1 北備讃瀬戸大橋5P橋脚ゴム製緩衝工の補修

Fig.5-1 Repair on rubber buffer of Kita-Bisan-Seto Bridge 5P pier

ク下部のボス中心点付近から発生していることが判ったので、ボスを覆っているウス部に、上部からボスに傷を付けないように孔を開け、そこから、既にある固体潤滑剤の補助として、浸透性の高いスティックスリップ防止用オイルを補助潤滑剤として油圧ポンプで加圧給油した。その結果、東側A3エンドリングで騒音が約5割、西側で約1割減少した。特異音は間欠的に発生しリンク柱の振動加速度により評価することができる。その振動波形の変化を図4-3に示す。また東側A3エンドリングの騒音音圧と発生回数の変化を表1-1に示す。またこのような対策を行っても発音が残っているので、エンドリングの周囲を防音壁で囲って音を遮断する対策をさらに行った。

#### 4.2 鋼床版縦桁支承の損傷

瀬戸大橋の吊橋およびトラス橋の鋼床版支承には、BP-B支承が採用されている。'90年の点検において吊橋の鋼床版支承に支承内部パーツのはみ出し、黒汁（成分は酸化鉄、テフロン粉、ゴムの粉）のしみだし等の変状が発見された。その後、調査を継続すると共に補修工事（支承内部パーツの交換）を行ってきている。

'96年度末での黒汁発生箇所（損傷箇所）を表1-2

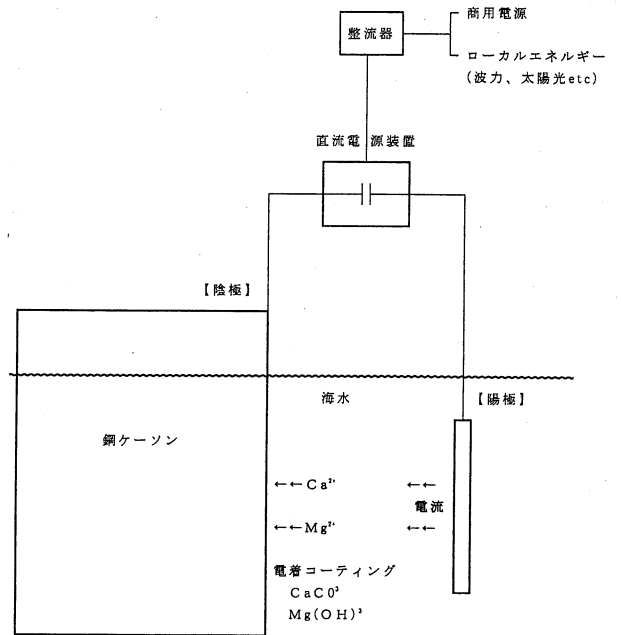


図5-2 電着工法

Fig.5-2 Electrodeposition method

に示す。損傷の発生傾向としては連続鋼床版端部（伸縮装置部）およびグレーチングに隣接するG2桁に多い。

損傷している支承を写真3-1に、支承内部より取り出した黒汁そのものを写真3-2に示す。

BP-B支承の構造を図4-4に示す。SS400でできている中間プレートはゴムに均等に力をかけるために設置されている。ゴムと中間プレートの間にあるドーナツ型の圧縮リングは中間プレートからの力がゴムに均等に当たるように、またゴムが中間プレートと下桁との隙間から上へはみ出すのを防いでいる。シールリングはテフロン板が粉塵で摩耗しやすいので、粉塵の侵入を防いでいる。黒汁の発生している支承をジャッキアップして内部を観察してみると、シールリング内部が酸化鉄で充満している状態であった。中間プレートはSS400で圧縮リングはリン青銅でできており、この二つの金属間の電位差は0.50ボルトもあることが原因であることがわかった。一般的に、この電位差は0.25ボルト以内であることが望ましい。よって、沓内に電解質（雨水など）があればSS400がすぐに腐食する状態であった。ではなぜ水が侵入したかであるが、吊橋は柔構造であるためにトラックなどの大型車両が通ると鋼床版が支承部で動いていることがよく観察できる。このためにトラス橋に比べて、早期にシールリングが劣化したのではないかとと思われる。黒汁現象は因島大橋や大鳴門橋でも発見されている。また、瀬戸大橋の吊橋は道路鉄道併用橋であり列車が通過するたびに支承が3~11mm移動することがわかっている。この大きな変位の繰り返しのためシールリングは早期に劣化し、シール機能が低下し雨水が浸入したものと考えられる。

鋼床版支承はさび付いて回転も移動もできない状態に

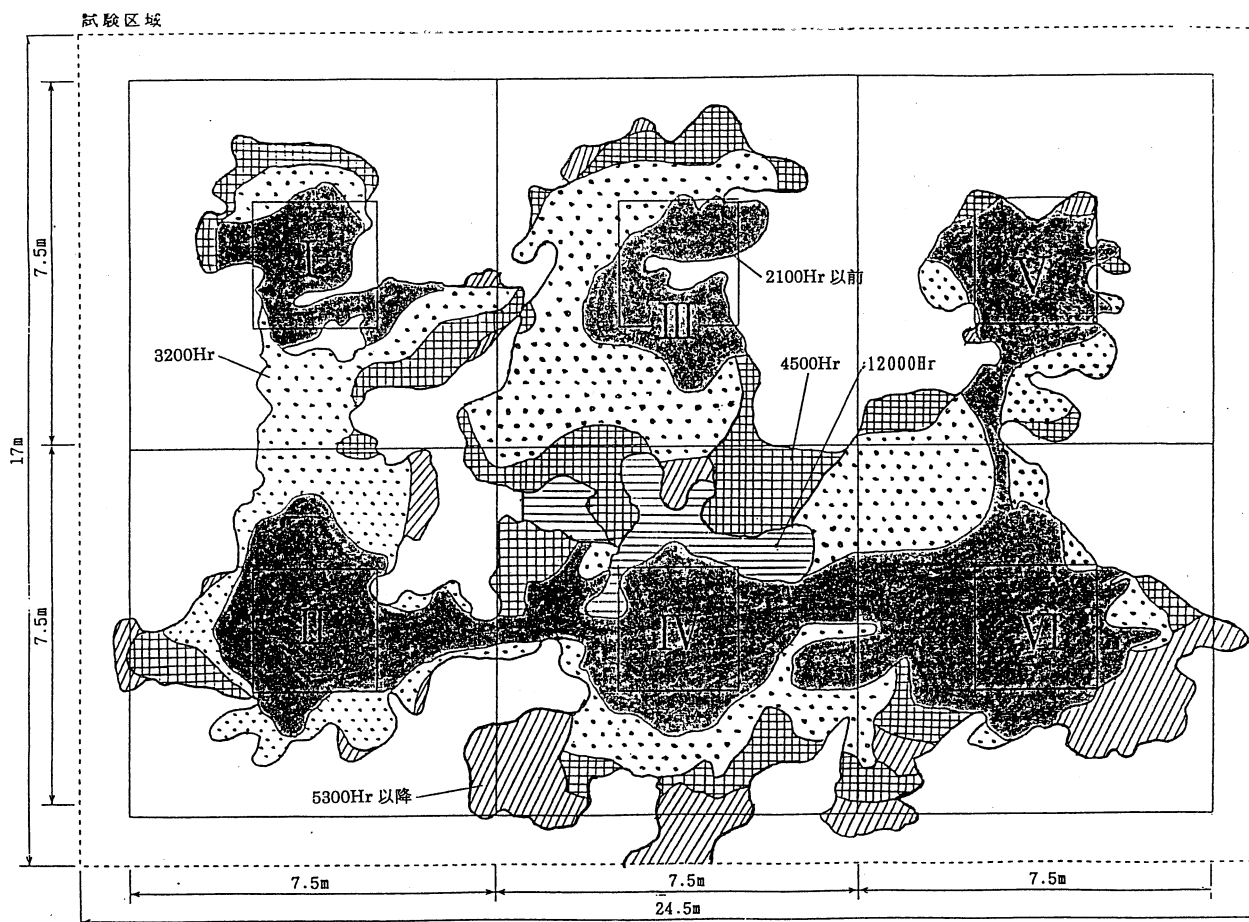


図5-3 スケールの脱落範囲の経時変化

Fig.5-3 Change in lapse of time of peeling-off area of scales

ならない限り、鋼床版縦桁に過大な応力が発生しないことを計算により確認している。現在のところ、黒汁が出て損傷している支承でも、可動状態にあることが観察されている。そこで、現在ではこれ以上の補修を停止して経過観察する事になっている。また将来、支承を補修する必要に迫られたときのためにどのような補修法を取るかを検討中である。一つの案としては、電位差をなくすためにリン青銅で作られていた圧縮リングをSS400に変更する案などが考えられている。

## 5. コンクリートの防護

### 5.1 ケーソン上面のシール工事

鋼製ケーソンの気中部コンクリートには施工時からコンクリートの発熱、乾燥収縮等によりひび割れが生じており、ひび割れが進行するとコンクリート内部に水分が侵入し、鉄筋の腐食、膨張の原因となる。そのため供用後も定期的にひび割れ進行の調査を行っている。

鋼製ケーソン基礎は全部で11基あるが、これまでに、櫃石島橋の2P、3P橋脚、岩黒島橋の2P、3P、4P橋脚、北備讃瀬戸大橋の3P橋脚、南備讃瀬戸大橋の6P橋脚の7基について、コンクリート表面のひび割れ処理およびコンクリート表面の塗装を実施している。補修

仕様としては、アクリルゴム系を採用している。<sup>8)</sup>

今後、2000年度までに残りの4基の工事を行う予定である。

### 5.2 コンクリートのアルカリ骨材反応

番の州高架橋3P橋脚は他の橋脚に先立って'80年3月に工事に着手し、'82年6月に竣工した試験工事によって建設された。'95年に番の州高架橋3P橋脚のひび割れ調査を実施した結果、原因はアルカリ骨材反応によることが判明した。骨材の産地を調査したところ、アルカリ骨材反応防止対策が制度化された'86年以降は使用が禁止されている豊島産であることがわかった。'95年'96年の調査より上段道路梁部は比較的アルカリ骨材反応が進んでいるが、下段柱部では反応が進行していないことが判明した。今後短期間に被害が急激に進行するとは考えられないが、構造物の重要度が高いこと、アルカリ骨材反応が進行性の要因であることから'96年から'97年にかけて、防水系の塗装仕様<sup>9)</sup>でコンクリート表面を塗装した。

アルカリ骨材反応が問題となったのは'82~'83年頃でその後は粗骨材の検査を実施して有害な骨材は使用していない。一般的に高炉セメントB種を使用していればアルカリ骨材反応は抑制されると言われている。番の州高架橋3P橋脚以降に建設されたコンクリート橋脚では高



写真-5 防風柵  
Photo.5 Wind shield

炉セメントB種を使用したものが多い。しかしながら有害骨材を使用している橋脚もあるので、今年度、調査中である。

## 6. 鋼製ケーソンの防護

### 6.1 ゴム製緩衝工の維持管理

南北備讃瀬戸大橋の橋脚には、500GT以下の船舶を対象とした浮体式の空気式ゴム製緩衝工（以下ゴム製緩衝工）と、3000GT以下の船舶を対象とした緩衝工（ゴム製緩衝工と鋼製多室型緩衝工（鋼製緩衝工）との複合構造により衝突エネルギーを吸収する。）が設置されている。これらは海上保安庁に昭和62年10月19日付で設置協議書を提出しており、設置期間は永年である。

これらの内、鋼製緩衝工については多少錆が出ている程度で維持管理上の問題は特に無い。ところがゴム製緩衝工は摩耗損傷やすく、摩耗傷や貫通傷により、これまでに何度も沈下事故を起こしている。沈下の状況を写真-4に示す。この沈下事故を防ぐために、'91年度からは、浮力材（ポリプロピレン製発泡材）を内部に封入しており、'96年度末で合計60基の内の16基に封入済みである。また本体付属物のチェーン類、チェーンネット、摺動材の損傷も頻繁に発生し補修を行っている。図5-1に一例として南備讃瀬戸大橋5P橋脚のゴム製緩衝工の補修を示す。

このようにゴム製緩衝工は維持管理に多大な費用と手間を必要とするため、現在、鋼製の緩衝工に変更するべく検討中である。

### 6.2 鋼ケーソンの電着防食試験

瀬戸大橋の11基の海中基礎は設置ケーソン工法にて建設されている。近年この鋼製ケーソンの外壁に腐食により貫通した穴が開いていることが確認されている。このまま放置するとコンクリートへの悪影響も懸念されるので、現在電着防食試験を行い対策を検討中である。電着工法の概念図を図5-2に示す。海水中に陽極を設置し、

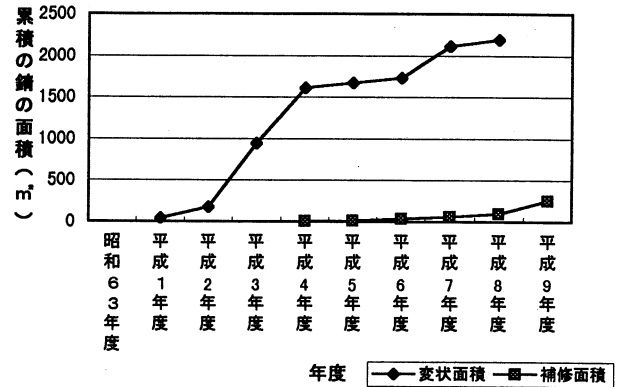


図-6 変状面積と補修面積  
Fig.6 Damaged area and repair area

鋼ケーソン本体を陰極にして電流を流すと、陰極表面にCaCO<sub>3</sub>、Mg(OH)<sub>2</sub>などが析出する。しばらく時間がたつと今度は、陰極表面のアルカリ還元作用により、錆などでできた鋼ケーソン表面のスケールが析出物と共に剥離し、鋼ケーソンの光沢のあるきれいな素地が露出する。その後、再びコーティングされる電着物は付着力が高いことが確認されている。この電着物によって鋼ケーソン表面を覆い防食する事を検討中である。

'94年度に実施したIB2Pケーソン基礎での有効性確認試験の後、'95年11月から'97年8月にかけて約22ヶ月間、潮流変化の最も激しいBB5Pケーソンで現地試験を行うと共に、'96年6月から'97年9月までの約16ヶ月間に渡って、電着通電によるスケールの還元速度及び付着力の変化を定量的に把握するため腐食試験体を用いた水槽試験を行った。

図5-3に現地試験による5Pケーソン表面のスケールの脱落を示す。現在は、5Pケーソンの通電を停止しており、付着した電着物の安定性を追跡調査中である。

## 7. 番の州高架橋の横風対策<sup>10)</sup>

番の州高架橋では、南北備讃瀬戸大橋が国際航路上に建設されているため海面上75m程度の位置を車が走行している。そのために道路面での強風時の風速が高くなる傾向にある。そのために車両の運転者等から、橋脚付近の突風等について苦情が寄せられると共に、橋梁上での車両横転事故も発生している。

番の州高架橋上での風速を実測した結果から、橋梁の1スパン内に顕著な強風部と弱風部とが存在し、これがスパン毎に繰り返し出現するため低速で走行する車両が見かけ上、周期的な風速変動を受け、走行障害となることがわかった。この原因は橋脚に沿って吹き上げられる上昇流のために橋脚付近の風速が低下しているものと考えられる。

このような状況を改善するために現地では北西の季節風が卓越するために、番の州高架橋の西側のみに防風柵

を設置した。工事は'89年度より試験的に実施し、本格的な工事は、'91年度より行い、'96年度に完了した。防風柵としては、高さ3mで充実率30%、44%、58%、72%の4種類で施工したが、現地観測の結果からは充実率は30~40%程度で十分な効果が得られるものと思われる。防風柵の材質としては、透明防音壁の材料でもあるポリカーボネイト板を使用した。施工された防風柵を写真-5に示す。

## 8. 塗装

瀬戸大橋の海峡部の鋼橋外面の総塗装面積は約180万 $m^2$ である。海峡部橋梁は厚膜型無機ジンクリッチペイント+厚膜型エポキシ樹脂塗料+ポリウレタン樹脂塗料という塗装仕様を採用している。塗装の施工は「海峡部橋梁塗替塗装要領」平成9年1月、本州四国連絡橋公団により行っている。

明石海峡大橋からは上塗りのポリウレタン樹脂塗料がフッ素樹脂塗料に変更されたため部分塗り替え塗装では素地調整の後、エポキシ樹脂塗料を塗り、上塗りとしてフッ素樹脂塗料を塗っている。

局部補修塗装では、局部的に補修するだけなので、従来通り上塗りにはポリウレタン樹脂塗料を使用している。

図-6に海峡部橋梁全体の変状面積の増加と補修面積の増加を示す。ここでいう変状とは、塗装の一般部では10cm×10cm以上の錆または塗膜のはがれ、ボルトの塗装では、ボルトヘッドの半周以上の錆びまたは塗膜のはがれを示している。

## 9. 維持管理からのフィードバック

リンク式伸縮装置とローリングリーフ式伸縮装置とは瀬戸大橋の経験を生かして、大規模な改良が行われた。このために明石や多々羅、来島に採用されたこれらの伸縮装置は瀬戸大橋の当初のものより、騒音上も機能上も改良されており、今後の維持管理上の問題も無いものと期待される。

下津井瀬戸大橋のエンドリンクは構造上、現地で分解することが不可能である。そのために騒音源を特定するのに、アコースティックエミッション法を使用する必要があった。また、修理するにも本体構造物のウズ部に穴を開けざるを得なかった。維持管理を考えた場合、下津井瀬戸大橋のエンドリンク構造は問題がある。今後このような構造のものを設計する場合は、現地での取り替えを考慮した構造にするべきであろう。

鋼床版のBP-B支承は圧縮リングがリン青銅製であったことに問題があった。今後のBP-B支承の圧縮リングにはリン青銅以外の材質を考える必要がある。また、新規に鋼床版を製作する場合は、もっと構造が簡単なゴム支承の採用などを考えることも一案であろう。

吊橋ケーブルの防食方法については現在、検討中であり未だ最善のものが見つかったとは言えない状況であろう。吊橋の主ケーブルについては高温多湿でかつ、海峡部橋梁という悪条件を考えると、防錆ペーストについてはもう少し慎重な選定をすべきであった。

斜張橋ケーブルの振動問題については、未だに完全な対策はない。現在、角折れ緩衝部の疲労試験を実施中であるがプラスチックや高分子材料の土木構造物への適用についてはより慎重を期する必要がある。

コンクリートのアルカリ骨材反応は、現在は反応性の骨材を使用しないので、今後の橋梁で問題となることは無いであろう。ただし、アルカリ骨材反応が疑われる橋脚については今後とも監視を続ける必要がある。

ゴム製緩衝工は維持管理が面倒なので、今後は維持管理が簡単で、製作設置費も経済的な鋼製緩衝工を採用すべきである。

電着防食は鋼ケーソンの有効な防食工法として今後、有望になるであろうと思われる。

瀬戸大橋の寿命から見ると、この10年間で生じた以上の損傷は、世界でも類を見ない海上の道路鉄道併用橋の供用開始当初における初期トラブルと見ることができる。これらは当初設計の考え方の甘さや、施工ミスがほとんどである。これらの初期欠陥は可能な限り早急に改善し、長期供用に耐えられるようにすべきである。また、これらの経験が今後の長大橋の技術向上に資することを期待したい。

## 参考文献

- 1) 送気乾燥による吊橋ケーブル防食試験、古家和彦、本四技報、'97.10
- 2) リンク式伸縮装置に関する現地計測、丸尾進、藤谷邦夫、石橋清美、本四技報、'95.10
- 3) リンク式伸縮装置の改良、林義信、藤谷邦夫、佐伯成巳
- 4) 本州四国連絡橋伸縮装置構造検討委員会報告書、平成7年3月、本州四国連絡橋公団
- 5) 吊橋エンドリンクの精密点検、村卸靖訓、渡辺諭、本四技報、'96.4
- 6) 下津井瀬戸大橋A3エンドリンク補修工事報告、池田定三、中西治、本四技報、'97.1
- 7) めっき技術マニュアル、(財)日本規格協会、'87.9
- 8) マスコンクリートの塗装に関する調査(その2)、野村直茂、森下尊久、本四技報、'95.4
- 9) コンクリート構造物表面保護要領(案)、阪神公団、平成8年7月
- 10) 番の州高架橋の横風対策、池田博、第七回技術発表会発表論文集、平成9年7月、本州四国連絡橋公団

# 新尾道大橋の橋梁連続化の検討

Examination of Unified Decks of Shin - Onomichi Bridge

東京事務所 技術調整課長  
(前)第三建設局向島工事事務所 副所長

鈴木 周一  
Shuichi Suzuki

福岡県新北九州空港連絡道路建設事務所 橋梁建設課長  
(前)第三建設局向島工事事務所 技術課長

田口 松義  
Matsuyoshi Taguchi

東京事務所 技術調整課  
(前)第三建設局向島工事事務所 技術課

大塚 雅裕  
Masahiro Otsuka



## 概要

新尾道大橋は、現在供用中の尾道大橋の西側55mに並列橋として建設される斜張橋であり、向島側には高架橋部が連続している。当初計画では、現尾道大橋と同じ支間割である3径間連続斜張橋として計画され、さらに向島側には2径間連続の取付高架橋が続くものであった。しかし、橋梁の構造特性、維持管理等への配慮から、斜張橋と取付高架橋とを連続構造とした。連続化するにあたり、支承条件の変更も含めて全体構造系を見直すとともに、異なる桁断面の橋梁を連続させることとした。本文ではそれらの経緯を含め、主な検討内容を紹介する。

The Shin-Onomichi Bridge is designed as a cable-stayed bridge to be located at a distance of 55 meters parallel to the Onomichi Bridge, which has been open to the public. A viaduct is also designed to be adjoined to the Shin-Onomichi Bridge. The initial design was composed of the Shin - Onomichi Bridge as a 3-span continuous deck, and a 2-span continuous viaduct. Thereafter, the design was changed that the decks of the bridge and viaduct were unified to form a continuous deck system in consideration of structural characteristics and maintenance of the bridge. In the redesign, the entire structural system was reviewed including evaluation of support conditions and the decks for bridge and viaduct, which would have different cross sections, were analyzed to be structurally adjoined. This paper introduces a course of redesign as well as an outline of major topics in the design.

## 1. まえがき

新尾道大橋は、現在供用中の尾道大橋と近接して建設されることから、並列橋としての景観面も考慮したうえ<sup>1)</sup>、同じ塔高、スパン割の3径間連続斜張橋として計画された。また、向島側では、地形条件よりその南側に取付高架橋が計画された。

これに対し、斜張橋と取付高架橋とを連続化することにより、以下のような改善を図ることとした。

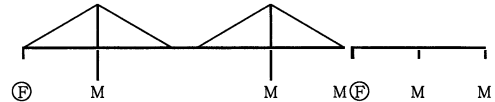
- ①斜張橋の端支点となる4Pの負反力を軽減する。
- ②連続化し支承及び伸縮装置を減らし、維持管理の軽減及び走行性の向上を図る。
- ③桁の景観的な連続性を得る。

以下では、斜張橋部と高架橋部との連続化を行うにあたり検討を行った内容について述べる。

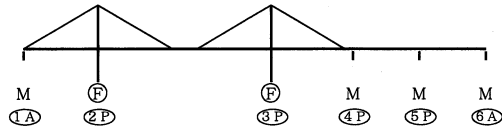
## 2. 検討課題の抽出

当初の構造系と連続化した構造系を図-1に示す。当初計画では、斜張橋部は、尾道側橋台1Aでの1点固定、取付高架橋部は、4Pでの1点固定であった。これに対し、連続化構造では、4Pで桁を連続化するとともに、斜張橋の塔部橋脚を固定とし、他の支点部は可動とした。これは、連続化することによる橋軸方向慣性力を1A1

当初計画 [3径間連続, 1A1点固定] + [2径間]



連続化案 [5径間連続, 塔部2点固定]



Ⓐ: 固定  
M: 可動

図-1 新尾道大橋の構造系

Fig.1 Structural system of Shin - Onomichi Bridge

点で受けるのではなく、高橋脚となる2Pおよび3Pで受け、橋軸方向に長周期の構造系として、地震力を緩和し、また、橋脚の頂部を上部構造と固定することによる振動モードの変化を意図したものである。

このような連続化構造の採用にあたって、以下のような検討を行う必要があった。

- ①高橋脚2点固定構造の耐震設計
- ②4Pでの桁の連続構造
- ③4P支点反力の対処法
- ④塔部支承構造

以下にこれらの検討経緯と結果を示す。

表一 バネ定数の比較

Tab.1 Comparison of spring constant

基礎寸法		2 P		3 P		4 P			
単位		道示		来島		道示		来島	
基礎寸法		12.5m×15.0m		13.0m×10.5m		11.0m×17.0m			
バネ常数		道示		来島		道示		来島	
水平バネ	tf/m	1.692×10 <sup>6</sup>	1.979×10 <sup>6</sup>	2.753×10 <sup>6</sup>	3.369×10 <sup>6</sup>	1.689×10 <sup>6</sup>	1.977×10 <sup>6</sup>		
鉛直バネ	tf/m	5.075×10 <sup>7</sup>	—	8.259×10 <sup>7</sup>	—	5.066×10 <sup>7</sup>	—		
回転バネ	橋軸方向	tf·m/rad	6.607×10 <sup>6</sup>	9.030×10 <sup>6</sup>	1.163×10 <sup>7</sup>	1.450×10 <sup>7</sup>	5.108×10 <sup>6</sup>	7.431×10 <sup>6</sup>	
	直角方向	tf·m/rad	9.515×10 <sup>6</sup>	1.186×10 <sup>7</sup>	7.588×10 <sup>6</sup>	1.054×10 <sup>7</sup>	1.220×10 <sup>7</sup>	1.427×10 <sup>7</sup>	

道示：道路橋示方書耐震設計編（H2年版）及び下部構造編（H6年版）によるバネ定数

来島：来島大橋剛体基礎耐震計算法（案）によるバネ定数

### 3. 耐震設計法

#### 3.1 概要

塔部の高橋脚に上部構造を固定化することにより、上部構造は長周期構造となるが、橋脚および基礎の合理的耐震設計が必要となる。すなわち、橋脚・基礎に働く上部工からの橋軸方向慣性力の算定および基礎の安定計算を合理的に行うことが必要である。

新尾道大橋の耐震設計では、入力地震動をこれまでの尾道・今治ルート橋梁の例を参考に定め、これに対する応答解析を構造系の特性を踏まえて実施し、特に主塔基礎の安定照査法については、新たな手法を導入した。

#### 3.2 検討モデル

##### (1)構造系

新尾道大橋は、本四公団のこれまでの海峡部橋梁に比べると下部構造の規模が小さく、下部工の応答算出にあたっては、橋梁全体のモードを考慮することが重要と考えられたことから、上下部工全体構造系骨組モデルによるスペクトル応答解析を実施した。

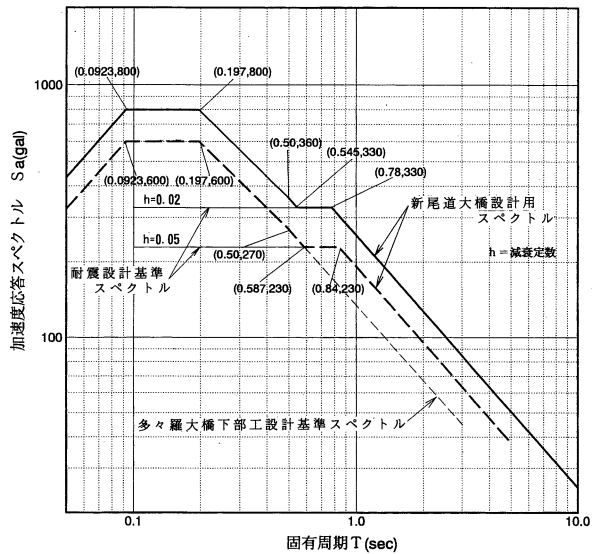
なお、1A及び6A橋台については、橋軸方向は可動であり、また橋軸直角方向は固定であるが基礎幅が大きい（主桁幅員と同じである）ことから、全体構造系に影響しないと考え橋台及び地盤バネはモデル化していない。

##### (2)地盤バネの評価

地盤バネを評価するにあたっては、道路橋示方書に規定されるもの（道路橋示方書V耐震設計編3.3.2の〔解説〕に規定された地盤反力係数の基準値に基づく同IV下部構造編の規定により求める地盤バネ）と、来島大橋剛体基礎耐震計算法（案）<sup>2)</sup>により規定されるものが考えられる。

前者は基本的に支間200mまでの橋梁が対象であり、後者は設置式剛体基礎を対象としているため、適用にあたり両者を比較することとした。

表一にそれぞれの計算法によるバネ定数を示す。算出されるバネ定数のオーダーはほぼ同じであるが、来島大橋剛体基礎耐震計算法（案）の地盤バネのほうがやや大きなバネ定数となる。それぞれのバネ定数を用いて応



多々羅大橋下部工設計用スペクトルを上部構造用に用いる場合は下式により求める。

$$\gamma_{sj} = \left[ \frac{1.5}{40h_j + 1} + 0.5 \right] \cdot \gamma_s$$

ここで、 $\gamma_{sj}$ ：構造jの加速度応答スペクトル  
 $h_j$ ：構造jの減衰定数  
 $\gamma_s$ ：基準となる加速度応答スペクトル

図一 新尾道大橋設計用スペクトル

Fig.2 Design spectrum for Shin-Onomichi Bridge

答解析を実施した結果、来島大橋剛体基礎耐震計算法（案）の地盤バネの場合が若干大きな応答を示した。

以上から、本橋では来島大橋剛体基礎耐震計算法（案）に示される地盤バネを採用することとした。

#### 3.3 設計手法

##### (1)地震入力の考え方

新尾道大橋は、想定される大規模地震の震源からの距離が多々羅大橋と同程度と考えられ、また、地盤特性も多々羅大橋の地盤と同質と考えられることから、下部構造設計用スペクトルとしては、多々羅大橋下部工設計用スペクトル<sup>3)</sup>を用いることが妥当と判断した。

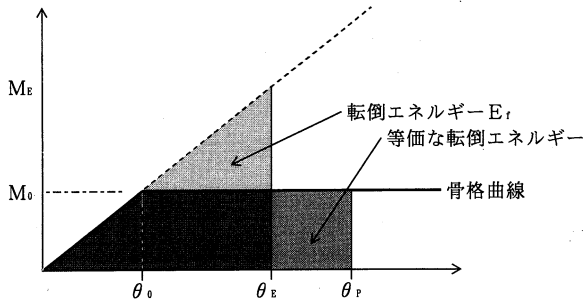
一方、上部構造は、一般的に長周期領域が耐震性の支配的要因となることから、長周期領域の卓越するスペクトルを設計に考慮することが必要と考えられた。このため、これまでの長大橋での上部工設計用のスペクトル<sup>3)4)</sup>を参考とし、耐震設計基準スペクトル<sup>5)</sup>を考慮することとした。

以上より、新尾道大橋設計用スペクトルは、耐震設計基準スペクトルと多々羅大橋下部工設計用スペクトルを包絡したものを採用することとした。図一に、新尾道大橋設計用スペクトルを示す。

なお、橋台の耐震設計では、橋台が地盤とほぼ一体となって挙動すると考え、耐震設計基準のスペクトルにおける短周期領域の設計水平震度0.23を使用することとした。

##### (2)照査法

下部工の安定照査は、下部構造設計基準・同解説<sup>6)</sup>に準拠するが、橋軸方向の転倒照査は合理的な設計となる



ここで、 $M_E$ ：応答解析による底面作用モーメント  
 $\theta_E$ ：応答解析による基礎回転変位  
 $M_0$ ：基礎浮上がりモーメント  
 $\theta_p$ ：非線形性を考慮した時の基礎回転変位

図-3 骨格曲線

Fig.3 Curve of skeleton

照査法を提案し、また $D_H$ 級支持地盤については地盤反力度の上限値を見直した。

#### a) 転倒照査法

塔基礎は、上部工の慣性力が直接作用するため橋軸方向の転倒照査が課題であり、また、高橋脚で上端自由の橋脚基礎においても、入力スペクトルが通常の道路橋に比べ大きな値を採用していることから、橋軸方向の照査が課題となった。

一般に<sup>6)</sup>、基礎の転倒照査では、地盤反力の合力の作用位置が基礎外縁端から底面幅の $1/6$ 以内におさめることとされているが、これによると、上記の理由から、基礎寸法が非常に大きくなり、特に周辺構造物からの制約のある塔基礎では、不合理な構造となることが予測された。

ところで、下部構造設計基準には、

”やむを得ず地震時の地盤反力の合力の作用位置が基礎外縁端から底面幅の $1/6$ より外側に出る条件で寸法を定める場合には、地盤及び構造物の安定と変形について十分吟味し、安全を確かめなければならない。”

と示されている。

このため、地震時の地盤反力の合力の作用位置が基礎外縁端から底面幅の $1/6$ より外側に出る場合には、「橋脚の変位量」を算出し転倒に対する安全の確認を行うものとした。

具体的には、基礎外縁端を中心とした回転変位を想定し、動的解析結果における荷重の作用中心位置の水平変位量が基礎幅内に収まっていれば転倒しないとされた。ただし、全体構造系で解析を行っているため下部構造に対する荷重作用中心位置を求めるのが困難であり、計算を簡易にするために、荷重作用中心位置より変位量が大きくなる橋脚天端の変位量を用いた。

また、水平変位量の算出には、基礎の浮上がりによる非線形性を考慮するものとした。ここで、非線形性を考慮した変位の算出は、転倒エネルギーを一定として求め

ることとした。この時に用いる骨格曲線としては、来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)に示される骨格曲線を用いることも考えられたが、回転変位量のみを扱うこととし、変位量が最も大きくなることを仮定した図-3の骨格曲線を用いることとした。図-3に示す $\theta_p$ が非線形性を考慮した回転変位となる。

柱の変形 $\delta_E$ を考慮した時の橋脚天端水平変位 $\delta_P$ は、橋脚高を $h$ とすると

$$\delta_P = \delta_E + h \cdot \theta_P$$

となり、この値が基礎外縁端より内側にあれば転倒に対し安全であるものとした。

地盤の変形に対しては、非線形性を考慮しない時の地盤反力度が道路橋示方書に示される最大地盤反力度の上限値以下となることで安全と評価されるものとした。

#### b) 地盤反力度

2P橋脚及び4P橋脚については、岩級区分 $D_H$ を支持地盤としている。

$D_H$ 級岩盤の最大地盤反力度の上限値は、道路橋示方書表-解7.3.2に示す”軟岩・土丹”(常時：60kgf/cm<sup>2</sup>、地震時：90kgf/cm<sup>2</sup>)に相当すると考えられる。ここで、道路橋示方書の最大地盤反力度の上限値は、一軸圧縮強度を目安に分類している。

一方、多々羅大橋側径間基礎地盤において平板載荷試験を実施した結果、 $D_H$ 級岩盤の地盤反力度の上限値については同表の”亀裂の多い硬岩”の値(常時：100kgf/cm<sup>2</sup>、地震時：150kgf/cm<sup>2</sup>)を確保できると評価された<sup>7)</sup>。

地質調査の結果からは、新尾道大橋と多々羅大橋の地盤特性はほぼ同等のものと評価されており、新尾道大橋下部工の安定照査においても $D_H$ 級岩盤の地盤反力度の上限値を、常時：100kgf/cm<sup>2</sup>、地震時：150kgf/cm<sup>2</sup>とすることとした。

### 3.4 固有値解析結果

固有値解析の結果では、橋軸方向は2次及び3次モード、橋軸直角方向は1次及び8次モードが支配的モードとなる。図-4に主要な振動モード図を示す。

直角方向地震のモードを見た場合、1次モードは上部構造による長周期のモードであり、8次モードは取付高架橋部の下部構造による短周期のモードとなっている。

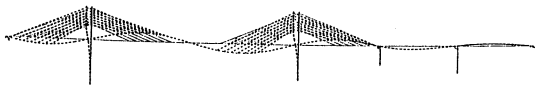
## 4. 下部構造の検討

### 4.1 安定照査結果

2P~4P橋脚の地震時安定照査結果を表-2に示す。

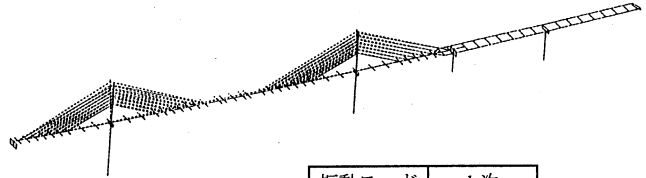
3P及び4P橋脚については地震時地盤反力度の合力の作用位置が基礎外縁端から底面幅の $1/6$ より外側に出るため、橋軸方向の転倒の安全に対し橋脚天端水平変位を算出した。3P橋脚天端変位についても基礎幅13mに対して58.5mmと非常に小さく転倒に対し安全であると判断した。

橋軸方向

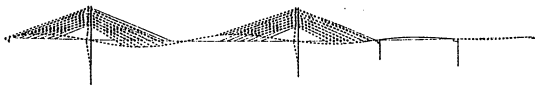


振動モード	2次
固有周期	1.510sec
有効質量比	18.9%

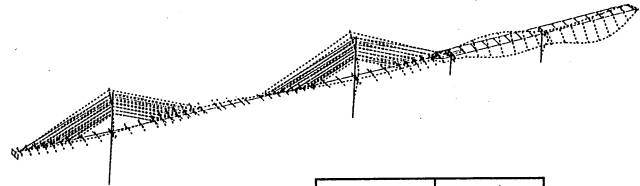
橋軸直角方向



振動モード	1次
固有周期	1.280sec
有効質量比	28.9%



振動モード	3次
固有周期	1.441sec
有効質量比	38.9%



振動モード	8次
固有周期	0.427sec
有効質量比	19.1%

図-4 連続化構造モード図

Fig.4 Unified structural mode

表-2 2P~4P橋脚の地震時安定照査結果

Tab.2 Evaluation of stability in earthquake for 2P through 4P

	基礎寸法	支持地盤		地盤反力度 (tf/m <sup>2</sup> )	滑動安全率	偏心距離 (m)	橋脚天端 水平変位
2P	12.5m × 15.0m	D <sub>II</sub> 級	橋軸方向	130.4 (150)	3.45 (1.2)	3.390 (4.167)	-
			橋軸 直角方向	121.0 (150)	5.55 (1.2)	3.513 (5.000)	-
3P	13.0m × 10.5m	C <sub>II</sub> 級	橋軸方向	321.4 (375)	3.40 (1.2)	5.169 (4.333)	58.5m
			橋軸 直角方向	174.4 (375)	5.56 (1.2)	3.055 (3.500)	-
4P	11.0m × 17.0m	D <sub>II</sub> 級	橋軸方向	108.3 (150)	1.28 (1.2)	4.477 (3.667)	13.7m
			橋軸 直角方向	65.0 (150)	1.54 (1.2)	5.525 (5.667)	-

上段は計算値、( )内は許容値

表-3 地震時上部工反力

Tab.3 Reaction force of superstructure to earthquake

	橋軸方向地震時		橋軸直角方向地震時		
	鉛直反力 (t/Br)	水平反力 (t/Br)	鉛直反力 (t/Br)	水平反力 (t/Br)	モーメント (t·m/Br)
1A	-116 -756	0 0	-316 -560	213 217	1,757 799
2P	5,143 4,169	401 362	4,770 4,330	426 443	5,396 3,154
3P	5,225 4,036	878 869	4,761 4,295	423 444	5,048 2,788
4P	837 -51	0 0	567 185	644 662	2,056 670
5P	1,980 1,740	0 0	1,882 1,651	535 549	1,269 167
6A	528 395	0 0	558 446	301 302	698 82

上段は鉛直反力最大時、下段は鉛直反力最小時

## 4.2 構造の検討

後述5.1の表-3に地震時水平力を示すが、橋脚天端に作用する橋軸方向水平力は3P側に集り、3P橋脚の必要鉄筋量が大きいものとなった。塔部橋脚は中空断面としており、橋軸方向水平力に対しD51が2段半及び壁の内側にD29を1段配置するものとした。

## 5. 上部構造の検討

## 5.1 地震応答解析結果

上部構造については、地震時で断面が決定する部分は支承部まわりの構造のみである。

支承に作用する地震時反力を表-3に示す。橋軸方向については、3Pの橋脚高さが2Pより低いいため水平反力は3P側に集中し、また、橋軸直角方向水平反力については、主塔橋脚よりも橋脚高の低い側径間橋脚の応答が大きくなる。

## 5.2 4P部主桁すり付け構造

斜張橋部の桁構造は1箱桁断面であるのに対し、取付高架橋部は、経済性の観点から2箱桁断面で設計されている。この2橋を連続化するにあたって、取付高架橋部も斜張橋と同じ1箱桁断面とするか、断面を変化させるかの比較を行った。その結果、前者では著しく不経済となることから、断面変化案を選定するものとした。ただし、断面を変化させるにあたっては、構造的な合理性を持たせるとともに、経済性を求める必要があることから、以下に示すような検討を実施した。

表-4 4Pすり付け案

Tab.4 Smoothing plan of 4P

	テーパースり付け案	格子構造案
平面図		
側面図 橋軸方向		
構造の概要	主桁作用応力の円滑な伝達を意図して腹板を斜めに配置した案	断続する腹板を4Pをはさんでそれぞれ斜張橋側、取付高架橋側に割り込ませ、腹板と横桁の格子構造により主桁作用応力を伝達させる案
利点・欠点	腹板が連続するため主桁作用に対しては好ましいが、折れ角による分力が横桁に作用し、フランジに複雑な応力が作用する。 縦リブ配置が困難であり、床組作用に対し不利な構造となる。製作上も煩雑となる。	断続する腹板端において他の腹板との回転変位の差が生じるため、これを拘束しようとするフランジには過大な応力が作用し、対処方法の検討が必要。 製作上の問題はない。
評価	×	○

斜張橋部の1箱桁断面と取付高架橋部の2箱桁断面では、外側の腹板位置は同じであるが、桁中央側の腹板位置が異なるため、ここに働いた力の伝達をスムーズに行う必要がある。このため、これをすり付ける方法として表-4に示す構造を比較検討し、合理的な構造として、格子構造案を選定した。

格子構造案では、活荷重が載荷された場合に不連続となる中央側腹板の端部が跳ね上がる挙動を示し、腹板毎の回転変位に差が生じるため(図-5)、それを拘束しようとするフランジに過剰な応力が作用する。しかし、すり付ける範囲を長くすれば腹板端位置における主桁の曲げモーメントが減少するため、腹板の回転変位差の影響も小さくなるが、鋼桁重量が増え不経済となる。

これらの問題点に対し格子解析による検討を実施し、ウェブ断続点付近で死荷重による主桁の曲げモーメントが0となるようなすり付け範囲を選定した。さらにFEM解析によりディテールの確認を行った。図-6に示すように、すり付け範囲は4Pをはさんで両側に約10mづつとし、さらに力の伝達をスムーズにするために漸変区間を設けている。

図-7~10にFEM解析結果を示す。大きなケーブル張力が近くに作用する影響で、腹板断続位置である図のD44付近のフランジに多少の応力集中が生じているが、全般的に問題となるレベルの応力集中は発生しておらず、すり付け構造の妥当性を確認した。

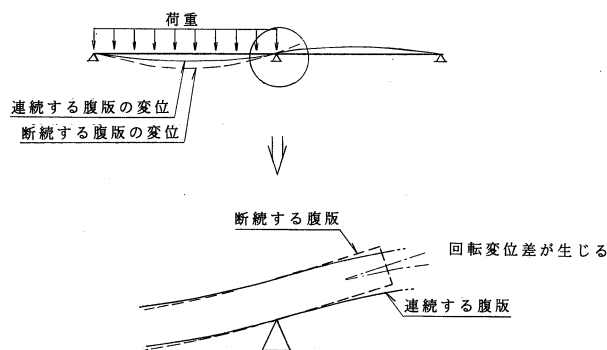


図-5 腹板端における回転変位差の考え方

Fig.5 Concept of rotational displacement at the web plate end

### 5.3 4P負反力の対策

新尾道大橋は側支間長が中央支間長の1/2よりかなり小さいため、非連続案の場合、斜張橋の端支点となる1A及び4Pの支点反力は死荷重時に負反力となる。これに対し、連続化案では、高架橋部の桁死荷重分が載荷されることから、4P支承反力は死荷重時に正反力とすることができる。

一方、上部構造設計基準・同解説<sup>8)</sup>で規定される支承の平常時負反力の照査(1/2活荷重を載荷)を実施すると、連続化案の4P支承反力では平常時反力が交番することとなり、平常時における負反力を消す必要がある。表-5に連続、非連続の場合の4P支承反力を示す。ここで、負反力を打ち消す方法として、生口橋、多々

表-5 4P支承反力

Tab.5 Reaction force of bearing of 4P

(単位: t/沓)

		3径間連続	5径間連続
死荷重時反力		-195	24
常時反力	max	150	545
	min	-387	-237
平常時反力※	max	-22	286
	min	-292	-108
設計最大負反力		-601	-630

注) 数値は比較検討時の値

※平常時反力  $R = R_{L+I} / 2 + R_D + RT_{20}$

設計最大負反力  $R = 1.5R_{L+I} + R_{D1} + R_{D2} / 1.5 + R$

ここで、 $R_{L+I}$  : 活荷重による支承反力 (衝撃含む)

$R_D$  : 死荷重による支承反力

$R_{D1}$  : 支承に負反力を生じさせる部分に加わる死荷重による支承反力

$R_{D2}$  : 支承に正反力を生じさせる部分に加わる死荷重による支承反力

$R$  : 温度変化の影響 (基準温度  $\pm 30$ deg)

$RT_{20}$  : 温度変化の影響 (基準温度  $\pm 20$ deg)

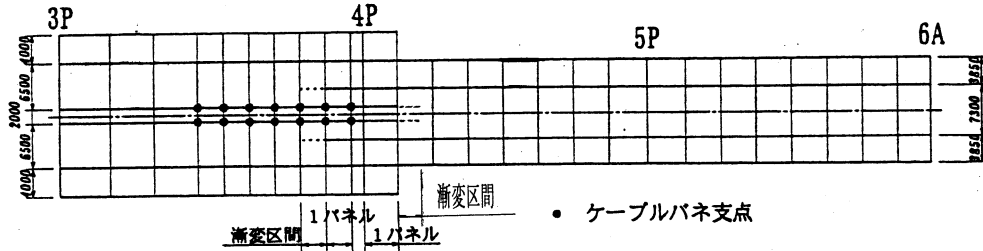


図-6 部分格子モデル

Fig.6 Partial grids model

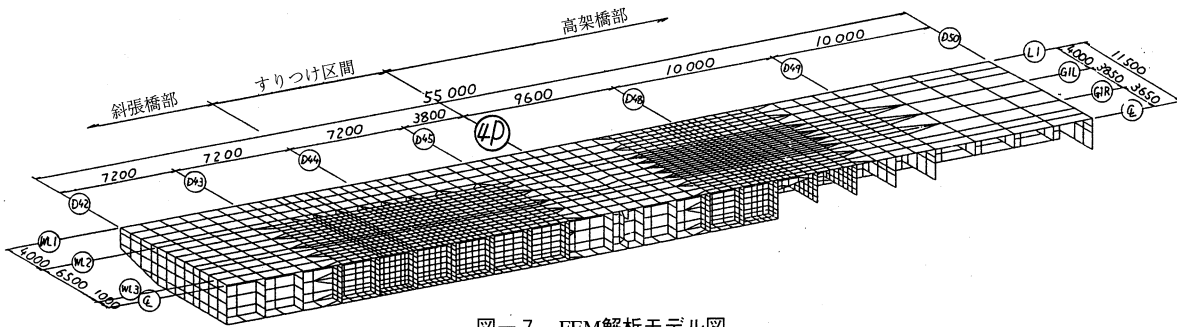


図-7 FEM解析モデル図

Fig.7 FEM analytical model

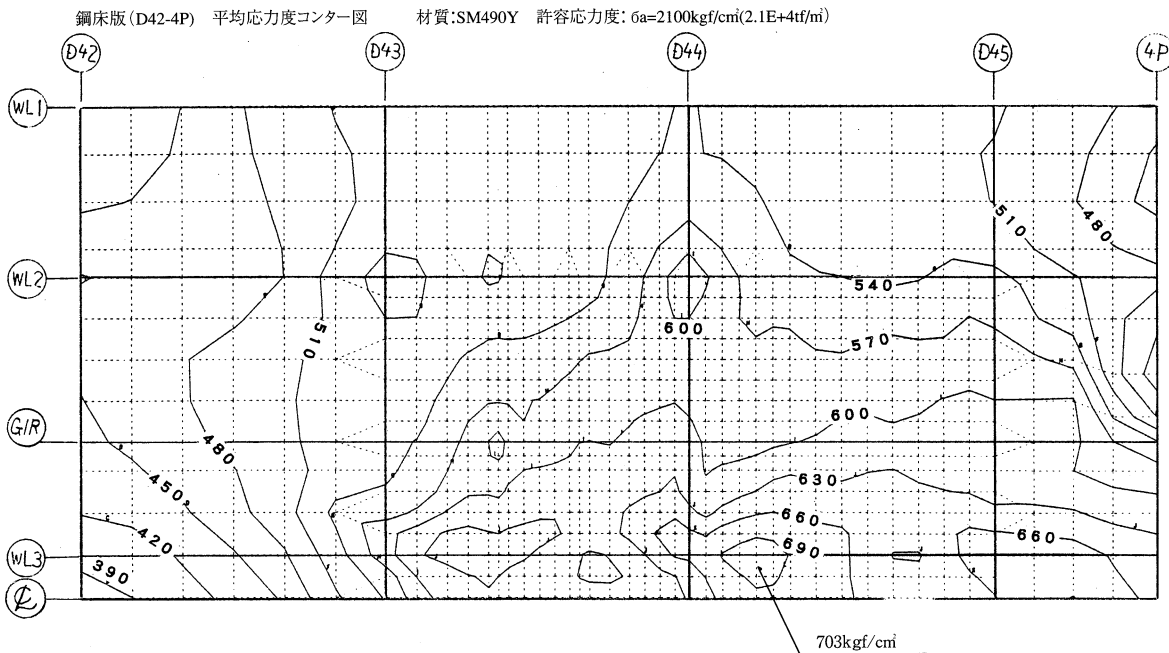


図-8 鋼床版応力 (3P~4P間活荷重載荷時)

Fig.8 Stress of steel deck (with live load between 3P-4P)

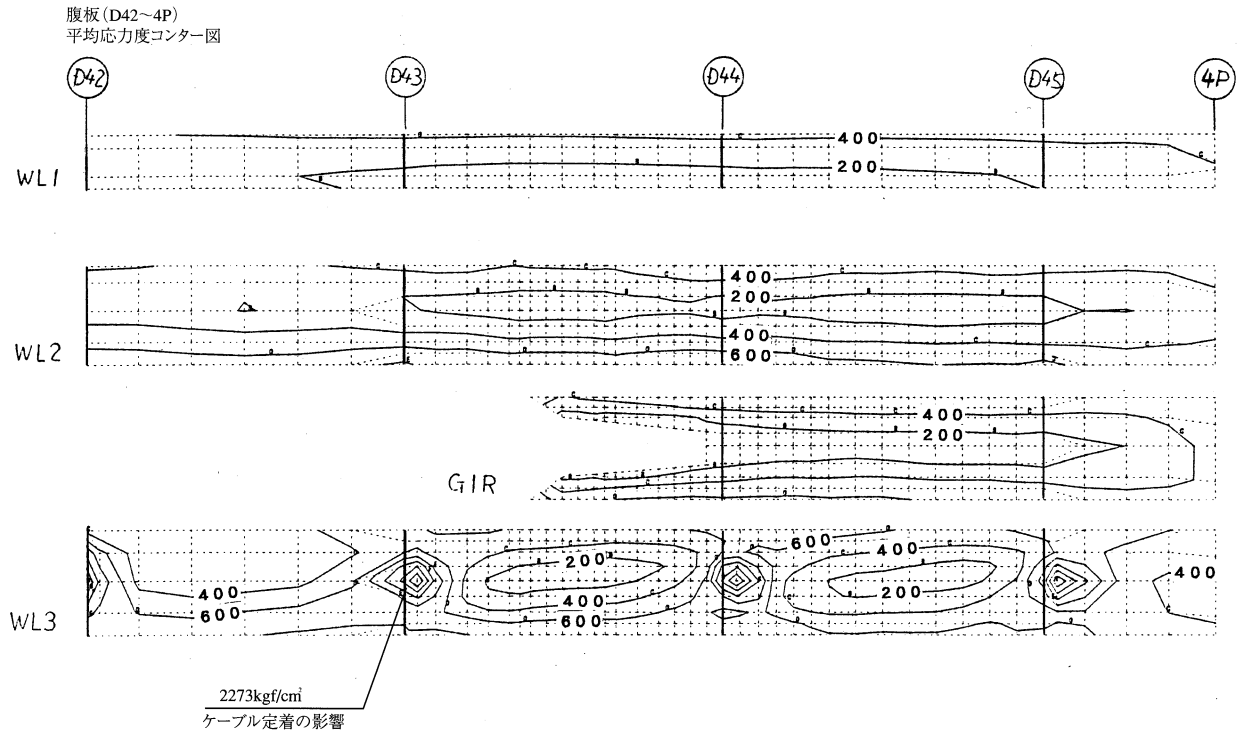


図-9 腹板応力 (3P~4P間活荷重載荷時)  
Fig.9 Stress of web plate(with live load between 3P- 4P)

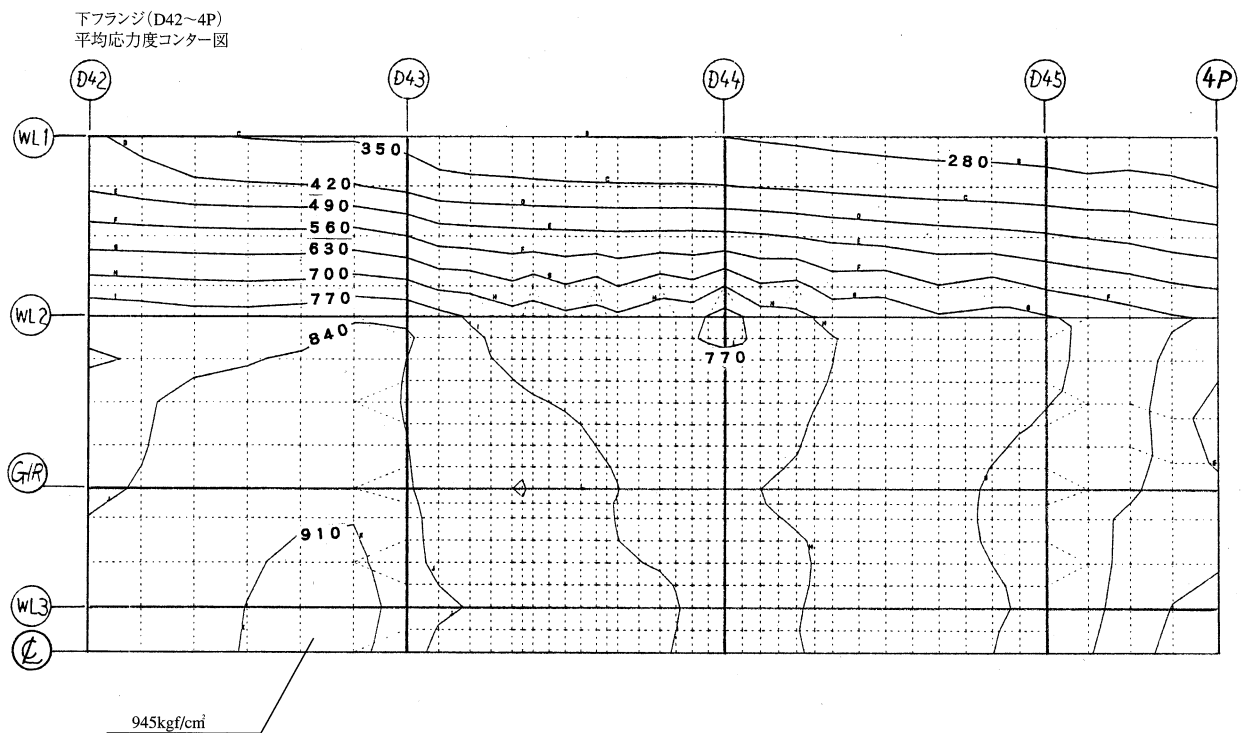


図-10 下フランジ応力 (3P~4P間活荷重載荷時)  
Fig.10 Stress of lower flange(with live load between 3P- 4P)

羅大橋で採用したPC複合桁、名港東大橋で採用したRC床版、カウンターウェイトコンクリートを載荷する等の案が考えられる。

PC複合桁案、RC床版案では、桁死荷重が増えるためケーブル張力が当初案に比べ増大する。しかし、本橋は1面吊であることから、ケーブル径は当初より既製ケー

ブルの上限にあり、さらにケーブル径を増大することには問題がある。このため、ケーブルに負担の少ない、4P支点付近にカウンターウェイトコンクリートを載荷する案を選定した。カウンターウェイトとしては平常時反力が交番しないための重量だけコンクリート（約250tf）を打設することとした。

また、設計最大負反力を正にするためには4P上に1,200t以上の集中荷重を載荷する必要があり、桁内空間を考えるとコンクリートの打設が不可能であることから、負反力に対応できるペンデル支承を配置するものとした。

#### 5.4 塔部支承構造

連続化構造の採用と同時に、塔部の2点固定構造を採用した結果、橋軸方向水平力が上部構造と橋脚を結ぶ塔部支承に集中することとなった。

塔部支承は、1本塔柱の真下に位置する塔沓とその両脇（桁断面方向）の2基の桁沓で構成される。連続化以前の支承形式は、塔沓がピボットローラー、桁沓が可動のBP沓であった。これに対し、橋軸方向に固定構造とするため、適切な支承形式を検討した。

「復旧仕様」の思想から、ゴム支承の使用を検討したが、塔沓では鉛直反力に対し支承の平面寸法が大きくなり過ぎること、桁沓では活荷重の偏載による負反力対策が必要となることから、現状では採用できないと判断した。

また、塔支承としてピン支承を採用することも検討したが、桁断面の弾性変形に対して追従性がなく、ピンの局部摩耗などが考えられることから採用を見送った。

このことをふまえ、支承形式として、

- ①塔沓は、地震時に大きな水平力を受け、常時4,000tfを超える鉛直反力を受けることからピボット支承とする。
- ②桁沓は、桁断面の弾性変形に追従でき、活荷重偏載時の上揚力を受けられるBP・B支承（固定）とする。こととした。

図-11に塔沓構造図を示す。塔沓は、橋軸方向地震時の衝撃力および上揚力に対する安全性を確保する必要がある。このため、

- ①水平力に対する応力集中を緩和するため、突起の付け根部にR加工を設ける。
- ②材料には、シャルピー規定のある材料（SCW480）を用いる。
- ③上揚力に対しセットボルトの伸び変形で追従できるように桁内にはボルトの受台を設ける。

などの対策を行った。

#### 6. あとがき

斜張橋と取付高架橋を連続化することにより、橋軸方向の慣性質量が増大し、それを支持する下部工への負担が増えることが考えられたが、逆に、高橋脚に固定点を

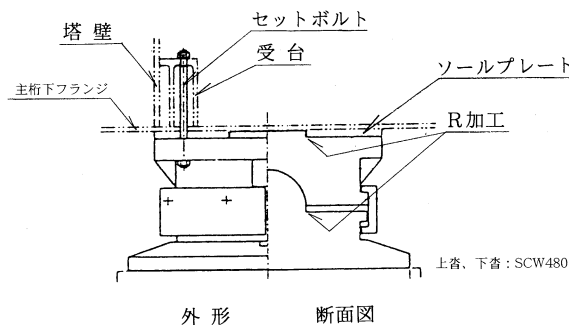


図-11 塔沓構造図

Fig.11 Structure of bearing for pylon

とることにより長周期構造とし、地震力を低減する構造系とすることが可能となった。

本橋のような桁断面が変化した腹板が断続する構造は、他の橋梁での事例が無く、適切なすり付け構造と範囲の選択に検討を要したが、比較的経済的な構造が得られたと考える。

また、4P支承では死荷重時の反力を正反力とすることができ、構造の安定化が図られたものと考えられ、大きな改善点である。

新尾道大橋は、景観委員会において橋梁計画の審議がなされ、斜張橋部と取付高架橋部の桁の連続性が課題となった。今回の連続化により、その連続性が一層図られたことは、景観面においても改善がなされたものと考えられる。

今後の検討課題としては、ケーブル角折れ緩衝、ケーブル定着部の排水対策及び桁内の除湿システムなどがあり、現在、詳細設計を実施中である。これらについては、別の機会に報告する予定である。

#### 参考文献

- 1) 武山、「新尾道大橋の景観設計」、本四技報、Vol. 20、No.79、1996.7
- 2) 本州四国連絡橋公団、来島大橋剛体基礎耐震計算法（案）、平成2年3月
- 3) 「本州四国連絡橋の海洋架橋技術に関する調査研究耐震・基礎委員会報告書」、平成3年3月
- 4) 本州四国連絡橋公団、明石海峡大橋上部構造耐震設計要領（案）、平成元年9月
- 5) 本州四国連絡橋公団、耐震設計基準・同解説、昭和52年3月
- 6) 本州四国連絡橋公団、下部構造設計基準・同解説、昭和52年3月
- 7) 多々羅大橋下部工工事 工事報告書、平成8年3月
- 8) 本州四国連絡橋公団、上部構造設計基準・同解説、平成元年4月

# ケーブル被覆構造の評価とアンカレイジ内防食工法

Evaluation of Cable Coating System and Corrosion-proofing in Anchorage Chamber

第三建設局向島管理事務所 橋梁技術課長 石橋 清美  
Kiyomi Ishibashi

第一建設局洲本工事事務所 工務課 課長 簀戸 喜一  
(前)第三建設局向島管理事務所 橋梁技術課 簀戸 喜一  
Kiichi Sudo

第三建設局向島管理事務所 橋梁技術課 橋本 龍  
Ryu Hashimoto



## 概要

吊橋ケーブルの防食検討は、因島大橋のケーブルバンド部から漏水が見つかったことから主ケーブル内部の調査が始まった。この結果、ケーブル内部に腐食が確認されたため公団内部に「吊橋ケーブル防食対策検討委員会」並びに「吊橋ケーブル防食検討会」を設け各種防食試験や検討が行われた。さらに実橋でもケーブル補修工事を行うと共に防食試験が行われた。一方、明石海峡大橋のケーブル防食方法についても実橋での補修工事や防食試験の結果を反映させるかたちで1988年度から調査研究が始められた。本文は因島大橋で行われた数々の防食試験工事の概要を紹介するとともに、それによって得られた知見とその評価をまとめたものである。

The study on corrosion proofing on the cable of suspension bridges was started as water leakage was found at a cable band of the Innoshima Bridge. As a result of investigation, corrosion was found inside the cable coating system, and ad hoc committees were setup in Honsue-Shikoku Bridge Authority, to conduct various corrosion proofing tests and relevant studies. In addition, the real bridges were tested and repaired as test cases. On the other hand, in 1988, corrosion proofing study was also started on the cable of Akashi Kaikyo Bridge, reflecting those results given by real bridge repairing work and the other tests at that time. This paper introduces various real repairing works, including knowledge and evaluation on such tests.

## 1. まえがき

因島大橋及び他の既供用吊橋のケーブル開放調査を実施した結果、ケーブル内部の腐食を防止するためには、ケーブルの遮水性を高めることが重要であるとの認識を強めた。また、1989年3月には「アンマンアンドウイトニーインク」に海外の吊橋ケーブル防食法の実態調査及びケーブル防食の具体的な提案を目的に業務を発注した。この業務の成果として得られたケーブル防食仕様をアンマン仕様と称し、ケーブル補修工事はこの仕様で施工を行うこととした。その概念図を図-1に示す。

しかし、アンマン仕様は鉛丹ペーストやネオプレンシートの施工が煩雑で施工費用が高いこと、ネオプレンシートの耐候性、耐久性がよく判らないことからこれに替わるケーブル被覆構造の開発が求められた。更に、調査・研究を進めるなかで、アンマン仕様を含める従前のケーブル防食仕様（ペースト+ワイヤーラッピング+塗装）では、ケーブル内の腐食を防止できないことが解った。そこで、ケーブル内に乾燥空気を送気し防食する工法が提案された。したがって、ケーブル被覆は施工性に優れるとともに気密性も確保できる構造が求められることとなった。

因島大橋では、後記するように種々のケーブル被覆の施工を行い施工性、気密性の両面に着目して評価を行っ

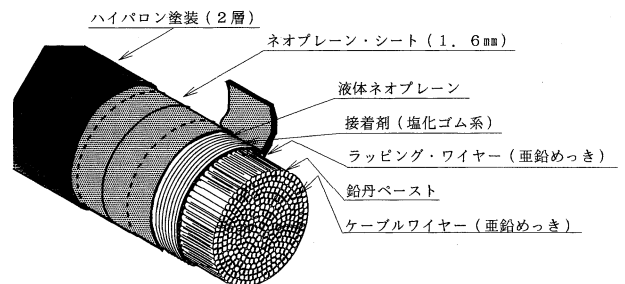


図-1 アンマン仕様

Fig.1 Annman system

た。その概要を以下に報告する。

また、アンカレイジ内におけるケーブル防食問題について、本四ではアンカレイジ内のケーブルスプレー部分を隔壁で仕切り、除湿を図ることで実施してきたが、因島大橋ではその隔壁構造がとられていなかった。

今回因島大橋4Aではケーブルスプレー部分を膜構造で覆い除湿する防食工法を開発した。このたび、除湿効果が確認できたのであわせて報告する。

## 2. 因島大橋で検討したケーブル被覆と評価

### (1) ケーブル被覆構造概要

因島大橋で検討したケーブル被覆構造は、以下のとお

りである。

- ・アンマン仕様（ペースト+ワイヤラッピング+ゴムシート巻き+塗装）
- ・S字ワイヤラッピング+塗装
- ・丸ワイヤラッピング+超速硬ウレタン吹付け+塗装
- ・S字ワイヤラッピング+超速硬ウレタン吹付け+塗装
- ・超速硬ウレタン吹付け+塗装（ワイヤラッピングを施工しない。）

ここで、S字ラッピングと超速硬ウレタンの工法概要を紹介する。

(1) S字ラッピングによるケーブル被覆

丸ラッピングワイヤーに対し、気密性を向上させるためS字に加工されたワイヤーを噛み合わせてケーブルに被覆するものがある。その概念を図-2に示す。また、施工状況を写真-1に示す。この被覆工法は、基本的に専用ケーブルラッピングマシンによって施工を行うことになる。

(2) 超速硬ウレタンによるケーブル被覆

この被覆は、ゴムラッピングに替わる被覆工法で建築工場床等の防水工で使用実績のある2液型超速硬化ウレタンをケーブル被覆に適用したものである。2液型超速硬ウレタンとは、主剤と硬化剤を加熱して高压で衝突混

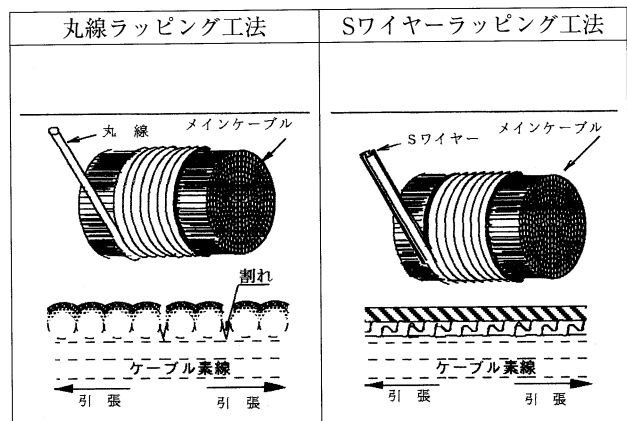


図-2 ラッピングワイヤー概念図

Fig.2 Concept of wrapping wires

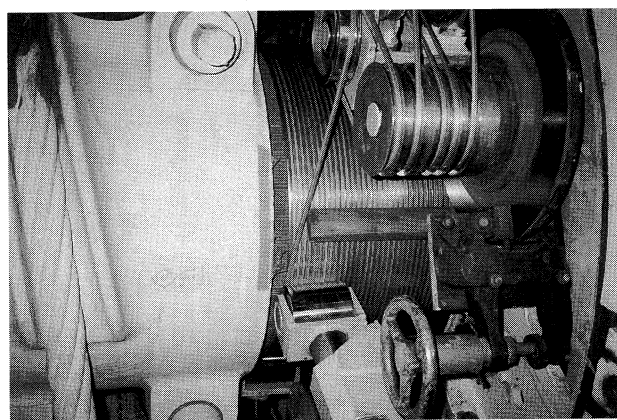


写真-1 S字ラッピング施工状況

Photo.1 S-shaped wire wrapping

合しスプレーにより吹き付け厚膜の防水層を瞬時に形成する方法であり、硬化が非常に早い特徴がある。(約10秒程度) また、スプレー式の施工であるため、横、上向き斜めと自由な角度からの施工が可能であり狭隘な足場上でも施工が可能な特色を持っている。概念図を図-3に示す。また、施工状況写真を写真-2に示す。

この工法の大きな利点としてケーブルとバンド部をシームレスな被覆構造体で覆えることである。

なお超速硬ウレタンの材料については、室内促進試験を別途行っており図-4に示すように材料の強度、伸びとも3000時間（40年～50年に相当）で大きな変化がない結果が得られている。

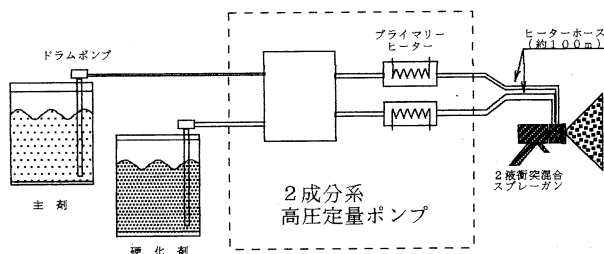


図-3 超速硬ウレタン吹き付けシステム概念

Fig.3 Concept of super fast hardening urethane coating

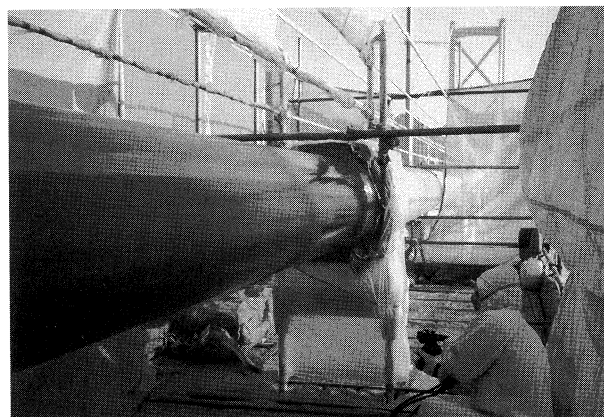


写真-2 超速硬ウレタン施工状況

Photo.2 Work on super fast hardening urethane coating

なお、S字ラッピング、超高速ウレタンに施す塗装は、以下の仕様で行った。

S字ワイヤラッピング上の塗装仕様

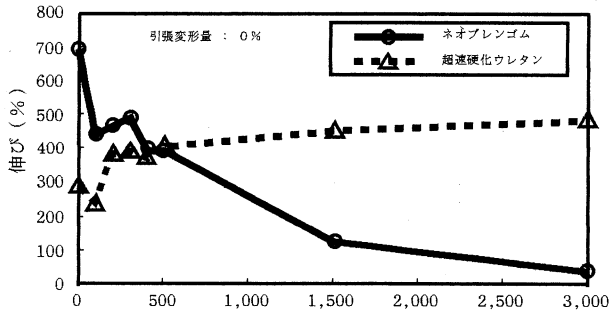
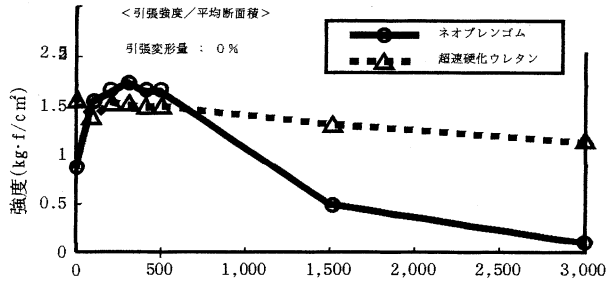
素地調整	第1層	第2層	第3層	第4層	第5層	備考
4種	柔軟型塗装用 エポキシ樹脂塗料 下塗	柔軟型塗装用 エポキシ樹脂塗料 中塗	柔軟型塗装用 エポキシ樹脂塗料 中塗	柔軟型塗装用 エポキシ樹脂塗料 上塗	上面幅40cm程度 塗装する柔軟型 塗料用ノンスリップ ふっ素樹脂塗料 上塗	合計乾燥 膜厚 (155) μm
	はけ180g/m <sup>2</sup> (40)	はけ300g/m <sup>2</sup> (65)	はけ300g/m <sup>2</sup> (65)	はけ120g/m <sup>2</sup> (25)	はけ240g/m <sup>2</sup> (—)	

注：( )内の数字は標準的な乾燥膜厚を示し単位はμm

超高速ウレタン

素地調整	第1層	第2層	第3層	第4層
手動工具 電動工具 シンナー等	変性エポキシ系 プライマー はけ：170μm (200g/m <sup>2</sup> )	ポリウレタン系 吹付塗料 スプレー：3000μm (3060g/m <sup>2</sup> )	アクリルウレタン 系塗料 はけ：260μm (300g/m <sup>2</sup> )	ノンスリップアクリル ウレタン系塗料 — (300g/m <sup>2</sup> )

注：( )内の数字は塗料の標準使用量を示す



[試験条件：オートフープ (70℃、1気圧、酸素置換、湿度100%)]

図-4 耐久性試験物性変化

Fig.4 Physical properties through durability test

(2) ケーブル被覆の評価

ケーブル被覆構造の評価は、施工性、経済性、気密性、送気に対する適応性で行い、その結果を表-1に示す。

なお、ケーブル被覆の範囲には、ペーストも含まれるが、これについては別な機会に報告することとし本報告から省略する。

表-1 ケーブル被覆構造評価一覧表

Tab.1 Summary of evaluation on cable coating systems

評価項目 仕様	施工性	経済性	気密性	送気に対する 適応性
アンマン	×	×	○	○
S字ワイヤ+塗装	○	○	短期は○ 長期は経過観察	短期は○ 長期は試験 確認の予定
丸ワイヤ+超硬ウレタン	△	△	○	○
S字ワイヤ+超硬ウレタン	×	×	◎	○
ストランドに直接 超硬ウレタン	施工は可能であるが、実用化に当たっては更なる検討研究が必要			

3. ケーブル補修工事状況と各被覆構造の性能

2、(2)に示したケーブル被覆の評価は、ケーブル補修工事とその後実施した送気試験から得られた結果をもとに示したものである。

以下にケーブル補修工事の概要とその評価に至った内容を具体的に述べる。

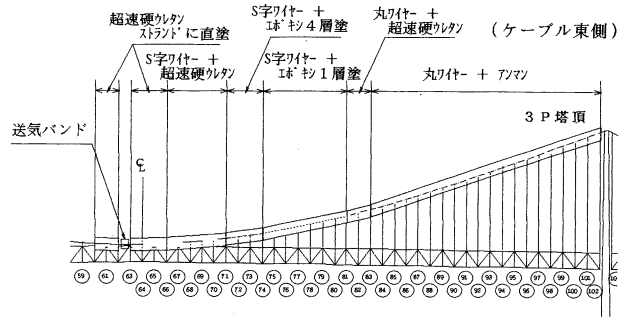


図-5 因島大橋ケーブル補修工事概要

Fig.5 Outline of cable repairing work on Innoshima Bridge

補修は東ケーブルの3P塔頂からセンターに向かって実施した。その各被覆工法の施工位置を図-5に示す。なお当該場所において1997年3月送気試験を実施し気密状況も確認した。

(1) S字ラッピングに塗装

この補修では、下塗一層の段階で送気試験を行ったが、ケーブルの広い範囲で漏洩が確認された。しかし、上塗完了時では送気漏洩は全く発生しなかった。

この結果から、S字ラッピングに塗装という仕様は送気防食に対する適応の可能性が確かめられた。この被覆状況を写真-3に示す。

また、当該個所の送気圧は図-6に示すように約90 mmAqであった。



写真-3 塗装表面

Photo.3 Surface of paint coat

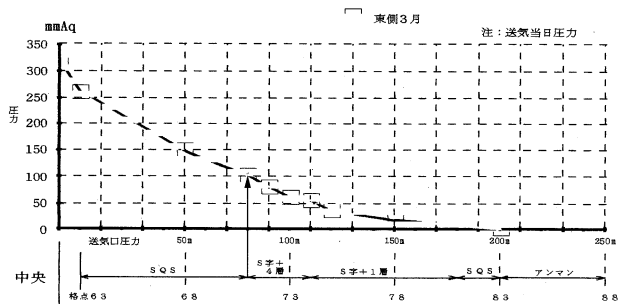


図-6 送気距離別圧力グラフ

Fig.6 Chart of pressure dropping by length from inlet nose

今後は長期にわたる被覆化、並びに塗膜の劣化による問題の有無の確認が必要である。

(2) ワイヤラッピング (S字、丸) に超速硬ウレタン

丸ワイヤに超速硬ウレタンを被覆した場所は、図-5に示すようにケーブルが比較的急傾斜部分であった。

この場所での施工は、塗装台車で行い、狭隘な足場上で施工性と施工された被覆材の品質を確認することが目的であった。結果的に施工は可能であるものの、ケーブル下面には若干のゆず肌現象、ダレが現れた。その状況を写真-4に示す。これはスプレーガンとケーブル本体

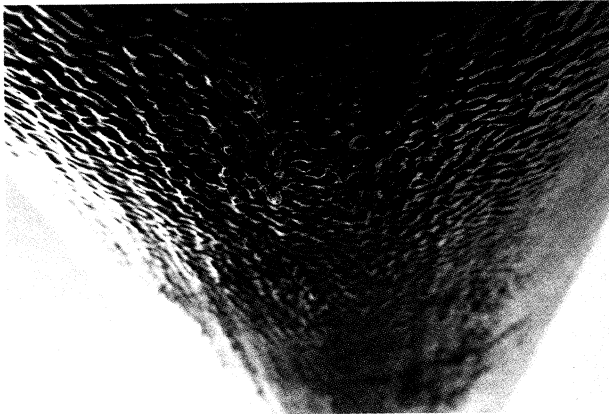


写真-4 ケーブル下面に発生したゆず肌現象

Photo.4 Undulation occurred on bottom surface of cable

との離隔距離が狭い足場の制約から確保できなかったものと推察できる。

一方、S字ラッピング上に超速硬ウレタンを施した施工は、ケーブル傾斜のないセンター付近での施工であり、かつ足場を構築しての施工であるため、施工性も被覆の品質も良好であった。その状況を写真-5に示す。また、双方とも気密性は送気試験の結果、確保されている。以上より、この超速硬ウレタンはケーブル被覆としての可能性は大であるが、吹付時におけるミスト対策、ウレタン材料搬入と急傾斜ケーブル部での施工性改善について、今後検討を進める必要がある。

(3) ケーブルストランドに直接超速硬ウレタン

「吊橋ケーブル防食検討会」の中で、カバー方式 (プラスチックカバー等) が論議され、超速硬ウレタンがそれらの被覆構造に替えられないか検討した。この工法は、ラッピングワイヤを行わずに直接ストランドに超速硬ウレタンを被覆するものである。

結果的に、施工は可能であったが、ケーブル断面保持が出来ないといった問題点が生じた。この状況を写真-6に示す。この工法を成立させるためには、ケーブル断面をテーピングするなど、断面を保持する工夫が必要である。

気密性は、送気試験の結果で確保されていることが判った。ただし、今回ケーブル素線にプライマーが塗布

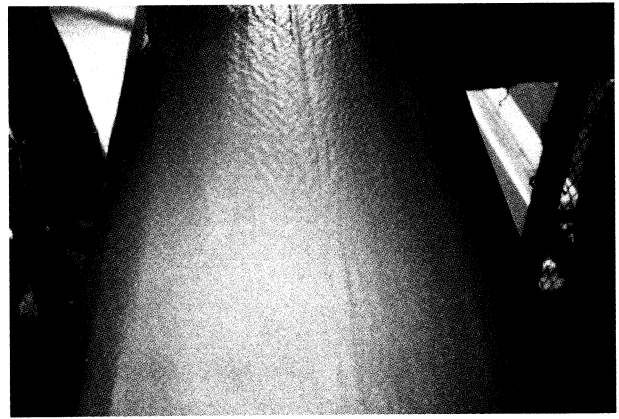


写真-5 足場上での超速硬ウレタン表面

Photo.5 Complete surface of urethane coating worked on scaffolding



写真-6 ケーブル素線が現れたウレタン表面

Photo.6 Insufficient surface of urethane coating exposing cable wires

されていなかったことから部分的な膨らみが発生し、膨れにたいする検討が課題として残った。

#### 4. ケーブル被覆総合評価

本四の吊橋のケーブル防食は、現在送気を前提にしている。よって、送気漏洩のある被覆構造では本来の目的が果たせない。したがって、因島大橋で得られた試験から、S字ラッピングワイヤー又は、丸ラッピングワイヤの被覆として、塗装あるいは超速硬ウレタンの被覆が有効と考えられる。また、ラッピングワイヤなしに超速硬ウレタンを行うことに対してもケーブル被覆として可能性が見いだせた。

#### 5. アンカレイジ内防食法

(1) アンカレイジ内除湿の背景

アンカレイジ内除湿の背景は、平成7年度の点検において因島大橋4Aでケーブル素線に一部白錆が確認され、平成8年度にはその状況が拡大する傾向にあった。その状況を写真-7に示す。

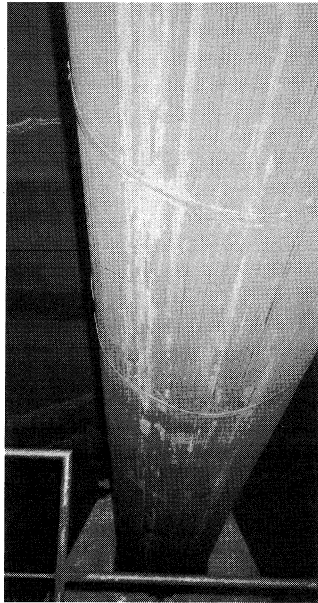


写真-7 アンカレイジ内ケーブルに発生した白錆  
Photo.7 White rust found on cable in anchorage chamber

この現象は、ケーブルからの耐水がアンカレイジ内に流下したことや、アンカレイジ内部が高湿度であり腐食環境にあったことが考えられた。したがって、アンカレイジ内のケーブル防食を早急に行う必要があった。

これまで因島大橋を除く本四の吊橋では、アンカレイジ内防食工法としてアンカレイジ内のスプレー部だけを隔壁で仕切り、その中に除湿機をいれて防食する工法がとられてきた。

しかし、因島大橋はアンカレイジ上屋があるだけで、ケーブルスプレー部を除湿可能な隔壁構造となっていなかった。そこで、アンカレイジ内という狭隘な作業場所でも施工性に優れ、かつ低コストで効率的な除湿を可能とした膜構造式のアンカレイジ防食装置を開発した。その概要を以下に示す。

(2) アンカレイジ内防食装置の概要

アンカレイジ内防食装置は、図-7に示す膜構造と除湿機で構成されており、除湿効果の確認を温湿度計で行っている。

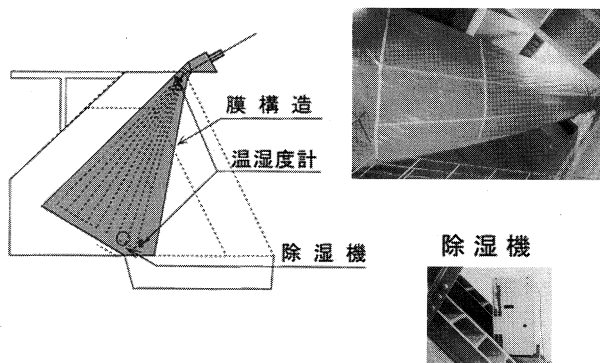


図-7 アンカレイジ内防食装置概念

Fig.7 Concept of corrosion proofing system inside anchorage

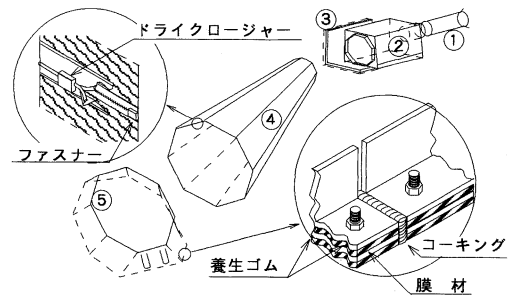


図-8 膜構造施工図と気密化処理

Fig.8 Work procedure for film system and water proofing process

(3) 膜構造の施工と特色

膜構造はケーブルスプレーの複雑な構造に追随するように4分割で施工した。気密を確保するうえでこの分割部は不利になる部分であるため、特殊な二重膜の接合処理とした。また、アンカレイジコンクリートと膜材の端部処理は、膜材を養生ゴムで挟み込むなどして気密化を図った。その概念図を図-8に示す。

項目	性能	
透光率	60%以上	
透湿率	17g / (m <sup>2</sup> · 24hr) 以上	JIS Z-0208条件B
厚み	0.7mm以上	JIS -6328
引張強度	80kg / 3cm	JIS L-1096
引張伸度	15%以上	JIS L-1096
引裂強度	20kg以上	JIS L-1096
接合部引張強力	70kg以上	JIS L-1096
防炎性	2級合格	JIS A-1322

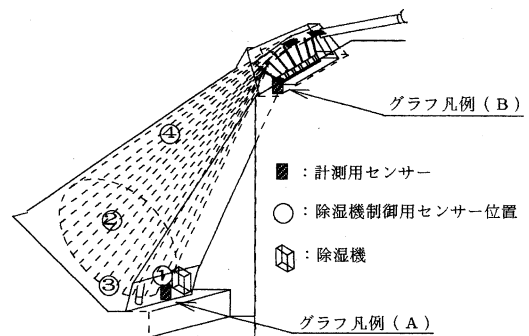


図-9 除湿センサー位置図

Fig.9 Location of humidity sensor

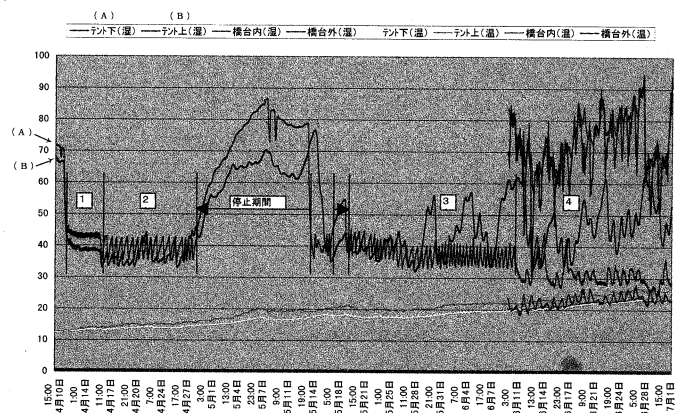


図-10 除湿状況

Fig.10 Dehumidifying process

(4) 除湿効果の確認

この工事は、1997年3月に因島大橋4Aで施工し、同年10月頃まで除湿効果の確認を行った。その確認は図-12に示すようにアンカレイジ内外とケーブル上下に除湿センサーを設置し1時間毎の湿度を連続計測した。また、除湿機の制御センサーのトリガーを40%としその位置を変化させ除湿効果を評価した。その除湿センサー位置並びに除湿機制御センサー位置を図-9に示し、除湿状況を図-10に示す。

この結果、以下のことが言える。

- ① 当初の膜構造（テント内）内部の湿度が相対湿度で70%程度あったが、除湿機を運転し約11時間程度で40%に低下した。
- ② 除湿機制御センサーを2,3に移動させても大幅な湿度変化は見られなかった。しかしながら梅雨時期である6月ごろより膜構造上部（テント上）で湿度の上昇が見られるようになった。この現象は、アンカレイジ上方ではケーブルを伝い外気が入り込んでいと推測される。この対策は、膜内部の乾燥空気を対流させるかケーブル送気を図-11のように流入させる等の処置により改善できる。

さらに、定量的に除湿効果を確認するため湿度が高い6月をモデルとして除湿度比較ヒストグラムを作成し、除湿効果の有無を確認した。そのヒストグラムを図-12に示す。このヒストグラムから以下のようなことが言える。

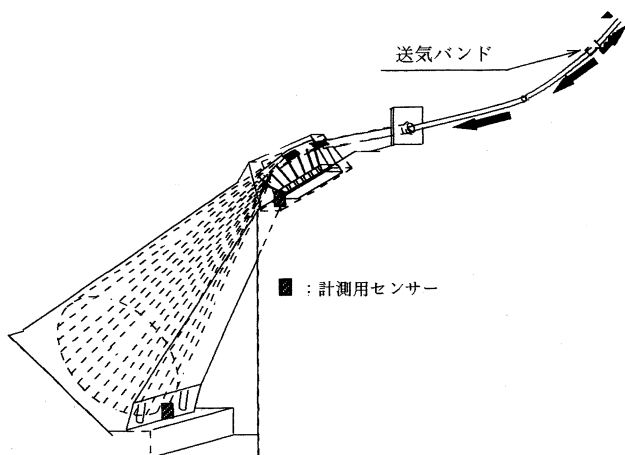


図-11 橋台上部除湿改善措置

Fig.11 Dehumidifying system in upper part of anchorage chamber

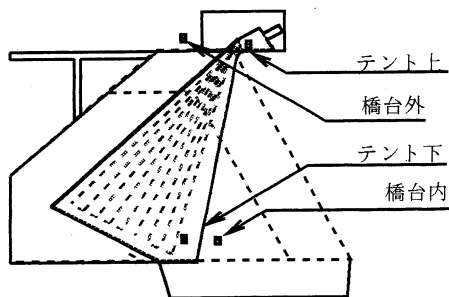


図-12 除湿比較ヒストグラム

Fig.12 Histogram in comparison of humidity drop

③ アンカレイジ内部と外部はほぼ73%程度の湿度出現度数が多く、その出現形状も同じことから橋台内部は外部と連動していることが言える。また、橋台外は、気象の影響で低い湿度の時もあるが橋台内は高い湿度でかたまっており湿気が澁む傾向が見られる。

④ 橋台外部に近いケーブル上部では47%程度の湿度出現が多い。したがって、除湿効果は除湿機近傍に比べると低いものの、橋台内部の湿度形態より低い湿度形態に移行しているので確実に除湿効果は現れていると判断できる。また図-11に示すような対応で改善が可能である。

⑤ 除湿機に近いケーブル部では、大幅な除湿効果が現れている。その状況も30%台で安定している。

(5) 結論

本防食装置は、低コストで確実な除湿効果が可能な装置である。よって、今後の新設橋梁や老朽化した橋梁の維持管理で適用が可能と考えられる。

6. あとがき

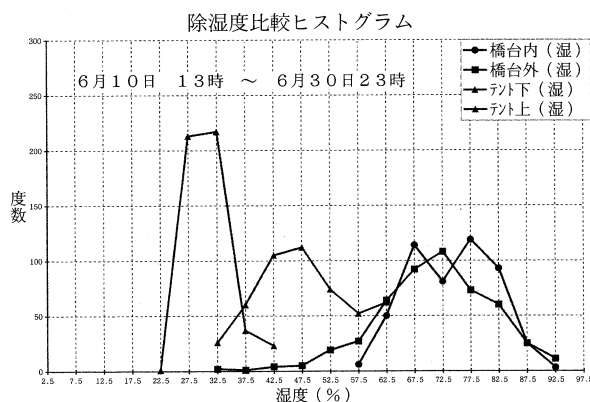
吊橋の生命線であるケーブルを健全に保つことは我が公団の重要な責務である。このケーブルを守るための補修はケーブルの性状を調査、観察しそのケーブルにあった補修を考える必要がある。その意味において因島大橋で行った一連のケーブル被覆の特性把握は他橋におけるケーブル補修の一助となり得るものと確信するものである。

また、コスト縮減が求められている今日においてアンカレイジ内防食装置のようなコスト縮減に寄与する技術開発は重要であり積極的な対応が必要と考える次第である。

最後に、因島大橋ケーブル工事に携わられた皆さまに感謝いたします。

参考文献

- 「吊橋ケーブル防食システム検討報告書」  
1996年3月 本州四国連絡橋公団



# 来島大橋ハンガー・バンドの設計

Design of Suspender Rope and Cable Band of Kurushima Bridge

第三建設局今治工事事務所 第七工事長 平野 信一  
Shinichi Hirano

第三建設局今治工事事務所 第七工事長付 麓 興一郎  
Koichiro Fumoto

第二管理局維持施設第二部 橋梁技術課 薄井 稔弘  
副第三建設局今治工事事務所 第七工事長付 Toshihiro Usui



## 概要

来島大橋のバンド・ハンガー構造は、PWSハンガー及び鋼製ハンガーロッドのピン定着構造を採用した。PWSハンガーのピン定着構造は明石海峡大橋でも採用しているが、来島大橋では明石海峡大橋のトラス桁構造に対し、鋼重の軽い箱桁構造を採用しているため、以下のような特徴がある。

- ① 桁構造に軽量の箱桁を採用しているため、1格点につきハンガーロープを1本とした。
- ② ①の理由のため、ケーブルバンドには公団では初めて横割りバンド（縦締めボルト）を採用した。このため、従来のバンドボルト本数決定の際に考慮する必要の無かった、ハンガー張力のボルト付加軸力に対する影響を考慮して設計を行った。

特に、①については従来の鞍掛けの場合、最低でも1格点あたりロープ2本だったのに比べ、ロープが1本ですむため、経済的となる。なお、大島大橋も箱桁構造であるが、PWSケーブルは明石海峡大橋で初めて実用化されたものである。

The Kurushima Bridge employed PWS suspender ropes and a steel pin-connected joint system. The pin-connected joint system was also employed on the Akashi Kaikyo Bridge. However, the Kurushima Bridge has a lighter weight box deck comparing the truss deck of Akashi Kaikyo Bridge, therefor, the support system on the Kurushima Bridge has the following features :

- a. single suspender rope was adopted for one support point as lighter weight deck.
- b. a vertically-divided cable band system was, for the first time as a design of HSBA, employed for a suspender rope. This required a design of band bolts to consider an additional axial force by suspender rope tension, which would have been needless in design of ordinary band system.

Especially, the feature "a" resulted in a more economical solution than ordinary system. The PWS suspender rope had been for the first time designed for the Akashi Kaikyou Bridge.

## 1. はじめに

従来、国内の主要吊橋ではバンド・ハンガー構造として、ハンガーをバンドに2本鞍掛けしハンガー端部のソケットを桁に支圧定着する「鞍掛け横締めバンド」が採用されてきた。しかし、吊橋に箱桁が採用されるとなると死荷重が軽くなることから、構造面により合理化が図れるピン定着バンドの採用が検討されてきた。特に来島大橋は明石海峡大橋とくらべ死荷重が軽いことから1格点1ハンガーとなり、バンドもそれに応じた縦締めバンドの採用を検討してきた。ただし、このタイプの施工例はわが国に例がないため、その力学的特性の把握が必要であり、その把握実験等を実施してきた。その検討の結果、来島大橋は「ピン定着1本ハンガー」と、それに対応した「横割り縦締めバンド」を採用することになった。

本稿は、来島大橋のハンガー・バンド構造の設計結果について取りまとめたものである。

## 2. 基本検討

### 2.1 ハンガー構造

縦締めバンドを用いたピン定着ハンガーはハンガーロープを直線部材としてできる。しかし、本構造は従来の鞍掛け構造と異なり力学的特性が解明されていない。

#### ① ピン定着部

ピン定着部の設計方針決定のため、a)、b)の実験をおこなった。

a) 吊橋の変形により発生するハンガーの二次応力の評価とソケット口元に設ける二次応力低減構造の効果の把握

実験結果は、ハンガー長2m以上、曲げ角度4°以下で二次応力低減効果が現れ、ハンガーに発生する二次応力がWyattの式の60%程度の値となった。

#### b) ピンの摺動性及び耐食性

実験結果では摺動性確保には固体潤滑剤の使用が有効

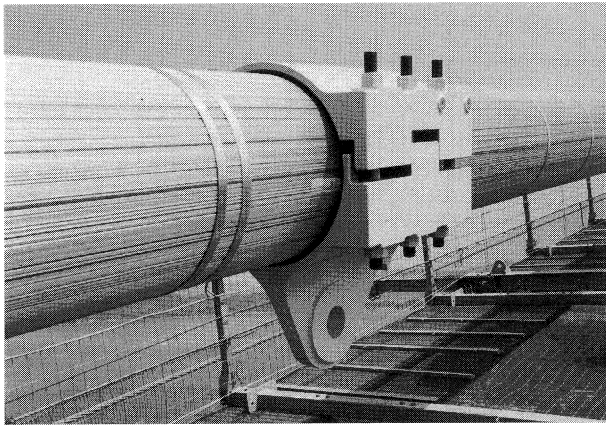


写真-1 ケーブルバンド(一方向ピン定着、かみ合わせ構造有り)  
Photo.1 Cable band(1-degree-of-freedom pin connection, with gearing system)

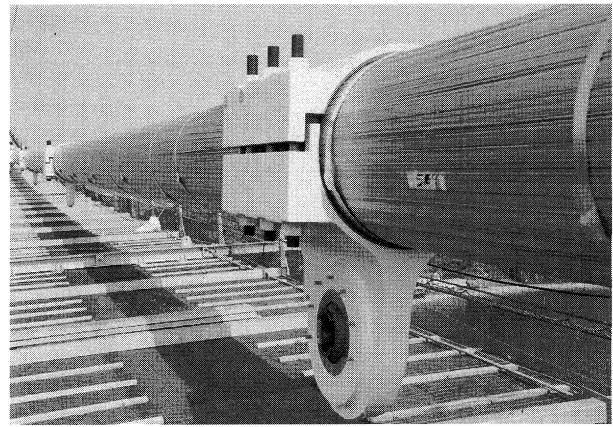


写真-2 ケーブルバンド(ユニバーサルジョイント定着)  
Photo.2 Cable band  
(universal joint system)

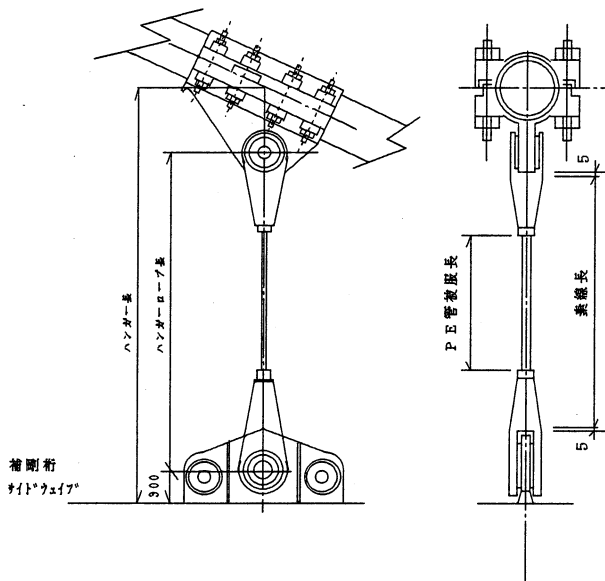


図1-1 一般ハンガー  
Fig.1-1 Ordinary suspender system

であった。

この結果を踏まえて、定着構造は一方向ピンと多方向ピン(ユニバーサルジョイント)とし、その適用区分はハンガー長2m以下または曲げ角度 $4^\circ$ 以上のものについてのみ固体潤滑材使用のユニバーサルジョイントを用いることとした。また、上記以外の範囲は応力上摺動性の問題がないため、ピンの材質は合金鋼(SCM430)とし、クロムめっき( $50\mu\text{m} \times 2$ )を施したものとした。

### ②鋼製ハンガー

ソケット口元間長の長さが600mm以下の短いPWSハンガーの製作が不可能なため、その区間においては鋼製ハンガーロッドにした。

### ③ハンガー防食

ハンガー防食はポリエチレン(PE)被覆としたが、そのままでは黒色となり景観上問題があるため、その上にフッ素樹脂着色被覆を実施した。被覆することにより

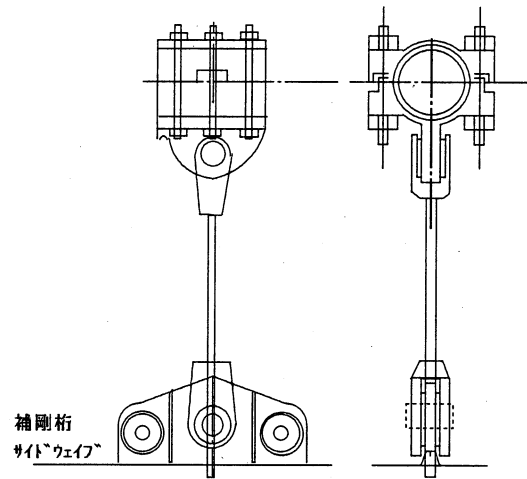


図1-2 鋼製ハンガー  
Fig.1-2 Steel suspender system

断面が円形になるので、制振対策が懸念され、風洞実験を実施し、対策の必要性を検討した。

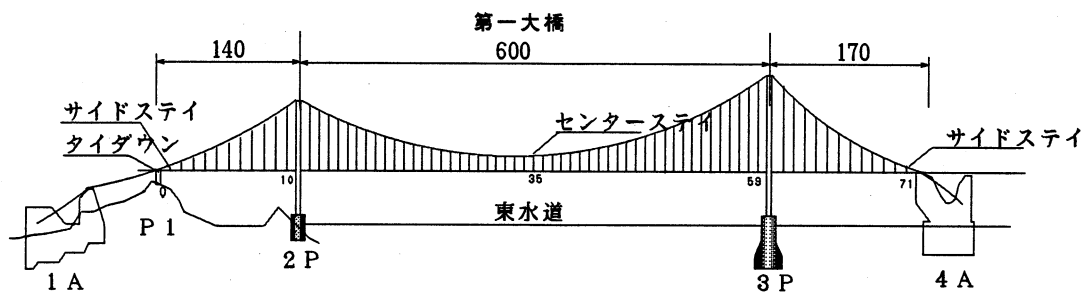
### ④ハンガーの風による振動

CFRCハンガーとの比較実験結果では、渦励振の発生はいずれの断面においても認められ、1次振動の場合0.4~30m/Sの風速で発生した。また、PE管の方がCFRCよりも振幅が大きくなるが、その応答片振幅は4mm程度、二次応力は $4\text{ kg/mm}^2$ であり、疲労が問題となることはない判断した。

なお、推定値以上の、有害な振幅が発生する場合にもダンパー等の設置により対処可能であると考えられることから制振対策は当初は実施しないことにした。

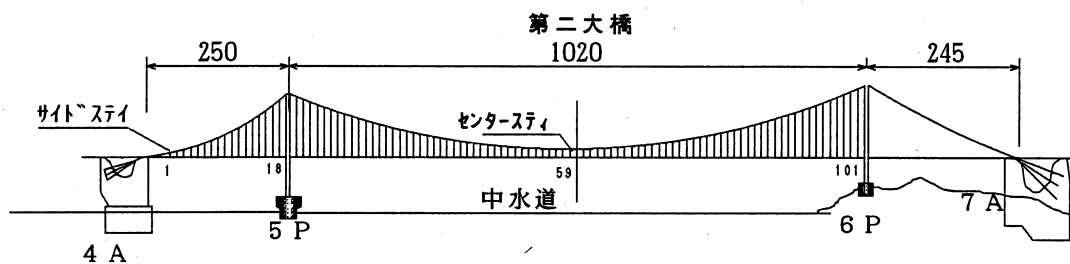
## 2.2 バンド構造

ケーブルバンドの構造は、2.1で述べたハンガー構造に対応して力の流れを単純化するために、ボルトを縦方向に配置し、横割り縦締めバンドとした。この構造が従来と異なる点は、ハンガー張力がバンドをケーブルから引き離す方向に作用し、締め付けボルトやバンド本体に



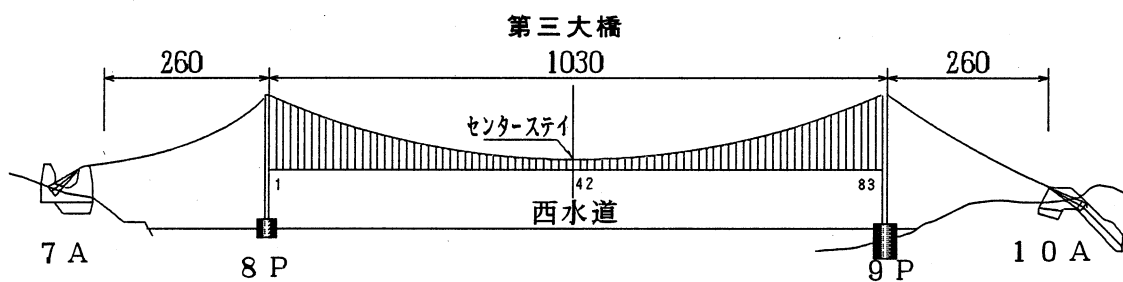
NO	0	1	2	4	11	12	15	19	35	45	49	53	58	67	70	71
最大折角		1~2			0~1											
バンドタイプ	TD	SS	D	E	D	C	B	A	CS	A	B	C	D	E	D	SS
ボルト列数	8	17	7	8	7	6	5	4	7	4	5	6	7	8	7	17
ハンガータイプ	G	A	B												C	
定着構造	一方向ピン定着															

2P 3P



NO	1	2	19	26	55	56	59	60	63	92	101		
最大折角	0~1		0~1		2~3		4~5		2~3		0~1		
バンドタイプ	SS	C	B		A2		A1	CS	A1	A2		B	S2
ボルト列数	22	5	4		3		3	11	3	3		4	2
ハンガータイプ	C	B	A	A	B	C	鋼製		C	B	A		
定着構造	一方向ピン					他方向			一方向ピン				

5P 6P



NO		10	11	38	41	42	45	46	73	83		
最大折角		0~2		2~4		4~5		2~4		0~2		
バンドタイプ	S2	B		A2		A1	CS	A1	A2		B	S2
ボルト列数	2	4		3		3	11	3	3		4	2
ハンガータイプ	なし	B	A	B	C	鋼製		C	B	A	B	なし
定着構造		一方向ピン				多方向			一方向ピン			

8P 9P

図-2 ハンガーバンド構造区分図

Fig.2 Structural division of cable band

表-1 ハンガーの設計に用いる製作・架設誤差

Tab.1 Manufacturing and erection error used in design

種別	誤差項目	ハンガー長IH	
		IH ≤ 60m	60m ≤ IH
製 作	標点間隔	± 2.0	± IH / 20000
	標点～ソケット間距離	± 5.0	± 5.0
	ソケット前面～ピン中心間距離	± 1.0 × 2	
	バンド内径誤差	± 1.0	
	バンド側定着板ピン中心誤差	± 1.0	
誤 差	補剛桁側定着板ピン中心誤差	± 1.0	
	合計 (RMS)	± 5.8	—
架 設	補剛桁キャンバー誤差	± 5.0	
	バンド締付誤差	± 2.0	
	バンド設置誤差 (並進成分)	± 15.0 ~ 0.0 ケーブル方向に30mmを想定	
誤 差	バンド設置誤差 (回転成分)	± 1.0	
	合計 (RMS)	± 16.0 ~ ± 5.5	

付加応力を生じさせることである。

①設計法

そのため、設計方法の検討から実施し、まず、照査荷重として従来の横締めバンドの設計要領にボルトの付加軸力を加えている。また、実物大実験を実施し、その特性（滑りやボルト付加軸力）の把握を行ない、設計照査に反映させている。以下にその結果を示す。

a) 摩擦係数

ケーブルとバンド間の摩擦係数は0.2以上であり、滑り耐力も十分有している。このことから、摩擦係数は安全側を見て従来通り0.15とする。

b) ボルト付加軸力

ハンガー張力の2.0倍以上でボルト締付けを行えば、ハンガー張力によるボルトの付加応力は僅かとなる。

設計では安全を見込み2.8倍以上とする。

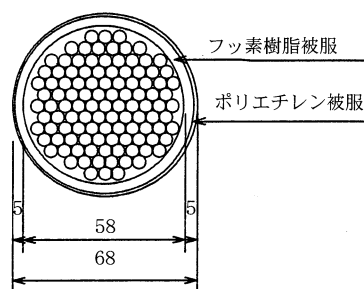
c) FEM

バンド及びボルトに発生する応力は、ギャップ要素を用いた弾塑性FEM解析結果と良く整合する。

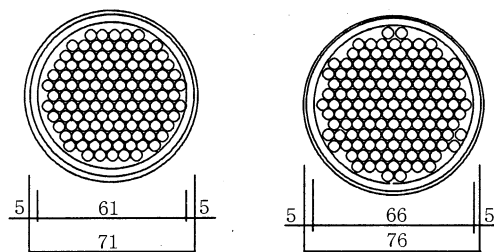
②構造

また、FEM解析の結果、以下の構造が必要となった。

タイプ A  
PWSΦ5\*109 (SWRS77B)



タイプ B                      タイプ C  
PWSΦ5\*121 (SWRS77B)   PWSΦ5\*139 (SWRS77B)



単位 (mm)

図-3 ハンガーロープ断面図

Fig.3 Cross section of suspender rope

下バンドは内圧が抜けることにより、滑りに対する抵抗が期待できないため、上バンドとの噛み合わせ構造が必要となる。(写真-1 参照)

なお、ピン定着縦割りバンドも検討したが、力の流れが複雑であり、製作性、施工性ともに難度が高いため、採用しなかった。

以上のことを考慮に入れ、決定したバンド・ハンガー構造の一般図を図-1に示す。

3. 構造区分

①ハンガー

ハンガー定着構造はピン定着であるが、暴風時における最大折れ角が4°以上のものは多方向ピン（ユニバーサルジョイント）定着構造を採用した。

第一大橋の最大折れ角は1°程度であり、ユニバーサルジョイント構造は必要ない。しかし、第二及び第三大橋の中央径間中央付近では、暴風時のハンガー折れ角が4°～5°となり、ユニバーサルジョイント定着構造を採用した。

第一大橋では採用していないが、第二及び第三大橋では中央径間中央部にソケット口元間長が600mm以内になる区間が存在し、鋼製ハンガーを採用した。

ちなみにこの区間はユニバーサルジョイント定着構造の採用区間と同区間であり、よってこの区間は鋼製ハン

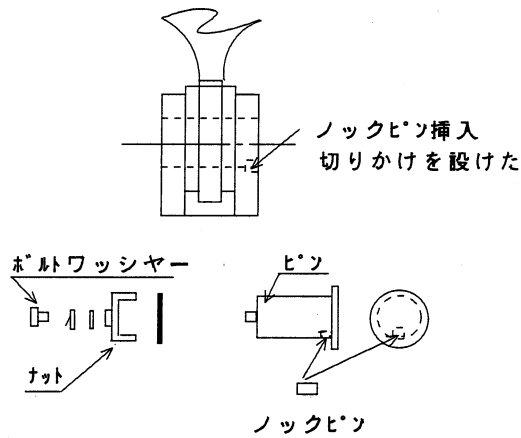


図-4 ピン構造

Fig.4 Structure of pin-connected joint

ガー+ユニバーサルジョイント定着構造となっている。  
ハンガー種別は張力によりPWS109、121、139のA,B,C 3種類とした。第一大橋ではほぼPWS121、であるが、第二及び第三では塔付近がPWS109、それからハンガー長が短くなるに従いPWS121、139となった。

②ケーブルバンド

ケーブルバンドについては、滑り及び付加軸力の双方で決まるバンドボルト本数の違いによる区分の他、ユニバーサルジョイントをはめ込むバンド（写真2）、補剛桁を吊らない区間に使用する形状保持のためのバンドがある。

以上の点に基づく構造の区分けを図-2に示す。

4. ハンガーの設計

4.1 PWSハンガーの設計

(1) 設計基本条件

荷重については死荷重は補剛桁実施設計等による精算死荷重を用い、活荷重は来島大橋ハンガー設計要領(案)より求めた。

製作・架設誤差については表-1に示す。

風荷重については「尾道・今治ルート耐風設計基準」により求めた。

温度変化の影響については、「上部構造設計基準(案)」に従い、常時で±30℃、暴風時で+15℃を考慮した。

ハンガーの曲げ変形の影響については、ハンガー長2m以上、曲げ角度4°以下の範囲内で、次式(Wyattの式)によるものとした。

$$\sigma_B = 2 \cdot \alpha \cdot \phi \cdot (E \cdot \sigma_n)^{1/2} \quad (\text{kgf/mm}^2) \quad \dots\dots(1)$$

$\alpha$  : 折れ角緩衝機構等を考慮した低減係数 (0.6)  
 $\phi$  : ソケット口元部のハンガー折れ角 (rad)  
 $E$  : ハンガーの弾性係数 (kgf/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_n$  : ハンガー張力による直応力 (kgf/mm<sup>2</sup>)

(2) ハンガー長及び設計張力の決定

ハンガー長の決定はスクイズ後のサグ測量やスプレースァドルIP点等の出来形を補正した吊り橋完成形状を算出

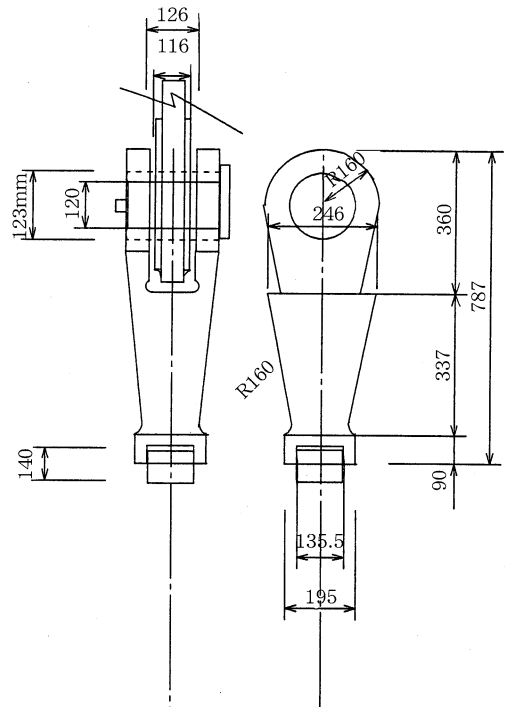


図-5 ソケット一般図

Fig.5 General drawing of socket

し、その際、補剛桁が計画路面形状となりハンガーが鉛直になるようにバンド位置を算定し、ハンガー長を決定した

また、ハンガーの設計に考慮する荷重の組合せと安全率は以下の通りである。

	荷重組み合わせ	安全率
a)	D+L+T+EM+EE	2.5
b)	D+L+T+EM+EE+BE	2.0
c)	D+W+T+EM+EE	1.67
d)	D+W+T+EM+EE+BE	1.33

D : 死荷重    EM : 製作誤差の影響荷重  
 L : 活荷重    EE : 架設誤差の影響荷重  
 W : 風荷重    BE : ハンガーの曲げ変形の影響荷重  
 T : 温度荷重

製作及び架設誤差については、最も不利な張力がかかる、着目ハンガーが短く、隣接ハンガーが長い場合を考慮した。

今回の設計では、上記の荷重の組合せのうち、a)の常時で決定された。

(3) ハンガー断面の決定

素線には、φ5mmの160kgf/mm<sup>2</sup>級亜鉛めっき鋼線を用い、素線数は張力に合わせて形状が円形となるようにした。その結果、三橋ともに素線数109, 121, 139の3種類のロープとなった(図-3参照)。

また、φ7mmの太径素線も検討したが、形状が円形となる素線数では応力が剩り気味となって不経済となるため採用しなかった。

(4) ハンガーの被覆

表-2 バンド設計照査

Tab.2 Verification of cable band solution

採用

	記号	単位	来島第一大橋			来島第二・第三大橋					
			CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 1	CASE 2	CASE 3			
設計条件	ボルト径	$\phi$	mm			M36			M45		
	ボルト材質					SCM435			SCM435		
	有効断面積	$Ae$	cm <sup>2</sup>			8.762			14.12		
	降伏点強度	$\sigma_y$	kgf/cm <sup>2</sup>			7200			7200		
	ボルト締付力	$N_o$	kgf			47300			76200		
	ボルト間隔	1	cm			21	22	23	22.5	23	23.5
	素線総断面積	$A$	cm <sup>2</sup>			1169			2677		
	バンド部空隙率	$K$	%			18			18		
	ケーブル一般部空隙率	$Ke$	%			15			15		
	バンド内径	$Db$	cm			42.6			64.5		
ケーブル径	$Dc$	cm			41.8			63.3			
バンド厚	$t$	cm			2.7			3.6			
設計結果	偏心量	$e$	cm			1.35	1.35	1.355	1.45		
	内圧	$p$	kgf/cm <sup>2</sup>			105.7	100.9	96.6	105.0	102.7	100.5
	フープテンション応力	$\sigma_1 < \frac{1}{3} \sigma_{ya}$	kgf/cm <sup>2</sup>			834	796	762	941	920	901
	偏心応力	$\sigma_2$	kgf/cm <sup>2</sup>			2503	2389	2285	2273	2224	2177
	なじみ応力	$\sigma_3$	kgf/cm <sup>2</sup>			2547			2222		
	$\sigma_1 + \sigma_2$	$< 1.2 \sigma_{ya}$	kgf/cm <sup>2</sup>			3337	3185	3047	3214	3144	3077
	$\sigma_1 + \sigma_3$	$< 1.2 \sigma_{ya}$	kgf/cm <sup>2</sup>			3382	3344	3309	3163	3142	3123
	許容応力度	$\sigma_{ya}$	kgf/cm <sup>2</sup>			2800			2800		
		$\frac{1}{3} \sigma_{ya}$	kgf/cm <sup>2</sup>			933			933		
	合成許容応力	$1.2 \sigma_{ya}$	kgf/cm <sup>2</sup>			3360			3360		
判定				OUT	OK	OK	OUT	OK	OK		

はOUT

ハンガーロープは耐候性を確保するためにカーボンブラックを添加したポリエチレン ( $t = 5 \text{ mm}$ ) で被覆し、さらに景観配慮からその上に着色フッ素樹脂 ( $t = 2 \text{ mm}$ ) で被覆した。色については主塔と桁外面と同じN-7.5とした。また、被覆方法はPE被覆、フッ素樹脂塗装ともにPWSハンガー上への押し出し成形とした。

#### 4.2 鋼製ハンガーの設計

ソケット口元間長が600mmを下回る場合、PWSハンガーの製作は不可能であり、ロッドによる鋼製ハンガーとしている。鋼製ハンガーのバンド及び桁との取合いはハンガー折れ角の関係からユニバーサルジョイントとなっており、設計照査は最大張力とユニバーサルジョイントの摩擦が切れる限界の曲げを受ける部材として行っ

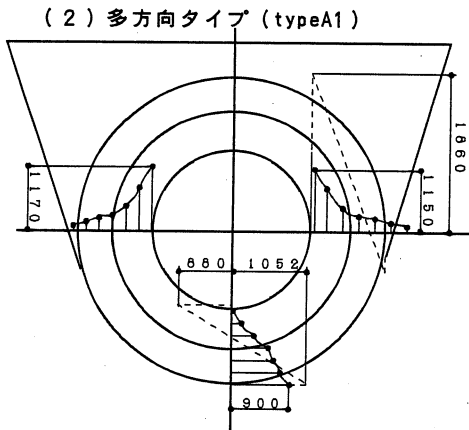
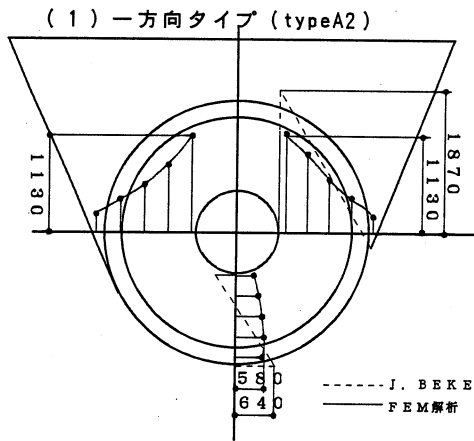


図-6 J.Beke法とFEMの解析結果比較

Fig.6 Comparison of analysis by J.Beke method and FEM

た。すなわち暴風時補剛桁との相対変位角が最大5度程度になるときの引っ張り応力とユニバーサルジョイントの摩擦が切れるまでに発生する曲げ応力の合成応力で照査し断面を決定した。ちなみにユニバーサルの摩擦がきれる限界摩擦角は第二が $1.00^\circ$ 、第三が $0.93^\circ$ とした。材質は景観上ロッド径を小さくするためSCM435を用いた。照査結果ロッド径は第二、第三とも $\phi 110\text{mm}$ となった。

なお、ロッド部とピンプレート部は製作を考慮して鍛造の一体物とした。

#### 4.3 ピンの設計

設計は、質量効果(85%)を考慮して照査を行った。その結果、一方向ピンは $\phi 120\text{mm}$ 、ユニバーサルジョイント部に用いる多方向ピンは $\phi 140\text{mm}$ となった。

また、ピンの回り止めはピンカバーによるものではなくノックピンを採用し、ソケットに固定される構造とした。

#### 4.4 ハンガーソケットの設計

ソケットの材質はS45Cとし、製作方法は鍛造とした。設計は、ハンガーの破断荷重に安全率2.5を見込んだ設計荷重について行うものとし、折れ角最大時について

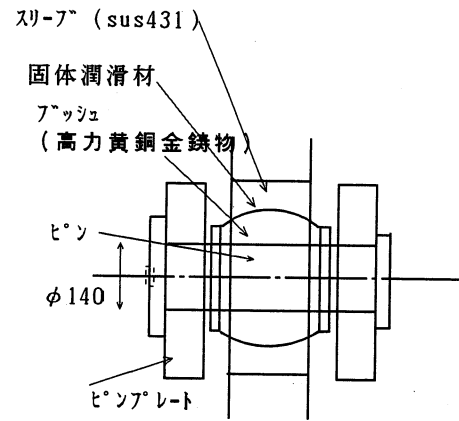


図-7 ユニバーサルジョイントの構造図

Fig.7 Structure of universal joint

は、実荷重による曲げを考慮した応力照査を行った。また、暴風時については許容応力度に1.5の割増しを行った。

必要ソケット長は、以下の2式のうちの大きい方の値を採用した。

a) 鋳込み合金必要付着長

$$L_0 \geq \frac{d \cdot \sigma_t}{4 \cdot \beta} \dots\dots\dots(2)$$

$d$ : 素線径 ( $\phi 5\text{mm}$ )

$\sigma_t$ : ロープの破断荷重 ( $160\text{kgf/mm}^2$ )

$\beta$ : 亜鉛銅合金付着力 ( $0.87\text{kgf/cm}^2$ )

b) 鋳込み合金に作用する圧力で決まる長さ

$$\text{作用圧力 } \sigma_M = \frac{T \cdot \cos \rho}{A_t \cdot \sin(\theta + \rho)} \leq F_s \dots\dots\dots(3)$$

$T$ : 設計荷重 (kgf)

$\rho$ : 摩擦角 ( $\tan \rho = 0.2$ )

$\theta$ : 円錐テーパ角 ( $7.5^\circ$ )

$A_t$ : 円錐の有効断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$F_s$ : 亜鉛銅合金許容圧縮応力 ( $4\text{kgf/cm}^2$ )

プレコン荷重についてはロープ切断荷重の45%とした。ソケットの一般図を図-5に示す。

### 5. バンドの設計

#### 5.1 バンドボルトの設計

来島大橋ケーブルバンド設計要領(案)に従い実施した。バンドボルトの材質はSCM435とし、降伏応力は質量効果(90%)を考慮した。

導入軸力は降伏応力の75%を標準とし、ボルト間隔は内圧 $100\text{kgf/cm}^2$ 程度とした。

また、バンドボルトは径が小さいと本数が増加し、増し締めコストが増になり、径を変えると軸力やその締め付け機が変わり維持管理が大変な上、頻雑となるため太径化統一化をはかった。

結果として、第一はM35、ボルト間隔 $220\text{mm}$ 、第二・第三はM45、ボルト間隔 $230\text{mm}$ とした。なお、ユニバー

サルジョイント用ケーブルバンドについては、雨水を切るための傾斜角を適正な角度に保つためバンド長を延ばす必要があった。そのため、ボルト間隔を255mmとしている。

ボルト本数については、以下の2式のうちの大きい方の値を採用した。滑りについての締め付け応力は、経時変化による軸力抜けを考慮して導入応力の70%を標準としている。また、平成3年度に実施したケーブルバンド構造実験からハンガー張力でバンドの全締め付け力が低下する現象が確認されており、その結果より、低減係数 ( $\gamma=1.1$ ) とし本数を補正している。なお、b) 式は横割り縦締めバンドのために今回初めて導入したものである。

a) バンドの滑りに対するボルト本数

$$N_1 = \frac{v \cdot T_k \cdot \sin\phi}{m \cdot u \cdot A \cdot \sigma_e} \cdot \gamma \quad \dots\dots\dots(4)$$

- $v$  : 滑りに対する安全率 (3)
- $T_k$  : ハンガー張力 (t)
- $\phi$  : 傾斜角度 (deg)
- $m$  : バンドの内圧分布に関する係数 (2.8)
- $u$  : 摩擦係数 (0.15)
- $A$  : ボルトの有効断面積 ( $\text{cm}^2$ )
- $\sigma_e$  : ボルトの締め付け応力の70%  
(初期導入軸力の70%)
- $\gamma$  : 低減係数 (1.1)

b) ハンガー張力の影響を受けたボルト付加軸力に対するボルト本数

$$N_2 = \frac{\alpha \cdot T_k \cdot \cos\phi}{A \cdot \sigma_0} \quad \dots\dots\dots(5)$$

- $\alpha$  : ハンガー張力に対する安全率 (2.8)  
(2.2で述べた実物大実験による)
- $\sigma_0$  : ボルトの締め付け応力 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

b) 式の導入により、従来のa) 式のみの時よりも中央径間中央付近でボルト本数が増える結果となった。

端バンド、形状保持バンドについては一律に4本とした。

また、バンドボルトの防錆対策としてボルトキャップを取付けることにしたが、縦締めであるためにボルトキャップ内に水が溜まる可能性がある。そのため、下側のキャップに水抜き用の孔を設けた。

## 5.2 バンド本体の設計

(1) 肉厚の決定

来島大橋ケーブルバンド設計要領(案)に従い、実施した。バンド本体の材質はSCW480とした。また、その肉厚は以下の3式のすべてを満足する値とした。ただし、なじみによる応力照査の際の空隙率と誤差については「本州四国連絡橋公団ケーブルバンド設計要領(案)」を適用し3%とした。つまり設計要領により、空隙率が18%のため15%として行った。

a) フープテンション(内圧)による軸力引張応力度

$$\sigma_1 = \frac{N_0}{L_0 \cdot t} < \frac{\sigma_{ya}}{3} \quad \dots\dots\dots(6)$$

- $N_0$  : バンドボルト導入軸力 (t)
- $L_0$  : ボルト間隔 ( $\text{cm}^2$ )
- $t$  : バンドの肉厚 ( $\text{cm}^2$ )
- $\sigma_{ya}$  : バンドの許容応力度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )

b) ボルト偏心による曲げ応力度

$$\sigma_2 = \frac{6 \cdot N_0 \cdot e}{L_0 \cdot t_2} < 1.2\sigma_{ya} - \sigma_1 \quad \dots\dots\dots(7)$$

- $e$  : ボルト偏心距離 (cm)

c) なじみによる曲げ応力度

$$\sigma_3 = E \cdot t \cdot \left[ \frac{1}{D_{15}} - \frac{1}{D_{18}} \right] < 1.2\sigma_{ya} - \sigma_1 \quad \dots\dots\dots(8)$$

- $E$  : バンドの弾性係数 ( $\text{kgf/cm}^2$ )
- $D_{15}$  : 空隙率15%時のケーブル径 (cm)
- $D_{18}$  : 空隙率18%時のケーブル径 (cm)

この設計結果、第一大橋のバンド肉厚が27mm、第二及び第三大橋のバンド肉厚が36mmとなった。

バンドボルト及びバンドの設計結果を表-2に示す。

(2) ピンプレート部の設計

ピンプレートはケーブルバンドの他、鋼製ハンガー及びハンガーソケットにも用いられている。ピンプレートは円環部にはピンの支圧による卓越した垂直応力が作用する。この応力集中を考慮するため、「吊橋リンク支承構造設計指針」で取り上げられているJ.Bekeの手法で解析を行い、さらにFEM解析で照査することとした。

来島第二大橋におけるJ.Bekeの応力度とFEM解析の比較を図-6に示す。

FEM解析では、J.Bekeによる解析と同傾向を示しており、全ての断面が許容応力度以内に収まっていることが確認できた。

## 6. ユニバーサルジョイントの設計

来島大橋ではハンガーの折れ角が4°以上のハンガー定着部にユニバーサルジョイントを適用した。ユニバーサルジョイントは、明石海峡大橋のハンガー構造だけでなく、タワーリンクでも実績のある構造である。その構造の概念図を図-8に示す。

ブシュはその表面に固体潤滑剤を埋め込んだ球体の一部であり、ピンを介してソケットと固定され一体化している。そのため、このブシュのみがスリーブと相対的に動く構造となっている。各部材の材質は、ブシュは高力黄銅鋳物、スリーブはSUS431、ピンは4.3で述べたSCM435である。

設計は、ハンガーの最大角変位4.7°に対応して回転できるように、摩擦係数が0.15以下を確保するようにした。その際、明石海峡大橋のユニバーサルジョイントを設計

した時に実施したユニバーサルジョイントの個体潤滑剤摩擦実験結果を参考として検討した。その結果、固体潤滑剤の埋込率は30～35%とし、形成される潤滑被膜の間隔を10mm程度とした。また、この回転性能を維持するためには、ユニバーサルジョイント内部への浮遊塵等の侵入を防ぐ対策が不可欠である。そこで、SS400で製作したプシュカバー及びクロロプレンゴムのパッキンを使用することとした。

## 7. おわりに

来島大橋のハンガー・バンド構造の設計は、長年にわたる各種実験・検討の結果、実現が可能になったものであり、その趣旨である合理化も図れたように思う。

しかし、設計・製作に比べ来島大橋の施工実績をみると、ケーブルスクイズ時に、横割りバンドに対応してケーブルを縦長に整形しようとしたがスクイズマシンの重量でケーブルが横長になりマシン通過後再び整形したこと等、作業の効率に問題を残し、考慮を要することもあった。施工については、今後、このあたりを踏まえた検討も必要であろう。

今後の長大橋プロジェクト等を考えると、事業費の縮減、工程の短縮がテーマとなる。来島大橋もその命題は同じであるが、それには、今回の来島大橋のような箱桁、ピン定着1本ハンガーは有効である。今後は、設計で使

用した数値（付加軸力に対する安全率、摩擦係数等）の見直しなどを行えば、さらなる合理化が期待できると思われる。

最後に、本設計・製作方法等の検討にご尽力頂いた関係各位に深く謝意を表します。

## 参考文献

- 1) ハンガー設計要領（案）、昭和53年3月
- 2) 来島大橋ハンガー設計要領（案）平成5年12月
- 3) 来島大橋ケーブルバンド設計要領（案）平成5年12月
- 4) ケーブルバンド設計要領（案）、昭和53年3月
- 5) 尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説、平成6年11月
- 6) 上部構造設計基準・同解説、平成元年4月
- 7) 吊橋リンク支承構造設計指針・同解説、平成元年4月
- 8) 林、平野：吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理、本四技報Vol.17 No.65 '93.1
- 9) 大橋：ピン定着ケーブルバンドの構造特性、本四技報Vol.17 No.67 '93.7
- 10) 河口、福永：明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造（その1）、本四技報Vol.18 No.70 '94.4
- 10) 河口、福永：明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造（その2）、本四技報Vol.18 No.71 '94.7

# コラム

## ■仮支柱と水平力

初めての現場でのことである。一般道路の上を押し出し工法で横切るPC橋工事の監督をしたことがある。道路の両側に仮支柱を建て、押し出し時の鉛直反力を受けることになっていたが、仮支柱の橋軸直角方向水平力をどの程度見込むかが議論になった。設置期間が3ヶ月程度であったため、地震力までは考える必要がないこととし、それ以外の水平力の基準を探してみた。明確なものはないように記憶しているが、企業体担当者は2%、当方は5%という数字をそれぞれ見つけた。押し切る程の根拠もなかったために、企業体案で設計することにした。押し出し施工時の手延べ桁が次の橋脚に到達して後の3回目の押し出しを施工していた時のように思うが、仮支柱のプレーシングのボルトがとんだとの報告を受け、現場に急行した。仮支柱最上段のプレーシングのボルトがなくなり、反対方向のプレーシングが座屈していた。原因は、前述の水平力の見込み不足にもあると思われるが、それ以外に、まことにおそまつな話で、取り付けボルトに普通ボルトが使用されていた。当然、軸力管理などなされておらず、摩擦接合の機能を果たしていなかったのである。幸い、大事に至らなかった。それ以後は、仮設備の設計・施工管理には、十分に注意している。（S.O.）

## ■PC斜張橋の夢

10年程前、とある工事事務所でのこと。所長から呼ばれて「PC斜張橋を勉強してみよう。」と言われた。当時、PC橋を真剣に勉強していたこともあって、これはおもしろい、やってみよう、という気になった。まず、過去と現在の橋梁調査。日本では、当時呼子大橋（中央スパン250m）が施工中であった。また、伊唐島大橋も計画中であったように思う。その当時、世界最長は、スペインのルナ橋で中央スパン440m。この橋が仮に動きだしたら世界最長となる。その後、試設計に入り、スケルトン等を詰めていった。桁形式は、当時流行りだったウィンドノーズタイプ（呼子大橋と伊唐島大橋で採用）をやめ、エッジガーダータイプを採用した。これは、ケーブルで吊られる桁を両サイドに配置し、その間に床版を置くものである。この形式は、従来タイプの箱桁に比較して桁死荷重を大幅に軽減でき、かつ施工性も非常に改善できることがあげられる。追伸 最終的なPC斜張橋の工費は、吊橋と比較して約1割の低減となった。

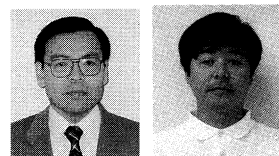
本四もPC斜張橋をがんばろう。

（K.S.）

# 4月25日橋の鉄道載荷および車線拡幅に伴う改築工事

Retrofit Work on the April-25 Bridge for Loading of Railway Track and Widening of Lanes

東京事務所長 原崎 郁夫  
Ikuo Harazaki



設計第二課長代理 大橋 治一  
Harukazu Ohashi

## 1. はじめに

大西洋に注ぐTejo (Tagus) 川河口に面した古い町リスボンは、ヨーロッパ大陸最西端の首都である。4月25日橋はこのTejo川に架かる長大吊橋であり、供用開始して既に30年の歳月を数え、リスボン周辺の重要な交通網の一部となっている。

この橋は道路・鉄道併用橋として設計され、完成時点では鉄道は通さず道路4車線の単独橋として1966年に供用された。

供用後およそ25年後の1990年に入って、ポルトガル政府はこの橋への鉄道の導入を決定し、昨年1月より改築工事が実施されている。

工事は吊橋部分の複線の鉄道桁載荷、道路床版の6車線化とこれらの荷重増加に伴う第二のケーブルを新しく架設するとともに補剛桁の補強をはじめ、吊橋部材の塗装の全面塗替えも含まれており、まさに交通供用しながらの30年目にしての大改築と言ってよいであろう。本稿はこれらの世界で初めての画期的な改築工事について文献による情報収集および現地での調査の報告である。

この橋の名前については、1966年完成の折り、当時の大統領の名をとりサラザール橋と名付けられた。また横架する川に由来してTejo橋とも呼ばれていた。しかし1974年4月25日の革新派軍人グループらの革命により、これを記念してPonte 25 de Abril (4月25日橋)と改名され現在に至っている。

## 2. 改築までの歩み

### (1) 当初施工

橋の設計は国際コンペにかけられ、請負ったのはニューヨークのコンサルティングエンジニアSteinman, Boynton, Gronquist & Londonであった。SteinmanはMackinac橋などアメリカの長大吊橋を手掛け、Verazano Narrows橋を設計したAnmannとともに当時の長大吊橋の代表的設計者であった。

この橋の桁断面は、瀬戸大橋などと同様の補剛トラス桁形式で上路に道路、下路に鉄道を載せるダブルデッキ

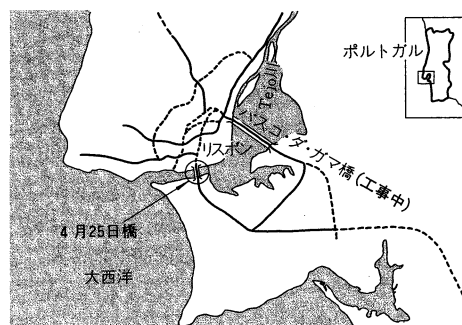


図-1 4月25日橋の位置

Fig.1 Location of April-25 Bridge

構造としているが、建設の第一段階では、鉄道は通さず道路4車線の道路単独橋として建設供用された。1966年に完成した当時、アメリカ以外で建設された吊橋として世界最長の中央支間長(1,013m)を有するものであり、深い主塔基礎の施工なども含め当時の長大橋技術が結集された象徴的存在であった。

### (2) 30年後の改築工事

Tejo川を横断する交通需要が急速に増加し、図-3に交通量の推移を示すように、近年、橋の交通量が限界に近づいてきたことから、1970年代には中央分離帯を撤去し5車線化を図り、中央車線はラッシュアワーに合わせてリバーシブルで運用するという対策がとられてきた。現在ではこれらの対策も限界に達したことから、ポルトガル政府は次の対策を実施することとした。

- 1) 現橋の上流13kmの位置に新橋(中央支間長420mの斜張橋Vasco Da Gama橋<sup>3)4)</sup>を建設する
- 2) 4月25日橋は当初から予定されていた建設の第二段階として、
  - ・下路に鉄道部分を建設する
  - ・路肩を利用してオープングレーチングによる道路車線を追加(6車線化)する

これらの施策を実施することにより死荷重および活荷重の増加に伴い、

- ・主ケーブルを補強するため第二ケーブルを新しく架設する。

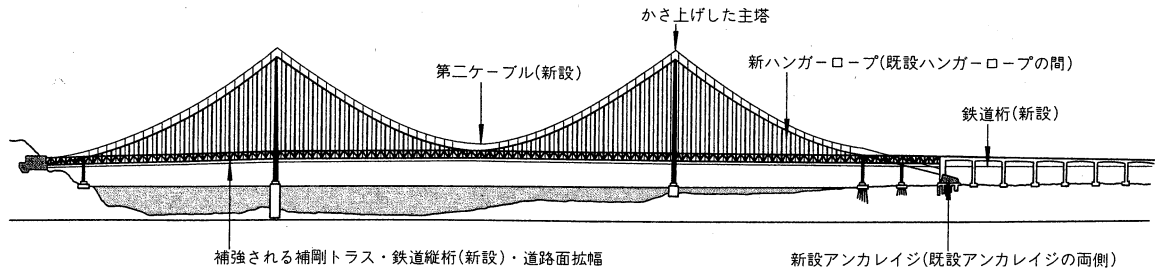


図-2 4月25日橋の一般図

Fig.2 Profile of April-25 Bridge

AA DT - ANNUAL AVERAGE DAILY TRAFFIC

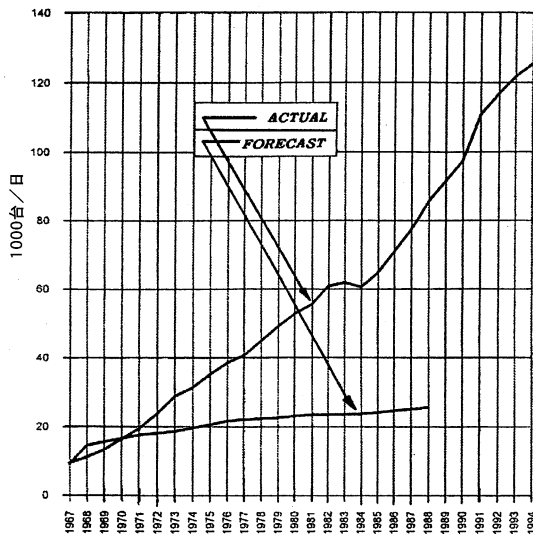


図-3 交通量の推移<sup>2)</sup>

Fig.3 Change of traffic volume<sup>2)</sup>

- ・そのために、第二のアンカレイジを現アンカレイジの両側に隣接して追加建設する。
- ・また、主横トラスの下弦材を撤去し、鉄道桁を支える新しい下弦材に取替える。

(3) 改築による経済効果

橋へ鉄道を通すことで、Tejo川南岸の人々のリスボン市内への行き来を容易にすることはもとより、鉄道への転換によりリスボン市内に入る自動車台数を減らすことができ、既に飽和状態となっている首都の道路交通ネットワークの混雑緩和が図れるなど非常に多くの効果をもたらすことが考えられる。

試算によれば新橋建設と4月25日橋の鉄道載荷により、現橋の交通量は30~40%減少するとされている。

3. 改築の設計

3.1 当初設計の考え方

当初の設計段階で想定していた将来の鉄道載荷に伴う改築の方法は、以下のものである。

- 1) 主要構造部材である基礎、主塔および橋脚は、鉄道載荷時の荷重に対して当初より建設されている構造を基本とする。

表-1 主要数量

Tab.1 Bill of quantity

項	目	数	量	備	考
主ケーブル	直径	56.60	cm		
	素線数	11,248	本		
	素線延長	54,196	km		
第二ケーブル	直径	35.44	cm		
	素線径	4.98	mm		
	素線数	4,104	本		
	素線延長	20,000	km		
新規鋼構造部材	吊橋区間	13,500	ton		
	高架橋区間	5,000	ton		
アンカレイジ基礎掘削		75,000	m <sup>3</sup>		
コンクリート		80,300	m <sup>3</sup>		
塗装面積		500,000	m <sup>2</sup>		

- 2) 将来の鉄道載荷に伴う増加荷重の負担は、塔から張り渡した3本の斜めケーブルと既存ケーブルの下に張る自定ケーブルで支える。

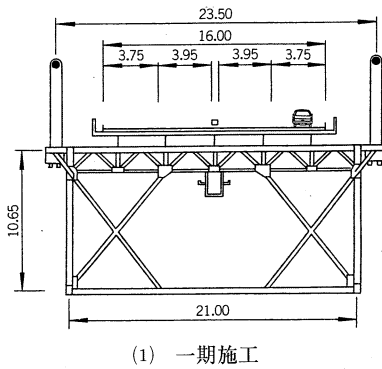
この構造では斜めケーブルおよび自定ケーブルから橋軸方向の水平分力が生じるが、当初設計ではこれを専ら新しく架設される鉄道縦桁で受け持つこととしていた。更に、この力を補剛トラスに入れたいために、鉄道縦桁は鉄道床組上面で可動支承によりスライドするよう設計された。

しかし、この案では数百個におよぶ可動支承の導入と維持管理に要する費用の点から望ましいものとは考えられず、また、載荷される鉄道荷重が当初設計で見込んでいた荷重の2.5倍にもなり、改築にあたって橋全体の設計の見直しが必要となった。

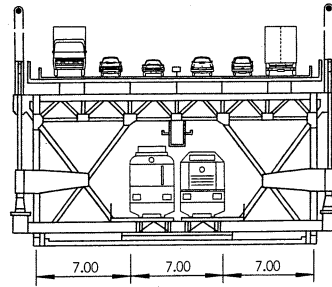
3.2 改築段階での検討

(1) 第二ケーブルの追加

現橋の鉄道載荷を中心とした改築の設計は、再びSteinman社が請負うこととなった。いくつかの比較案が検討されたが、最終的には現在の主ケーブルの上側に直径350mmのケーブルを新しく平行に架設し、これを外部アンカレイジに固定する「外部アンカー第二ケーブル方式」が採用された。しかも、この改築工事は供用されて



(1) 一期施工



(2) 当初の二期施工

図-4 道路単独橋の断面

Fig.4 Cross section of highway bridge

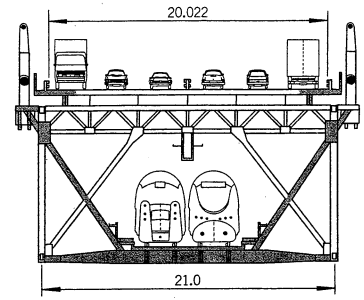


図-5 実施された改築断面

Fig.5 Retrofit cross section

いる交通を止めることなく実施されることが前提であった。

追加されるケーブルは既存の主ケーブルに基本的に平行であるが、主塔位置では既存ケーブルの上方3.70mの高さに、また側塔位置では5.35m上方に架設される。またこのケーブルは既存アンカレイジの両側方に設けられた小規模のアンカレイジに定着されるため、側塔部で平面的に外側に曲げられる。この水平分力を負担するための水平材（内部にPCケーブル）が両側の側塔を繋いで設けられる。

また、新設ケーブルに鞍掛けされるハンガーロープは既存のハンガーロープの中間に位置する。

この「外部アンカー第二ケーブル方式」を採用することによって、リスボンの街の風景のひとつである美しい吊橋の面影を変えずに残すことができたことと評価されている。

#### (2) 補剛トラスの補強

鉄道荷重や拡幅される道路荷重などの荷重の増大により、補強すべき箇所も少なくない。

##### ・主構

増加した活荷重に対し、主塔付近で主構の上弦材と斜材の補強が必要となった。主構の断面補強はカバープレートでボルトで綴じ合せている。新設のハンガーロープはこれまで支持点ではなかった逆V側のトラス格点に固定される。

##### ・主横トラス

鉄道縦桁が直接載荷される主横トラス水平材の取替えが必要となり、これを支持するためにハンガー定着点とを結ぶ斜材が設けられる。架設は仮設部材により形状保持し既存の水平材を撤去後、新設の水平材を海上から直接吊上げる方法がとられる。これらの作業はケーブル架設と並行して実施される。鉄道縦桁は桁高1mのI桁である。

##### ・オープングレーチング

道路の6車線化のために、縦桁にブラケットを継ぎ足し、この上にオープングレーチングを敷設する。

#### (3) 側塔などの補強

大きな曲げモーメントに対応するため、側塔は全高に

わたり鋼板張付けによる断面補強が必要となった。主塔および側塔の塔頂には、第二ケーブルのためのサドルを取付けるために塔頂部の継足しが行われるが、その他は全く補強の必要は無かった。

## 4. 改築工事の現況

### (1) 工事契約

工事の請負者は1995年国際コンペによりDSD-Dillinger Stahlbau GmbH（ドイツ）が率いるコンソーシアムに決定された。

その構成会社は、Wayss&Freytag（Germany）、American Bridge（USA）、Texeira Duarte - Engenharia e Construcoes,S.A.(Portugal)およびSLM - Sociedade Lisbonense de Metalizacao（Portugal）である。

改築工事の契約には、吊橋部分の鉄道桁の載荷の他、道路床版の6車線化、北高架橋への鉄道桁の載荷および全般的な修復工事と吊橋の全面塗替えが含まれている。工事費は当初契約分が2.2億USドル（約260億円）であり、調査、通貨変動、追加工事などを含めると3.2億USドル（約370億円）に増加している。

### (2) 工事の現況

工事は1996年1月24日開始され、1998年中頃に完成の予定である。また列車が供用されるのは1998年10月の予定である。

#### 1) ケーブル工事

現在、吊橋部分では第二ケーブル（片側ケーブル当たり19ストランド）が架設中である。架設法は、契約ではAS工法、PS工法のいずれでも良いとされたが、請負者はAS工法を選択した。約5mm径の垂鉛めっき鋼線はスペインのTytrenzas社製である。

現地では我国での仮設備と比較するとかなり簡素なキャットウォーク上で作業が行われており、足場等の安全設備も極めて簡単なものである。スピニング技術にはノルウェーの索道技術を導入しており、スピニング

ホイールの運転状況はITVでモニターされ、一元的に速度調整等の管理を行っていた。



写真-1 4月25日橋遠景（手前は”発見のモニュメント”）  
Photo.1 Far sight view of April-25 Bridge  
(Monument of Discovery is on this side)



写真-2 交通の実態  
Photo.2 Traffic



写真-3 第二ケーブル用のアンカレイジ  
Photo.3 Anchorage for second cable



写真-4 新設された側塔の横梁  
Photo.4 Lateral beam on new side tower

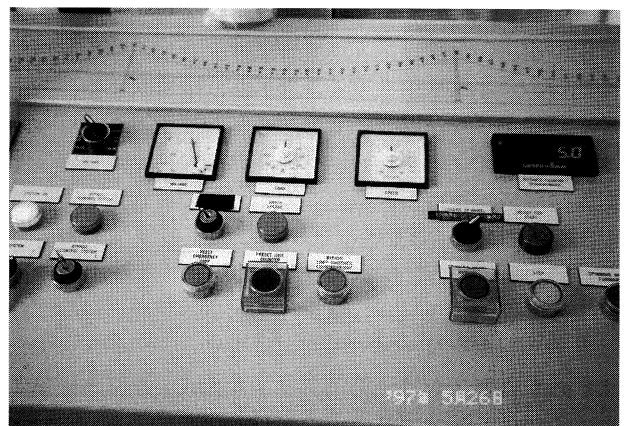


写真-5 スピニングのモニター室  
Photo.5 Monitoring room on spinning

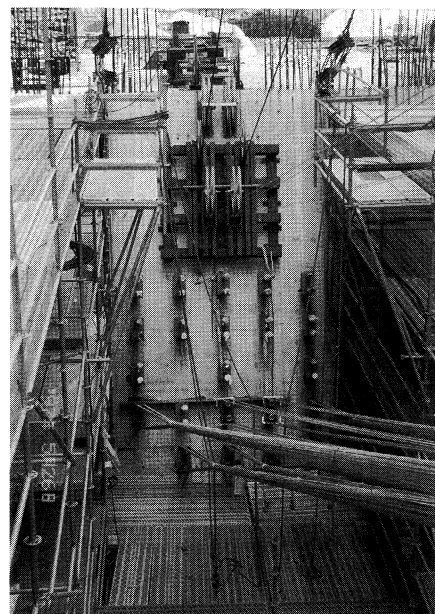


写真-6 ストランド定着部  
Photo.6 Support for strand



写真-7 スプレーサドル部での死活ワイヤーの仕分け作業  
Photo.7 Wiring work on live and dead wires at spray saddle

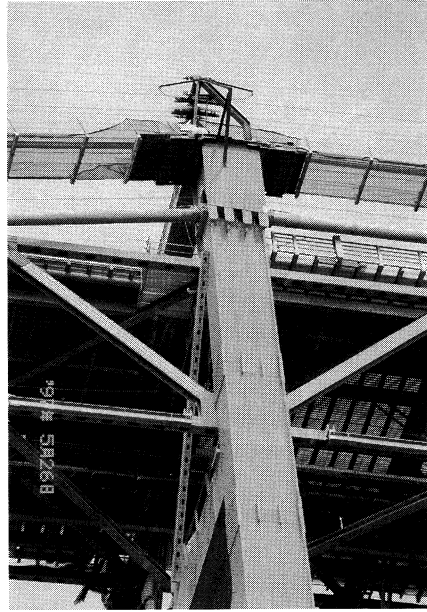


写真-9 側塔の第二ケーブル用塔頂サドル部  
Photo.9 Top saddle for second cable at side tower

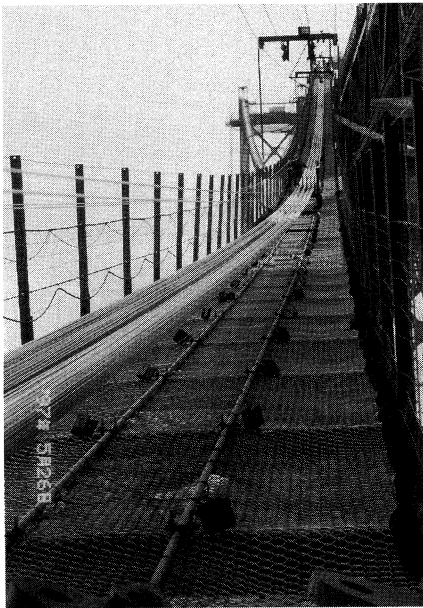


写真-8 キャットウォーク構造  
Photo.8 Catwalk system

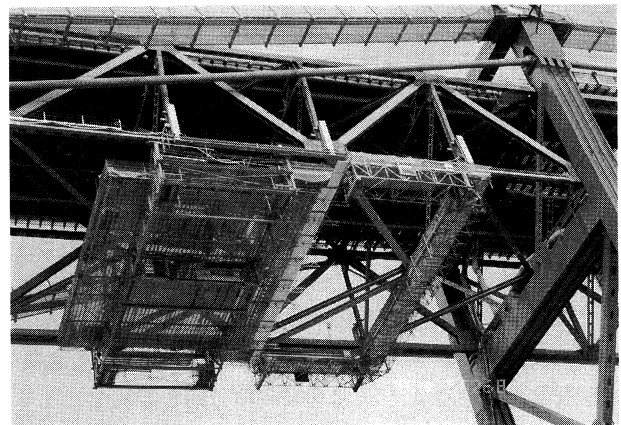


写真-10 側塔部付近の移動防護工  
Photo.10 Movable scaffolding near side tower

## 2) 塗装工事

1966年の完成以来、塗装の補修は全く行われていなかったが、今回の改築工事に合わせて塗装の全面的な塗替え作業が実施されていた。鉛丹系の塗料が使われていたが、表面に塗膜の劣化はみられるが、30年間全く補修されずに経過した状態とは思えないほどの良好な状態であった。塗替えの塗料は環境上の理由からエポキシ系塗料に変更された。プラストおよび塗装作業では、全面を覆うことのできる移動防護工が使用されていた。

また、本橋の取付け橋では既設桁の下面に鋼桁の送出し工法による架設が行われていた。

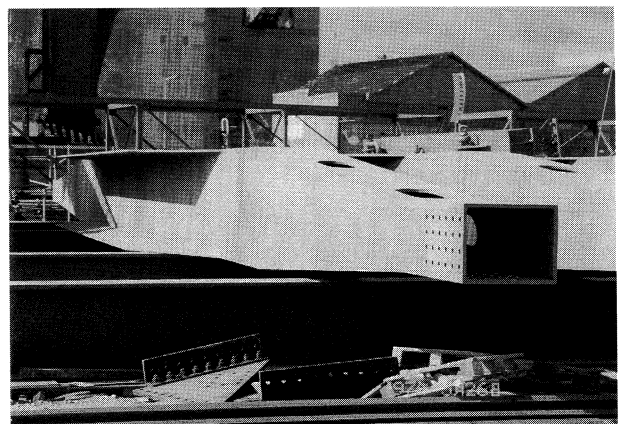


写真-11 搬入された主横トラス下弦材  
Photo.11 Lower chord of lateral truss delivered

## 5. 吊橋の改築工事

吊橋に代表される長大橋では、交通量の増大、活荷重



写真-12 グレーチングの表面形状  
Photo.12 Surface configuration of grating

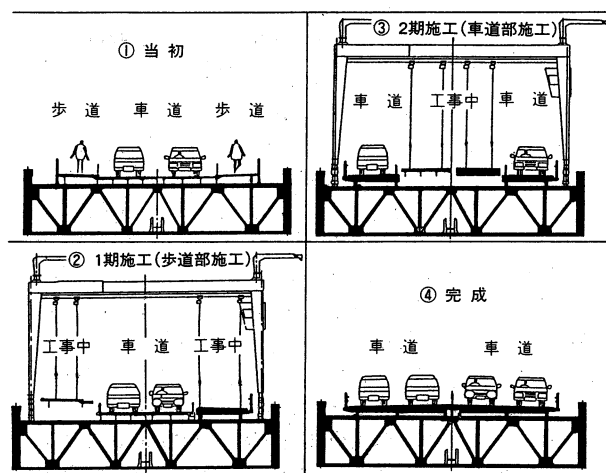
の増加のような社会的な要請の変化に対応するための手段として、橋梁を新設するのではなく、増設・補強等によって対応している事例が多い。この中には、4月25日橋のように当初設計に将来の改築が考慮されていても、年数の経過により、車両の大型化による活荷重の増大のように当初設計で見込んでいたものと異なる事態が発生したり、その間の技術の進歩による設計の見直しが必要になるため、当初想定したものとは異なった改築が行われることがある。

(1) 近代以前

100年以上もの間供用されている著名なBrooklyn橋、Williamsburg橋、Manhattan橋などは、当初馬車道として建設され、その後自動車道へと使用形態が変わっていく段階で改築工事が行われている。

(2) 現代

車線拡幅等により大規模な改築工事が行われた吊橋として、我が国では若戸大橋<sup>7)</sup>が挙げられる（1990年完成）。主要な改築内容は次のとおりである（図-6）。



(1) 当初 (1962年) (2) 二期施工 (1990年)

図-6 若戸大橋の改築<sup>7)</sup>

Fig.6 Retrofit of Wakato Bridge<sup>7)</sup>

吊橋区間 : 両側の歩道を車道に変更し、車道4車線とする  
鉄筋コンクリート床版を鋼床版に変更する

既設の取付橋: 床版の増厚（プレキャストRC床版）及び床版受け梁の補強

2車線の交通確保のため十数回にも及ぶ車線切り替えなど厳しい施工条件を克服しての改築工事であり、床版取り換えのため全車線を跨ぐ自走式門型クレーンの採用をはじめ大型機械が導入された。



写真-13 改築後のRhine橋全景

Photo.13 Overview of retrofit Rhine Bridge

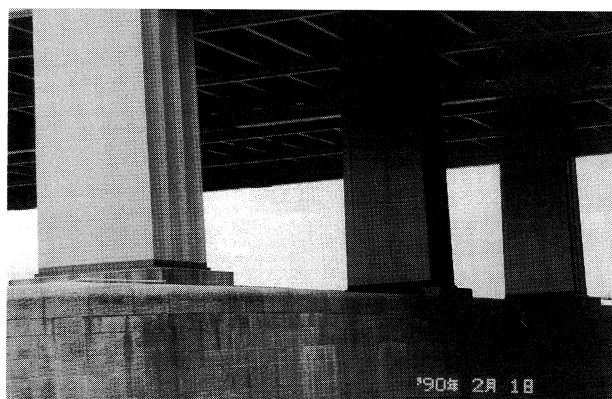


写真-14 Rhine橋の橋脚および塔基部（新は溶接、旧はリベット構造、橋脚の石張りは新旧で全く同じ）

Photo.14 Pier and pylon base of Rhine Bridge (old joint by riveting, new by welding, stone pitching of pier is the same)



写真-15 Rhine橋の桁（新旧で横リブのスティフナーに違いが見られる）

Photo.15 Deck of Rhine Bridge (difference between new and old seen on stiffeners of lateral girder)



# 中南米道路調査の旅

Trip to Mid-South America for Road Research

工務部  
技術管理課長代理

徳永 剛平

Gohei Tokunaga



## 1. はじめに

(財)高速道路調査会はこの春、刊行物「世界の高速道路」の出版調査の一環として世界各国に調査団を派遣したが、私はその一員として南米・中南米を担当して4カ国、ブラジル、アルゼンチン、チリ及びメキシコを調査する機会を得たので概要について報告する。

## 2. 行程

97年3月8日より3月22日までの約2週間、少人数で次に示す4カ国(6地域)を回るハードな調査であった。訪問先は各国とも国道を管轄する運輸交通省等であった。ブラジルに関してはこの他に、サンパウロ州道路局も訪ねた。



成田⇒サンパウロ⇒リオデジャネイロ⇒  
ブラジリア⇒ブエノスアイレス⇒サンチアゴ  
⇒メキシコシティ⇒成田

→陸路    ⇒空路

## 3. 各国の困っていること

調査内容は道路行政全般にわたることで、事前に各国運輸交通省等に送付してあったが、話題は概ねBOTの話に終始した。各国とも道路等のインフラ整備の予算がきわめて限られており、例えばブラジルでは25年前は連邦道路局だけで34,000人の職員がおり、自己予算も持っていたのが現在は6,000人に減少、その中でも技術職はわずか300人である。かつ、道路整備の特定財源を有していない。ブラジル、アルゼンチンなどはガソリン税などの道路特定財源への振り充てを廃止し一般財源としている。結局、各国とも無い袖は振れず、民間資本あるいは外国資本にある意味ではインフラ整備の将来を委ねる形で道路経営に呻吟している。

## 4. ブラジル

サンパウロでは州道路局を訪問当日、アンハンゲラ・バンデイランテス間(サンパウロの)州道のBOTによる入札公告が新聞紙上に公表された日であったため、サンパウロ州道路局長が我々がその調査に来たのかとそわそわしていたのが印象的であった。サンパウロ・リオデジャネイロ間約400kmをワゴン車で走ったが一部は有料の州道アイルトンセーナ道路としてサンパウロ州道路公団によって整備されているが、大部分は国道116号として連邦政府により民営化されており、メンテナンスの状態もかなりよい。

現地の通訳の話では民営化されてサービスが良くなっており大多数の市民は納得しているとのことである。

ブラジリアはその造形的な美しさとは裏腹に、公園、建物などに痛みが目立っている。建設途中のビルが放置されていたりする。地下鉄計画も90年に着工したが完成のめどは立たないなど、資金不足が目立っている。

BOTは現在、国道レベルで80,000kmのうち約1,000km程度を実施、免許期間は20年で18から20%の利益を見込んでいる。将来的には4,000kmを見込んでいるとのことである。サンパウロ州も又、30,000kmの州管理道路の内、5,000kmの民営化を予定しており、道路の民営

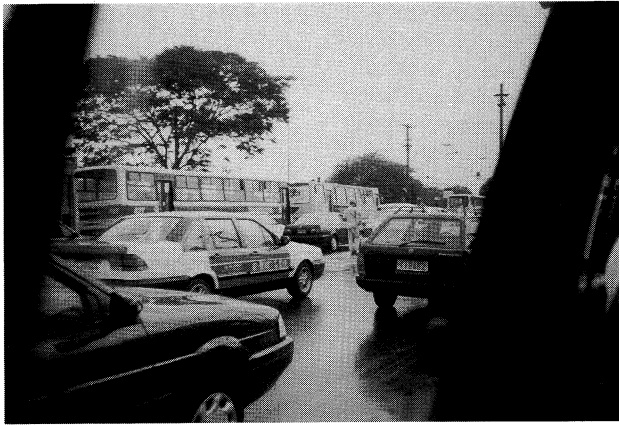


写真-1 サンパウロ。道路の真中での物売り。この光景は街の随所で見られた。

Photo.1 São Paulo — Street seller seen anywhere in downtown



写真-3 ブラジリア。きれいに見えるが痛みが激しく、補修されたようには見えない。

Photo.3 Brasília — Nice at a glance, but heavily deteriorated, and untreated

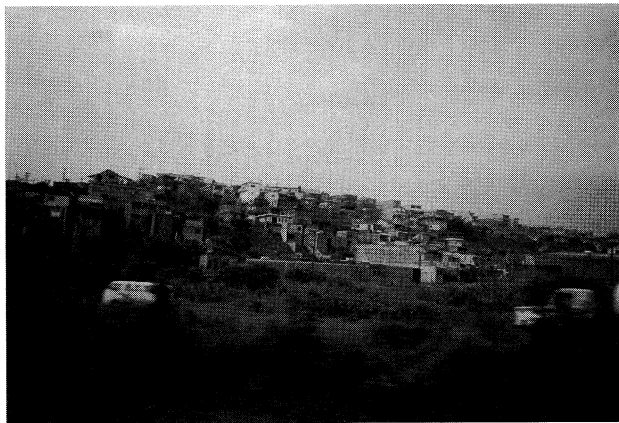


写真-2 ファベラ (スラム街)

Photo.2 Favela, a slum



写真-4 ブラジリア。連邦道路局にてヒアリング。説明者は交通部長Mr.Chequer、JICAにて来日経験あり。

Photo.4 Brasília — Meeting at federal road bureau, presenter was Mr. Chequer, chief of traffic division, having an experience visiting Japan by JICA

化に関しては、ブラジルは概ね成功しているように見受けられた。(写真-1)(写真-2)(写真-3)(写真-4)

## 5. アルゼンチン

アルゼンチンは第一次大戦以降の世界の穀倉地帯として大いに繁栄し、ことに首都ブエノスアイレスの美しさは誠に例えようがない。ただ、アルゼンチンは道路建設の歴史は浅く、国が正式に道路を管理し始めたのが1930年以降である。当初は、石油に掛けた燃料税を主体に道路建設を行っていたが、フォークランド戦争後の2回のハイインフレ(5,000%!)で道路に振り向ける資金が枯渇したため、民間企業委託法を定め、道路の建設・管理を民間に委託することとした。既に建設されている道路についても民間が管理できるものとしている。具体的には、国道1万kmを入札にかけ、13者に対してコンセッションを与え、道路の建設・管理を委ねている。ブエノスアイレスへの車の出入りは主要幹線あたり最大24万台/日にも達し、周辺400kmの主要幹線は全て民営化して

いる。このように、採算性については楽なので、資金については、民間がすべて調達を行い、政府がその債務を保証することもない。また、交通量の最低保障もない。アルゼンチンのBOTは、郊外の国道9,000kmを民営化することから始まり、当初は有料化に対して苦情はでたものの、従前の例の通り、順調に推移している。(写真-5)(写真-6)(写真-7)

## 6. チリ

チリはアジェンデ政権を倒したピノチェトが高度の自由経済政策を実施した(1970年代から一貫した経済政策を実施、例えば法人税が15%の低率、消費税は18%であるが所得税の対象となる国民は1,400万人の内30万人)ため南米ではもっとも安定した国となっている。ここでは道路にのみならず、細長い海岸線を生かした港湾の整備にBOTの手法を導入している。



写真-5 ラプラタ川。対岸が見えない。水平線にボツンと見えるのは水道の取水塔。

Photo.5 The La Plata River — Unable to see opposite side of river, a water inlet shed seen in point of far water



写真-7 ブエノスアイレスの街並み。非常に美しい。

Photo.7 City of Buenos Aires, a beautiful city

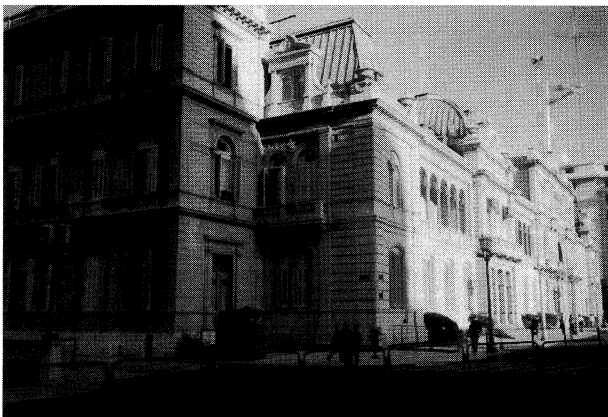


写真-6 大統領官邸。二階のバルコニーであのエビータが演説したそうである。

Photo.6 The Presidential residence — Evita gave an address from the balcony at second level

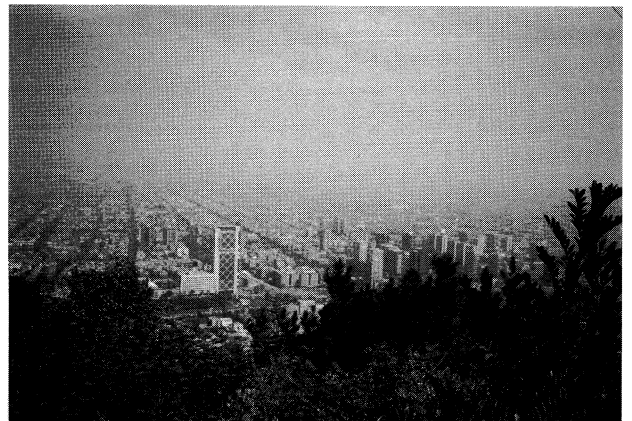


写真-8 サンチアゴ。年間降雨量が5~100mmと少なく、街全体がほこりっばい。

Photo.8 Santiago — Total rainfall is as small as 5 to 100mm, dusty throughout the city

チリは食糧を開発した隣接するアルゼンチンなどから海岸線に至る道路を整備して一大貿易国にしたいと考えており道路整備の潜在的欲求は高い。JICAの専門家としてJHの職員が派遣されている。また、南部のチロエ島に吊橋を架け観光産業を興したいとの大統領の意向がある。道路の民営化については、パンアメリカンハイウエーのメロントネルなどがあるが、今後の事業の拡大が計画されている。(写真-8)(写真-9)

## 7. メキシコ

メキシコは1988年から1994年にかけて5,600kmの高速道路の整備にBOTを導入した。5,600kmを52の区画に分けて銀行が5カ所、国内のゼネコンが28カ所、州政府が19カ所を落札した。結果的に見てこの最初の試みは失敗に終わった。すなわち、5,000kmを5年間で作ってしまったため人件費が37%も上がってしまった、すぐそばに無料の国道の併設を法律で義務づけたため利用者が大

幅減(予測比-47%)、料金設定が高すぎた、銀行から融資を受けたがその利子負担に耐えられなかったなどである。

1994年からの第2次BOTは国が利益保証、外国資本の参加可能、国自体も開発銀行などを通じて入札に参入できる、用地買収は国が行うなどの施策を打ち出している。1995年に第1回の入札があり18者が参加したが審査基準に満たないものが多く落札に至っていない。また重点課題としてNAFTA絡みのアメリカ国境付近の高速道路等の整備を進めている。(写真-10)(写真-11)

## 8. 求められる技術

いずれにしても各国とも道路の建設技術よりは道路の経営に重点を置かざるを得ない状態であり、施策として重点的に進めている技術的な面を強いて上げるとすればメンテナンス技術である。

ブラジル、チリでも橋梁、構造物のデータベース化、



写真9 サンチアゴ。右より相葉氏・前氏・八木氏。

Photo.9 Santiago — Mr.Aiba, Mr.Mae, Mr.Yagi, from right to left

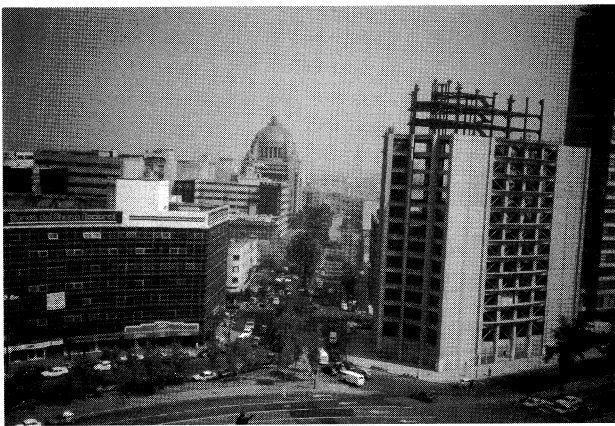


写真-10 メキシコシティ。建設中のビルが放置されている。

Photo.10 Mexico City — Building remained incomplete

ネットワーク化を進めていた。

ただし、メキシコでは、「メスカラ橋」のような、3主塔タイプの斜張橋もあり、意欲的な構造物も多い。

なお、ETCはすでにアルゼンチン、メキシコで導入済みで、ブラジルでも導入に向けて研究中である。

## 9. その他のこと

各国に共通しているのはスラム街の存在である。ブラジルでは「ファベラ」、メキシコでは落下傘を意味するスペイン語で俗称されている。ただ、彼らは都会ではメイド、作業員などの重要な人的資源の供給元となっており彼ら抜きでの生活は成り立たない状態である。メキシコで票田確保のため、選挙の度にスラム街が良くなるといわれ、徐々にではあるが生活水準も上がってきており治安も回復しつつある。しかし、市内の銀行などの要所所にはライフルで武装した警官やガードマンが警備しており、ギャング団がまだまだ横行しているとのことである。筆者も現地調査中にスラム街に警官隊10数人が踏



写真-11 コロンブス記念塔。街路の真中にアイランドを設けて、このような記念塔が多く建てられている。

Photo.11 Columbus Memorial — There are a lot of memorial objects with elevated curb in streets



写真-12 チリ。サンチアゴ西方の海岸部都市バルパライソにて。街の雰囲気ものどかで安定している。

Photo.12 Chile — At a seashore city of Valparaíso, west of Santiago, a tranquil and stable atmosphere

み込むのを目撃したが、麻葉絡みであるとのこと。

比較的治安の安定している印象を受けたのがチリである。チリの軍人、警察軍のプライドは高く腐敗には厳しく対処するそうで、市民の表情も安定しているように見えた。(写真-12)

## 10. 最後に

行きも帰りもエコノミー席での20時間であったが、行きはメタルカラーで有名な作家をかいま見た。この方は、ブラジルへの思い出が強く、何かとブラジルの勢威を上げるために頑張っておられるので、今回勲章を頂いたとこのことを、帰ってきてから雑誌で知った。思わぬ一面を見ることが出来た。また、南米諸国の昼飯の長さには、本当に羨ましい思いがしたが、翻って誠に我が国民性を改めて認識した次第である。

最後に、このような機会を与えて頂いた、本四公団の関係者各位、(財) 高速道路調査会の関係者各位、同行した相葉忠一氏並びに前浩久氏、チリでお世話になった八木恵治氏に深く感謝いたします。

## ■明石海峡大橋の橋梁照明

世界最長となる明石海峡大橋には、大阪湾ベイエリアに魅力ある新たな景観を創出し、地元経済への波及効果、特に観光復興に果たす役割にも大きな期待が寄せられている。この観点から、本州四国連絡橋公団、兵庫県及び神戸市は、明石海峡に良好な夜間景観を創出することにより明石海峡大橋の利用促進を図るとともに、観光復興をはじめとする地域の振興を図ることを目的として明石海峡大橋に橋梁照明を設置している。

設置計画に当たっては、品位と風格を備えた橋梁照明とするため、周辺の自然環境、歴史的景観、船舶航行への影響、光のバランス等を考慮し、各主構造に照明器具を次のとおり配置することとした。

- ①主塔は、塔全体を浮かび土がらせる投光照明を行う。
- ②ケーブルは、曲線美、季節や時間の変化を表現できるように、1本あたり2列のRGBイルミネーション（赤、青、緑のランプを1セットとして多様な色彩の発色が可能）による彩色照明を行う。
- ③補剛桁は、連続感とボリューム感を表現するため、

道路床版下部へ投光照明を行う。

- ④アンカレイジは、全体を柔らかく浮かび上がらせるよう、投光照明を行う。

明石海峡大橋の橋梁照明は、平成9年10月より試験点灯（巻頭写真参照）を行い、地方協各位による見え方調査が行われた。今後、最適な点灯パターンや光景を検討し、来る4月5日の供用開始に備える予定である。

（文責：工務部工務第一課長代理 上村博文）

**表-1 照明器具総括表**

名 称	設置場所	ランプ仕様	灯 数	色
主塔照明	主塔基礎	メタルハロイドランプ 2000W	10台×2基	白
	補剛桁、主塔基礎	メタルハロイドランプ 1000W	36台×2基	白
	主塔基礎	メタルハロイドランプ 700W	12台×2基	白
ケーブル照明	ハンドロープ支柱	カラー高輝度放電管 27W×3色	271台×4列	RGB
補剛桁照明	桁内管理路付近	メタルハロイドランプ 250W	132台×2列	白
		メタルハロイドランプ 100W	1台×2列	白
		メタルハロイドランプ 100W	139台×1列	白
アンカレイジ照明	アンカレイジ全周	水銀ランプ 250W	66台×2基	白

## ■来島大橋 ケーブル前期工事終わる

平成6年1月より製作架設を進めていたケーブル前期工事は、平成9年11月20日第二大橋のハンガーロープ架設を最後に現場作業を終了した。この間約72万時間の無事故・無災害記録を達成し、現在更新中である。

今後、工事ははいよいよ補剛桁架設に移行し、平成11年春の供用に向け急ピッチに進むこととなった。

以下にケーブルの諸元と主な工種毎の経過を示す。

**ケーブル諸元**

項 目	第一大橋	第二大橋	第三大橋
ストランド構成素線数	127本	127本	127本
主ケーブル構成ストランド数	44本/ケーブル	102本/ケーブル	102本/ケーブル
主ケーブル構成素線数	5,588本/ケーブル	12,954本/ケーブル	12,054本/ケーブル
主ケーブル一般部直径 (空隙率20%)	431mm	653mm	636mm
主ケーブル断面積	0.1169m <sup>2</sup>	0.2625m <sup>2</sup>	0.2544m <sup>2</sup>
主ケーブル重量	1,948t	6,877t	6,785t

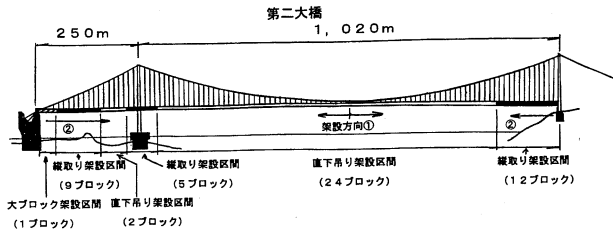
**工事経過**

工 種	第一大橋	第二大橋	第三大橋
ストランド製作開始	H7.8.-	H7.11.-	H6.9.21
ストランド製作完了	H8.5.-	H8.11.12	H7.11.-
パイロットロープ渡海	H8.6.5	H8.10.23	H8.10.23
キャットウォークロープ架設開始	H8.7.1	H9.3.10	H9.1.22
キャットウォーク床組架設開始	H8.7.30	H9.4.10	H9.2.24
キャットウォーク完成	H8.9.21	H9.6.10	H9.4.5
ストランド引出し開始	H8.10.7	H9.7.7	H9.4.25
ストランド引出し完了	H9.1.14	H9.8.9	H9.6.24
スクイズ開始	H9.2.5	H9.9.8	H9.7.14
ケーブルバンド架設開始	H9.3.4	H9.10.14	H9.8.22
ハンガーロープ架設開始	H9.3.28	H9.11.3	H9.9.18
ハンガーロープ架設完了	H9.4.18	H9.11.21	H9.10.3
補剛桁架設工事への引き渡し	H9.4.25	H9.12.8	H9.10.13

（文責：工務部工務第二課長代理 中元雄治）

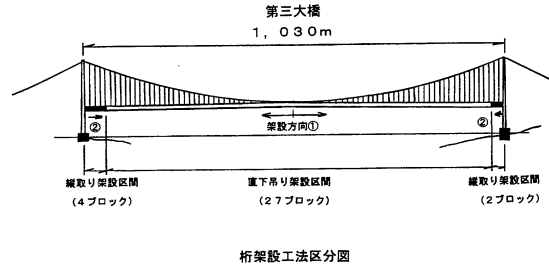
■来島大橋補剛桁架設工事の現況と予定

補剛桁工事は、来島3橋の製作架設を6工区に分割して施工している。製作では平成9年11月末までに部材検査を完了したブロックは、第一大橋で100%、第二大橋で85%、第三大橋で100%それぞれ進捗している。また、架設は平成9年内に第一大橋の中央径間および3P~4A側径間の架設を終えた(巻頭写真参照)。今後、製作



は架設工程に合わせ順次完成させ、架設は第一大橋で平成10年4月まで、第二大橋は平成10年春頃から秋頃まで、第三大橋は平成10年年頭から春頃までにそれぞれ架設を終える予定である。

第二、三大橋の架設工法区分を図に示す。



(文責：工務部工務第二課長代理 中元雄治)

■西瀬戸自動車道 陸上部工事順調

西瀬戸自動車道(瀬戸内しまなみ海道)は、因島北IC~因島南IC間(3.4km)の平成10年4月開通区間を除き、平成11年春の開通予定である。

現在、各区間ともに順調に工事を進めているが、11月末現在の進捗状況を以下に示す。

(尾道大橋関連区間)

尾道側の建設省施工区間および向島側の陸上部は、土工・橋梁下部工に着手しており、橋梁上部工は詳細設計または設計照査を実施中である。

(生口橋関連区間：因島北IC~因島南IC)

土工工事2件のうち1件の土工工事を竣工した。現在舗装工事および造園工事を実施中で、標識工事は近く着手する予定である。

(多々羅大橋関連区間：生口島南IC~大三島IC)

生口島側は、土工および橋梁下部工事を施工中である。橋梁は1橋を竣工し、残り1橋は設計照査中で近く着手する予定である。一方、大三島側は土工工事をほぼ終え、橋梁は多々羅高架橋、大三島IC橋ともに床版工を施工中である。

(来島大橋関連区間：大島南IC~今治南IC)

舗装・施設などの供用関連工事を除き、全ての工事に

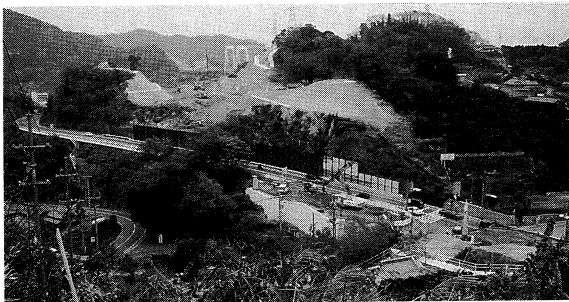
着手している。このうち吉海トンネル、松本高架橋は完成した。大島側から、大島南ICは土工工事中、下田水高架橋は、PC主桁の押し出し架設中である。

今治側の小浦高架橋は約6割の下部工を完成し、PC桁の張出し架設中である。今治北ICは土工工事およびICランプ橋の施工中である。阿方高架橋は約6割の下部工を完成し、PC桁の約4割を架設し、鋼橋部は架設準備中である。

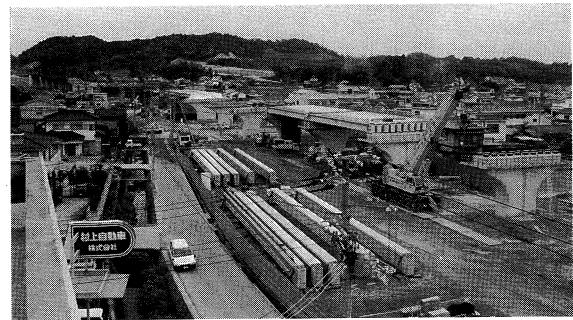
(文責：工務部工務第二課長代理 中元雄治)



来島大橋関連区間 小浦高架橋



尾道大橋関連区間 向島彦ノ上



来島大橋関連区間 阿方高架橋

題 名	執 筆 者	号	年 月
<b>■巻頭言</b>			
発刊にあたって	尾之内由紀夫	No. 1	'77.7
発刊にあたって	蓑輪健二郎	No. 1	'77.7
本四技報の充実発展を願って	井上義光	No. 2	'77.10
「悪くても」と「うまくゆけば」	川崎偉志夫	No. 3	'78.1
技術雑感	浅間敏雄	No. 4	'78.3
技術感想	松崎彬磨	No. 5	'78.7
工事と安全技術	多田安夫	No. 6	'78.10
カレンダーによせて	山本成美	No. 7	'79.1
豊かさは自らの心の中にある	平石茂義	No. 8	'79.4
或る連想—大三島橋の開通式に出席して	富樫勤七	No. 9	'79.7
再び船上会談を	大富 宏	No. 10	'79.10
大三島橋のしゅん功にあやかって	久保村圭助	No. 11	'80.1
ある橋の話	浅谷輝雄	No. 12	'80.4
新しい芽を育てよう	尾之内由紀夫	No. 13	'80.7
文科と橋	向井 清	No. 14	'80.10
橋の建設と維持	下川浩資	No. 15	'81.1
本州四国連絡橋を考える	山根 孟	No. 16	'81.4
Seeing「見ること」	松崎彬磨	No. 17	'81.7
美観・安全性・経済性	大島 久	No. 18	'81.10
基礎とその認識	吉田 巖	No. 19	'82.1
新しい技術と経験	沖中浩一郎	No. 20	'82.4
経験について—森有正の思想をかりて	山本成美	No. 21	'82.7
荒廃するアメリカの躍動	山根 孟	No. 22	'82.10
新しいものへの挑戦	高橋弘篤	No. 23	'83.1
人口をめぐって	柴田啓次	No. 24	'83.4
土木工事雑感	高山 昭	No. 25	'83.7
文科と理科	柴田啓次	No. 26	'83.10
新たななる目標	松崎彬磨	No. 27	'84.1
現場からの土産話	吉田 巖	No. 28	'84.4
因島大橋雑感	大橋昭光	No. 29	'84.6
地域開発橋	高橋信夫	No. 30	'84.7
窓外雑感(みなと・神戸)	今中靖雄	No. 31	'84.10
本州四国連絡橋事業を支える技術	山根 孟	No. 32	'85.1
技術と人間あれこれ	山下文利	No. 33	'85.4
技術開発に思うこと	林 宣熙	No. 34	'85.7
明石海峡大橋への課題	大橋昭光	No. 35	'85.10
大鳴門橋建設をふりかえって	今中靖雄	No. 36	'85.12
明石への道	高橋弘篤	No. 37	'86.1
トップランナーの努め	吉田 巖	No. 38	'86.4
道路の管理について	高橋信夫	No. 39	'86.7
「明石」の事業再開にあたって	遠藤武夫	No. 40	'86.10
最善の努力を結集しよう	山根 孟	No. 41	'87.1
技術力の向上	深田彰一	No. 42	'87.4

視点	花市穎悟	No. 43	'87.7
開通6ヶ月前	松崎 実	No. 44	'87.10
道路整備こそ国家繁栄への道	加瀬正蔵	No. 45	'88.1
伯方・大島大橋の開通によせて	花市穎悟	No. 46	'88.4
技術に謙虚さを	萩原 浩	No. 47	'88.7
「器用人」と技術者	吉住俊彦	No. 48	'88.10
アメリカズカップ	岡田哲夫	No. 49	'89.1
「技術」雑感	平井 清	No. 50	'89.4
着工一年	森本隆也	No. 51	'89.7
道	永井 滋	No. 52	'89.10
本四架橋技術の今後の課題	遠藤武夫	No. 53	'90.1
沙弥島の風景	石山四郎	No. 54	'90.4
本四公団の三つの目的	中平一郎	No. 55	'90.7
天の浮橋、その過去と現在	木村敬宇	No. 56	'90.10
多々羅大橋の起工式を迎えて	旭 一穂	No. 57	'91.1
「豊かさの感じられる社会」の実現のために	高田雅夫	No. 58	'91.4
超長大吊橋と風	飯島武明	No. 59	'91.7
「共生・協調」の重視へ	杉岡 浩	No. 60	'91.10
“道路技術の分野でも国際貢献を”	萩原 浩	No. 61	'92.1
明石海峡大橋の主塔基礎の完成	佐伯彰一	No. 62	'92.4
海洋架橋の歴史	岡田哲夫	No. 63	'92.7
瀬戸大橋を守り、伝える	松本弘輝	No. 64	'92.10
ネクストウェイ	玉田博亮	No. 65	'93.1
科学技術雑感	西内 彬	No. 66	'93.4
役割分担	新野 博	No. 67	'93.7
秋菊の物語	平林忠正	No. 68	'93.10
鉄道再評価と技術的鳥瞰	野村紀夫	No. 69	'94.1
子供達の心に響いた本四架橋	宮崎 潮	No. 70	'94.4
岡山 今と昔	松本敦義	No. 71	'94.7
ポスト四全総への期待	藤原良一	No. 72	'94.10
ケーブル工事雑感	越村一雄	No. 73	'95.1
自然の威力を直視しよう	萩原 浩	No. 74	'95.4
兵庫県南部地震に思う	佐伯彰一	No. 75	'95.7
うましま	松本弘輝	No. 76	'95.10
子規に思う	藤川寛之	No. 77	'96.1
瀬戸大橋雑感	多田和夫	No. 78	'96.4
長大橋技術の継承、高度化	縣 保佑	No. 79	'96.7
瀬戸内しまなみ海道	加島 聰	No. 80	'96.10
ISO9000との出会い	日野西光温	No. 81	'97.1
125年前	菊池徳彌	No. 82	'97.4
企業マインドの実践	辰巳正明	No. 83	'97.7
人工停滞の時代	安田達男	No. 84	'97.10
外国語の奨め	蟹澤康人	No. 85	'98.1

■共通（橋梁下部工）

流れと波が共存する場における流体力の評価について	野村直茂	No. 2	'77.10
太径鉄筋の継手と付着に関する調査	佐伯康二	No. 2	'77.10
風化花崗岩のクリープ特性について	善岡直太郎・森本則行・谷中幸和	No. 2	'77.10
吊橋塔基部のグラウト注入実験	佐伯康二	No. 6	'78.10
鋼設置ケーソン設計要領（案）	奈良平俊彦	No. 7	'79.1
船舶の衝突に対する緩衝工模型実験	大町武司	No. 13	'80.7
大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説（案）	金光 宏・大町武司・樋口康三	No. 13	'80.7
深いニューマチックケーソンの掘削工法に関する検討	金光 宏・野村直茂・大町武司	No. 19	'82.1
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領（案）の確認実験	金光 宏・樋口康三・栗野純孝	No. 21	'82.7

緩衝工の設計要領 (案)	
耐震壁付きRC橋脚の設計 (解析編)	
耐震壁付きRC橋脚の設計 (実験編)	
FEM・RBSMによる基礎の支持力・変形解析	
脚付ケーソン基礎の耐震安定性	
吊橋アンカレイジに用いたマスコンクリートの品質分析	
低発熱コンクリート	
マスコンクリートの塗装に関する調査	
マスコンクリート用高流動コンクリート設計・施工基準 同解説	
マスコンクリートの塗装に関する調査 (その2)	
高架橋の多径間連続化における耐震設計	

神 弘夫・栗野純孝	No. 24	'83.4
塩井幸武・神 弘夫・吉田好孝	No. 26	'83.10
塩井幸武・加島 聡・吉田好孝	No. 27	'84.1
栗野純孝	No. 28	'84.4
塩井幸武・吉田好孝	No. 32	'85.1
宮下 力・吉田好孝	No. 50	'89.4
山田勝彦・新田篤志・二宮仁司	No. 54	'90.4
山田勝彦	No. 58	'91.4
森下尊久	No. 73	'95.1
野村直茂・森下尊久	No. 74	'95.4
山岸一彦・池田 博・大和屋豊・高月俊治	No. 75	'95.7

■共通 (橋梁上部工)

吊橋塔基部の模型実験	
東大維橋におけるケーブル応力の測定調査	
80キロ鋼溶接継手の疲労試験	
吊橋ケーブルの二次応力測定 (平戸大橋)	
鋼床版の変形特性に関する調査	
吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験	
塗装を施した摩擦接合継手の性能試験	
ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験	
長支間道路吊橋の計画 (要約)	
橋梁用ロープの曲げ疲労試験	
PWS用ゲージワイヤの測長精度	
PC斜張橋の紹介	
リブ十字継手の疲労許容応力	
吊構造物を有する橋梁の変位制御に関する考察	
疲労許容応力見直し	
緩衝桁伸縮装置	
吊橋主塔架設時の制振対策	
長大橋梁の点検補修用作業車	
鋼床版舗装	
高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験	
疲労を考慮したトラス部材の製作と検査	
主ケーブル材料としての高強度鋼線	
強風下での吊橋の挙動解析	
二径間吊橋の構造検討	
上部構造設計基準の改訂と運用	
本州四国連絡橋での摩擦接合用高力ボルトの使用実績	
大型風洞施設	
本州四国連絡橋におけるFEM解析の適用事例	
長大橋梁の維持管理	
高力皿ボルトを使用した鋼床版現場継手の特性	
吊橋ケーブル防食方法の検討	
鋼橋等塗装基準の改訂	
耐力点締付法を用いる摩擦接合用高力ボルトの品質	
吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理	
中間橋脚を有する斜張橋の構造特性	
吊橋主塔設計要領の安定照査法	
鋼床版の横リブ設計法に関する調査試験	
高張力鋼の長寿命での疲労強度	
ピン定着ケーブルバンドの構造特性	
新たな機構の碍子活線洗浄装置の疲労実験	

加島 聡	No. 1	'77.7
北川 信	No. 1	'77.7
奥川淳志	No. 2	'77.10
北川 信	No. 3	'78.1
福井幸夫	No. 4	'78.3
奥川淳志	No. 5	'78.7
榎波義幸・越智 勝・森 邦久	No. 6	'78.10
多田和夫	No. 7	'79.1
川崎偉志夫	No. 8	'79.4
岸本良孝・竹之内博行	No. 11	'80.1
鈴木周一	No. 12	'80.4
小川英信・岡野 哲	No. 13	'80.7
竹名興英・岸本良孝・伊藤文夫	No. 16	'81.4
金光 宏・樋口康三	No. 18	'81.10
旭 一穂・竹名興英・平野 茂	No. 18	'81.10
松浦章夫	No. 20	'82.4
成井 信・金崎智樹	No. 21	'82.7
室谷貞雄	No. 22	'82.10
村上憲司・新田篤志	No. 22	'82.10
香川祐次・岸本良孝	No. 25	'83.7
阪本謙二・鳥海隆一	No. 35	'85.10
森山 彰	No. 50	'89.4
辰巳正明・秦 健作	No. 53	'90.1
吉田 修	No. 56	'90.10
奥川淳志・高城信彦	No. 58	'91.4
奥川淳志・高城信彦・大江慎一	No. 59	'91.7
保田雅彦・鈴木周一・勝地 弘	No. 59	'91.7
奥川淳志・高城信彦・山口和範	No. 60	'91.10
糸日谷淑光	No. 60	'91.10
奥川淳志・高城信彦・大江慎一	No. 61	'92.1
保田雅彦・鈴木周一・木村一也	No. 61	'92.1
糸日谷淑光	No. 62	'92.4
高城信彦	No. 63	'92.7
林 義信・平野信一	No. 65	'93.1
奥川淳志・高城信彦・山口和範	No. 65	'93.1
高城信彦	No. 66	'93.4
松本 毅・遠藤和男	No. 66	'93.4
奥川淳志・大江慎一	No. 66	'93.4
大橋治一	No. 67	'93.7
井上 徹・広田昭次	No. 67	'93.7

デッキとスティフナの溶接部の疲労実験	松本 毅・遠藤和男	No. 67	'93.7
鋼圧縮部材の残留応力調査	奥川淳志・高城信彦・大江慎一	No. 68	'93.10
海上橋梁における横風による自動車走行性への影響	田島照義	No. 71	'94.7
斜張橋主桁腹板の座屈実験報告	藤井裕司・山口和範・遠藤和男	No. 71	'94.7
長期防錆型塗装の塗膜劣化メカニズム解明へのアプローチ	中元雄治	No. 72	'94.10
新設計活荷重と既設橋の照査	藤井裕司・松本 毅	No. 72	'94.10
吊橋式橋梁鋼床版箱桁ダイヤフラム部の疲労試験	奥川淳志・大江慎一	No. 72	'94.10
「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)」の運用上の留意点	大橋治一・大川宗男	No. 75	'95.7
鋼橋における固定支承の地震時の挙動と支点部補強	樋口康三・大橋治一	No. 77	'96.1
ボルト締付試験報告	奥田 基・矢野賢晃・末廣弘靖	No. 77	'96.1
高力ボルトの緩み確認へのアプローチ	林 義信・森脇正生	No. 78	'96.4
吊橋主塔の引張接合継手の製作架設	佐々木雅敏・宮口典博・山口和範	No. 82	'97.4
長大トラス吊橋のハンガー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・大川宗男	No. 82	'97.4
送気乾燥による吊橋ケーブル防食試験	古家和彦	No. 84	'97.10
鋼床版構造の長寿命域疲労試験結果	大橋治一・梁取直樹	No. 85	'98.1
主塔点検補修用ロボットの開発	土山正己・坂本光重	No. 85	'98.1

## ■共通(その他)

気象海象予測手法	西野新造	No. 3	'78.1
閃光式航空障害灯調査	亀山正俊	No. 4	'78.3
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測手法	黒滝義則・加島延行	No. 4	'78.3
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測結果	黒滝義則	No. 8	'79.4
埋蔵文化財調査	長尾和守	No. 11	'80.1
海中工事における潮流条件の設定	山田勝彦	No. 12	'80.4
大気測定車による大気質調査	阿部明弘	No. 15	'81.1
既存橋梁の架橋インパクト分析	黒瀧義則	No. 23	'83.1
本州四国連絡橋におけるレーダ電波障害軽減策	佃 長次	No. 51	'89.7
改良型灯浮標の設計・製作	石橋良哉・井上 徹	No. 51	'89.7
本州四国連絡橋公団の工業所有権について	森谷俊美	No. 63	'92.7
トンネル内ラジオ再放送設備	山中 清	No. 64	'92.10

## ■神戸～鳴門ルート

### ・明石海峡大橋

明石海峡における海中防食試験	森本隆也	No. 1	'77.7
大型振動台による下部構造—地盤系の模型実験(その1)	樋口康三	No. 3	'78.1
大型振動台による下部構造—地盤系の模型実験(その2)	樋口康三	No. 4	'78.3
神戸層水ジェット掘削試験	藍谷武紀	No. 5	'78.7
神戸層載荷試験	高橋幸蔵・有田 稔	No. 5	'78.7
明石海峡大橋補剛桁風洞実験	加島 聰・大橋治一・秋山晴樹	No. 6	'78.10
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験	加島 聰・田中宗博	No. 7	'79.1
舞子沖地質調査(その1)工事報告	神 弘夫	No. 10	'79.10
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験(その2)	加島 聰・古屋信明	No. 14	'80.10
明石海峡大橋海中基礎の調査概況	奈良平俊彦	No. 15	'81.1
明石海峡大橋主塔基礎の施工法検討	奈良平俊彦・加島 聰	No. 16	'81.4
舞子沖地質調査(その2)工事報告	神 弘夫	No. 17	'81.7
舞子沖地質調査工事報告(3)	神 弘夫・岩屋勝司・土田 宝	No. 23	'83.1
傾斜二層地盤の支持力に関する検討	塩井幸武・神 弘夫・栗野純孝	No. 25	'83.7
松帆沖地質調査	岩屋勝司・土田 宝・小林克己	No. 28	'84.4
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験(その3)	北川 信・森 邦久	No. 34	'85.7
明石海峡大橋主塔基礎施工調査	岩屋勝司・土田 宝・植村和宏	No. 34	'85.7
明石海峡大橋の耐震設計	河口浩二	No. 49	'89.1

明石海峡大橋 2P・3Pケーソン設計・製作	鈴木幹啓・佐々木雅敏・鳥海隆一・土谷政治……	No. 51	'89.7
明石海峡大橋大規模水中コンクリート実験	坂本光重・樋口康三・北口雅章……No. 51	No. 51	'89.7
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験 (その4)	高塚正修・佐々木雅敏・土谷政治……No. 52	No. 52	'89.10
明石海峡大橋主塔基礎の設計 (第一報)	保田雅彦・鈴木幹啓・樋口康三……No. 52	No. 52	'89.10
明石海峡大橋耐風設計要領 (案)	辰巳正明・秦 健作・竹内政彦……No. 52	No. 52	'89.10
明石海峡大橋補剛桁の耐風性 (中間報告)	保田雅彦・平原伸幸……No. 52	No. 52	'89.10
明石海峡大橋 2P・3P鋼ケーソン設置	高塚正修・佐々木雅敏・北口雅章……No. 53	No. 53	'90.1
明石海峡大橋ケーソン沈設設備	坂本光重・藤原洋一・広田昭次……No. 53	No. 53	'90.1
明石海峡大橋主塔の安定性 (主塔断面形状の選定)	岡野 哲・栗野純孝・森下尊久……No. 54	No. 54	'90.4
明石海峡大橋作業基地の設計と施工	阿部宏宏・栗原敏広・池田定三……No. 55	No. 55	'90.7
明石海峡大橋上部工耐震設計法の検討	辰巳正明・藤田和朗・池末泰輔……No. 56	No. 56	'90.10
明石海峡大橋 1Aアンカレイジ基礎の設計・施工 (その1)	加島 聰・佐野幸洋……No. 59	No. 59	'90.7
明石海峡大橋 2P・3P主塔基礎特殊水中コンクリートの施工	岡田凌太・上田忠夫・那須清吾……No. 59	No. 59	'91.7
明石海峡大橋 1Aアンカレイジ基礎の設計・施工 (その2)	加島 聰・佐野幸洋……No. 60	No. 60	'91.10
明石海峡大橋大型風洞試験全橋模型	保田雅彦・鈴木周一・勝地 弘……No. 60	No. 60	'91.10
橋梁用マスコンクリートにおける二成分系低発熱型高流動コンクリートの開発 (その1)	金沢克美・有馬 勇・末永清冬・村田知司……	No. 62	'92.4
明石海峡大橋 4Aアンカレイジ土留工の設計と施工	有馬 勇・末永清冬・村田知司……No. 62	No. 62	'92.4
橋梁用マスコンクリートにおける二成分系低発熱型高流動コンクリートの開発 (その2)	有馬 勇・末永清冬……No. 63	No. 63	'92.7
明石海峡大橋ケーブルアンカーフレームの設計	平野 茂・矢野賢晃……No. 63	No. 63	'92.7
明石海峡大橋主塔基礎 2Pコンクリートプラント船の動揺計測解析	岡田凌太……No. 64	No. 64	'92.10
明石海峡大橋 2P・3P気中コンクリート工事	岡田凌太・上田忠夫・那須清吾……No. 66	No. 66	'93.4
明石海峡大橋主塔基礎地盤変位の計測と評価 (第一報)	山縣 守・吉田好孝・岡田凌太・那須清吾……	No. 66	'93.4
明石海峡大橋大型風洞試験 (一様流試験結果)	保田雅彦・鈴木周一・勝地 弘……No. 67	No. 67	'93.7
明石海峡大橋主塔の景観設計	保田雅彦・吉田好孝……No. 67	No. 67	'93.7
明石海峡大橋大型風洞試験の乱流試験結果 (第一報)	北川 信・鈴木周一・勝地 弘……No. 68	No. 68	'93.10
明石海峡大橋の主塔制振対策	辰巳正明・森 邦久・秦 健作……No. 68	No. 68	'93.10
明石海峡大橋 1A・4Aケーブルアンカーフレーム工事施工実績	糸日谷淑光・有馬 勇……No. 69	No. 69	'94.1
低発熱型コンクリートの温度応力ひび割れ特性	那須清吾……No. 69	No. 69	'94.1
明石海峡大橋サドルの設計・製作	吉元都男・福永 勸……No. 69	No. 69	'94.1
明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造 (その2)	河口浩二・福永 勸……No. 71	No. 71	'94.7
明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造 (その1)	河口浩二・福永 勸……No. 70	No. 70	'94.4
低発熱型コンクリートの耐ひび割れ特性とその評価方法	那須清吾……No. 70	No. 70	'94.4
明石海峡大橋主塔の製作・精度管理	秦 健作・小林義弘……No. 70	No. 70	'94.4
明石海峡大橋のフラッター特性に関する検討	北川 信・鈴木周一・勝地 弘……No. 71	No. 71	'94.7
明石海峡大橋のパイロットロープ渡海	河口浩二・福永 勸・北川竜三……No. 71	No. 71	'94.7
明石海峡大橋 1Aアンカレイジ基礎中詰コンクリートの施工	糸日谷淑光・斉藤哲男……No. 72	No. 72	'94.10
明石海峡大橋 1A・4Aアンカレイジの施工報告	有馬 勇・糸日谷淑光……No. 73	No. 73	'95.1
明石海峡大橋の道路床組の設計	金崎智樹・大江慎一・井上純三……No. 73	No. 73	'95.1
明石海峡大橋のキャットウォーク構造	河口浩二・福永 勸……No. 74	No. 74	'95.4
明石海峡大橋大型風洞試験でのガス応答特性に関する検討	北川 信・金崎智樹・勝地 弘……No. 75	No. 75	'95.7
明石海峡大橋補剛トラスの設計	金崎智樹・大江慎一・井上純三……No. 75	No. 75	'95.7
明石海峡大橋プレキャストパネルの設計・施工	那須清吾・斉藤哲男……No. 76	No. 76	'95.10
兵庫県南部地震による明石海峡大橋の修正設計	保田雅彦・大江慎一・河口浩二……No. 77	No. 77	'96.1
明石海峡大橋主塔架設工事報告	秦 健作・小林義弘……No. 78	No. 78	'96.4
明石海峡大橋補剛桁架設 (大ブロック架設)	大江慎一・伊藤進一郎・河藤千尋……No. 79	No. 79	'96.7
明石海峡大橋アンカレイジの上屋計画	徳永剛平・石原和幸……No. 81	No. 81	'97.1
明石海峡大橋船舶緩衝工の設計	帆足博明・谷口貴成……No. 81	No. 81	'97.1
・大鳴門橋			
大鳴門橋における多柱式基礎の設計	上田浩司・土田泰秀……No. 7	No. 7	'79.1

大鳴門橋多柱式基礎の施工報告	遠藤武夫・赤間 信	No.10	'79.10
大鳴門橋支持岩盤の確認	宮島圭司	No.11	'80.1
大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計	田中淳之	No.13	'80.7
大鳴門橋主塔風洞実験	田中淳之	No.16	'81.4
大鳴門橋ケーブルサドルの設計	田中淳之・藤井裕司	No.18	'81.10
大鳴門橋アンカレイジの施工報告	山口浩二	No.19	'82.1
大鳴門橋主塔の製作・架設	田中淳之	No.21	'82.7
大鳴門橋バックスティ径間の製作	多田和夫	No.24	'83.4
大鳴門橋ケーブルサドルの製作	鈴木周一	No.26	'83.10
大鳴門橋ケーブル製作	奥田 基	No.27	'84.1
大鳴門橋ケーブルバンドの設計	淵田政信・鈴木周一	No.28	'84.4
側塔を有する吊橋のケーブル架設工法(大鳴門橋)	淵田政信・鈴木周一	No.30	'84.7
大鳴門橋の補剛桁製作工事	淵田政信・江藤隆男	No.34	'85.7
大鳴門橋と関連区間の開通	松本弘輝	No.36	'85.12
大鳴門橋補剛桁架設工事	淵田政信	No.36	'85.12
大鳴門橋と関連区間の開通	奈良平俊彦	No.36	'85.12
大鳴門橋関連区間の維持管理設備	谷口 肇	No.36	'85.12
大鳴門橋照明用柱の耐風検討	山田勝彦・秋元茂男	No.36	'85.12
大鳴門橋ケーブル工事—その品質・精度	多田和夫	No.36	'85.12
大鳴門橋基礎の挙動計測	樋口康三・小野下武	No.36	'85.12
大鳴門橋関連区間の陸上部工事	西川雅博	No.36	'85.12
大鳴門橋振動実験の報告	田中淳之・岩屋勝司・淵田政信	No.36	'85.12
大鳴門橋の橋面舗装	淵田政信・川西芳則	No.36	'85.12
大鳴門橋動態観測システム	多田和夫・亀山正俊・森下尊久	No.36	'85.12
大鳴門橋緩衝工計画	金沢克義	No.36	'85.12
大鳴門橋に関する二・三の思い出	小川英信	No.36	'85.12
大鳴門橋関連区間陸上部橋梁の塗膜劣化調査	中元雄治	No.70	'94.4

・門崎高架橋

門崎高架橋の橋梁計画	宮下 力・古家和彦・熊野善彦	No.19	'82.1
門崎高架橋岩ケーソン施工報告	宮下 力・土居敏彦・矢野保広	No.21	'82.7
門崎高架橋の風洞試験	大島 久・宮下 力・大橋治一	No.22	'82.10
門崎高架橋上部工の架設(計画編)	宮下 力・大橋治一・真辺保仁	No.26	'83.10
門崎高架橋上部工の設計・製作	土居敏彦・大橋治一・中尾俊哉	No.26	'83.10
門崎高架橋上部工の架設(架設編)	宮下 力・大橋治一・真辺保仁	No.27	'84.1
門崎高架橋の橋面舗装	吉田 修・中尾俊哉	No.30	'84.7
門崎高架橋の振動実験および風による振動計測	吉田 修	No.36	'85.12
門崎高架橋仮設備撤去工事	淵田政信・川西芳則	No.41	'87.1

・上記以外の橋梁

撫養橋4Pオープンケーソン施工報告	大町武司・武山哲郎・中尾俊哉	No.21	'82.7
亀裏高架橋の施工	富岡 紘・山本茂樹	No.24	'83.4
伊弉高架橋下部工施工計画	植田正弘・才川 勉・中村富二夫	No.25	'83.7
撫養高架橋杭の載荷試験	吉田 修・加藤嘉津次	No.31	'84.10
撫養橋の風洞実験	田中淳之・多田和夫・長谷川芳己	No.33	'85.4
撫養橋上部工の設計と施工	秋山晴樹・加藤嘉津次・秦 健作	No.40	'86.10
松帆高架橋におけるアフターボンドPC鋼より線の施工	徳永剛平・吉中眞一郎	No.80	'96.10
撫養南高架橋の動的解析	高月俊治・谷口貴成	No.80	'96.10
舞子高架橋ケーソン基礎の施工	山田郁夫・西野直均・小河正次	No.81	'97.1
撫養橋(上下線並列橋)の耐風応答特性	帆足博明・谷口貴成・貴志友基	No.82	'97.4
灘川橋の設計と施工	川戸 彰・大川宗男	No.83	'97.7
茶間川橋の設計と施工	川戸 彰・大川宗男	No.84	'97.10

・その他

和泉層群ののり面工	原崎郁夫	No.11	'80.1
-----------	------	-------	-------

津名一宮IC・洲本IC間における地盤改良工	阿部和智・高嶋 勉……………No. 38	'86.4
西淡一大毛地区の修景緑化	伊吹浩太・岩垣富春・鎌田義人……………No. 38	'86.4
淡路島南パーキングエリアの土壌式無放流・汚水処理設備	谷口 肇・中田昌利・谷 進……………No. 38	'86.4
鳴門黒山地区の強風対策	山田勝彦・池田昭欣……………No. 41	'87.1
道路建設と埋蔵文化財調査—淡路島内本四連絡道路における例—	細井 忍・原崎郁夫・平下忠一……………No. 44	'87.10
切土のり肩の設計施工（淡路島内本四連絡道路緑PA）	永井俊男・山本茂樹……………No. 45	'88.1
神戸側陸上部道路計画概要	蟹沢康人・森 章……………No. 53	'90.1
舞子トンネル区間の地質と調査坑試験	河野英雄・鳥居 聡……………No. 57	'91.1
舞子トンネルの設計・施工	河野英雄・三島功裕……………No. 64	'92.10
TBMによる掘削工事報告	三島 功……………No. 65	'93.1
テレビ電波障害影響予測と対策	綾 敬三……………No. 68	'93.10
淡路島側陸上部津名以北区間における大阪層群軟質泥岩の現位置	徳永剛平……………No. 72	'94.10
舞子トンネルにおける作業振動の限界と岩の掘削方法	岡澤達男・板垣勝則……………No. 73	'95.1
未固結土砂地山における大断面トンネルの掘削	岩垣富春・青野 宏・浜村吉昭……………No. 80	'96.10
舞子トンネル明り巻部におけるプレキャスト化工法の設計・施工	岩垣富春・浜村吉昭……………No. 82	'97.4
舞子高架橋PC上部工の設計・施工	山田郁夫・宮口典博・小河正次……………No. 83	'97.7
舞子トンネル北坑口の長大切土法面対策工	青野 宏・石倉健治・亀山寿仁……………No. 83	'97.7
神戸—鳴門ルート of 交通管理・施設維持管理	住吉実雄・吉崎建一・村上茂之……………No. 84	'97.10
舞子地区遮光施設等工事の設計・施工	古家和彦・宮口典博・小河正次……………No. 85	'98.1

## ■児島～坂出ルート

### ・下津井瀬戸大橋

吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法 （下津井瀬戸大橋 1 A）	金光 宏・大町武司・樋口康三……………No. 14	'80.10
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法 （下津井瀬戸大橋 1 A）（その 2）	金光 宏・大町武司・樋口康三……………No. 15	'81.1
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法 （下津井瀬戸大橋 1 A）（その 3）	金光 宏・大町武司・樋口康三……………No. 16	'81.4
下津井瀬戸大橋の塔頂構造の設計	山根哲雄・村瀬佐太美……………No. 17	'81.7
下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討	加島 聰・田中美宇……………No. 20	'82.4
下津井瀬戸大橋ケーブル定着用ロッド疲労試験	谷中幸和・村瀬佐太美……………No. 26	'83.10
下津井瀬戸大橋 4 A アンカレイジの施工（その 1）	山本紀夫・秋山晴樹・中元雄治……………No. 31	'84.10
下津井瀬戸大橋 4 A アンカレイジの施工（その 2）	中元雄治・武藤礼布・上村博文……………No. 32	'85.1
下津井瀬戸大橋 1 A トンネルアンカーの設計施工	竹内覚夫・吉田好孝……………No. 33	'85.4
下津井瀬戸大橋タワーリンクの設計製作	奥川淳志・村瀬佐太美……………No. 34	'85.7
下津井瀬戸大橋塔の製作	奥川淳志・村瀬佐太美……………No. 34	'85.7
下津井瀬戸大橋塔架設工事	奥川淳志・下村 稔……………No. 37	'86.1
下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設（その 1）	奥川淳志・平原伸幸……………No. 39	'86.7
下津井瀬戸大橋キャットウォーク架設（その 2）	奥川淳志・平原伸幸……………No. 40	'86.10
下津井瀬戸大橋のケーブル架設	奥川淳志・平原伸幸……………No. 45	'88.1
吊橋エンドリンクの精密点検	村卸靖訓・渡辺 諭……………No. 78	'96.4
下津井瀬戸大橋 A 3 エンドリンク補修工事報告	池田定三・中西 治……………No. 81	'97.1

### ・櫃石島高架橋

櫃石島高架橋剛結横梁の設計	大町武司・吉田 茂・北口雅章……………No. 33	'85.4
櫃石島高架橋トラス用点検補修用作業車	坂本光重……………No. 39	'86.7
櫃石島高架橋トラスの設計・製作・架設	藤井裕司・佐々木忠俊……………No. 40	'86.10
櫃石島高架橋下部工の施工	北川 信・武田 茂……………No. 41	'87.1
櫃石島高架橋PC上部工の施工	北川 信・池田 博……………No. 43	'87.7

### ・櫃石島橋・岩黒島橋・岩黒島高架橋・羽佐島高架橋

櫃石島橋・岩黒島橋の設計	旭 一穂・新田篤志・田中美宇……………No. 17	'81.7
櫃石島橋・岩黒島橋の架設検討	加島 聰・田中美宇・大江慎一……………No. 19	'82.1
櫃石島橋 3 P 鋼製ケーソン設計	田島照義・高城信彦……………No. 30	'84.7

岩黒島橋下部工事施工報告 (その1)	山根哲雄・飯塚力也・田村 隆 ……No.31	'84.10
岩黒島橋下部工事施工報告 (その2)	丸尾 進・有馬 勇・田村 隆 ……No.32	'85.1
岩黒島橋下部工の詳細設計	保田雅彦・日里正夫・大廣 始 ……No.35	'85.10
岩黒島橋上部工の製作	保田雅彦・毛利徳成・大廣 始 ……No.38	'86.4
櫃石島橋塔底板下面グラウト施工報告	金沢克義・伊藤豊秋 ……No.38	'86.4
岩黒島橋ケーブルの設計と製作	保田雅彦・武山哲郎・野沢 学 ……No.39	'86.7
櫃石島橋塔架設時の動吸振器式制振装置	金沢克義・河口浩二 ……No.41	'87.1
羽佐島高架橋大ブロック架設	飯島邦治・勝地 弘 ……No.41	'87.1
櫃石島橋の形状管理	金沢克義・佐藤昭光・武山哲郎 ……No.42	'87.4
鋼床版現場溶接の自動超音波探傷検査	金沢克義 ……No.43	'87.7
岩黒島橋のケーブル定着ブロック及び支承の設計・製作	大田 亨・藤原 亨 ……No.43	'87.7
櫃石島橋大ブロック架設	金沢克義・佐藤昭光 ……No.45	'88.1
櫃石島橋の船舶緩衝工	金沢克義 ……No.47	'88.7
櫃石島橋・岩黒島橋ケーブル制振装置	馬場賢三・大田 亨・勝地 弘 ……No.47	'88.7
櫃石島橋実橋振動実験	大田 亨・勝地 弘 ……No.48	'88.10
岩黒島高架橋の設計・施工	大田 亨・川戸 彰 ……No.51	'89.7
リンク式伸縮装置に関する現地計測	丸尾 進・藤谷邦夫・石橋清美 ……No.76	'95.10

・与島橋・与島高架橋

与島高架橋の設計	加島 聰・森谷俊美 ……No.25	'83.7
与島高架橋地下連続壁の施工	加島 聰・森谷俊美・川田政史 ……No.31	'84.10
与島橋3P可動支承の設計とローラー耐久試験	平山純一・山岸一彦 ……No.37	'86.1
与島橋の設計	平山純一・山岸一彦 ……No.37	'86.1
与島高架橋ループ部上部工の設計	多田一正・村瀬佐太美・富田大造 ……No.40	'86.10
与島高架橋の施工	村瀬佐太美・富田大造 ……No.42	'87.4
与島高架橋ループ部鋼桁の製作・架設	村瀬佐太美・川上明彦 ……No.45	'88.1

・南北備讃瀬戸大橋

水中発破 (その1)	長坂 進 ……No.1	'77.7
水中発破 (その2)	長坂 進 ……No.2	'77.10
900tonシンカーの製作	佐野幸洋 ……No.12	'80.4
南北備讃瀬戸大橋5P鋼製ケーソン設計・製作	奥川淳志・仁木清貴 ……No.15	'81.1
南北備讃瀬戸大橋5Pケーソン沈設作業	山下理雄・仁木清貴 ……No.17	'81.7
南北備讃瀬戸大橋の海底掘削	山下理雄・大塚岩男 ……No.20	'82.4
南北備讃瀬戸大橋5P海中コンクリートの施工	山中鷹志・坂本光重 ……No.22	'82.10
南北備讃瀬戸大橋3P・4Pケーソン製作施工	山中鷹志・岡澤達男 ……No.22	'82.10
南北備讃瀬戸大橋のアンカレイジ表面仕上	村田正信 ……No.23	'83.1
大型クレーン船を用いたパイロットロープ渡海実験	馬場賢三・平野 茂・吉元郁男 ……No.24	'83.4
南北備讃瀬戸大橋4Aケーブルアンカーフレームの設計	山中鷹志・栗原敏広 ……No.24	'83.4
南北備讃瀬戸大橋7A海中コンクリートの施工	三木啓造 ……No.26	'83.10
北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計	馬場賢三・成井 信・平野 茂 ……No.27	'84.1
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計 (その1)	馬場賢三・成井 信・吉元郁男 ……No.28	'84.4
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計 (その2)	馬場賢三・成井 信・吉元郁男 ……No.30	'84.7
北備讃瀬戸大橋塔の風洞試験	馬場賢三・成井 信・平野 茂 ……No.30	'84.7
南北備讃瀬戸大橋6Pケーソン曳航・沈設～海中コンクリート施工	三木啓造・飯間秀雄・吉川章三 ……No.31	'84.10
南北備讃瀬戸大橋5P緩衝工の調査	山中鷹志 ……No.31	'84.10
南北備讃瀬戸大橋4A・7Aケーブルアンカーフレームの一括設計	栗原敏広・吉川章三 ……No.31	'84.10
南北備讃瀬戸大橋1Aアンカレイジの施工	加島 聰・森谷俊美・徳永剛平 ……No.32	'85.1
南北備讃瀬戸大橋4A供用アンカレイジの設計	馬場賢三 ……No.32	'85.1
南北備讃瀬戸大橋 (上部工) の基本設計	森本隆也・馬場賢三 ……No.33	'85.4
北備讃瀬戸大橋塔製作	成井 信・平野 茂・古家和彦 ……No.33	'85.4
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの製作	成井 信・平野 茂・古家和彦 ……No.34	'85.7
北備讃瀬戸大橋塔架設工事	成井 信・平野 茂・古家和彦 ……No.35	'85.10

南北備讃瀬戸大橋4Aアンカレイジの施工	山中鷹志・栗原敏広	No. 35	'85.10
南北備讃瀬戸大橋の耐風性(その1)	成井 信	No. 37	'86.1
南北備讃瀬戸大橋の耐風性(その2)	成井 信	No. 38	'86.4
南北備讃瀬戸大橋塔製作・架設	山中鷹志・林 義信・金崎智樹	No. 39	'86.7
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験	成井 信・平野 茂・古家和彦	No. 39	'86.7
南北備讃瀬戸大橋7Aアンカレイジの施工	高木 浩	No. 40	'86.10
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験(第二報)	成井 信	No. 41	'87.1
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の詳細設計	成井 信	No. 42	'87.4
南北備讃瀬戸大橋のケーブル架設工事	神 弘夫・奥田 基・梶尾光邦	No. 43	'87.7
北備讃瀬戸大橋道路伸縮装置の設計・製作	成井 信	No. 44	'87.10
北備讃瀬戸大橋緩衝桁軌道伸縮装置の製作	成井 信	No. 44	'87.10
北備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事	成井 信	No. 45	'88.1
自動超音波探傷システムを用いた北備讃瀬戸大橋補剛桁部材検査	成井 信	No. 47	'88.7
南備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事	奥田 基	No. 47	'88.7
グースアスファルト舗装時における鋼床版の挙動	奥田 基	No. 48	'88.10
南北備讃瀬戸大橋上屋工事	北川 信・長谷川芳己	No. 49	'89.1
南備讃瀬戸大橋振動実験	奥田 基・大川宗男	No. 49	'89.1
南備讃瀬戸大橋緩衝工	奥田 基	No. 49	'89.1
南備讃瀬戸大橋の橋体精密点検	林 義信・池田定三・中西 治	No. 80	'96.10
北備讃瀬戸大橋ケーブル送気試験	奥田 基・山下五月・伊香賀信文	No. 82	'97.4

・番の州高架橋

番の州高架橋基礎杭試験(その1)	山本紀夫・兼田和弘	No. 5	'78.7
番の州高架橋基礎杭試験(その2)	山本紀夫・兼田和弘	No. 6	'78.10
番の州高架橋下部工設計	樋口康三	No. 23	'83.1
番の州高架橋リバース杭施工報告	大田 享	No. 23	'83.1
番の州高架橋下部工の施工	岸 寛・河端哲郎	No. 37	'86.1
番の州高架橋トラスの設計・製作	高木 浩	No. 42	'87.4
番の州高架橋鉄道桁の施工	松田大六・大坪正行・山岸 明	No. 44	'87.10
番の州高架橋トラスの架設	松田大六	No. 48	'88.10
番の州高架橋鋼箱桁の架設	松田大六	No. 48	'88.10

・上記以外の橋梁

北浦港橋梁の設計	松田大六・大坪正行・山岸 明	No. 39	'86.7
阿津川橋梁上部工の施工	寺坂典正・佐藤真太郎・磯井祥二	No. 42	'87.4
塩生橋下部工工事	卜部孝夫・成瀬善果	No. 43	'87.7
北浦港橋梁下部工の施工	松田大六・大坪正行・山岸 明	No. 43	'87.7
岸ノ上高架橋PC上部工の設計・施工	藤井周志・角 和夫	No. 45	'88.1
塩生橋上部工の設計・施工	藤井周志・角 和夫	No. 47	'88.7
北浦港橋梁上部工の施工	松田大六	No. 47	'88.7

・その他

児島～坂出ルート海峡部地質調査(その1)	山縣 守	No. 3	'78.1
児島～坂出ルート海峡部地質調査(その2)	山縣 守	No. 4	'78.3
鷲羽山の地質調査	宮下 力・江藤隆男・田村 隆	No. 12	'80.4
鷲羽山トンネル構造形式検討	藤井周志	No. 16	'81.4
鷲羽山地区運搬用坑道の計測結果	呉藤 満・藤井周志・富田大造	No. 19	'82.1
本四備讃線の電気設備	吉田昌弘	No. 23	'83.1
鷲羽山トンネルの施工	長谷川滋・佐藤正人	No. 35	'85.10
下村トンネルの施工と計測	福代博志	No. 37	'86.1
早島IC軟弱地盤対策	城野治三郎・天野弘也	No. 39	'86.7
神道山地区工事	藤井秀夫	No. 41	'87.1
蟻峰山及び福南山両トンネルの施工	菊池浩一・萬藤博志・栗野純孝	No. 42	'88.4
児島～坂出ルート吊橋ハンガーブラケット疲労試験	鳥海隆一	No. 47	'88.7
本四備讃線供用部の軌道工事の施工	山岸 明・真鍋秀志	No. 48	'88.10

児島～坂出ルート橋梁点検補修作業車 与島PA上下水道設備	
瀬戸中央自動車道の遠隔監視制御システム	
瀬戸中央自動車道の道路管理用機械設備	
児島～坂出ルートにおける道路造園及び修景緑化	
瀬戸中央自動車道集中局（電気通信）設備	
瀬戸中央自動車道の料金収受システム	
瀬戸大橋（吊橋・斜張橋）における列車走行試験	
路面温度予測システム	
瀬戸大橋の動態観測	
瀬戸中央自動車道の開通以来の交通量動静分析	
瀬戸中央道における雪氷予測の改良	
瀬戸中央自動車道鴻ノ池SAの駐車場改良	
リンク式伸縮装置の改良	
瀬戸大橋の維持管理、十年（主な損傷とその補修について）	

久保田良司	No. 49	'89.1
伊藤六兵衛・岩崎洋二	No. 49	'89.1
西野盛雄・笠松邦安・山見一馬	No. 50	'89.4
久保田良司・古賀昇	No. 50	'89.4
北肇夫	No. 50	'89.4
西野盛雄・田中俊雄・矢野稔	No. 50	'89.4
土山正己・小笠原保	No. 53	'90.1
岩田充一・梶原博通	No. 54	'90.4
森谷俊美・金子正猪	No. 57	'91.1
岩屋勝司・武山哲郎・大川宗男	No. 57	'91.1
岡田凌太・宮下正之	No. 77	'96.1
土居雅彦・大麻毅	No. 77	'96.1
佃長次・磯井祥二・日高裕司	No. 78	'96.4
林義信・藤谷邦夫・佐伯成己	No. 79	'96.7
保田雅彦・松本毅	No. 85	'98.1

## ■尾道～今治ルート

### ・因島大橋

因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認	
因島大橋ケーブル施工性試験	
因島大橋下部工工事に使用した海砂の品質	
因島大橋及び大三島橋の塗装色の選定	
因島大橋エンドリンクの設計	
因島大橋下部工工事報告	
因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計	
因島大橋風洞試験	
因島大橋塔工事施工報告	
因島大橋塔の製作	
因島大橋塔の振動観測	
因島大橋ケーブル製作	
因島大橋ケーブル架設	
因島大橋補剛桁架設	
因島大橋の橋面舗装	
因島大橋の維持管理設備	
因島大橋上部工工事の回想	
因島大橋と関連区間の概要	
因島大橋関連区間の陸上部工事	
因島大橋の補剛桁閉合と架設時の形状測定・応力測定・振動測定	
因島大橋アンカレイジ上屋工事報告	
因島大橋のケーブル後期工事	
点検補修作業車を利用した因島大橋のメンテナンス	
因島大橋における塗装の維持管理報告	
因島大橋の橋体形状測定とケーブルバンドボルト軸力調査	
因島大橋塗膜調査	
ケーブル被覆構造の評価とアンカレイジ内防食工法	

宮島圭司・村上憲司	No. 3	'78.1
林有一郎・中村守	No. 5	'78.7
平山純一	No. 7	'79.1
吉川利治・阿部和智	No. 8	'79.4
林有一郎・淵田政信	No. 8	'79.4
竹内覚夫・平山純一	No. 10	'79.10
林有一郎	No. 11	'80.1
中村守・岡野哲	No. 14	'80.10
竹内覚夫・池田博	No. 14	'80.10
松崎実・池田博	No. 15	'81.1
松崎実・池田博	No. 17	'81.7
香川祐次	No. 18	'81.10
香川祐次・平野信一	No. 20	'82.4
香川祐次・平原伸幸	No. 25	'83.7
岸本良孝・小林義弘	No. 29	'84.6
第三建設局機械電気課	No. 29	'84.6
旭一穂	No. 29	'84.6
松崎実	No. 29	'84.6
越智啓登	No. 29	'84.6
青野宏	No. 29	'84.6
横原房之助・池田博	No. 29	'84.6
香川祐次	No. 29	'84.6
高橋信・平野茂・末広弘靖	No. 41	'87.1
松井勉・平野茂・金子正猪	No. 43	'87.7
松井勉・平野茂・金子正猪	No. 44	'87.10
山本紀夫・古家和彦・杉山剛史	No. 61	'92.1
石橋清美・簀戸喜一・橋本龍	No. 85	'98.1

### ・生口橋

生口橋の計画と下部工設計	
生口橋接合部実験報告	
生口橋基礎工におけるリーバス杭の施工	
生口橋下部工工事（締切～完成）	
生口橋の耐震固定法と支承構造	
生口橋鋼桁の疲労に関する検討	
生口橋PC桁ケーブル定着部の設計	

富岡紘・天野弘也・仁木清貴	No. 44	'87.10
森邦久・帆足博明・木村一也	No. 49	'89.1
岡田凌太・岡本正美	No. 52	'89.10
山本茂樹・竹本祐造	No. 55	'90.7
山岸一彦・西本聡	No. 56	'90.10
山岸一彦・矢野保広	No. 57	'91.1
山岸一彦・西本聡・矢野保広	No. 58	'91.4

生口橋主桁接合部の設計・施工	山岸一彦・西本 聡・矢野保広	No. 58	'91.4
生口橋の管理用電気通信施設	山中 清	No. 61	'92.1
生口橋塔独立時の同調液体型制振装置	藤原 亨	No. 62	'92.4
生口橋上部工の設計・製作（その1）	藤原 亨	No. 63	'92.7
生口橋照明設計	山中 清	No. 63	'92.7
生口橋上部工の設計・製作（その2）	藤原 亨	No. 64	'92.10
生口橋実橋振動実験	藤原 亨・玉越隆史	No. 65	'93.1
<b>・大三島橋</b>			
大三島橋下部工工事報告	榎波義幸	No. 1	'77.7
大三島橋のコンクリート	高須賀博一・福本英一郎	No. 6	'78.10
大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定	吉川利治・阿部和智	No. 8	'79.4
大三島橋架設時の耐風対策	山岸一彦	No. 9	'79.7
大三島橋関連陸上部工事	日高誠一・神野隆義	No. 9	'79.7
大三島橋と関連区間の概要	大島 久	No. 9	'79.7
大三島橋の塗装	村上憲司	No. 9	'79.7
大三島橋関連維持管理施設の計画と施工	第三建設局機械課	No. 9	'79.7
大三島橋の床版と橋面舗装	山縣 守・福本英一郎	No. 9	'79.7
大三島橋載荷試験	村上憲司	No. 10	'79.10
大三島橋補剛板の座屈実験	吉田好孝	No. 12	'80.4
大三島橋鋼格子床版上の漏水防止対策	帆足博明・日高裕司	No. 74	'95.4
<b>・伯方・大島大橋</b>			
伯方・大島大橋岩盤試験	山縣 守	No. 14	'80.10
伯方・大島大橋岩盤試験解析	井上真三	No. 18	'81.10
伯方・大島大橋の橋梁形式選定	岩屋勝司	No. 20	'82.4
大島大橋上部工基本設計（その1）	山田勝彦・正田伸二	No. 28	'84.4
大島大橋上部工基本設計（その2）	山田勝彦・正田伸二	No. 30	'84.7
伯方・大島大橋下部工施工報告	重村公登・高島 豊	No. 35	'85.10
大島大橋塔の設計製作	谷中幸和	No. 37	'86.1
大島大橋塔架設工事	谷中幸和・福永 勳	No. 40	'86.10
伯方橋上部工の設計製作	谷中幸和・越智節雄	No. 40	'86.10
大島大橋ケーブルストランド架設工事	平野信一・平塚義久	No. 44	'87.10
大島大橋補剛桁ハンガーブラケットの疲労試験	谷中幸和・福永 勳	No. 46	'88.4
大島大橋補剛桁直下吊上げ工法	平野信一	No. 46	'88.4
大島大橋の耐風安定性	平塚義久	No. 46	'88.4
大島大橋補剛桁の製作・架設	福井幸夫・平野信一	No. 46	'88.4
伯方・大島大橋の開通	小川英信	No. 46	'88.4
伯方・大島大橋維持管理設備	吉本正徳・末宗仁吉	No. 46	'88.4
伯方・大島大橋の橋面舗装	日高裕司	No. 46	'88.4
伯方橋上部工の架設	越智節雄	No. 46	'88.4
伯方・大島大橋関連陸上部工事	高嶋 勉	No. 46	'88.4
大島大橋振動実験	平塚義久	No. 48	'88.10
大島大橋の橋体計測	栗原敏広	No. 64	'92.10
<b>・多々羅大橋</b>			
多々羅大橋海峡部地質調査	山本茂樹・小野下武・岡本正美	No. 61	'92.1
多々羅大橋全体耐荷力試験	藤井裕司・鳥海隆一	No. 65	'93.1
多々羅大橋大規模載荷試験	山田勝彦・山縣 守・山本茂樹	No. 68	'93.10
多々羅大橋ジャケット工法	成瀬善果	No. 73	'95.1
多々羅大橋塔完成時の耐風性	藤原 亨・森山 彰	No. 74	'95.4
斜張橋鋼床版の圧縮疲労強度	藤井裕司・大橋治一	No. 76	'95.10
多々羅大橋の下部工施工報告	成瀬善果	No. 76	'95.10
高密度電気探査法による水理地質調査	中元雄治	No. 76	'95.10
多々羅大橋の大型風洞試験（第一報）	北川 信・鳥海隆一・勝地 弘	No. 77	'96.1

長大斜張橋鋼床版の圧縮強度の評価	大橋治一・大川宗男	No.78	'96.4
多々羅大橋の景観設計	森山 彰	No.79	'96.7
多々羅大橋ケーブル制振対策	藤原 亨・森山 彰	No.79	'96.7
多々羅大橋主塔架設系の風洞試験	平原伸幸・森山 彰	No.80	'96.10
多々羅大橋の大型風洞試験（第2報）—複雑な地形の中での ガスト応答について—	秋山晴樹・鳥海隆一・大谷康史	No.83	'97.7
多々羅大橋上部工の架設（第一報）—塔架設および塔付き桁 大ブロック架設—	平原伸幸	No.84	'97.10

### ・来島大橋

来島大橋海峡部地質調査	加島延行	No.54	'90.4
来島大橋原位置岩盤試験	毛利徳成・下村 稔・野間俊男	No.55	'90.7
来島大橋山留工試験	白石哲磨・平井良樹・井上仲男	No.55	'90.7
来島大橋の橋梁計画	片山英二・藤井裕司・荻原勝也	No.56	'90.10
来島大橋の耐震設計	山田勝彦・福永 勸	No.57	'91.1
来島大橋の設計地盤定数（領家型風化花崗岩を対象として）	山田勝彦・福永 勸	No.58	'91.4
来島大橋主塔の耐風特性	大橋治一・楠原栄樹	No.59	'91.7
来島大橋上部工の耐震性	大橋治一・中村哲也	No.62	'92.4
来島大橋補剛桁の耐風性	大橋治一	No.65	'93.1
来島大橋建設工事用海底ケーブルの敷設	中島国雄・矢野 稔	No.67	'93.7
来島大橋下部工の設計概要	森 邦久・山田郁夫	No.69	'94.1
来島大橋5Pケーソンの電気防食	高城信彦・金保 勉・清見博英	No.69	'94.1
来島大橋主塔の景観設計	大橋治一・磯江 浩	No.70	'94.4
来島大橋主塔の継手構造	大橋治一	No.71	'94.7
来島大橋主塔の耐風・耐震設計	大橋治一・山口和範	No.72	'94.10
来島大橋2P・9Pコンクリートケーソン設計・施工	富田大造・吉田茂司	No.75	'95.7
来島大橋6P・7A山留工（鉄筋補強土工法）の設計・施工	伊藤稔明・金保 勉・遠藤和男	No.79	'96.7
来島大橋主塔架設時耐風対策	鈴木周一・佐々木雅敏・山口和範	No.80	'96.10
来島大橋10A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	吉川章三・鳥羽保行	No.80	'96.10
吊橋主塔の引張接合継手の製作架設	佐々木雅敏・宮口典博・山口和範	No.82	'97.4
来島大橋3P・5P・6P・8P主塔基礎の設計・施工	高城信彦・伊藤稔明・遠藤和男	No.83	'97.7
来島大橋4A・7Aケーブルアンカーフレームの設計・施工	伊藤稔明・五十嵐光徳・森 敦郎	No.84	'97.10
来島大橋ハンガー・バンドの設計	平野信一・麓興一郎・薄井稔弘	No.85	'98.1

### ・その他

道路のり面の植生試験	重村公登	No.3	'78.1
岩塊を使用した高盛土の施工	横原房之助・山中鷹志・芹川省三	No.17	'81.7
宮窪トンネルの計測管理	有田 稔・中村富二夫・平塚義久	No.38	'86.4
宮窪トンネルの施工	有田 稔・中村富二夫・平塚義久	No.42	'87.4
尾道大橋橋体点検	上原靖視・杉山剛史	No.53	'90.1
尾道大橋塗装工事	上原靖視・古家和彦・杉山剛史	No.61	'92.1
尾道大橋塗装工事（その2）	古家和彦・杉山剛史	No.66	'93.4
新尾道大橋の景観設計	武山哲郎	No.79	'96.7
新尾道大橋の橋梁連続化の検討	鈴木周一・田口松義・大塚雅裕	No.85	'98.1

### ■海外報告

欧米長大橋視察報告（1）	多田安夫・松崎 実	No.8	'79.4
欧米長大橋視察報告（2）	多田安夫	No.10	'79.10
第50回IABSEシンポジウムに参加して	旭 一穂	No.11	'80.1
欧州レーダ対策視察報告	北風 潔	No.13	'80.7
米国の航行安全に関する調査報告	小川英信	No.16	'81.4
Humber橋訪問記	奥川淳志	No.24	'83.4
オーストラリアの橋梁	辰巳正明・山縣 守	No.27	'84.1

UJNR・橋梁ワークショップの報告	秋山晴樹	No. 48	'88.10
アメリカ土木学会発表報告	辰巳正明	No. 49	'89.1
第6回日中道路交流会議報告	山根哲雄	No. 50	'89.4
北欧5カ国の国際橋梁会議“Bridge88”	加島 聰	No. 51	'89.7
第11回IRF世界道路会議報告	飯島武明・秦 健作	No. 52	'89.10
米国長大橋の維持管理	藤井秀夫	No. 53	'90.1
ヨーロッパの長大橋調査—橋梁計画と景観設計について	馬場賢三・吉田好孝・原崎郁夫	No. 54	'90.4
ロマブリータ地震調査報告	辰巳正明	No. 55	'90.7
イラン国際橋梁会議報告	北川 信	No. 55	'90.7
ノルマンディー橋の近況	奥川淳志・原崎郁夫	No. 56	'90.10
第二回海峡部横断シンポジウム	吉田 修	No. 56	'90.10
ホンジュラス国を訪ねて	有田 稔	No. 57	'91.1
平成2年度、海外調査団報告	高木 浩	No. 58	'91.4
中国への橋梁技術協力	田島照義	No. 59	'91.7
チュニジアを訪ねて	森谷俊美	No. 60	'91.10
米国の道路関連事業に関する調査報告	谷中幸和	No. 61	'92.1
IABSE出張報告	松本弘輝	No. 62	'92.4
ネパールでの基本計画調査報告	山縣 守	No. 63	'92.7
中国の幹線道路網計画	毛利徳成	No. 64	'92.10
トルコでの有料道路セミナー報告	吉川章三	No. 65	'93.1
インドネシア4島連結計画	河口浩二	No. 66	'93.4
ニカラグアを訪ねて	山中鷹志	No. 67	'93.7
厦門西通道橋梁建設計画	高澤 勤	No. 68	'93.10
内戦終結後のエル・サルバドルを訪ねて	越智啓登	No. 69	'94.1
発展途上国での橋梁技術指導に関する一考案（ケニア共和国での勤務経験から）	栗野純孝	No. 70	'94.4
ノースリッジ地震調査報告	吉田好孝	No. 70	'94.4
インド国ボンベイ市を訪ねて	中村 守	No. 71	'94.7
ニューヨーク市橋梁リハビリテーション視察報告	古家和彦	No. 72	'94.10
インドネシアと私（雑感）	奥田 基	No. 73	'95.1
ミンダナオ島探訪記	金澤克義	No. 74	'95.4
オマーンを訪ねて	高島 豊	No. 74	'95.4
トルコの道と橋	岡野 哲	No. 75	'95.7
スエズ運河に架ける	平原伸幸	No. 75	'95.7
エチオピア国にて	日里正夫	No. 76	'95.10
アメリカ留学報告	荻原勝也	No. 76	'95.10
新チヨルテカ橋基本設計調査（ホンジュラス）	岡本泰臣	No. 77	'96.1
カンボジアのメコン河架橋計画	神 弘夫	No. 78	'96.4
モザンビーク国幹線道路橋再建計画基本設計調査	佃 長次	No. 79	'96.7
モロッコを訪問して	酒井和吉	No. 80	'96.10
アジアの橋梁の現状	栗野純孝	No. 81	'97.1
インドネシアの吊橋	松本 毅	No. 81	'97.1
鋼橋の耐震設計、評価、補修に関する米国の最近の情報（セミナー報告）	秋山晴樹	No. 82	'97.4
タンザニア動物保護区における道路及び橋梁の建設・補修工事の現状報告	藤田 太	No. 82	'97.4
スリ・ランカ国全国橋梁改修計画調査に参加して	山本茂樹	No. 83	'97.7
チリ国全国橋梁補修整備計画調査フェーズ2	長尾日出男	No. 83	'97.7
グレナダ国道路整備計画調査	佐野幸洋	No. 84	'97.10
ブータン王国を訪ねて	有田 稔	No. 84	'97.10
4月25日橋の鉄道載荷および車線拡幅に伴う改築工事	原崎郁夫・大橋治一	No. 85	'98.1
中南米道路調査の旅	徳永剛平	No. 85	'98.1

**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
電気通信施設標準仕様書集	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
きれつの発生の一例	
維持修繕等共通仕様書	平成 9 年12月
機械設備工事共通仕様書 (案)	平成 8 年 4 月
機械設備工事施工管理要領 (案)	平成 8 年 4 月
技術関係資料取扱要領	平成 8 年 4 月
長大橋梁点検要領	平成 9 年 1 月
一般橋梁塗替塗装要領	平成 9 年 1 月
海峡部橋梁塗替塗装要領	平成 9 年 1 月
定点塗膜調査要領	平成 9 年 1 月
亜鉛めっき面用ブラスト処理標準	平成 9 年 1 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

※表紙右上記号 (ISSN 0912-6953) 説明

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

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

**本四技報編集委員会名簿 (五十音順)**

平成 9 年12月16日現在

編集委員長	奥 川 淳 志	田 中 聡	史
編集委員	上 村 博文	土 屋 義 俊	俊
	大 江 慎 一	寺 嶋 賢 策	策
	大 大 島 廣 機	大 徳 永 剛	平
	小 川 和 一 也	中 尾 俊 哉	一
	金 崎 智 樹	中 元 雄 治	久
	北 口 雅 章	原 澤 秀 泰	夫
	栗 原 敏 広	辺 見 田 郁 芳	嗣
	古 賀 和 吉	山 田 永	優
	酒 井 和 夫	吉 永	
	角 和 幸		
	宮 脇 幸 男	(海洋架橋調査会)	

**本 州 四 国 連 絡 橋 公 団**

HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

〒651 神戸市中央区小野柄通 4-1-22

アーバンエース三宮ビル内

電話番号：078-291-1000 (代表)

http://www.hsba.go.jp/

**本四技報 第85号**

発行	平成10年 1 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 4F
	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

