

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.16 No.64 '92.10

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第64号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.64

瀬戸大橋を守り、伝える……………	第二管理局 局長	松本 弘輝… 1
Maintaining and Succession of the sustainable Seto-Ohashi to the next century		
舞子トンネルの設計・施工……………	第三建設局 橋梁技術課 (前)第一建設局 舞子工事事務所	河野 英雄… 2
Design and Construction of Maiko Tunnel	第一建設局 舞子工事事務所	三島 功裕
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……………	第二管理局 交通技術課 (前)第一建設局 垂水工事事務所	岡田 凌太…12
Measurement and Analysis on Adverse Motions of the Concrete Plant Barge used for the Tower Pier 2p of the Akashi Kaikyo Bridge		
生口橋上部工の設計・製作(その2)……………	第三建設局 向島工事事務所	藤原 亨…21
Superstructural Design and Fabrication of Ikuchi Bridge (Part II)		
大島大橋の橋体計測……………	企画開発部 企画課 (前)第三建設局 大三島管理事務所	栗原 敏広…33
Measurement and Observation of Structural Properties and Motion of the Ohshima Bridge		
トンネル内ラジオ再放送設備……………	建設省 東北地方建設局 (前)工務部 電気通信課	山中 清…42
Rebroadcasting for Inside Tunnel		
中国の幹線道路網計画……………	第二管理局 道路維持課	毛利 徳成…47
Highway Project in China		
技術ニュース……………		50
The Latest Information		
文献紹介……………		52
Related Technical Reports in other Publications		

※本四技報総目次 前回掲載：第55号、次回掲載予定：第65号

本四技報 第65号 (5.15) 掲載予定

- ・ 中間橋脚を有する斜張橋の構造特性
- ・ TBMによる掘削工事報告
- ・ 吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理
- ・ 生口橋実橋振動実験
- ・ 多々羅大橋全体耐荷力試験
- ・ 来島大橋補剛桁の耐風性

※ 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



明石海峡大橋主塔の架設 (手前が2P)

Erection of the main towers of the Akashi Kaikyo Bridge (Front side : 2P)

(4年8月)



明石海峡大橋 1A ケーブルアンカーフレームの地組立

Permanent shop assembly of 1A Cable Anchor Frame for the Akasi Kaikyo Bridge

(4年8月)

神戸～鳴門ルート
Kobe - Naruto Route



茶間川橋下部工工事 AA₁ 橋台(起点側)躯体の施工状況～淡路町
(4年9月)
Substructural work (Abntment AA₁) of the Chamagawa Bridge at Awaji-cho, Awaji-shima island



一谷川橋他1橋下部工工事 一谷川橋下部工の施工状況～東浦町
(4年8月)
Substructural work of the Ichitani gawa Bridge at Higashiura-cho, Awaji-shima island



川井谷高架橋下部工工事 下り線下部工概成～北淡町 (4年8月)
Substructural work of the kawai-dani Viaduct at Hokutan-cho, Awaji-shima island



育波川橋下部工工事 P₁, P₂ 橋脚の施工状況～北淡町 (4年8月)
Substructural work (Pier P₁ & P₂), of the Ikuhagawa Bridge at Hokutan-cho

尾道～今治ルート
Onomichi - Imabari Route



来島海峡全景 四国側上空より空撮

Kurushima Strait - viewed from the upper air of Imabari City, Shikoku island

(4年9月)



来島大橋5P (鋼ケーソン ブロック組立) (4年9月)
Block assembly of the Kurushima Bridge 5P Steel
Caisson



来島大橋9P (RCケーソン製作状況) (4年9月)
Concrete casting for the Kurushima Bridge 9P RC
Caisson

尾道～今治ルート
Onomichi - Imabari Route



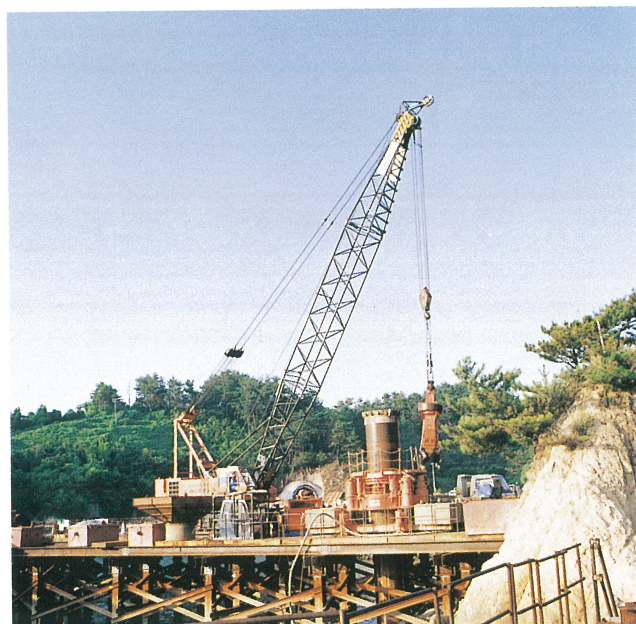
来島大橋 大島工区準備工事（被覆石投入）（4年9月）
Preparatory work for the Kurushima Bridge substructures
in the Oshima island-Placement of riprap



来島大橋 4A 水中コンクリート工（大型CP船の係留状況）（4年9月）
Under water concrete casting for the Kurushima Bridge
4A anchorage-view of a large-capacity concrete plant
barge moored at the site



来島大橋 5P 海底掘削工（仕上げ掘削状況）（4年9月）
Finishing excavation on the seabed for the Kurushima
Bridge 5P pier



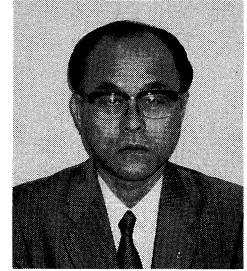
来島大橋 8P 締切り工（置換土掘削状況）（4年9月）
Excavation for ground replacement work in the Kurushima
Bridge 8P pier

瀬戸大橋を守り、伝える

Maintaining and Succession of the sustainable Seto-Ohashi to the next century

第二管理局 局長 松本 弘輝

Hiroki Matsumoto



初めて本州と四国を陸路で結んだ瀬戸中央自動車道が完成・供用して早や4年が経った。

昭和63年4月10日に供用を始めた初年度は、開闢以来の一大変革を身をもって体験しようと沢山の人が本州四国間を往来した。瀬戸内の青い海に架かる美しい橋を楽しみながら古くから御大師信仰に象徴される観光四国にひかれて多くの老若男女が四国へ渡った。ゴールデンウィークの交通量は1日最大5万台を越えるなど大変な賑わいであった。この年度は385万台が通った。

ところが2年目になると初年度の爆発的な観光ブームは一段落して観光バス等の通行が減少し、替ってトラックの通行が増えてきたが、トータルでは331万台と前年に比べるとだいぶ落ち込んだ。

しかし、3年目になるとトラック中心に徐々に交通量は伸びてきて358万台に回復した。4年目もこの増加傾向は堅調に推移して逆に開通ブームで沸いた初年度を突破して412万台となり、対前年度伸び率は15%であった。これまでに瀬戸大橋を通った車の総数は約1500万台、お客様の数は約5000万人くらいになるだろうと思われる。昭和63年度の供用初年度から平成3年度にかけて平均日交通量に対する日曜日交通量の割合は順次減少し、又昼間(7時~19時)12時間の交通量に対する日交通量(24時間)の割合は順次増加し、当初の観光道路から幹線・観光道路へと道路の性格が変わってきた。安定化に向ってきたと云えるであろう。

今年度については不景気と云われながらも対前年同期(4月~7月)比で8.7%増であり、順調な伸びを示している。このことは今年4月19日の高松自動車道との連結効果が出てくるなど瀬戸大橋が幹線道路として地域に定着し、いよいよその重要性が増してきた証と考えられる。今後、本州側、四国側ともに道路整備が進んでネットワークが完備することになれば、現在岡山、香川両県等で進められてきた流通団地、企業の立地、アミューズメント施設の効果等もより一層発揮されるなど経済圏の拡大が大いに期待される。このように橋を利用した地域の利便性は一段と高まってくるものと思われる。

瀬戸大橋を守るわれわれ第二管理局の役割は大きく責任は重大である。

以上のように重要性の増してきた瀬戸大橋を維持管理する上で大切なことは以下のとおりである。

ひとつは、安全で快適な走行を楽しんでいただくため

のお客様サービスの向上である。第二管理局では、利用されるお客様から直接御意見を賜わる場として昨年10月にモニター制度を発足させて、お客様の生の声を現場に反映させることにしている。料金収受関係、休憩施設等に関して率直な意見が多く出された。これらに対しては、すぐに出来るもの、少し時間のかかるもの、なかなか実施が難しいものにわかれるが、局としては最大限、改善意見を取り入れてサービス向上に資することとしている。

もうひとつは、当ルートの特徴として(1)海上部の自然条件の厳しいところの巨大橋梁群をかかえること。(2)道路、鉄道併用橋であること。(3)本州と四国を結ぶ幹線道路であること等により、平素から長期的視野にたった維持管理を心がけておかなければならぬことである。

日常点検に裏付けられた適切な維持管理を日頃から実施して後になって取返しのつかぬ誤を犯すことのないよう早め早めの処置を講ずる必要がある。

又、如何に綿密な管理を行っていてもどうしても避けることのできない台風と大雨への備えと安全走行確保のための管理である。風雨が一定の値を越えると速度規制、通行止の措置がとられるが、如何に迅速に規制解除を実施するか。ここが肝要である

次に技術の検証がある。

当ルートの特徴については先に述べたとおりであるがこれら長大橋梁は、従来の経験を踏まえつつ、更に高度な技術開発があって初めて実現可能となったものである。設計・製作に当って拠所とした基準類は、設計に限っても改訂されたものを含めると28と膨大な数にのぼる。われわれは、実構造物が果たして風、地震、活荷重等の外力に対して設計上仮定したような挙動をするのか。十分な検証を行なって安全性に問題のないことを確かめて、場合によっては、より合理的な設計法を探究するよすがとすべきである。このことは、これから展開してゆくであろう21世紀ポスト本四の長大橋梁の建設に必ずや有用なデータを提供することになるにちがいない。

おわりに、われわれは日常の交通流を確保するという当面の使命のほかに、先人の永年の技術的蓄積と多くの人々の努力の結晶として完成した国家的に貴重な財産を正しくかつ善良な状態で21世紀へ伝える責務がある。

舞子トンネルの設計・施工

Design and Construction of Maiko Tunnel

第三建設局 橋梁技術課長 河野 英雄
(前) 舞子工事事務所 第二工事長

Hideo Kouno

舞子工事事務所 第二工事長代理 三島 功裕

Yoshihiro Mishima



概要

舞子トンネルは、「神戸・鳴門ルート」の神戸側陸上部垂水JCTと明石海峡大橋の間に位置し、延長約3.3km、片側3車線の併設トンネルで基本的にNATM施工で計画している。

本トンネルは、市街化された地域を貫く都市型トンネルで、全線に渡って土被りが浅く、対象地山の大部分が土砂である等の厳しい施工条件下にある。

六甲花崗岩の区間は、周辺に民家が近接しているため、TBMで導坑を掘削した後振動や騒音を抑える工法で切抜ける計画で、大阪層群の地下水低下にはシールドを用いた水抜導坑を施工することとしている。

Maiko Tunnel is located between Tarumi Junction in the City of Kobe and Akashi Kaikyo Bridge on the Kobe - Naruto Route. The New Austrian Tunneling Method is to be used for the Tunnel, which consists of parallel tunnels with each length of approximately 3.3km; each tunnel incorporates three lanes for roadway.

The Tunnel passes under an urbanized area with a shallow overburden along the whole length, with the ground composed of soil and gravel. For the portion of the Rokko Granite, a method to reduce noise and vibration will be used after boring pilot tunnels by a tunnel boring machine because there is a residential area over the Tunnel. Drainage drifts will be bored by the shield method to drain the underground water in the Osaka Strata.

1. まえがき

本州四国連絡道「神戸・鳴門ルート」の神戸側陸上部に建設が予定されている舞子トンネルは、垂水JCTと舞子高架橋の間に位置し、延長3.3km、片側3車線の併設トンネルである。

上下線の間隔は、一般部で約50m(中心間)であるが、舞子高架橋への接続部は、両トンネルが近接し、眼鏡構造となっている。

縦断線形は、桁下高65mという明石海峡大橋からできるだけ早くトンネルに入るために、3%という勾配で下り、さらに内部で凹型となり途中から2%の勾配で上ることとなっている。

トンネル周辺は、市街化された地域であり、土被りが10~20mと浅い区間の直上に家屋が建ち並んでいる。

対象地山は、その大部分が未固結砂礫である大阪層群で、一部六甲花崗岩がある。舞子墓園以北では、トンネル天端より約10m上に地下水面がある。

本報告は、このような厳しい自然条件、社会条件、設計条件等のなかで建設される舞子トンネルの現在(平成4年3月)における設計施工に関する検討内容を報告するものである。

2. 自然条件

2.1 地形・地質概要

舞子トンネルは、その両側を南南西に流化する河川によって境された丘陵地に位置し、地表は小河川による侵食によりやや起伏が多い。標高は、60mから120m程度であり、巨視的に見れば当地域は六甲山の西側に広がる高位段丘の一部に属する。

トンネル区間に分布する地質は、舞子墓園付近に分布する六甲花崗岩と、この南北に広がる新第3紀中新生の神戸層を基盤層として、これらを不整合に被覆する第4紀更新生の大阪層群と段丘堆積層で、このほかに部分的に沖積層や造成による盛土がある。

2.2 地下水の概要

垂水JCTから第2神明道路付近にかけての地下水は、連続性の良い粘土層を境にして、自由地下水と被圧地下水にわけられる。両地下水の水頭は、自由地下水が被圧地下水より2~8mほど高く、粘土層のなくなる第2神明道路付近での標高は50mであり、1度程度の平均勾配で流下し、神戸層群の上層の上面に調和している。

矢谷南側の地下水は、舞子台付近の大阪層群中では、連続する地下水面は確認されていない。また、六甲花崗岩中の地下水は、ほぼ風化した真砂土部に水面があり、水位はGL-2~14m程度と場所によって異なっている。

3. 計画条件

道路規格

第1種第2級

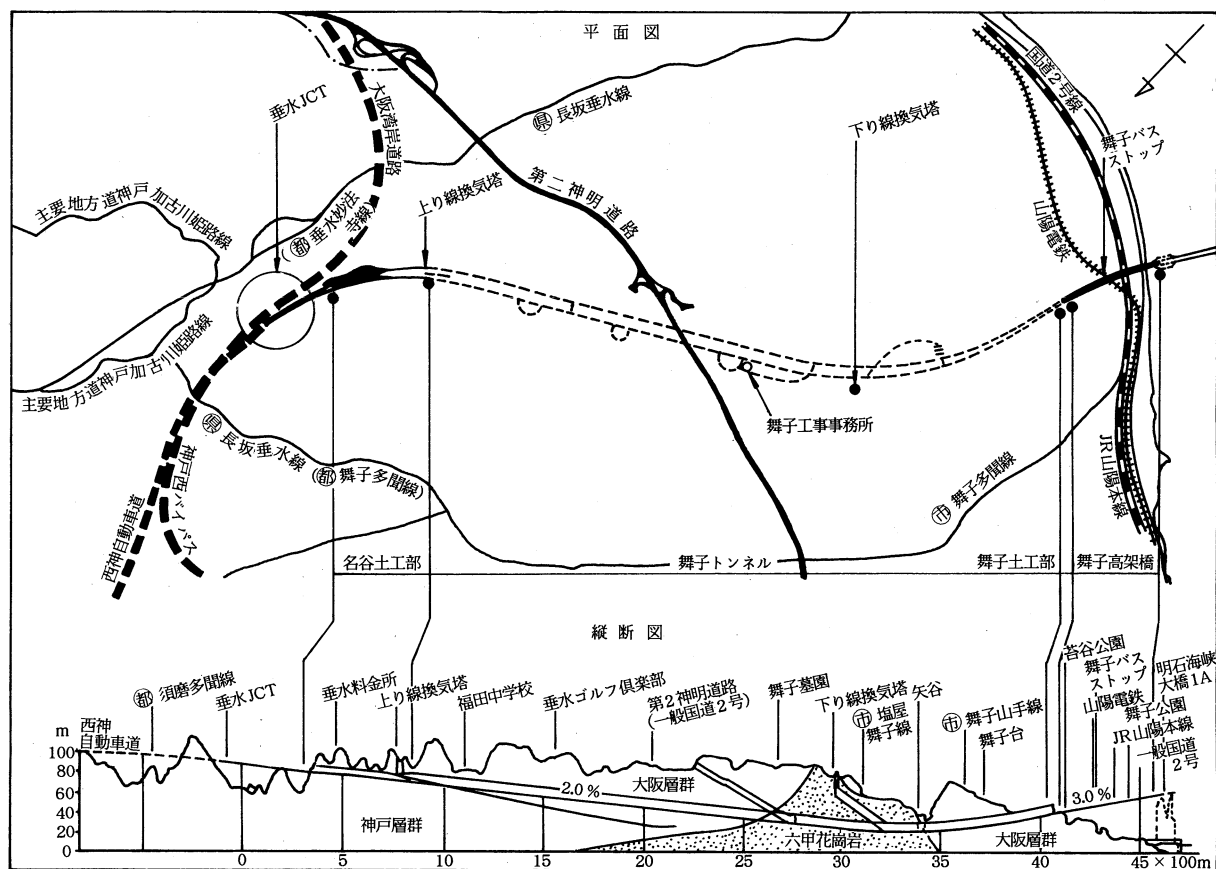


図-1 舞子トンネル概要図
Fig.1 General Plan of Maiko Tunnel

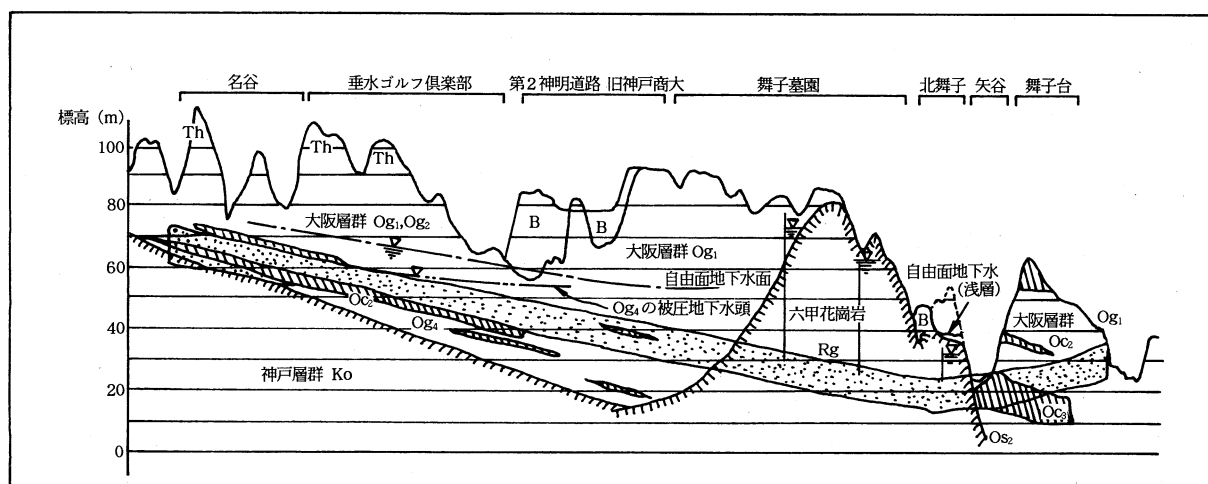


図-2 トンネル区間の地質概要図
Fig.2 Geological profile of the Tunnel

延長	上り線 3,293m 下り線 3,254m	最小曲率半径 1,100m 横断勾配 4.0 % 最大横断勾配 4.0 %
設計速度	100km/h	縦断線形 最急縦断勾配 3.0 %
トンネル等級	AA	幅員及び建築限界 図-3
計画交通量	42,000 台/日	換気方式 縦流式
平面線形	最大曲率半径 ∞ m 横断勾配 2.0 %	

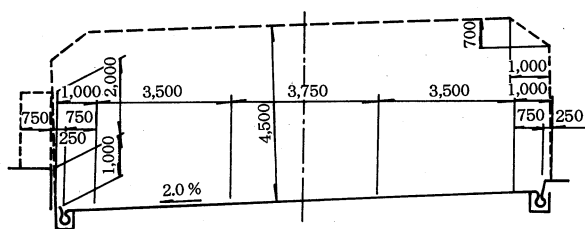


図-3 幅員および建築限界
Fig.3 Width and clearance

4. 断面形状

4.1 内空断面形状

トンネルの断面形状は、基本的には建築限界に対して必要な余裕を包括する断面で、より小さい内空形状が望ましい。しかし、舞子トンネルのように偏平で大断面の場合、地山の地質特性、力学性状等を勘案し、安定なトンネル断面を計画する必要がある。

特に、含水未固結砂礫地山での偏平大断面トンネルはわが国でも実績がないため、十分に安定検討を行い決定するものとした。

大断面トンネルの実績等を調査し、インバートを含む偏平率が70%程度確保されていればおおむね良好であるという結果を得た。

最適断面の選定にあたっては、偏平性を変えた大阪層群における断面でのFEM解析により、地山及び支保材の挙動を力学的に判断することにより決定した。

(1) 挙動解析

1) 解析条件

地層は大阪層群砂礫層の単一層とする。また、覆工コンクリートの弾性係数は、打設初期と長時間経過後という2つの状態を想定している。

表-1に解析に用いる定数を示す。

2) 解析ケース

解析は、各断面について覆工の弾性係数及び地盤内の初期応力の側圧係数を変化させ、表-2に示す4ケースについて行った。

3) 解析断面

①建築限界に対し、所要の内空余裕を包含する。②上

表-1 断面解析に用いる定数

Tab.1 Constants in cross-sectional analysis

	弾性係数 (kg/cm ²)	ポアソン比	単位体積重量 (t/m ³)
大阪層群砂礫層	850	0.30	2.00
覆工コンクリート	100,000 (20,000)	0.16	2.30

() 内は打設初期

表-2 解析ケース

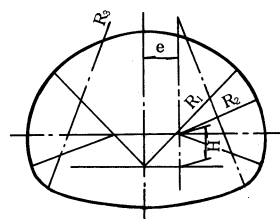
Tab.2 Cases of the analysis

	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4
側圧係数	1.0	1.0	0.5	0.5
覆工の弾性係数 (kg/cm ²)	20,000	100,000	20,000	100,000

表-3 解析断面の諸元

Tab.3 Dimensions in cross-sectional analysis

	概要	内空断面主要素				
		R1	R2	R3	H	R2/R1
第1案	東名三車線等の実績を参考として基本断面を設定	8,000	5,300	15,000	1,400	0.663
第2案	上半断面を拡大する案	単心円 R1 = 7,300		15,000	1,400	-
第3案	インバートRを大きくする案	8,000	5,300	30,818	1,400	0.663
第4案	アーチ部のRを大きくする案	8,800	5,300	34,052	1,000	0.602



半3心円にする場合、半径変化点で応力の流れが悪くならないように上半半径比率 ($R2/R1$) を高める。③偏心量については、横断勾配を考慮し、左右の内空余裕がバランス良くなる量とする。の3点を考慮して表-3に示す4断面とした。

4) 解析結果

解析結果は図-4～図-10に示すとおりであり、解析より以下のことが考察された。

①弾性解析の範囲内では、全般的に各案ともそれほど大きな差はみられない。

②天端沈下、地表沈下については、第1案と第3案は同程度である。

③第4案は覆工内応力の流れが他に比べて良くない。

④せん断ひずみ分布は、アーチ、側壁部についてさほど大差なく、インバートコーナー付近では、限界ひずみを超えるような場合も想定される。

(2) 内空断面諸元の設定

解析結果及び本トンネルよりも良い岩質でさえ第3案程度が最低条件の断面となっている等の施工実績を踏まえ、大阪層群区間の断面形状は、原則的に第3案とし、特に条件の悪い区間については安定性を向上させるためインバート形状を円形に近づける第1案を採用した。

なお、花崗岩区間については、アーチ部の内空断面形状は大阪層群同様とし、インバートは設置しないものとした。

4.2 覆工設計

舞子トンネルのように都市部のトンネルで土被りの小さい未固結土砂地山を対象とする場合、覆工に作用する土圧と地表部における上載荷重が将来変化することが考えられる。したがって、覆工打設前に一旦1次支保工状態で地山の変位が収束しても、将来覆工にこれらの荷重が

移行してくるものと考え、主に2次覆工がこれらの荷重に対して抵抗するものとした。また、このとき1次支保工（吹付コンクリート、H鋼）は、若材令時の荷重負荷や腐食による品質の劣化等が考えられるため、安全性を考慮して軸力のみを荷重分担し、曲げに対しては抵抗しないものとして覆工設計を行った。

(1) 設計手法

2次覆工の計算手法としては、骨組構造解析とFEM解析の2通りがある。

2次覆工の設計では骨組構造解析の実績が多く、舞子トンネルの設計手法としては、骨組構造解析を用いた。

(2) 設計荷重の設定方法

現時点における都市NATMの2次覆工の設計荷重は、テルツァギーのゆるみ荷重を用いる方法とFEM解析による塑性領域をゆるみ荷重と考える方法がある。

舞子トンネルの設計においては、両方法の検討を行い、地表物件への安全性を考慮し、荷重として大きい方のテルツァギーのゆるみ荷重を採用した。

なお、舞子台地区の上下線が近接する特殊区間については、「舞子トンネル地盤特性の検討（その3）」⁷⁾の実験結果から得られたように双設トンネルの相互の影響を考慮し設計荷重を1.5倍にして用いた。

設計条件および荷重の組合せは、表-4、表-5に示すとおりである。

(3) 設計結果

標準部の覆工断面及び設計計算結果は、図-11、表-6のとおりである。

凡 例	
●	第1案（原案）
○	第2案（上半単心円案）
△	第3案（インパートのRを大きくした案）
□	第4案（上半・下半を扁平にした案）

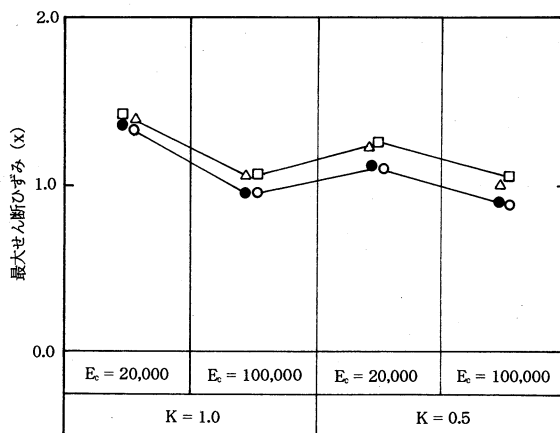


図-4 地盤の最大せん断ひずみ
Fig.4 Maximum shear strain of the ground

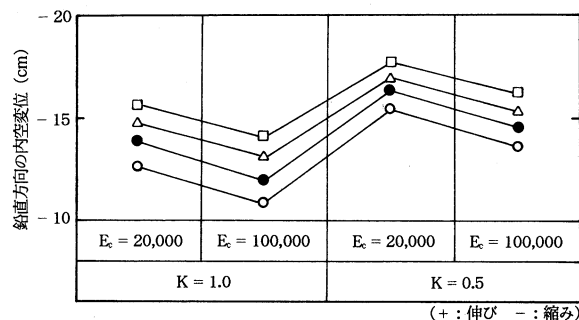


図-5 鉛直方向の内空変位
Fig.5 Vertical deformation of the tunnel section

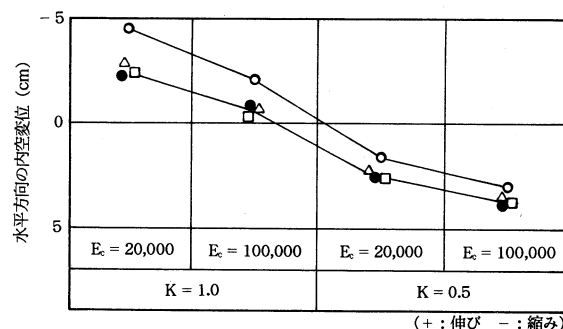


図-6 水平方向の内空変位
Fig.6 Horizontal deformation of the tunnel section

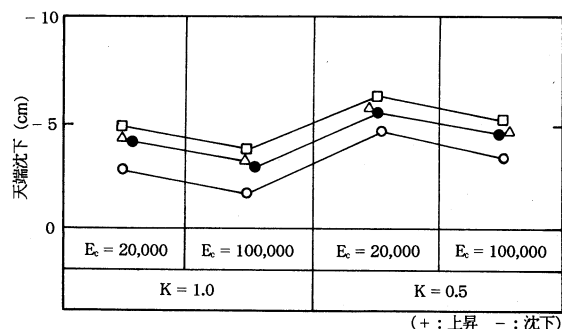


図-7 天端沈下
Fig.7 Crown settlement

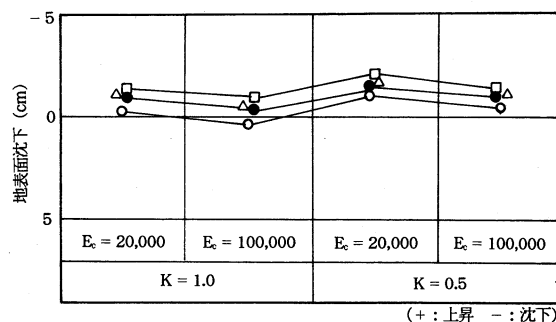


図-8 地表沈下
Fig.8 Ground surface settlement

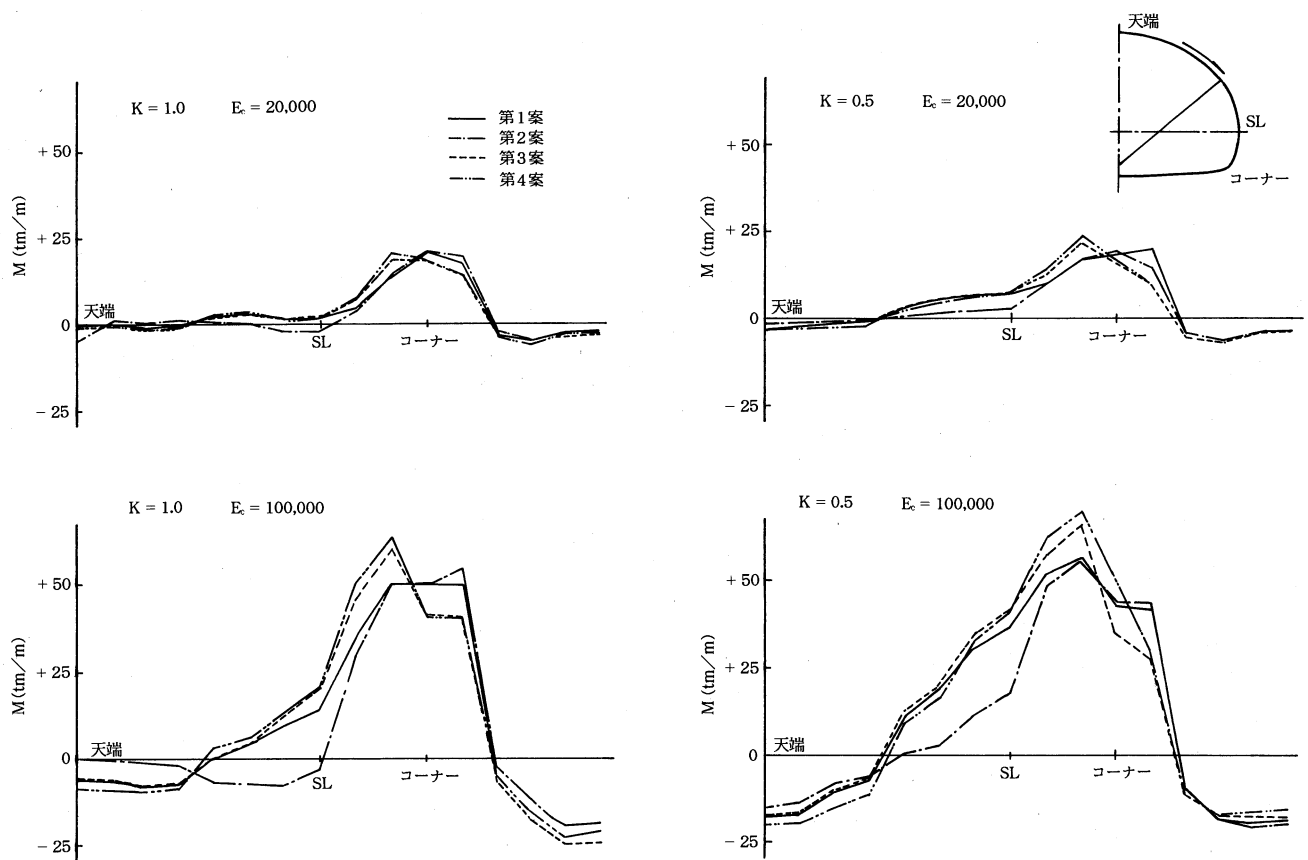


図-9 覆工コンクリート曲げモーメント図
Fig.9 Bending moment diagram of lining concrete

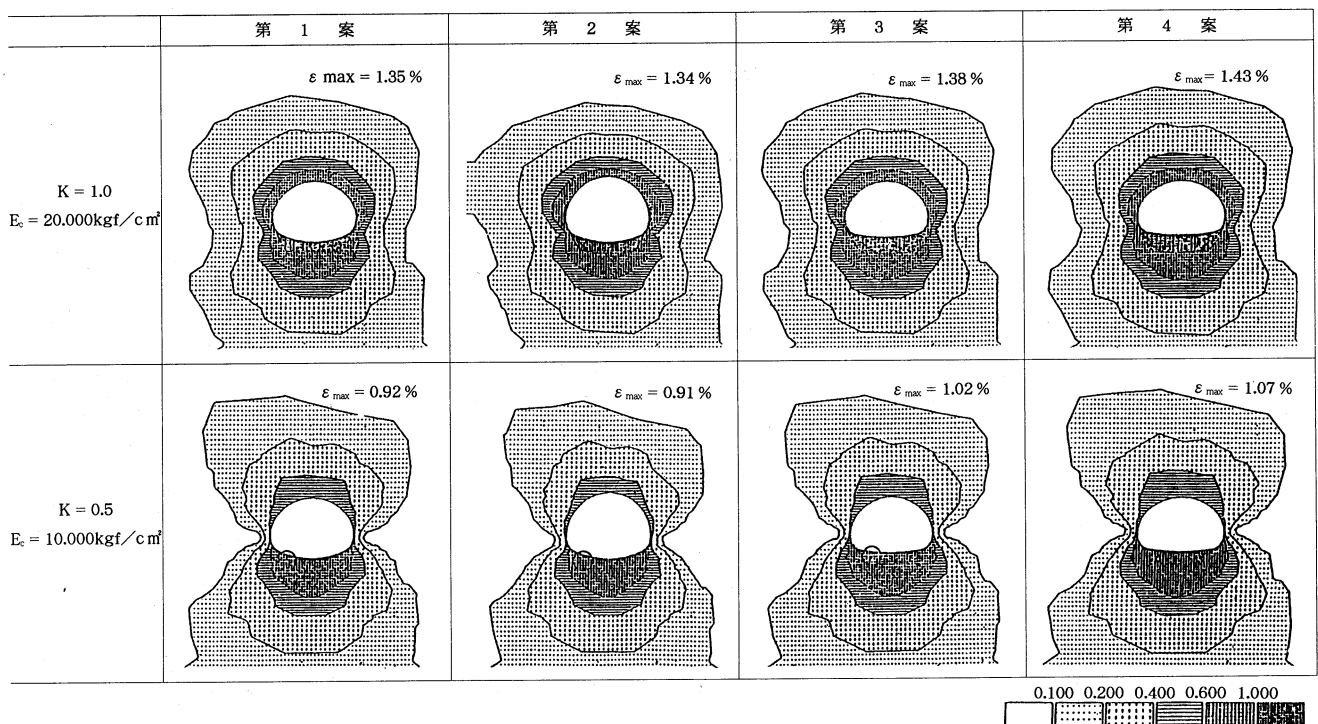


図-10 せん断ひずみ分布
Fig.10 Shear strain distribution

表-4 設計荷重
Tab.4 Design loads

テルツァギーのゆるみ荷重	
標準部	土圧: 11m 水圧: 10m
特殊部 (近接部)	土圧: 11m × 1.5 倍 (近接の影響) 水圧: なし

表-5 荷重の組合せ
Tab.-5 Combinations of loads

ケース名	荷重の種類
A	自重+内部荷重+上載荷重+土圧
B	自重+内部荷重+水圧
C	自重+内部荷重+上載荷重+土圧+水圧

5. 施工計画

舞子トンネルの立地条件は、全区間が市街化区域となっており、所定の工期におさめるためには地形、地質、環境等に適した工事方法の選択のほか、土捨場、作業ヤード、工事用道路の選定等に充分留意することが必要である。

以上のことから次のような計画としている。

①作業ヤードとして移転後の神戸商大グランド跡地を確保する。

②トンネルの施工は、名谷坑口からは南方向へ、矢谷

坑口からは南・北の2方向へ掘削を行う。

③両坑口（名谷・矢谷）以外に中間作業坑を設けて切羽を増やすことが必要であり、このため旧神戸商大グランドから花崗岩内に斜坑を中間作業坑として取り付け、本坑内に作業基地を設ける。

④本坑内作業基地では本坑上下線を連絡し、南・北の2方向へ切羽を展開する。

⑤トンネル全体の掘削土量は115万 m^3 であるが、この大半を周辺では唯一開発されていない地区である矢谷に盛土する計画である。なお、掘削土運搬のための車両が市街地内を走行することをさけるため、本坑内作業基地と矢谷の本坑断面内に導坑を掘削する。

施工順序を図-12に示す。

工事方法を検討するにあたって、舞子トンネルを大別すると、大阪層群部と花崗岩部に区分される。

なお、大阪層群部については、福田中学校付近、第2神明道路付近の土被りの薄い区間およびトンネル近接区間を特殊工法を採用する特殊区間としてとらえ、他の区間を標準部とした。

5.1 大阪層群部（標準部）

大阪層群は、事前に施工された調査坑の施工実績より切羽の自立性は比較的良好だが、地下水位以下では、流砂現象を起こすことから、水が抜ければ切羽の自立性は改善され、掘削は可能となることが判明した。

以上より、施工にあたっては、地下水位を本坑施工前に低下させることが重要である。

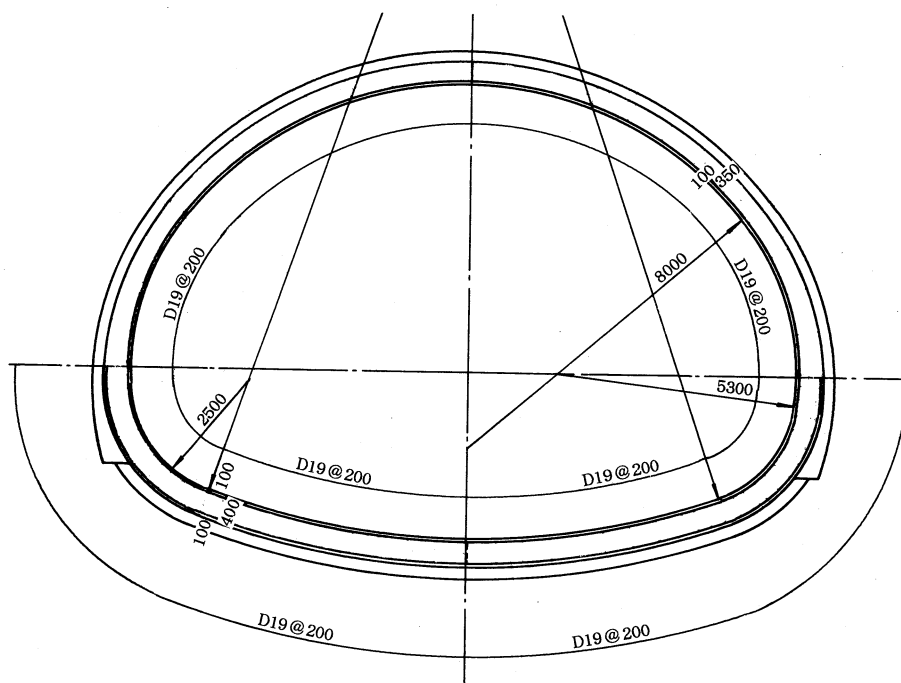


図-11 標準横断面図
Fig.11 Typical cross section

表-6 断面設計計算結果

Tab.6 Calculation results of crossection

荷重図	モーメント図・軸力図	主要部材寸法 (cm)		断面力		主鉄筋		応力度 (kgf/cm ²)	
		節点	二次覆工 合成断面	モーメント (tm)	軸力 (t) 二次/合成	せん断力 (t)	内側 外側	σ_c 内側 外側	τ 内側 外側
		1	45	6.90	139.13	0.98	5-D19	268.7	0.28
		6	68.3	-3.55	156.76	2.08	5-D19	558.8	0.59
		12	68.3	-2.70	170.10	3.01	5-D19	454.7	0.64
		15	60	-17.47	214.20	6.91	5-D19	59.9	1.38
		17	66	-6.70	185.45	24.47	5-D19	39.0	4.89
		19	66	17.13	153.88	7.05	5-D19	96.3	1.41
		4	45	1.02	66.34	0.24	5-D19	179.4	0.07
		8	45	-1.78	68.34	1.21	5-D19	18.3	0.35
		9	48.2	-1.98	70.11	1.37	5-D19	17.7	0.36
		12	57.3	4.52	77.77	2.86	5-D19	22.1	0.60
		16	60	-19.28	151.76	18.98	5-D19	53.6	3.80
		17	66	-29.56	170.49	16.21	5-D19	78.4	3.24
		23	66	22.09	172.71	1.54	5-D19	61.3	0.31
		1	45	4.55	148.99	0.58	5-D19	351.9	0.17
		8	68.3	-3.06	162.80	1.69	5-D19	47.3	0.48
		9	68.3	-3.64	170.29	1.67	5-D19	40.4	0.44
		12	48.2	3.64	170.29	1.67	5-D19	40.1	0.44
		18	57.3	-0.81	176.38	2.61	5-D19	30.3	0.55
		23	60	-13.46	187.10	10.43	5-D19	49.6	2.09
		23	66	12.48	200.68	0.50	5-D19	231.7	0.10
		12	80.8	-0.81	176.38	2.61	5-D19	30.3	0.55
		18	60	-13.46	187.10	10.43	5-D19	49.6	2.09
		23	66	12.48	200.68	0.50	5-D19	231.7	0.10
		1	45	4.55	148.99	0.58	5-D19	351.9	0.17
		8	68.3	-3.06	162.80	1.69	5-D19	47.3	0.48
		9	68.3	-3.64	170.29	1.67	5-D19	40.4	0.44
		12	48.2	3.64	170.29	1.67	5-D19	40.1	0.44
		18	57.3	-0.81	176.38	2.61	5-D19	30.3	0.55
		23	60	-13.46	187.10	10.43	5-D19	49.6	2.09
		23	66	12.48	200.68	0.50	5-D19	231.7	0.10

許容曲げ圧縮応力度: $\sigma_{ca} = 80 \text{ kgf/cm}^2$, 許容せん断応力度: $\tau_s = 4.5 \text{ kgf/cm}^2$

許容引張応力度: $\sigma_{sa} = 2000 \text{ kgf/cm}^2$

1) 全体工程上、早期にずり運搬路としての導坑を確保する必要がある。そのため、導坑の施工法としては周辺環境への影響を考慮し、TBMによるものとした。

2) 本坑切上げ掘削にあたっては、発破振動を許容値以内とすることが可能な区間では、制御発破を基本とし、その他の区間は、順次スロットドリル工法による発破掘削、スロットドリル工法による割岩掘削とした。

割岩掘削にあたっては、ブレーカによる破碎と油圧くさびにより1次破碎した後、ブレーカにより2次破碎をする工法を考えている。

5.3 特殊区間

(1) 福田中学校付近

本区間は、福田中学校グラウンド直下を低土被り（下り線約5m）で通過する区間である。

このため、トンネルの切羽を保つとともに、福田中学校校舎およびグラウンドなどへの影響を考慮して施工する必要がある。

本区間の施工法を考えた場合、開削トンネル工法とする案と補助工法を採用した上での山岳トンネル工法案が考えられるが、周辺環境から、開削トンネル工法より地表部での作業が少ない山岳トンネル工法で計画した。

山岳トンネル工法で施工を行うにあたっては下記のような問題が生じる。

1) 土被りの浅い区間の掘削に対して①切羽の安定②トンネル天端の崩落防止③地表沈下の抑制

2) 福田中学校校舎に対する影響

上記対策して、土被りの浅い区間（1.0D以下）について、基本工法であるCD工法に対して加背を3分割し、注入式フォアパイリングを施工することとし、土被りの極端に浅い区間（0.5D以下）について、垂直縫地工法を併用することとした。

補助工法を施工することにより見かけの弾性係数の増加が期待できる⁹⁾。注入式フォアパイリング及び垂直縫地工を施工する区間については、見かけの弾性係数を2倍に評価しFEM解析を行った。

結果は図-13のとおりであり、中学校校舎部での地表沈下量は、沈下許容値以下であり特に対策を講じる必要はないと判断された。

(2) 第2神明道路・中池付近

第2神明道路区間は、地表部の第2神明道路と舞子トンネルが立体交差する区間である。この第2神明道路は盛土構造物であり、土被りは、35m程度はあるが、地山に対する純土被りは、7m程度しかない。また、この盛土と地山の境界部付近が地下水面と一致していると考えられる。

中池区間は、地表部に中池があり、また、土被りも12m程度と薄い区間である。

両区間ではトンネル湧水の問題と、切羽の安定に対する問題が考えられる。

トンネル湧水の問題に関しては、事前に水抜きシールドが施工されるため、本坑側での対策は特に必要としない。

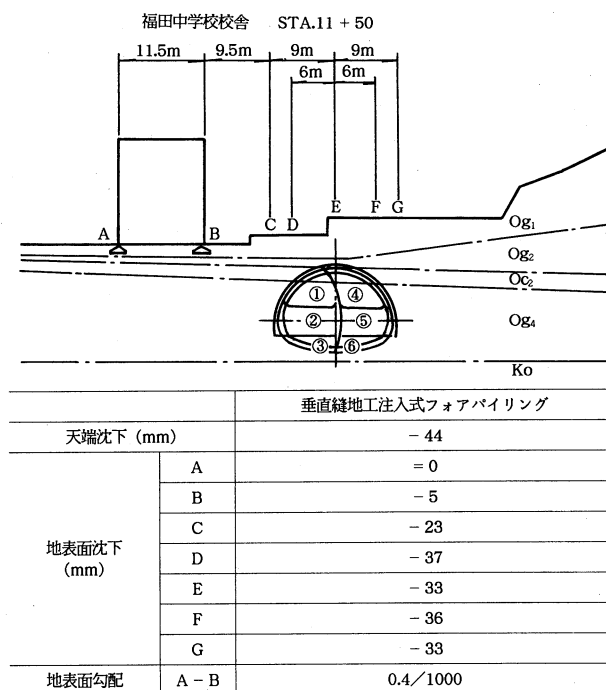


図-13 補助工法施工後の地表沈下

Fig. 13 Ground surface settlement after the supplementary work

一方切羽の安定に関しては、土被りが薄いこともあり、慎重に対応しなければならない。

対策工としては、-注入式-フォアパイリングを計画している。

なお、第2神明道路の重要性を考慮し、純土被りが1D以下で第2神明道路から45度ラインの内側区間に対しては、薬液注入+フォアパイリングを計画している。

(3) 舞子台付近（眼鏡部）

本区間は、眼鏡構造となるうえ土被りも15m以下であり、かつ地表部には、鉄筋コンクリート構造物がある。

施工にあたっては、地表物件に対する影響が特に問題である。

対策としては、①建物の仮受け②坑外からの先受け③坑内からの先受けが考えられる。

仮受け工法は、長期間にわたり綿密な計測管理が必要となるとともに、掘削状態で放置することとなり、施工性、安全性に問題がある。

坑外からの先受けについては、地表物件が坑口よりかなり奥にあり、また、線形が曲線であるため、施工余裕が大きく、不経済である。

以上より対策工法の選定は、坑内からの先受け工法にしぼり、大阪層群砂礫層への適用性、効果の信頼性を重点に長尺先受工法で計画した。

長尺先受工法（図-14）は、従来の短尺フォアパイリングより長尺の先受け工によって地山を直接支持し、応力の再分配、先ゆるみを極力抑え、変形・沈下を防止する工法である。

トンネル足もと（地盤支持力）の強化については、地質調査の結果、根足パイル、ウィングリブ等の各種の補助工法を前提とした場合、十分な安定性を確保すること

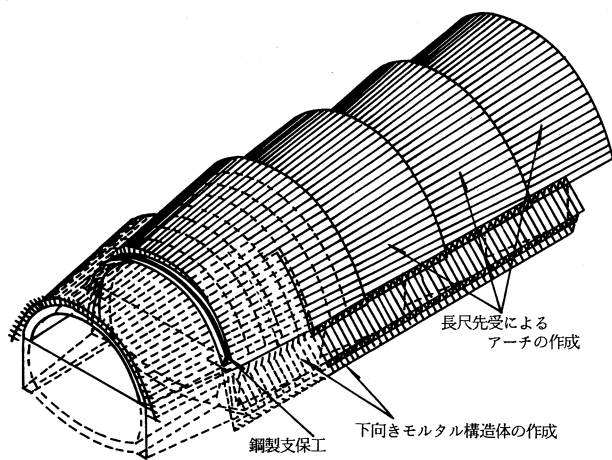


図-14 長尺先受工法概念図
Fig. 14 Outline of the long forepiling

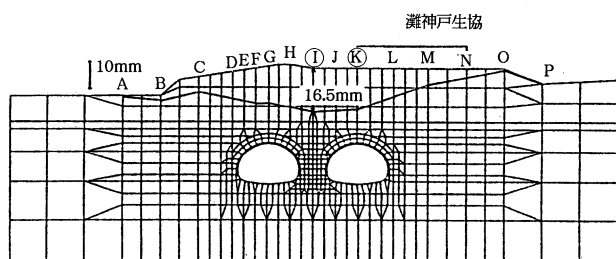
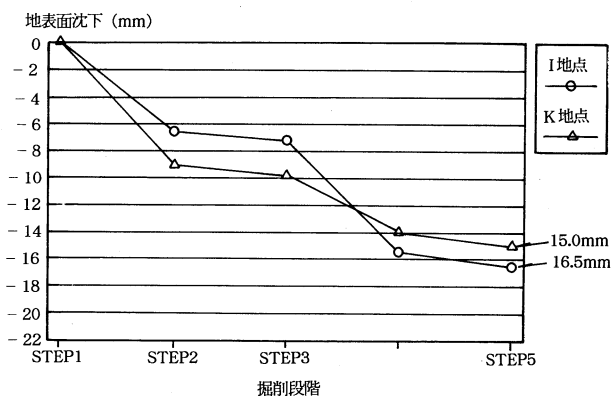


図-15 長尺先受上半先進工法による地表沈下

Fig. 15 Ground surface settlement by the upper face cutting method with the long forepiling

が可能であると判断したため、長尺先受上半先進工法に

ついてFEM解析を行った。

解析にあたっては、長尺先受工の施工により見かけの弾性係数が5倍に増加するとした。解析結果は、図-15に示すとおりで沈下量について地表物件に支障ないと判断された。

なお、眼鏡構造であるためトンネル中間部の地山の強度の向上のため上半盤からのコラムジェット等の地山改良を行うこととしている。

6. あとがき

現在、作業用斜坑および上り線のTBM導坑掘削のための準備工事を竣工し、残土処分地である矢谷地区内の工事並びに水抜きシールド工事、下り線TBM導坑工事を施工中である。

舞子トンネルは、平成9年度の完成を目指して、今後本坑の本格的施工に移行していく。より一層、工事関係者とも一体となって、慎重に工事を進めることが肝要である。

最後に、舞子トンネルの設計施工にあたり、ご指導をいただいた舞子トンネル委員会の方々に感謝するとともに、工事関係者の努力に感謝し、また本文をまとめるにあたってご協力いただいた各位に謝意を表する次第である。

参考文献

- (1) 舞子トンネルの設計施工に関する調査研究報告書 (その1) 昭和62年3月 (財) 海洋架橋調査会
- (2) 舞子トンネルの設計施工に関する調査研究報告書 (その2) 昭和63年3月 (財) 海洋架橋調査会
- (3) 舞子トンネルの設計施工に関する調査研究報告書 (その3) 平成元年3月 (財) 海洋架橋調査会
- (4) 舞子トンネルの設計施工に関する調査研究報告書 (その4) 平成2年3月 (財) 海洋架橋調査会
- (5) 舞子トンネルの設計施工に関する調査研究報告書 (その5) 平成3年3月 (財) 海洋架橋調査会
- (6) 舞子トンネルの設計施工に関する調査研究報告書 (その6) 平成4年3月 (財) 海洋架橋調査会
- (7) 舞子トンネル地盤特性の検討 (その3) 平成2年3月 (財) 防災研究協会
- (8) 都市トンネルにおけるNATMの設計施工 平成元年6月 (社) 土質工学会関西支部

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

Measurement and Analysis on Adverse Motions of the Concrete Plant Barge
used for the Tower Pier 2p of the Akashi Kaikyo Bridge

第二管理局 交通技術課長 岡田 凌太
(前)垂水工事事務所 第三工事長 Ryota Okada



概要

主塔基礎のケーソン設置後、工事用作業船舶を係留する。ケーソン周囲は、カルマン渦の発生等複雑な流況を呈しコンクリート打設作業の作業性低下など強潮流下でのCP船動揺特性を水理模型実験により把握した。2Pでの現地計測は、3次元ビデオトラッカーによる非接触の動揺測定とロードセルによる係留索張力の測定を実施した。その結果は①水理模型実験と現地計測結果は概ね一致する、②動揺量は並進成分1m以下・回転成分1°以下、③コンクリート圧縮強度の変動係数は5%以下、④準静的解析手法による係留計算結果と現地計測で得られたデータとは、概ね一致するという結論を得た。

After the caisson for the 2P tower foundation was set, a concrete plant barge and a material barge were moored to it, where the tidal flow shows a complex formation of Karman vortices. Hydraulic model test was conducted to get a better understanding about the dynamic characteristics of concrete plant barge, such as pitching, yawing, and rolling, which affect on the workability of concrete placement. In-situ measurements included both the contactless measurement on the motion of barge by means of three-dimensional video tracker and the measurement of the mooring cable tensions by means of load cells. The summary of the results are as follows; ① Results from the hydraulic model test well agreed with those obtained from the In-situ measurements; ② The amounts of the longitudinal movements of the barge were less than 1m and the amounts of the rotational movements were less than 1 degree; ③ The variation of concrete compressive strength was less than 5%; ④ Results computed by the quasi-static analysis well agreed with those from the in-situ measurements.

1. はじめに

明石海峡大橋主塔基礎のケーソン設置後、工事用作業船舶を係留する。ケーソン周囲は強潮流が発生し、上流側の堰上げ、下流側のカルマン渦の存在により場が乱されるため、作業船舶に施工上不都合な動揺が生じる可能性がある。よって、係留設計においてケーソン周辺の係留作業船舶の動揺を事前に把握する必要がある。従来、波による作業船舶の動揺の研究は、解析・実験の両面において実施されてきたが、ケーソン周辺に係留された作業

船舶の潮流による動揺特性は、構造+潮流+波の相互干渉の結果として起こる複雑な現象となるため、室内実験により作業船舶の動揺特性の把握を実施した。本稿では室内実験の結果を踏えて明石海峡大橋2Pケーソンのコンクリート工事に使用中の作業船舶について強潮流・強風・強波浪が作用した時の船体動揺及び係留索張力の計測工について報告する。

2. 大型作業船の動揺実験

CP船によるコンクリート打設は、大潮時に発生する6～7ノットの強潮流下でもバッチャープラントの計量誤差、コンクリート配管ラダーの変位、作業員の作業能率の低下など船体動揺から予想される現象に対して安定して行わなければならない。予想される水理的諸問題を把握するため、①作業船の規模、②積載状態、③係留配置、④ケーソンに対する作業船位置、⑤潮流速の変化が作業船の動揺に及ぼす影響の5つの要素について実験を実施した。実験は、縮尺1/100のフルード相似則で、ケーソンによる流れの攪乱がCP船にどのように影響するかを調査した。図-2に実験計測概要、図-3に作業船の6成分動揺量を示す。

作業船模型は、7000tf・25000tf級の箱型台船を想定し、計測方法は3次元ビデオトラッカーによる船体動揺の測定及びリング型歪計による係留索張力の測定を行った。

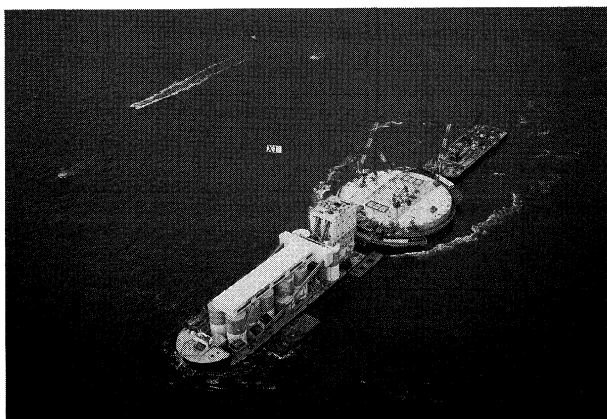


写真-1 2Pに係留されたCP船と資材台線

Photo.1 Concrete plant and material barges moored to 2p

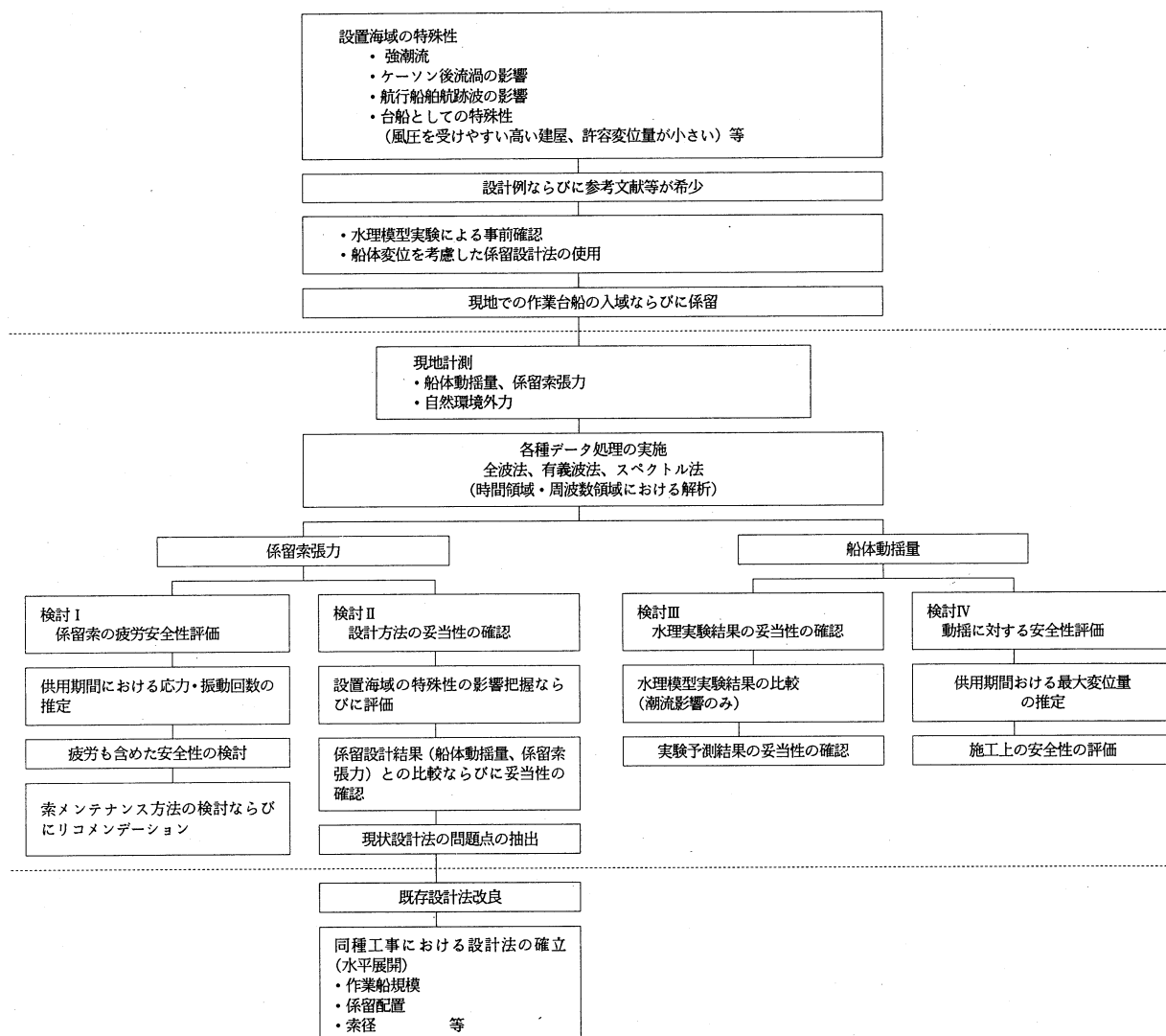


図-1 検討方法概要フロー
Fig. 1 Scheme of the procedure

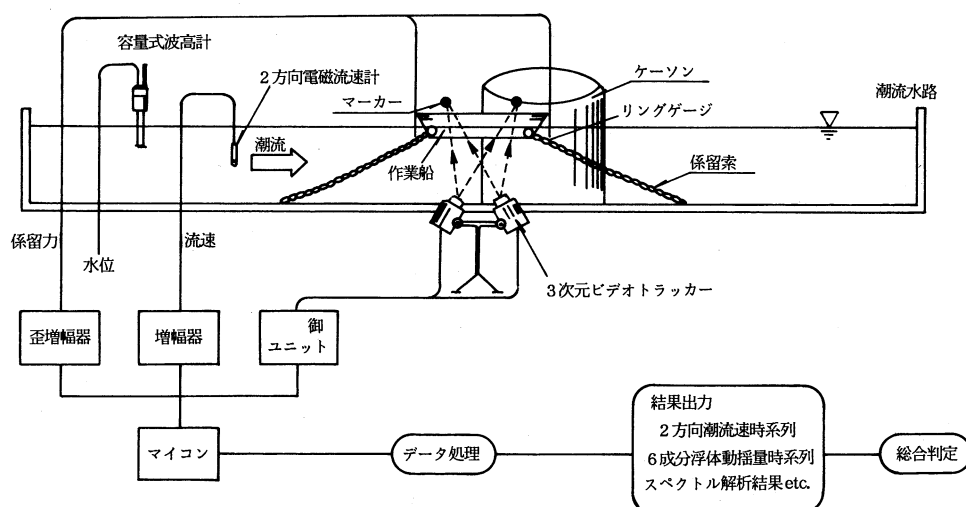


図-2 実験計測概要
Fig. 2 Scheme of In-situ measurements

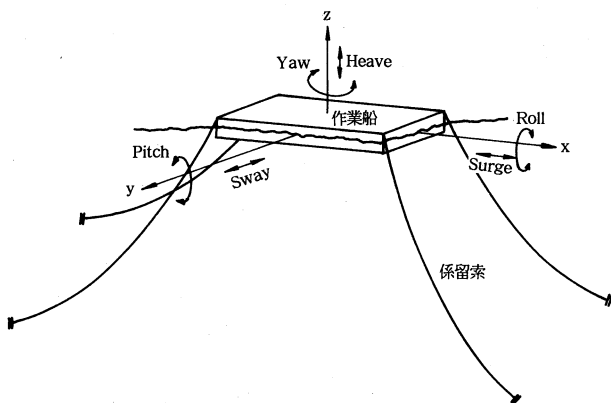


図-3 作業船6成分動揺量
Fig. 3 Six-component of barge motions

次に実験結果及び考察を述べる。

(1) 基本動揺特性

- ①潮流速の増加に伴い動揺量が増加する。
- ②流圧面積の大きい（喫水の深い）満載時の方が、喫水の浅い空載時に比べ動揺量が多い。
- ③ケーソンからの剥離渦の影響により、潮流に対して後流域に係留された作業船の方が、前面域に係留されたものにより動揺量が多い。
- ④Sway、Yawの平面成分及びSwayに連成するRollの動揺量が他の成分に比べて卓越する。

(2) 係留配置並びに作業船位置の違いによる影響

- ①ケーソン側方に係留した場合に潮流が作用すると全体的にケーソン側に引きつけられ作業船の船首が、ケーソンから離れるように開いた平衡位置でSway、Yaw、Rollが卓越した動揺が生じる。
- ②ケーソンに直接係留した場合、動揺回転中心の位置がケーソン側に移動する。従って作業船重心位置における動揺量は同じでも作業船船尾における動揺が増大する傾向がある。

(3) 作業船規模・係留索配置による影響

ケーソンの前面もしくは、後流域に7000tf級作業船か25000tf級作業船に係留した場合を比較すると7000tf級作業船の動揺量に比較して25000tf級作業船の動揺量は小さく、また流速の増加に伴う動揺量の増加も少なく安定している。この理由として以下のことが考えられる。

- ①Sway、Yaw方向の動揺に抵抗するよう係留索配置をした。
- ②ケーソンから発生する渦の大きさに比較して、作業船寸法が大きい。

(4) コンクリート配管ラダー先端の変位

25000tf級CP船のコンクリート配管ラダー先端及び重心の変位軌跡は、どの成分とも±1m以内に収まっている。

(5) バッチャープラント計量器誤差の発生

潮流速が変化しても並進成分1m以下、回転成分1°以下であり動揺補正装置の動揺許容量に収まる。

実験の結果から比較的問題の少ない作業船の係留配置としては、潮流方向に対してケーソン前後の位置であり、

動揺量は潮流方向に対して前方に係留した場合は小さいが、後流域に係留した場合は剥離渦の影響を受けて水平面内の動揺が発生する。この動揺量を低減する手段は、剥離渦の渦径（最大渦径≒ケーソン直径）よりある程度大きい寸法（長大渦径≒ケーソン直径）を持った大型船を使用し、さらに平面内運動を拘束する係留方法を採用すれば強潮流時でもコンクリート打設に支障のない動揺量に低減できることがわかった。

3. 強潮流下に於ける大型作業船の係留検討

コンクリート打設作業時等に使用する各種作業船は、係留索により位置保持される。従ってこれら浮体に作用する各種の自然外力を想定し係留索に発生する張力や浮体の変位量が、許容値以下になるように係留索の設計を行うことは、安全・経済上から見て重要である。従来の多点係留で用いられている一般的な解析方法は、以下の2通りである。

①静的解析：浮体は動かないと仮定して、外力は定常であると考え、力の釣合式（カテナリー理論）を解くことにより評価する。

②動的解析：浮体の動きを考慮して、外力は全て非定常であると考え、運動方程式を解くことにより評価する。

①の方法は簡単な方法であるが浮体の定常変位がわからず、係留索の張力が過大に評価される。②の方法は厳密ではあるが、運動方程式を時間領域で積分して解析を行うため計算時間がかかる等の問題がある。そこで静的解析と動的解析の中間的な方法である準静的解析方法によりCP船の係留力解析を行った。

次に準静的解析によるCP船係留索の検討について述べる。本解析は、風・潮流に対しては静的に、波に対しては動的に取り扱うものである。図-4に準静的解析による係留力解析フローを示す。

(1) 解析モデル

図-3に示す3次元係留モデルを考え係留索の特性（図-5）を考慮して潮流力+風圧力は静的荷重として変位を考慮した力の釣合式、(1)式から索張力と定常変位を計算する。

$$\sum_{i=1}^N \alpha_i \cdot T_i = \bar{F} \quad \dots \dots \dots (1) \text{ 式}$$

α_i : 外力分担率

T_i : 係留索張力

N : 索本数

$\bar{F}$: 定常外力（風・潮流）

また波による動揺量を定常浮体運動方程式、(2)式を解くことにより求め、上記定常変位に対して強制変位振動させて係留索に発生する張力を求める。

$$\sum_{i=1}^4 m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = F(t) \quad \dots \dots \dots (2) \text{ 式}$$

m : 質量

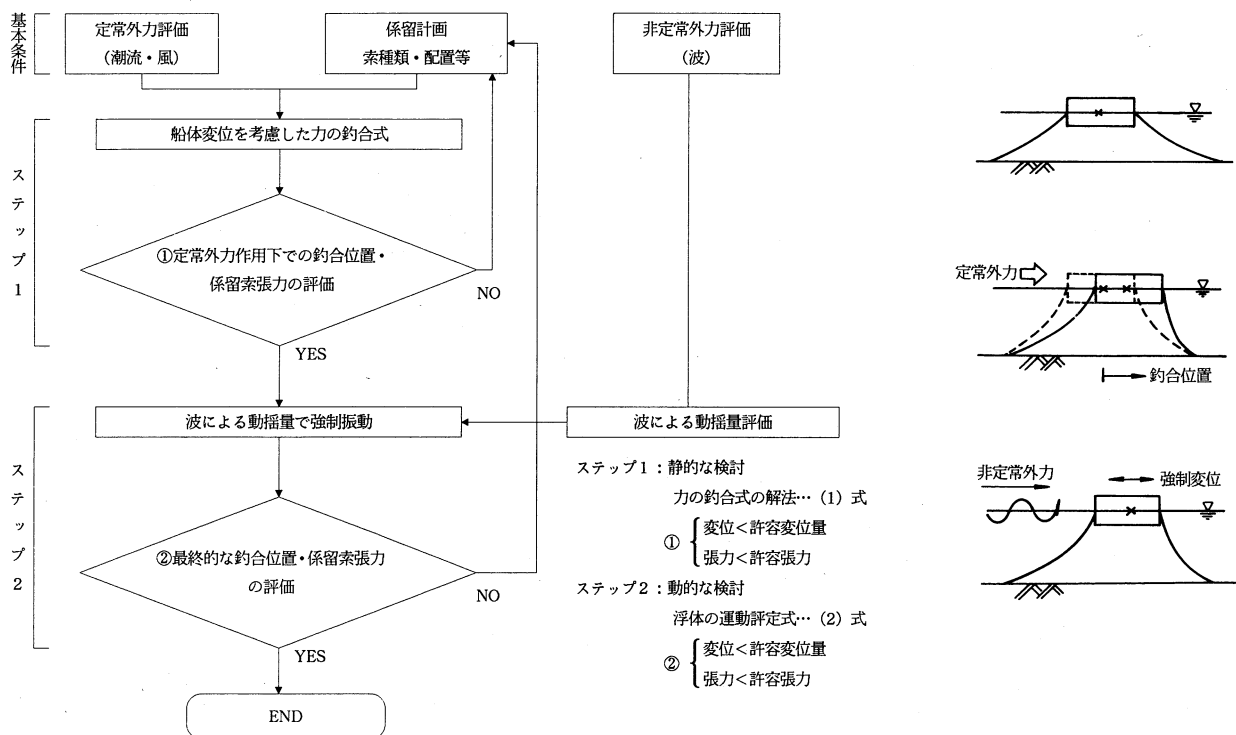


図-4 準静的解析手法フロー
Fig. 4 Quasi-static analysis used

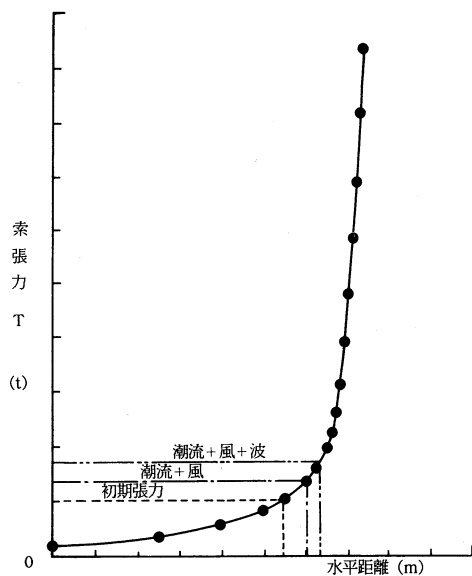


図-5 係留索の特性曲線
Fig. 5 Characteristics of the mooring cable

c: 減衰係数
j: 変位モード
k: 線形係留マトリックス
x: 浮体変位量
F(t): 非定常外力 (波)

浮体の最大変位量は、(1) 式で求めた定常変位と (2) 式で求めた動揺量の和となる。また係留索に働く最大張力は、浮体が最大変位したときに最も大きくなる係留索の浮体側とシンカー側係留点との水平距離により図-5の

表-1 検討ケース一覧
Tab.1 Cases of examination

	CASE 1	CASE 2	CASE 3
海象気象条件	施工条件 I 潮流: 4kt 風速: 32m/s 波浪: 別途	施工条件 IV 潮流: 6kt 風速: 10m/s 波浪: 別途	施工条件 III 潮流: 6.5kt 風速: 20m/s 波浪: 別途
CASE X CP 台船 (満載) 単独	○	○	○
CASE Y CP 台船 + ノバジ 2 隻 (満載)		○	

表-2 CP 船の浮体諸元
Tab.2 Dimensions of the concrete plant barge

船殻 幾何形状	長さ L (m)	138.0
	幅 B (m)	36.0
	高さ H (m)	8.7
重量 W (ton)		30155
吃水 d (m)		7.3
重心位置	船首尾方向 xG (m)	0.57
	船幅方向 cG (m)	0.00
	鉛直方向 KG (m)	17.09
メタセンター 高さ	ROLL 方向 GMx (m)	1.35
	PITCH 方向 GMy (m)	203.96
	ROLL 方向 IXX (ton・m ²)	3.556 × 10 ⁶
慣性 モーメント	PITCH 方向 IYY (ton・m ²)	3.480 × 10 ⁷
	YAW 方向 IZZ (ton・m ²)	3.615 × 10 ⁷
復元力係数	HEAVE 方向 c33 (ton・m)	5.117 × 10 ³
	ROLL 方向 c44 (ton・m/o)	5.043 × 10 ⁴
	PITCH 方向 c55 (ton・m/o)	6.619 × 10 ⁶
自由浮体振動 固有周期	HEAVE 方向 Tz (秒)	5.50
	ROLL 方向 Tθx (秒)	16.85
	PITCH 方向 Tθy (秒)	4.26

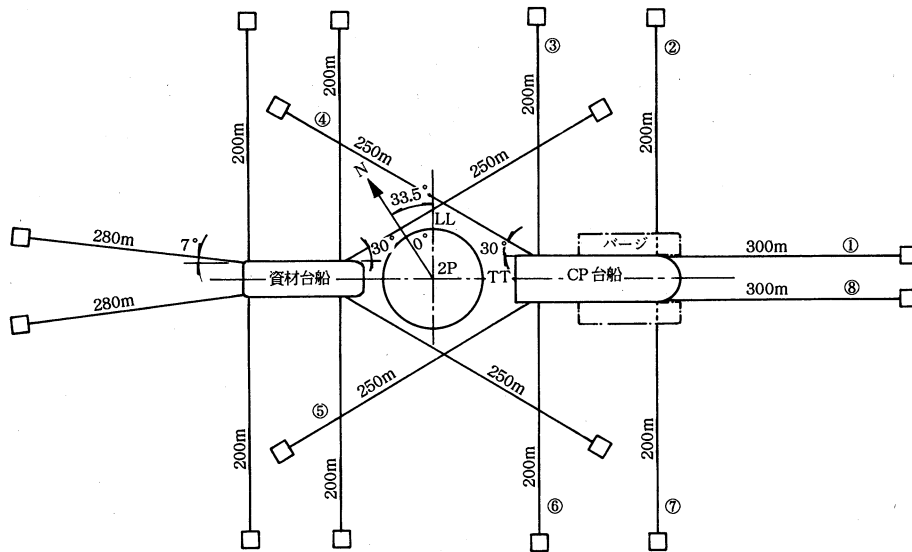


図-6 CP船・資材台船の係索配置

Fig. 6 Arrangement of mooring cables for the concrete plant and material barges

表-3 最大張力の発生する荷重ケース・索張力・変位

Tab.3 Combination of loads, cable tentions and displacements to generate the maximum tension

索番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
ケース	CASE Y CASE 2	CASE X CASE 1	CASE X CASE 1	CASE X CASE 1	CASE X CASE 1	CASE X CASE 1	CASE X CASE 1	CASE Y CASE 2
風向 (波向)	150°	40°	30°	340°	270°	220°	210°	95°
周期 (秒)	3.537	2.346	2.327	2.767	6.541	5.944	5.684	3.537
波高 (m)	1.643	1.341	1.325	1.735	6.741	5.881	5.506	1.643
風圧力 (t)	14.0	259.0	263.0	186.0	173.0	259.0	263.0	15.0
潮流力 (t)	267.3	70.6	70.6	70.6	70.6	70.6	70.6	267.3
索径 (mm)	φ 100 (φ 106)	φ 100 (φ 106)	φ 100 (φ 106)	φ 100 (φ 106)	φ 100 (φ 106)	φ 100 (φ 106)	φ 100 (φ 106)	φ 100 (φ 106)
①潮流+風による索張力 (t)	191.7	186.5	174.4	114.4	116.4	206.0	212.6	195.7
①+波浪による索張力 (t)	191.8	189.5	177.0	114.4	206.0	244.1	248.2	195.7
安全率	3.75	3.80	4.07	6.29	3.50	2.95	2.90	3.68
必要安全率	3.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	3.50
潮流+風による変位	X方向 (cm)	-185.4	-42.7	-36.6	22.6	25.4	-36.8	-188.5
	Y方向 (cm)	-0.4	-67.0	-68.3	-45.6	40.2	124.4	-1.9
	計	185.4	79.4	77.5	50.9	75.0	129.7	188.5
波浪による変動量	X方向 (cm)	-0.36	0.00	0.00	0.04	27.77	7.50	-0.23
	Y方向 (cm)	0.04	-0.08	0.02	-0.05	13.21	85.15	-0.07
	回転角 θ z (°)	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.00

注) 波高は、1.8H/4とする。

() 内は、ワイヤー径を示す。

⑥、⑦索にはシンカーから100mの位置に中間シンカー W = 70t (水中重量) を設置する。

係留索の特性を用いて最大張力を求めることができる。

(2) 検討ケース

本州四国連絡橋公団下部工設計基準に基づき施工条件を表-1のように決定した。解析に当たって考慮した検討条件は、①CP船単独、②CP船+材料運搬船2隻の2ケースで両ケース共、CP船材料サイロは満載とした。表-2にCP船の浮体条件を整理し、係留索にはCP船の最大変位を2m以内に収めるよう予備検討した結果から、図-6に示す8点係留とし係留索1本あたり100tの初期張力を導入するものとした。

(3) 検討結果

各係留索について最大張力が発生する荷重ケース・索張力・変位について表-3に整理した。係留索のうち⑥、⑦については、図-7に中間シンカー重量の検討時に計算

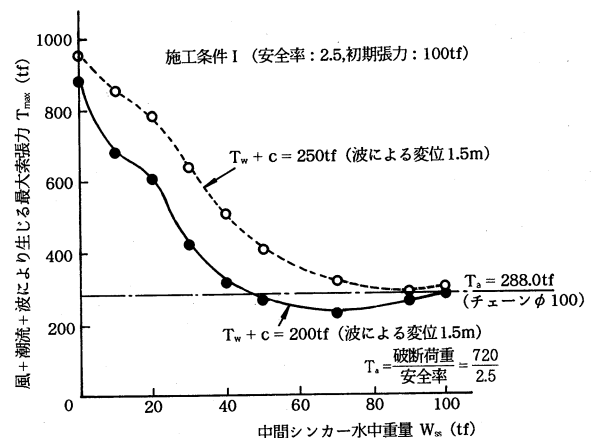


図-7 中間シンカー重量の検討

Fig. 7 Culcation of the intermediate sinker weight

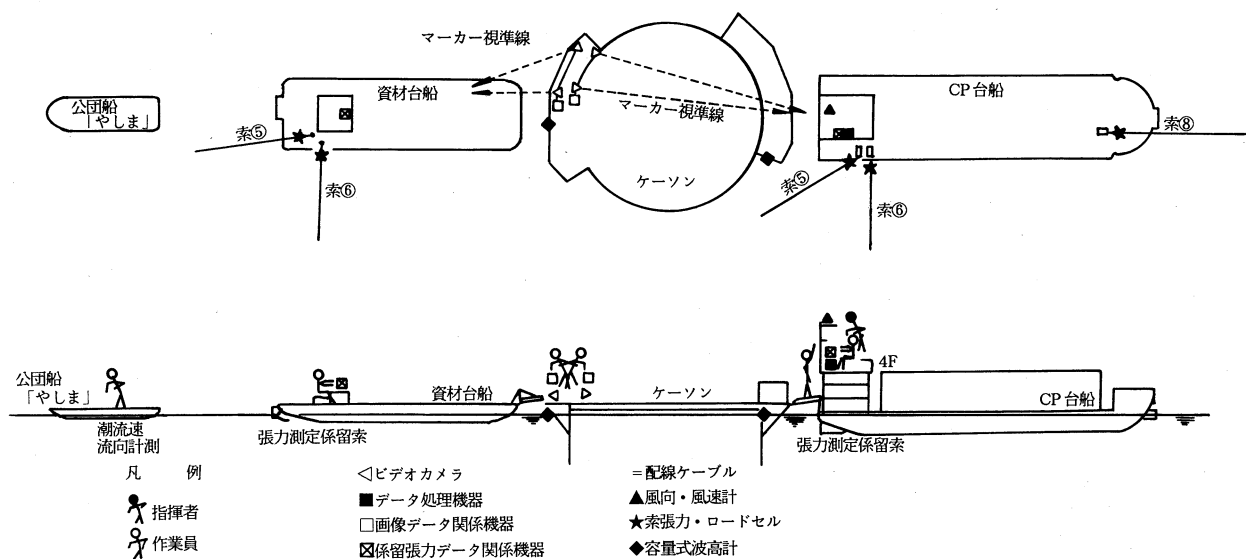


図-8 計測機器配置
Fig. 8 Layout of measuring instruments

した結果を示したが、中間シンカーを使用しない場合には、許容索張力（索破断強度／安全率）を超える過大な張力（約900t）が働くため、シンカーから100mの位置に中間シンカー（70t）を取りつけダンパー効果を持たせることで最大索張力及び変位を許容値以内に収めることができた。

4. 作業船の動揺量・係留索張力の現地計測

本計測の目的は、CP 船係留期間中における施工安全性の評価ならびに設計手法・水理実験手法の妥当性の確認を目的として実施した。計測は1989年12月13日～12月15日にかけて、強潮流（max6kt）ならびに強風（max16m/s）・波浪（max1.6m）のデータを取得した。表-4に計測項目の一覧を示す。

船体動揺量の計測は従来の複数の加速度計を使用する方法にかえて、画像処理技術を利用して非接触で動揺量を直接計測することができる3次元ビデオトラッカーを用いた。計測機器配置を図-8に示す。また係留索張力の測定はロードセルを用いて実施した。計測結果について下記に述べる。

表-4 計測項目一覧
Tab.4 Items to be measured

計測項目	使用計測機器	備 考
船体動揺量	ステレオビデオトラッカー	CP 台船、資材台船（6成分動揺量）
係留索張力	ロードセル（動的応答） 静歪計（静的応答）	計測係留索数：5本 CP 台船索⑤、⑥、⑧、資材台船索⑤、⑥
潮流速・動向	ドップラー 流向・流速計	本四公団船「やしま」 3点の流速の単純平均で平均流速を求める。
風速・風向	フロベリ型 風向・風速計	CP 船パッチャープラント屋上に設置。
ケーソン周辺波高	容量式波高計	ケーソン西側ならびに東側の2点に設置。



写真-2 CP 船に設置したマーカー
Photo.2 Markers installed on the concrete plant barge

- (1) CP 船の船体動揺量並びに係留索張力の最大値は強潮流作用時でケーソン後流域にある場合に生じる。
- (2) 最大の船体動揺量が生じた場合は、Surge、Sway、Yaw の平面方向の動揺成分が卓越する。
- (3) 係留索の変動張力は中間シンカー付きの索⑥が大きくなる。

5. 考 察

今回の一連の業務である水理実験・係留検討・現地計測について（1）～（4）に考察をまとめた。

（1）船体動揺量及び係留索張力

① CP 船の甲板中心における船体動揺量は、並進成分（Surge、Sway、Heave）が約1m以下、回転成分（Roll、Pitch、Yaw）が約1°以下であり配管ラダー先端の変位も1m以内に収まっている。（図-9）

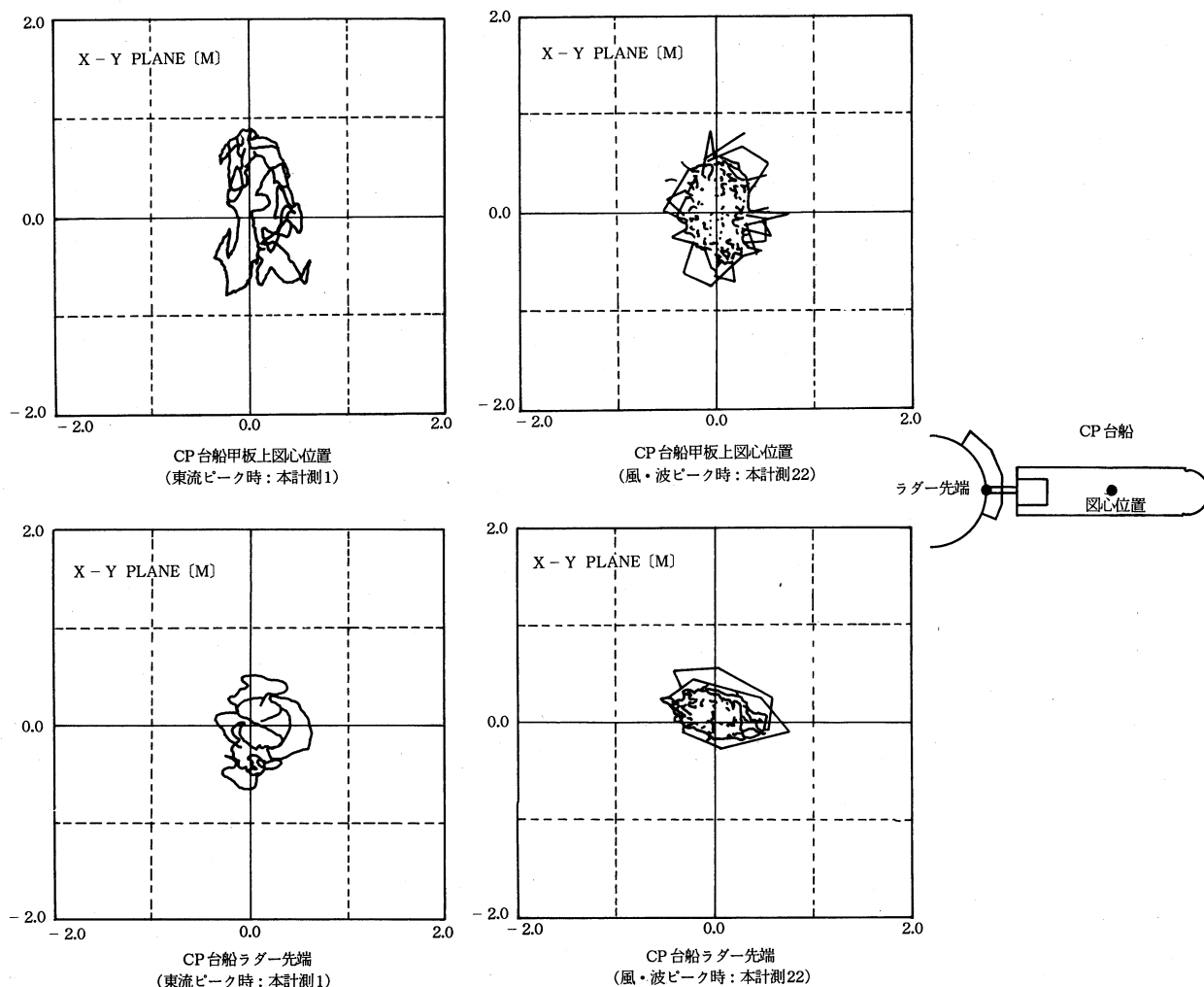


図-9 Position of the gravity center of the concrete plant barge at deck level and planary path of the ladder

②潮流と風・波浪の船体動揺量への影響を考えた場合、潮流による影響が支配的であり最大動揺量は、ケーソン後流域にいる場合にケーソンから発生するカルマン渦の影響により生じる。この時の卓越動揺成分は、Surge、Sway、Yaw の平面方向成分である。

③初期張力はロードセルによる計測結果から判断して設計値の70% (70t) である。④最大変動張力は、強潮流時に中間シンカー付きの索⑥で生じ両振幅で約10tである。これは、中間シンカーが浮き上がる前の状態にあるために他の係留索に比べて緊張索長が短いので、動揺に対して張力が発生し易いためである。しかし、今回計測した以上の外力が生じた場合には、中間シンカーが浮き上がりダンパー効果が出るため張力増大傾向は緩和される。

⑤バッチャープラント計量器動揺補正装置の許容誤差は、表-5に規定された値である。今回計測されたデータは、許容量に入っている。動揺量の大きかった東流最大時のCP船動揺卓越周期は、約200秒であった。また、水中・気中コンクリートを通じてコンクリート圧縮強度の変動係数は、5%以内で良好な結果を示した。

今回得られたデータは、供用期間における最大量に近

表-5 動揺補正装置の動揺許容値と測定結果

Tab.5 Allowable limits of motions for the adjustment device and the reesults of measurement

項目	許容値	測定値	備考
Roll 方向	$\pm 3^\circ$	約 1°	測定値は変動幅を示す。
Pitch 方向	$\pm 3^\circ$	約 1°	"
鉛直加速度	0.02G	0.0005G	周期200秒、振幅0.5mとした場合の計算値
動揺周期	5秒以上	200秒	渦周期と同一

表-6 索長ならびに初期張力の計算・計測結果

Tab.-6 Results of computing and measuring of the cable length and the initial tension

CP 台船索No	⑤	⑥	⑧
設計導入張力 (ton)	100		
現地			
測定索長 (m)	235.5	231.3	306.1
測定張力 (ton)	80	62	40
計算			
索長 (m)	234.9	204.9	303.0
張力 (ton)	80.3	61.4	60.5

いと考えられる。従って、船体の動揺に関しては、施工上安全であると考えられる。

(2) 係留索の現状設計方法

係留索設計結果と見地計測結果を比較した場合、設計

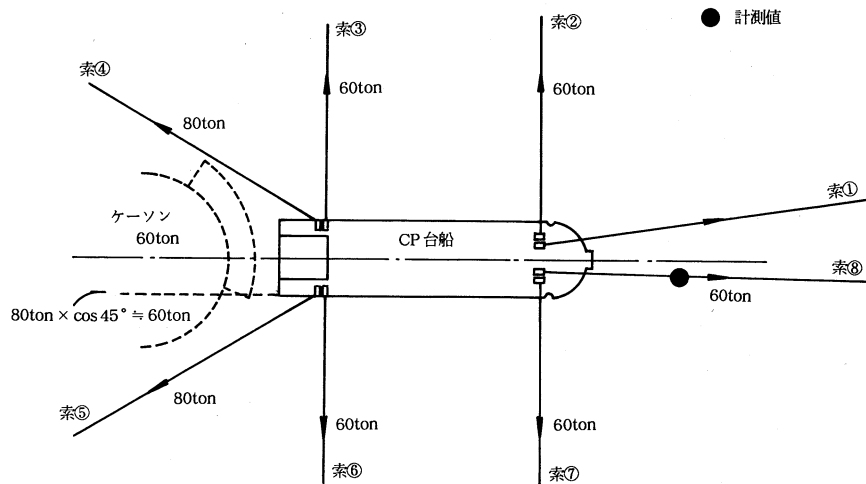


図-10 CP 台船の係留力バランス

Fig. 10 Balance in the mooring forces of the concrete plant barge

においては、複数の外力（風・波・潮流）が最大の条件で同時に作用した場合を想定しているが、今回計測で得られた結果は、単独の外力が最大の条件で作用した場合のデータであるため、設計結果は、計測結果に対し安全側の評価となっている。表-6に現地計測と先に計算した係留張力曲線より求めた張力を比較した。索⑤について測定張力と計算張力について合わせ、CP 船係留索張力の全体バランスを考えて張力配分した結果を図-10に示す。この結果、索⑥については比較的良く整合しているが、索⑧について20t程度の張力差が生じている。これは各係留索の初期張力に差があるため、張力配分にアンバランスが生じ、いずれかの係留索が片ぎき状態となっているためと考えられる。準静的解析手法により得られた計算結果は、現地計測で得られた計測結果と概ね符合するものである。

(3) 係留索の疲労

疲労に対する安全性の評価のためにチェーン母材及び溶接部に対する①チェーンのS-N曲線、②張力と部材応力の関係、③張力作用時の振動モード、④潮流速-振動数の関係、⑤潮流速-応力振動上昇レベルの関係、⑥チェーンの総振動回数と応力上昇レベルを把握し、マイナー則を適要することによりCP 船係留期間中（2年）の疲労破壊に対する安全性の評価を行った。図-11に疲労に関する検討概要フローを示す。変動張力が一番大きい索⑥について疲労寿命を計算した結果を表-7に示す。計算上は疲労寿命が長く安全と言う結果になった。

(4) 水理模型実験との比較

船体動揺量の現地計測結果は並進成分（Surge・Sway・Heave）で1m以下、回転成分（Roll・Pitch・Yaw）で

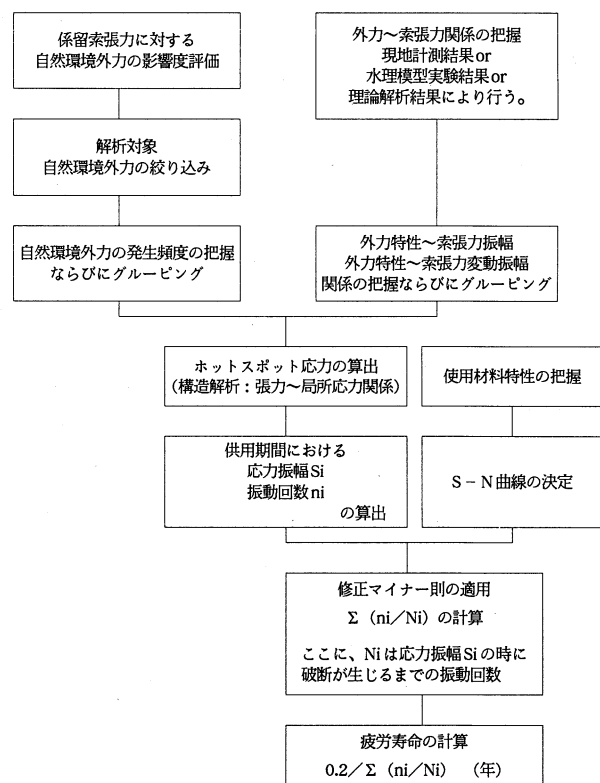


図-11 疲労に関する検討概要フロー

Fig. 11 Procedure to check the fatigue

1°以下であり、水理模型実験で得られた結果と比較的良好な一致が得られた。従ってフルード相似則を使用し、係留索については弾性もしくは重量を相似した水理模型実験手法は妥当であることがわかった。

表－7 被労寿命ならびに外力に対する影響度（CP台船索⑥）

Tab.7 Intensity of influence by the cable №6 of the concrete plant barge against both the fatigue life and the external force

潮流の場合				
	チェーンの場合（φ 100）		ワイヤーの場合（φ 120）	
	920626 年		28755 年	
波の場合				
波作用時係留索 張力変動周期	チェーンの場合（φ 100）		ワイヤーの場合（φ 120）	
4 SEC	207505469 年		74035 年	
10 "	518763672 年		185088 年	
20 "	1037527344 年		370176 年	
30 "	1556291016 年		555264 年	
潮流+波の場合				
波作用時係留索 張力変動周期	チェーンの場合（φ 100）		ワイヤーの場合（φ 120）	
4 SEC	916742 年		20713 年	
10 "	919179 年		24888 年	
20 "	919994 年		26683 年	
30 "	920266 年		27340 年	
潮流、波の被労に対する影響度				
波作用時係留索 張力変動周期	チェーンの場合（φ 100）		ワイヤーの場合（φ 120）	
	潮流影響度	波影響度	潮流影響度	波影響度
4 SEC	99.5 %	0.5 %	72.0 %	28.0 %
10 "	99.8 %	0.2 %	86.5 %	13.5 %
20 "	99.9 %	0.1 %	92.8 %	7.2 %
30 "	99.9 %	0.1 %	95.1 %	4.9 %

6. 今後の検討課題

現状の係留索設計技術を更に向上させるために残された課題は、①ケーソンから発生する渦が船体に作用した場合に働く流体力評価方法の開発、②リアルタイムの張力管理システムの開発、③複数の外力が同時に作用する場合の疲労解析における確率を考慮した外力評価方法（足し合わせ方法）の確立である。表－8に今回の一連の検討結果を整理した。

最後に水理模型実験・係留索の設計・作業船動揺計測の実施にあたり業務に携わった鹿島技術研究所第一研究部第五研究室（海洋・水理）及び明石海峡大橋2P下部工JVの方々に感謝致します。

参考文献

1. 明石海峡大橋主塔基礎先掘防止工に関する水理模型実験（その6）水理実験総集編概要書 昭和61年1月 鹿島建設
2. 明石海峡大橋2P下部工（その2）工事、作業船動揺計測報告書 平成2年3月 明石海峡大橋2P下部工（その2）工事鹿島・前田・西松・五洋・戸田共同企業体
3. 多点係留浮体の係留力解析 平成元年10月 鹿島建設技術研究所年報第37号
4. 強潮流下の円柱基礎周辺に係留された作業船の現地動揺特性；岡田他 平成3年11月 海岸工学論文集（土木学会）

表－8 作業船動揺計測工検討結果一覧

Tab.8 A summary of measurments and examinations on the motions of the barge

検討項目	計測・解析技術	検討ケース	結 論	問 題 点	検討課題
大型作業船の動揺実験	①1 / 100 フロード相似則による水理実験 ②三次元ビデオトラッカーによる計測 ③リング型歪計による係留索張力の計測	①基本動揺特性の把握 ②係留状態による違いの把握 ③作業船の大きさによる違いの把握 予想した作業低下要因 計量誤差の発生 配管ラダーの変位 作業員の作業性の低下	剥離渦径よりある程度大きい（渦径≒ケーソン直径以上）大型作業船を使用し、さらに水平面内運動を拘束する係留方法の採用により強潮流時でもコンクリート打設に支障ない動揺量に低減することが可能である		
強潮流下に於ける作業船の係留	①準静的解析手法 ②中間シンカーによる索張力低減	①CP船単独係留 ②CP船+材料運搬船 サイロは満載状態	CP船の最大変位を2m以内に収めるため係留索に100tの初期張力を導入し許容索張力を越える索⑥については、中間シンカー（70t）を取付けダンパー効果により最大索張力を低減する	索⑥の張力に、理論的に計算された張力と計測値との間に20t程度の差が現れた。原因として、①初期張力導入時の各係留索張力のアンバランス。②ケーソンの存在による流況の複雑化、戻り流れによる潮流速の低減が起きていることが考えられる。（資材台船では、各係留索の張力バランスが良かったため、同様な解析をした結果は、比較的に良く整合している）	①ケーソンによる流況の変化を考慮した流体力の評価手法の開発 ②複数の外力が同時に作用した場合の重ね合わせの考え方
強潮流下に於ける作業船動揺量・索張力の測定	①三次元ビデオトラッカーによる計測 ②ロードセルによる索張力の測定	①水理実験の妥当性 ②動揺に対する安全性 ③係留索の疲労安全性 ④係留索設計方法の妥当性	①水理模型実験結果と現地計測結果は、比較的良好な一致が得られた ②供用期間における予想最大量に近い自然条件で、動揺量の並進成分で1m、回転成分で1°以下でありコンクリート打設に支障となる様な動揺は発生しない 計量器動揺補正装置の許容値内に収まる動揺量であり、コンクリート圧縮強度の変動係数も5%以内で良好である ③変動張力の大きい索⑥で検討した結果、疲労寿命が長く安全である ④準静的解析手法により得られた計算結果と現地計測で得たデータは概ね一致する 係留索に発生する張力は、約110tf（初期張力100tf+変動張力100tf）であり、安全率2.5を満足する	①マーカの動きが比較的小さく、ビデオ画面のユラギ・チラツキ等によるノイズが発生した ②CP船前面方向からの計測のため、船尾方向に十分な距離を取ってマーカを設置することが不可能であったため、船体動揺量6成分中でPitch・Yawに対する精度が他に比べて悪くなる ③初期張力の導入に差があるため、張力配合にアンバランスが生じている（資材台船では、初期張力が40tと低いため各係留索の張力バランスは良い）	①マーカの追跡技術の向上 ②ケーソンの周囲に係留された作業船の波による動揺解析技術の開発 ③係留索の疲労蓄積度に対する現地計測手法の開発 ④強緊張状態でチェーン係留を行う場合の、リアルタイムの張力管理システムの開発

生口橋上部工の設計・製作（その2）

Superstructural Design and Fabrication of Ikuchi Bridge (Part II)

向島工事事務所 第一工事長 藤原 亨

Tohru Fujiwara



概要

生口橋は、中央径間が鋼桁、側径間がPC桁という主桁複合構造をわが国で初めて採用した斜張橋である。本稿では生口橋の上部工の設計・製作の全般について報告している。設計上の特徴の1つとして、側径間PC桁のクリープ、乾燥収縮に伴う判断力の変化および塑性変形の取扱いについて述べている。また、中央径間の鋼桁は、鋼床版2箱桁形式で、主桁の設計における有効幅の考え方、軸力の卓越した腹板および縦桁の設計法ならびにケーブル定着部の設計法など特徴的な事項を中心に報告している。塔は継手を溶接継手としたため、溶接施工試験を行い溶接法を定め、実施工にあたっては、溶接による変形防止策を施した。桁の製作では、大きな応力集中の生じるケーブル定着部の溶接法に特に注意を要した。

Ikuchi Bridge is a long-span cable-stayed bridge in which a hybrid girder system was adopted for the first time in Japan, i.e. steel structure for the central span and prestressed concrete for both side spans.

This paper reports of the design and fabrication of the superstructure of Ikuchi Bridge. One of the characteristics in design is of the design considerations on the sectional force changes and plastic deformations due to creep and drying shrinkage in the prestressed concrete girders.

In designing the steel deck of two-box girder, special attention was paid for the concept of effective width, design method of the webplate subject to predominant axial force, and design method of stringers and cable anchorages.

A series of welding tests was made to select a welding method for joints in the main towers. Preventive measures were taken for control of deformation induced by welding during the fabrication of the towers. Serious precautions also were paid for the welding in the cable anchorage area of steel girder where significant stress concentration occurs.

4. 製作概要

4.1 塔の製作

(1) 概要

塔は、水道に面した汀線部を埋立てたヤード内に架設され、その規模からも現有のクレーン船の使用が可能であることから、大型クレーン船による大ブロック架設工法が採用された。架設ブロックは基部、下部、上部の3つの部分に分割され、製作ブロックは製作工場のクレーン

能力等からブロック割りを決定した。製作ブロックは工場ヤード内で架設ブロックに地組立てされるが、本橋では、製作ブロック間の継手を現場で連結する架設ブロック間以外は溶接継手とし、美観の向上を図った。ここでは、本橋の塔製作の特徴である大ブロックの仮組立および地組立を中心に報告することとする。

表-9に塔の製作数量を、図-18にブロック割りを示す。

また、図-19に製作手順を示す。なお、塔の製作キャンバーは橋軸方向については完成時鉛直となるため考慮せず、直角方向のキャンバーとして塔自重、支承反力、ケーブル張力を塔の平面モデルに載荷した時の変形量を製作キャンバーとした。また、部材の長さは、地組立時の全断面溶接による収縮量を事前に見込んで製作した。

(2) 仮組立

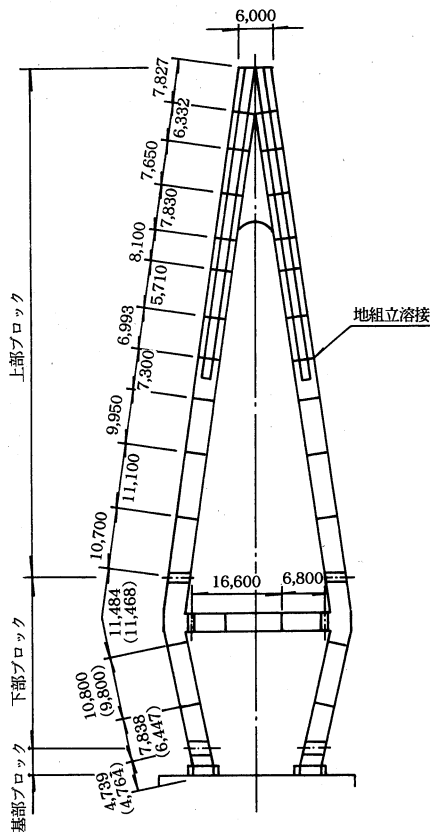
仮組立は、中央径間側を上にして平面組みの状態で行った。3P（生口島側）は塔全体を一体として仮組立てし、2P（因島側）は基部および下部ブロックを一体に仮組立てし、上部ブロックは別途組立てた。2Pの下部ブロックと上部ブロックの取合いは、上部ブロックの下部ブロッ

表-9 塔製作数量

Tab.9 Bill of quantity for the tower

		材 質	数 量 (ton)
塔	本体工	SM570	686
		SM490Y	2,861
		SS400	590
		小 計	4,137
	付属物	SC450	307
		SS400 他	197
		小 計	504
	総合計		4,641

(数量は2P、3Pの合計を示す)



注 () 内は塔3Pの値である。

図-18 塔ブロック割り

Fig. 18 Division to the tower blocks

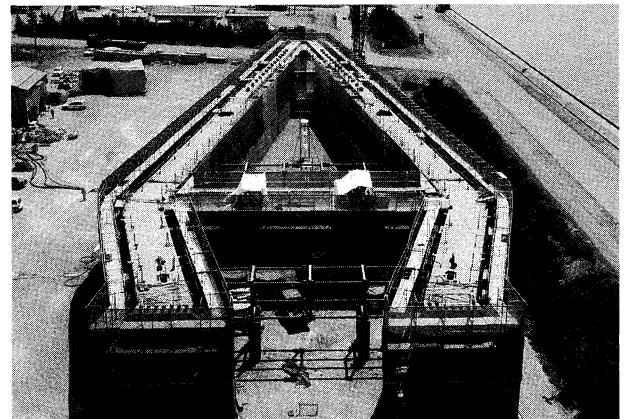


写真-1 塔仮組立状況

Photo.1 Shop assembly of the tower

クと連結する部材を下部ブロックに架設時の形状保持用のスパーサービームと共に仮組立てして精度を確認した。組立て順序は水平梁より組立て始め、基部および塔頂に向かって進めた。組立て時の寸法形状は地組立て溶接による収缩量(1継手当り3mm)を見込み、溶接完了後に所定の形状となるようにした。

作業途上の形状測定および調整は、部材の温度差が少ない早朝に行い、精度確認後、溶接用エンドタブ兼用の引き寄せ金具を溶接し、ルートギャップを固定し次のブロックに移行した。

(3) 地組立

仮組立完了後、ボルト継手以外の継手(2P:24断面、

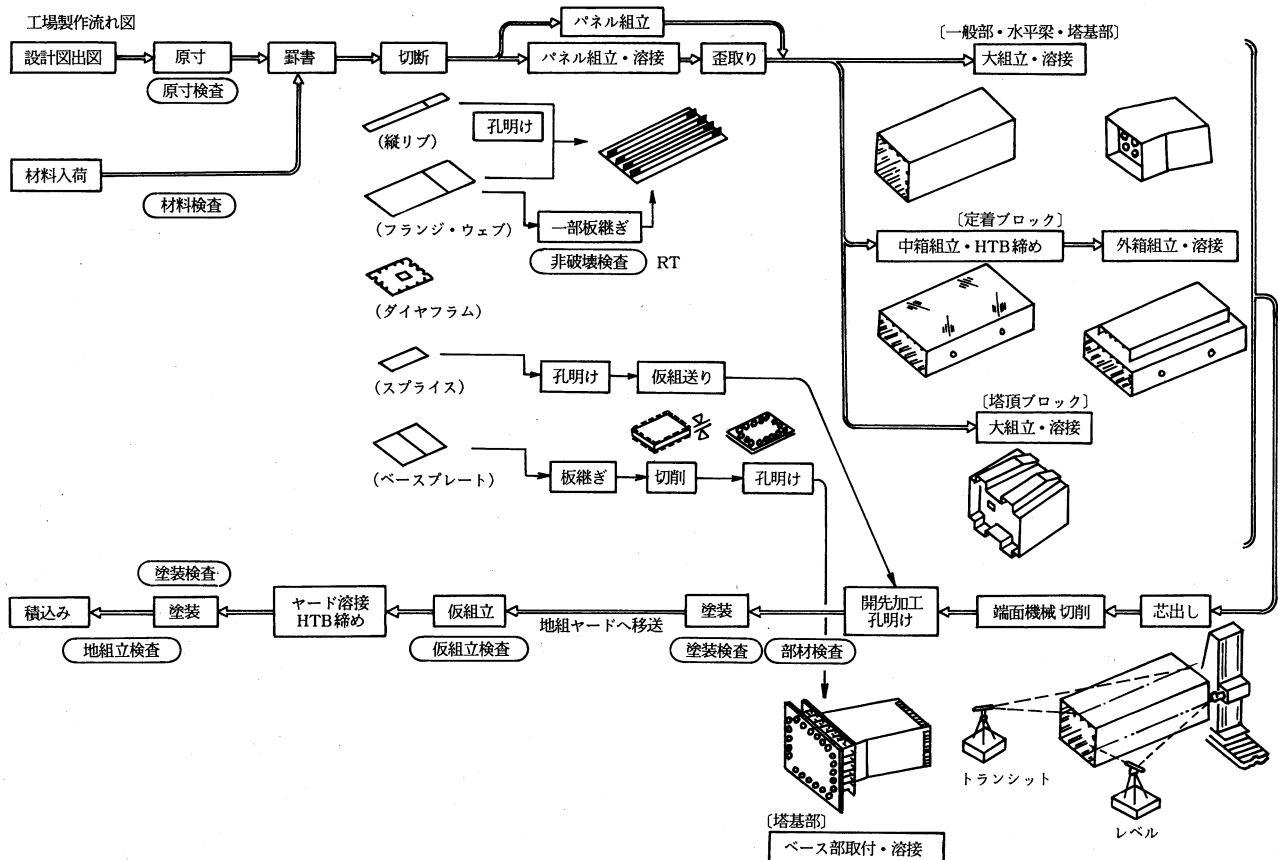


図-19 製作手順

Fig. 19 Procedure for fabrication

3P : 28断面) の全断面溶接を行った。ケーブル定着部は3セル構造となっているため、最初に内セルの溶接を行い、次に外セルをはめ込み溶接を行った。

塔柱の全断面溶接は、当時施工例も少なく当公団では初めての試みであり、溶接施工法、品質管理方法等について「生口橋主桁複合構造に関する調査研究委員会」においても検討が加えられた。

1) 溶接方法

地組立て溶接には、下向き、立向き、上向きの全姿勢の溶接が含まれているため、図-20に示す要領で溶接施工試験を実施し、溶接方法、溶接条件の設定と施工性および溶接部の品質、溶接収縮量を確認した。

地組立て溶接は、板厚および溶接姿勢に応じ表-10に示す溶接方法により実施した。

2) 溶接施工手順

溶接施工は仮組立完了後、図-21に示す手順で行った。

溶接は、最初に水平梁を行い、続いて塔基部に向い、最後に塔頂に向かって進めたが、塔軸に対しては常に対称に溶接を実施した。

3) 溶接変形の低減・防止対策
地組立ての溶接の溶接収縮による変形を極力低減するため、次のような対策をとった。

- ① 部材製作後、端面をフェーシングマシンにより切削することにより、仮組立て精度の向上と溶接開先精度の均一化を図り、溶接変形量のバラツキを低減する。
- ② 溶接継手部のコーナー部に機械加工面を残し、メタルタッチさせ変形を拘束することにより不均一な収縮を低減する。
- ③ 溶接手順、方法は1つの継手で向かい合う溶接線をほぼ同時に行い、また、左右の塔柱も対称に行って変形量を少なくする。
- ④ 仮組立て完了後、塔内壁縦リブ継手部を仮ボルトで締め

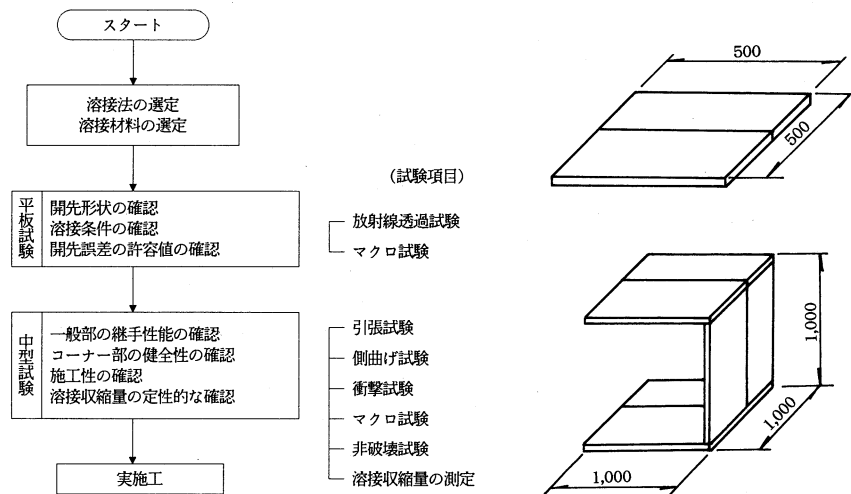


図-20 溶接施工試験概要

Fig. 20 Outline of the welding performance test

表-10 溶接方法
Tab.10 Welding procedures

			下向き (F)	立向き (V)	上向き (O)
上部ブロック	板 厚	内 箱	16,17,28	25,28	16,28
		外 箱	15,22,25	15,22,25	15,22,25
	(材質)		(SM50Y)	(SM50Y)	(SM50Y)
	溶接方法		CO ₂ 溶接	エレクトロガスアーク溶接	MAG 溶接
下部ブロック	水 平 梁 (3 P)	板厚材質	16 (SM50Y)	18 (SM50Y)	16 (SM50Y)
		溶接方法	CO ₂ 溶接	CO ₂ 溶接	MAG 溶接
	塔 柱	板厚材質	42 (SM50Y,SM58)	42 (SM50Y,SM58)	42 (SM50Y,SM58)
		溶接方法	CO ₂ 溶接	CO ₂ 溶接	MAG 溶接

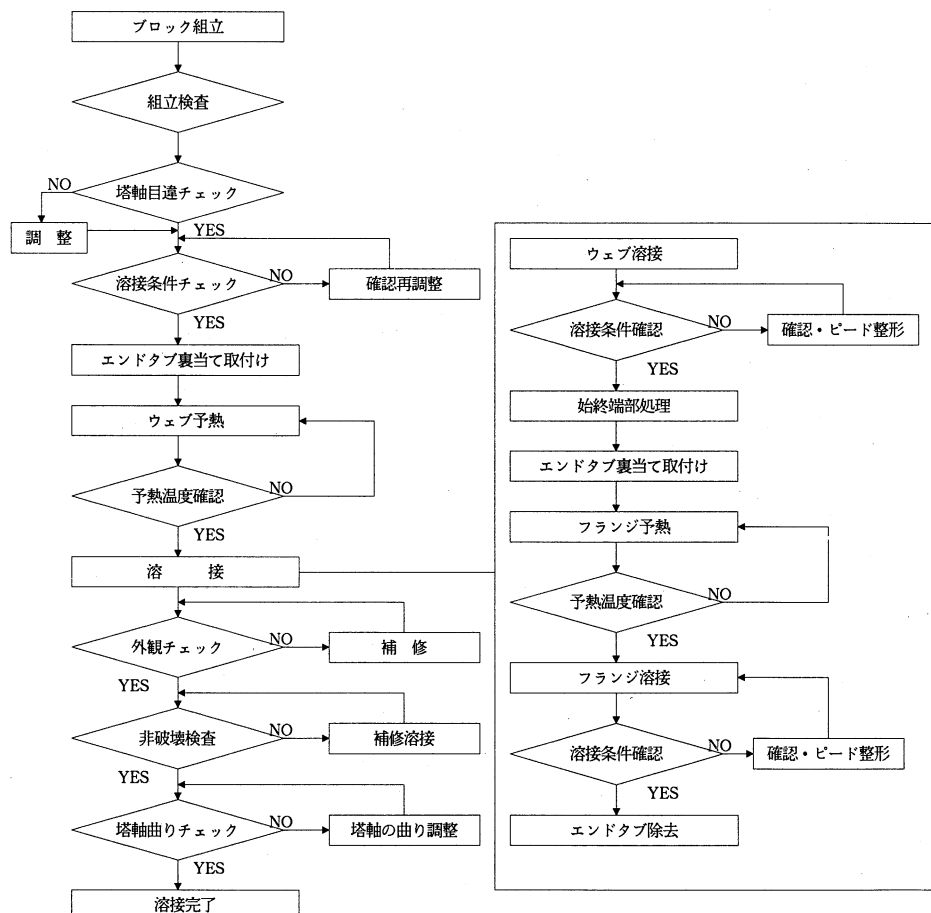


図-21 ヤード溶接フローチャート

Fig. 21 Procedure of yard welding

拘束することにより、溶接変形の低減を図る。

図-22に溶接変形の低減・防止対策要領を示す。

(4) 品質管理

1) 精度

部材および仮組立ての精度基準は、鋼橋等製作基準の寸法許容差によったが、地組立精度については規定がないので、仮組立精度の規定に基づき全断面溶接による変形量の誤差を想定して定めた。表-11に部材寸法許容差を、図-23に塔柱溶接部の開先形状および管理目標値を示す。また、表-12には、仮組立および地組立の精度基準と実績を示す。

2) 非破壊検査

地組立溶接部の非破壊検査は、自動超音波探傷法により全線検査を行った。検査結果は全て1級合格であった。

3) 溶接収縮量

地組立溶接を行う各断面について、溶接前後の標点間距離の変化から収縮量を測定した。図-24に測定箇所、表-12に収縮量の実績を示す。また、塔全体を一体に組立てた3Pについて、仮組立時と地組立完了時の全長の差を1継手当りの収縮量に換算すると約3.3mとなり、想定収縮量と同等の値であった。なお、表-13に示す標点間距離から求めた収縮量は、この値に比べ若干小さい値となっているが、これは収縮範囲が200mm以外にも及んでいたためと思われる。

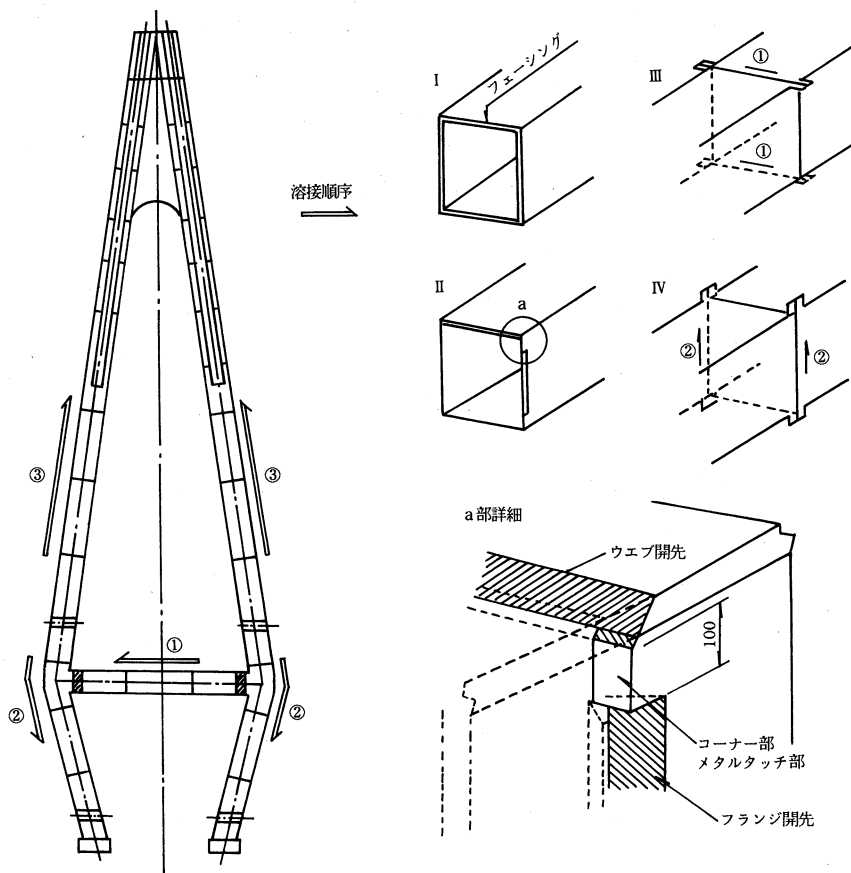


図-22 溶接変形低減、防止要領

Fig. 22 Measures to reduce welding deformation

表-11 部材の寸法許容差

(単位: mm)

Tab.11 Allowable errors in the member dimensions			
項	目	許容差	摘 要
断面寸法	部 材 高	± 2	
	フ ラ ン ジ 幅	± 2	
	対 角 寸 法	± 3	
	断面のねじれ	± 3	
部 材 長	$L \leq 10 \text{ m}$	± 2	管理目標値 $\pm 1 \text{ mm}$
	$L > 10 \text{ m}$	± 3	
端 面 直 角 度		$3/10000$	
板 の 平 面 度		$W/300$ (但し最大3)	W: 縦リブ間隔
定着ブロック取付角度		1	罫書線とのズレ

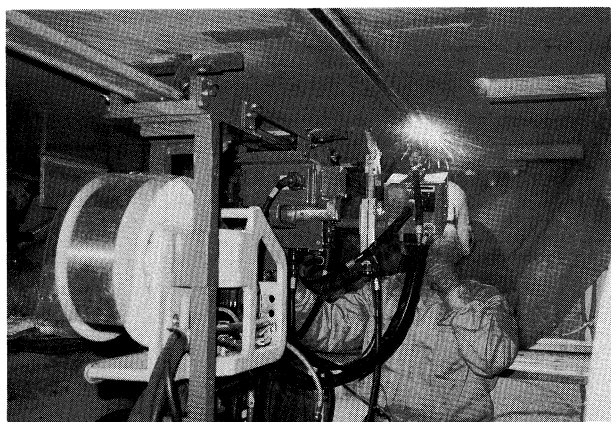
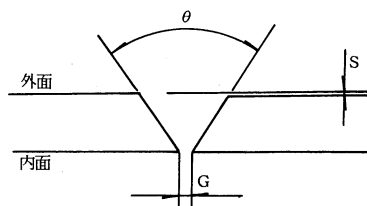


写真-2 塔地組立溶接 (上向き MAG 溶接)

Photo.-2 Yard welding in shop assembly of the tower (Overhead MAG welding)



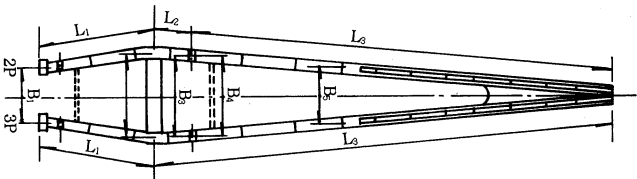
	管理目標値	
	上向・下向溶接	立向溶接
G	6 ± 2	6 ± 2
S	± 2	± 2
θ	40 ± 5	45 ± 5

図-23 開先形状および管理目標値

Fig. 23 Configuration and target values of the groove

表-12 仮組・地組 精度基準および実績

Tab.12 Criteria for the accuracy in shop and field assembly, and their results

項 目		許容基準 (mm)		地組立精度実績 (mm)					備 考
		仮組立	地組立	塔 項目	2P		3P		
					許容値	誤 差	許容値	誤 差	
塔柱の長さ L		$\pm [2 \cdot N_1 + 3 \cdot N_2]$	$\pm [2 \cdot N_1 + 3 \cdot N_2 + A \cdot (N - 1)]$	L ₁	± 11	$+ 2.5, + 2.5$	± 10	$+ 5, + 4$	(東、西)
				L ₂	± 2	$+ 0.5, + 0.5$			(")
				L ₃	± 34	$+ 2, + 1$	± 39	$+ 6, + 8$	(")
塔柱の間隔 B	B ₁	± 3	± 3 (管理目標値)	B ₁	± 3	- 3	± 3	$- 1, - 2$	(上、下)
	B ₂	± 6	$\pm [6 + A \cdot (N - 1)]$	B ₂	± 6	+ 2	± 8	$- 1, - 3$	(")
	B ₃	± 6 ± 3 B ₂ に同じ	$\pm [6 + A \cdot (N - 1)]$ ± 3 B ₂ に同じ	B ₃	± 6	+ 0.5			
	B ₄			± 3	+ 3				
	B ₅			± 7	- 5	± 7	$- 2, - 3$	(")	
	B ₃ - B ₄		± 4	± 4 (管理目標値)	B ₃ - B ₄	± 4	+ 2.5		
鉛直度		1/10,000	1/10,000	橋軸方向	± 12	$- 1 \sim + 2$	± 12	$- 1 \sim + 1$	
				直角方向	± 12	0 ~ - 1	± 12	- 9	
通り	塔柱	1/10,000 (隣接格点の差 5mm)	1/10,000 + A・ℓ/h (隣接格点の差 5mm)	橋軸方向	3~9	+ 3 ~ - 4	9.7~13.6	$- 2 \sim + 3$	
	水平梁	10mm	10mm	直角方向	3~9	+ 3 ~ - 6	11.5~14.1	$- 7.7 \sim + 6.9$	
そり	水平梁	± 2	$\pm [2 + A \cdot \ell / h]$	上下方向	± 2	$+ 0.5 \sim 1.5$	± 3.6	- 1.1	
塔基部の出入り差		$[2 \cdot N_1 + 3 \cdot N_2]$	$[2 \cdot N_1 + 3 \cdot N_2 + A \cdot (N - 1)]$		9	0	10	2	
摘 要		N: 部材数 (N ₁ : ℓ ≤ 10m、N ₂ : ℓ > 10m) A: 溶接収縮量の誤差 = 1 (mm/継手) ℓ: 部材長 h: 部材高							
									

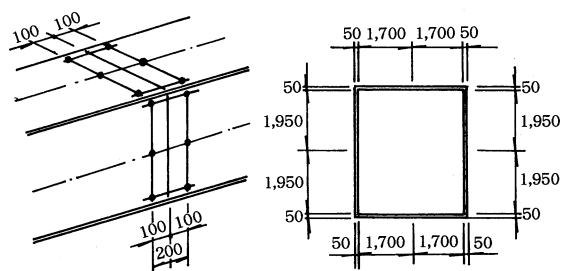
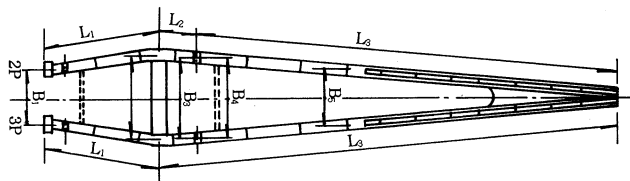


図-24 測定箇所

Fig. -24 Measured points

4.2 鋼桁の製作

(1) 概 要

中央径間の鋼桁は、橋軸方向にはケーブル定着間長を基本とし、橋軸直角方向には2つの箱桁部と中床版部に3分割したものを製作ブロックとした。製作ブロックは仮組立て完了後、工場ヤードにおいて鋼床版溶接および横桁の添接部のH.T.B本締を行い、全断面一体の架設ブロックに地組立てした。PC桁と連結する接合桁および閉合桁は、橋軸方向に設けた継手(2箇所)も連結し架設ブロックに地組立てした。

図-25にブロック割りを示す。

箱断面を構成する主要板厚は、9~32mm(デッキ板厚12mm、斜フランジ・下フランジ12~16mm、内側腹板

表-13 地組立溶接収縮量

(単位: mm)

Tab.13 Amount of weld shrinkage in shop assembly

		2P		3P	
		東柱	西柱	東柱	西柱
① 上面 (中央径間側)	最大	2.63	2.83	2.80	3.00
	最小	1.84	2.00	1.29	1.35
	平均	2.25	2.32	2.06	1.99
② 下面 (側径間側)	最大	2.77	2.77	2.65	3.00
	最小	1.77	1.80	1.43	1.57
	平均	2.13	2.35	2.09	2.25
③ 収縮量差 (①-②)	最大	0.63	0.33	0.30	0.64
	最小	-0.33	-0.50	-0.46	-1.30
	平均	0.12	-0.03	-0.03	-0.30

12~16mm、定着腹板16~25mm、ダイヤフラム板厚14~32mm)である。材質は桁端部、ケーブル定着部ブロックの斜フランジ・下フランジについては、軸圧縮力、面外曲げが卓越するためSM490YAを使用し、その他はSS400である。製作数量を表-14に、製作フローを図-26に示す。また付属物(地覆、フェアリング、検査車レー

表-14 鋼桁製作数量

Tab.14 Bill of quantity for the steel girder

区 分			数 量
鋼桁	本体工	SM490Y	2,007t
		SCW490CF、SCW48	144t
		SS400 他	2,809t
		小 計	4,960t
	付属物	SS400 他	1,030t
総 合 計			5,990t

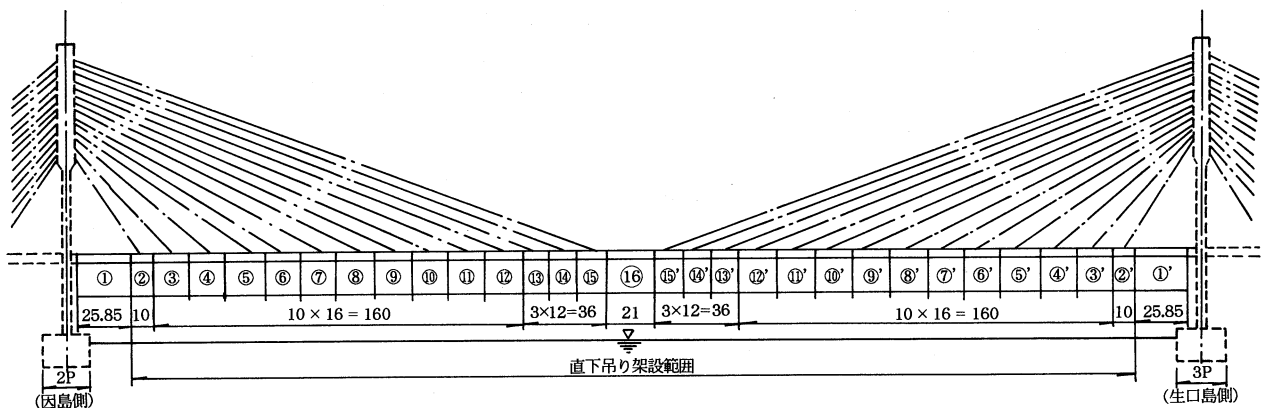


図-25 鋼桁ブロック割り
Fig. 25 Division in the steel girder blocks

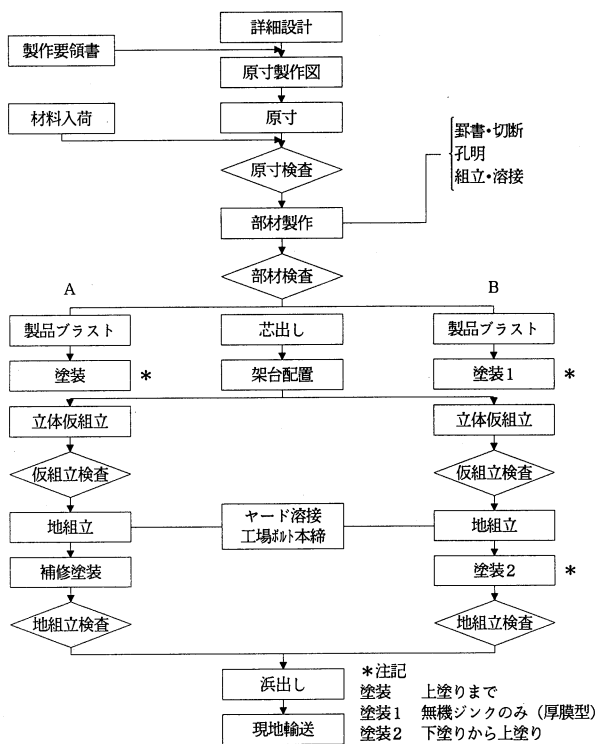


図-26 製作フローチャート
Fig. 26 Procedure for fabrication

ル)や添架物 (NTT) の製作も本体の製作と同時に行い、現場添接部をのぞき工場ヤードでできるだけ桁本体に取付けた。

(2) 製作キャンバー

死荷重 (プレストレス含む) 撓みに対しキャンバーを設定するが、死荷重撓みの算定にあたっては塔と同様、微小変形理論によることとし、さらに中央径間鋼桁の架設工法および現場接合方法から、鋼床版現場溶接による収縮量を1現場溶接につき2mm見込み、図-27に示すように下フランジを基準に角折れ変形を考慮し、上げ越し量を設定した。

(3) 組立て

部材の組立ては製作メーカーにより異なり、部品を仮付け溶接ですべて組立て、寸法を調整した後、本溶接する総組立工法またはフランジおよび腹板をパネルの状態で組立て溶接を完了させた後、大組立てするパネル工法で行った。

図-28に1例としてパネル工法の要領を示す。

箱桁断面は五角形で、ウェブ、フランジの取付角度も全て傾斜しており、ダイヤフラムの形状、寸法が断面形状を確保するうえで極めて重要であった。このため、ダイヤフラム切断時の寸法精度の管理を徹底して行った。

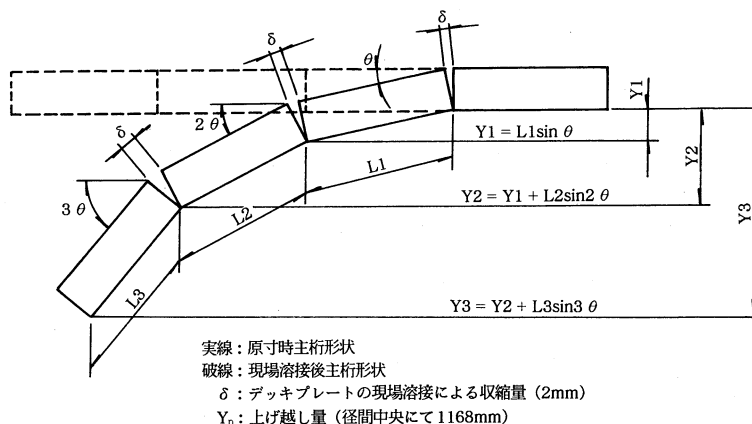
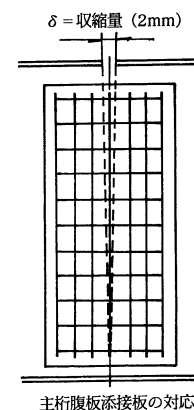


図-27 鋼床版現場溶接を考慮した製作キャンバー

Fig. 27 Initial camber for the field welding of the steel deck



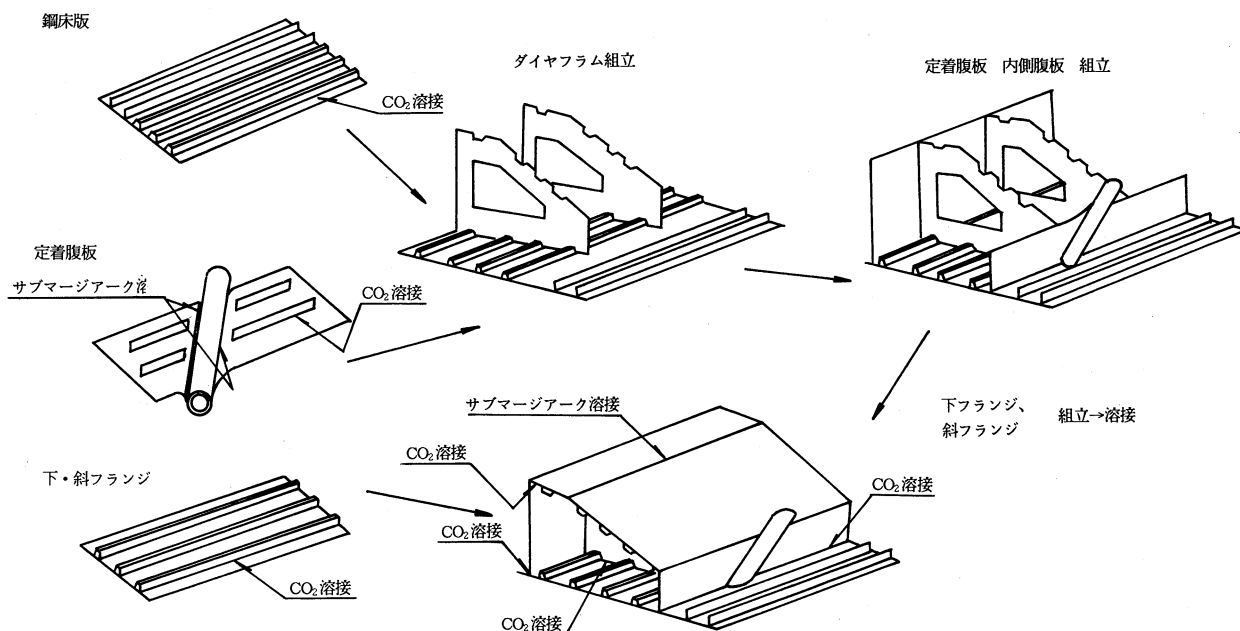


図-28 主桁組立要領 (パネル工法)

Fig. 28 Fabrication process of steel girder (a panel assembly)

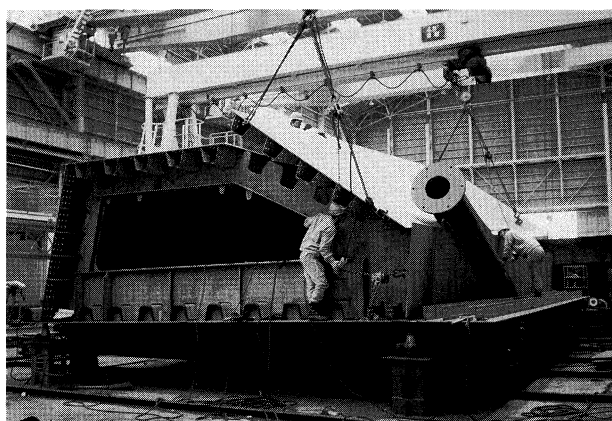


写真-3 主桁組立状況

Photo.3 Main deck assembly

(4) 溶 接

1) 斜フランジと下フランジの交点の溶接

斜フランジと下フランジの溶接は、完全溶け込み溶接であり、溶接方法は製作各社により片面自動溶接またはMIG半自動溶接で行ったが、非破壊検査は超音波探傷で溶接部の始末端各々1mを含めて全体で20%以上について行い、健全であることを確認した。

2) ケーブル定着部

ケーブル定着鋼管部の溶接は、多くの部材が交差する複雑な構造となっているため、3種類の溶接施工試験を行い、施工性、継手性能の確認を行った。

① 定着腹板と定着鋼管の突合せ溶接部

鋼管と定着腹板との溶接部は、溶接施工性の改善および継手品質の向上を図るため、鋼管にヒレ状の突起を設けている。定着腹板とは一般的な突合せとなるが、その溶接性および継手性能を確認するために溶接施工試験を

行った。

② 定着鋼管と定着ダイヤフラムの溶接部

定着鋼管と定着ダイヤフラムとが種々の勾配で取付くため、継手部の開先形状は、管の上部、中間、下部で複雑に変化する。また、構造上狭あい部のため、実物大の試験体を製作し、溶接施工試験を行った。

③ 定着鋼管とデッキプレートの溶接施工試験

定着鋼管は、デッキプレートに対して種々の勾配で取付くため、継手部の開先形状は複雑に変化する。また、箱桁の内面側は、狭あいなため実物大の試験体を製作し、施工性、継手性能を確認した。

以上の試験要領を表-15に示す。

試験の結果、いずれも施工性、継手性能、外観、溶込み状態についても十分満足し得る結果が得られ、実施工に際して有用な資料とすることができた。なお、ケーブル定着部については大型モデル供試体による静的載荷試験および疲労試験を実施し、細部構造の設計および製作に反映しており、その詳細については本四技報No.57、91.1に報告されている。

(5) 仮組立

製作した部材をドリフトピンと仮締ボルトにより仮組立し、取合状態、全長およびキャンバー等を確認した。製作は共同企業体6社で製作したため、各社各々の製作分について橋軸方向も含め仮組立を行い、他社との取合は検証治具を製作し、これを転送し確認した。なお、最終架設ブロックとなる閉合ブロックは重複仮組立を行った。検証治具は、取合部の断面形状が全て確認できる構造とし、主桁断面仕口は端面切削等により製作精度を高めた。

図-29に検証治具の形状と精度表を示す。

(6) 地組立

表-15 ケーブル定着部の溶接施工試験要領

Tab.15 Outline of the welding performance test for the cable anchorage

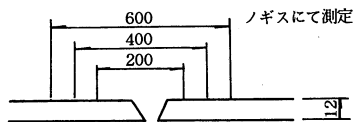
試験対象箇所	溶接方法	試験体	開先形状	試験項目
腹板と定着鋼管の突合せ溶接	サブマージアーク溶接			- 機械試験 (引張、衝撃、硬さ) - マクロ試験 - X線検査
定着鋼管と定着ダイヤフラムの溶接	半自動溶接			マクロ試験
定着鋼管とデッキプレートの溶接	半自動溶接			マクロ試験

表-16 溶接収縮量

Tab.16 Amount of weld shrinkage

ゲージレングス	測定数	範囲	平均
200	38	0.6~2.0	1.37
400	38	1.0~2.0	1.40
600	38	0.7~2.0	1.37

備考



仮組立後、鋼床版の地組立溶接（縦溶接）および高力ボルトの締付を行い、架設ブロックに組み立てた。

地組立溶接の非破壊検証は、現場溶接扱いとして1溶接線につき15枚X線撮影した。

高力ボルトの導入軸力の管理は、耐力点法で行った。

橋軸方向の溶接線は2本であるので、横収縮2mm/1溶接線を考慮して、全幅で4mmの収縮を見込んだ。溶接による収縮量は、溶接線を挟み200mm、400mm、600mmに標点を設け実測した。

表-16に溶接収縮量の1例を示す。

(7) 接合部鋼桁の製作

1) 製作手順

接合部鋼桁の製作手順は、基本的には一般部鋼主桁と同様であるが、以下の基本方針により行った。

① 取付く部材数が多く構造が複雑なため、部材を仮付け溶接で全て組立て、高さ、幅、長さを調整した後、半自動溶接または手溶接により部材を構成する総組立工法を採用した。

② 中詰コンクリートを打設するセル内面には、頭付スタッドおよび角鋼ブロックが取付くが、狭あい部であり組立後の溶接が不可能なため、組立前の平板状態でそれらを溶接した。

③ 溶接による収縮量も標準部主桁より+0.2mm/m余分に見込んだ。

(8) 品質管理

部材および仮組精度の検査項目および許容値は、鋼桁等製作基準・同解説（本四公団 S63.4一部改訂）に基づき表-17に示すとおりとした。なお、本橋の主桁が軸力の卓越した部材であること等を考慮し、部材長さ、通り、断面寸法等の項目については、塔の精度基準に準じた。管

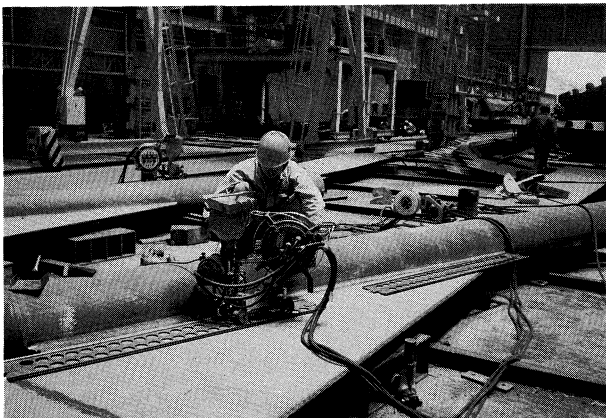


写真-4 ケーブル定着鋼管と定着ウェブの突合せ溶接

Photo.4 Butt welding for the pipe and the web plate of the cable anchorage

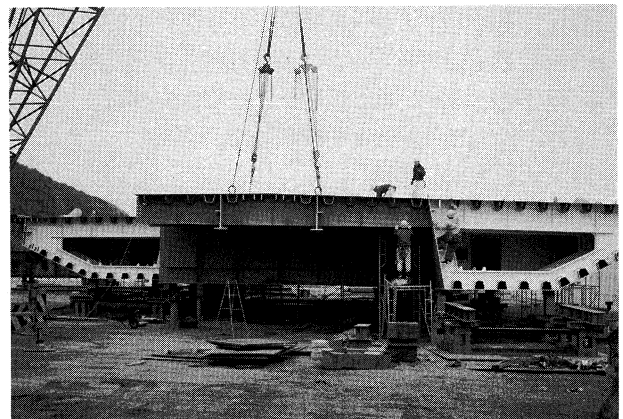
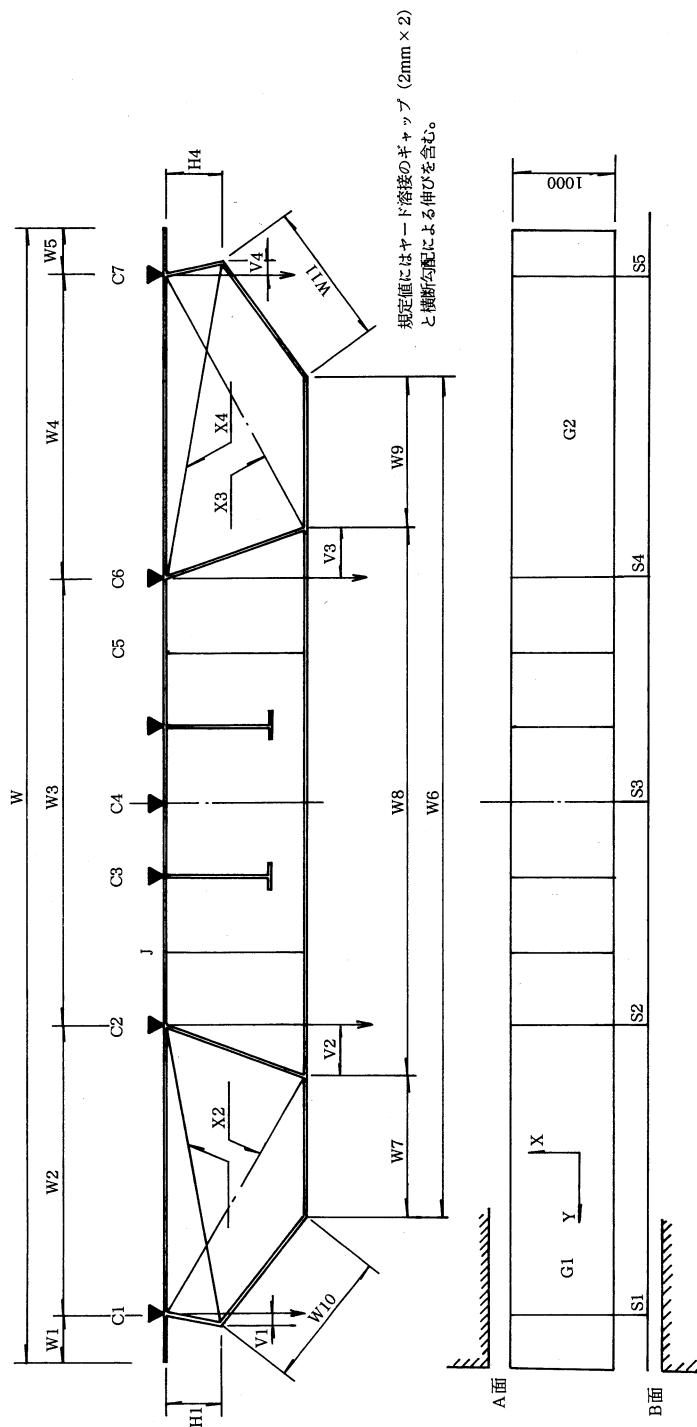


写真-5 主桁仮組立状況

Photo.5 Main deck in shop assembly



(単位: mm)

測定項目	位置	測定値	誤差		管理目標値	測定項目	管理目標値	位置	規定値	誤差		管理目標値
			A面	B面						A面	B面	
幅員・間隔	W	20,108	-1	-1	±2.5	高さ	±1	V	1	100	0	1
	1	1,050	0	-0.5	±1		±1	2	500	0	0	2
	2	6,360	-0.5	+0.5	±1		±1	3	500	0	1	1
	3	9,286	0	+1	±2.5		±1	4	100	1	1	1
	4	6,361	-1	-1	±1	平均度	±2	C	1	0	0	2
	5	1,050	+0.5	-0.5	±2.5		±2	2	127	+1	+2	
	6	16,684	-2	-2	±1		±2	3	192	+1	+2	
	7	3,200	-1	+0.5	±1		±1	4	220	-1	-2	
	8	10,284	+0.5	-0.5	±2.5	通り	±1	5	192	-1	+1	
	9	3,200	-0.5	-0.5	±1		±1	6	127	-1	+1	
	10	3,064	+0.5	+0.5	±1		±1	7	0	0	+1	
	11		+1	0	0		±1					

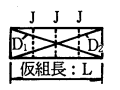
図-29 検証治具の形状と精度
Fig. 29 Configuration and accuracy of measuring apparatus

理目標値を設定し重点的な管理を行った。

表-18に仮組立の実績例を示す。

表-17 部材および仮組立精度基準

Tab.17 Criteria for the accuracy in the member dimensions and their shop assembly

検査項目	条件	許容差 (mm)	管理目標値
桁 全 長	主桁L: 仮組長 (mm)	$\pm (10 + L/10)$	$\pm 3\sqrt{NN}$: ブロック数
桁 間 隔	主桁間隔 B: 中心間距離 (m)	$\pm (3 + B/2)$	± 5
鉛 直 度	箱断面H: 桁高	$3 + H/1000$	$H/1000$
デッキプレート全幅		$\pm 10\text{mm}$	$\pm 5\text{mm}$
キ ャ ン パ ー	主桁 L: 仮組長 (m) $L \leq 20$ $20 < L \leq 40$ $40 < L \leq 80$ $80 < L \leq 200$	± 5 $-5 \sim +10$ $-5 \sim +15$ $-5 \sim +25$	仮組長間わず $-5 \sim +10$
	隣接する格点位置 での差	5	
通 り	主桁 L: 仮組長 (m) $L \leq 20$ $20 < L \leq 40$ $40 < L \leq 80$ $80 < L \leq 200$	5 10 15 25	$L/1000$
	隣接する格点位置 での差	5	
平面及び横断面の 対 角 線 長		$D1 - D2 \leq 10$ (差)	$\pm 3\sqrt{N} \times \frac{D1 \text{ or } D2}{L}$
			± 3
現場継手 (HTB) の 隙 間	主桁	± 5	± 3
現場溶接のルート 間	デッキプレート	$-3 \sim +5$	
現場溶接の目違い	デッキプレート	$+2$	
(桁作業車軌条) レール間隔 レールの曲り レール継目の段差 " 芯ずれ " すき間		± 5	± 3
		≤ 10	
		≤ 1	
		≤ 1	
		$5 \sim 10$	

定着鋼管の取付精度

測定項目	許容差	測定器具	管理目標値
①定着鋼管の上方 突起長	± 10	テープにて直読	下方突起長 ± 2
②定着鋼管の上方 突起高	± 10	レベル測定	
③定着鋼管の定着 角度 (橋軸方向)	≤ 25 分	角度計測定又は下げ振り	± 10 分
④定着鋼管の間隔 (断面方向)	± 10	テープにて直読 (下面は下げ振り使用)	± 5
⑤定着鋼管のピッチ (橋軸方向)	± 11	テープにて直読	± 5
⑥定着鋼管の断面 方向角度	≤ 25 分	トランシット・テープ (角度換算)	± 10 分

表-18 仮組立の実績

(単位: mm)

Tab.18 Results accuracy in shop assembly (mm)

	許容誤差	誤差範囲	平均
桁 全 長	$\pm 17 (\pm 7)$	$+1 \sim +5$	$+3.5$
桁 間 隔	$\pm 7 (\pm 5)$	$-3 \sim 0$	-1.6
デッキプレート全幅	$\pm 10 (\pm 5)$	$-3 \sim -1$	-2.3
通 り	15 (7)	$-1 \sim +2$	$+0.2$
キ ャ ン パ ー	$-5 \sim +15$ ($-5 \sim +10$)	$-1 \sim +12$	$+7.8$
現場溶接のルート間隔	$-3 \sim +5$	$-2 \sim +5$	$+2.3$
現場溶接の目違い	2	$0 \sim 1.8$	0.8
定着鋼管の上方突起長	± 10	$-2 \sim +6$	$+3$
" 下方突起長	$\pm 10 (\pm 2)$	$-1 \sim +2$	$+0.9$
" 上方突起高	± 10	$-2 \sim +2$	$+0.3$
" 定着角度 (橋軸方向)	$\leq 25^\circ (\leq 10)$	$-9.47 \sim +3.52$	-5.79
" 間隔 (断面方向)	$\pm 10 (\pm 5)$	$-3 \sim -2$	-2.8
" ピッチ (橋軸方向)	$\pm 11 (\pm 5)$	$-1 \sim +5$	$+3.8$
" 断面方向角度	$\leq 25^\circ (\leq 10)$	$-5.8 \sim +6.22$	$+0.9$

() 内は管理目標値を示す

4.3 ケーブルの製作

(1) 素線の製作

素線にはJISG3502 (ピアノ線材) で規定されているSWRS82B材を伸線加工、亜鉛めっき処理した $\phi 7\text{mm}$ の亜鉛めっき鋼線が用いられた。素線製造工程は、

- 1) 約 950°C に加熱した線材を約 500°C の鉛浴に浸漬 (鉛パテンティング)
- 2) 酸洗い、コーティング
- 3) 線径 $\phi 6.9\text{mm}$ まで6~7回の連続伸線
- 4) めっき前処理後、約 450°C の溶融亜鉛に浸漬され線径 $\phi 7.0\text{mm}$ の素線に仕上げる。

めっきには、JISH2107 (亜鉛地金) で規定される最純亜鉛を使用した。

素線の品質検査結果を表-19に示す。

(2) ケーブルの製作

ケーブルの組立に先立ち、条長管理に用いる基準素線を製作した。各ケーブルの基準素線は真直で連続した測長台上で、曲がり、サグ等の影響を排除した状態で所定張力を付与した公団基準テープとテープ合わせを行ったJIS1級鋼製巻尺を用いて基準マークが付され、撚りの加わらないケーブル断面中央に配置して、ケーブル長の管

表-19 ケーブル素線およびケーブル長検査結果

Tab.19 Results of measurements on the length of cable wires and strands

項目	規定値	側径間側			中央径間側		
		χ	σ	n	χ	σ	n
線径 (mm)	7.00 ± 0.08	6.996	0.006	486	7.00	0.011	1234
引張強さ (kg/mm ²)	160~180	169.0	1.5	486	166.4	1.8	1234
0.7%耐力 (kg/mm ²)	≥ 118	134.5	0.7	28	133.7	1.8	68
伸び (%)	≥ 4.0	6.455	0.255	28	6.8	0.29	68
捻回 (回)	≥ 12	23.6	1.0	14	23.5	1.7	34
亜鉛付着量 (g/m ²)	≥ 300	362.9	12.2	14	384.3	26.8	34
ケーブル長精度 (mm)	$\geq \pm 10$	-0.7	4.4	56	-0.6	1.5	56

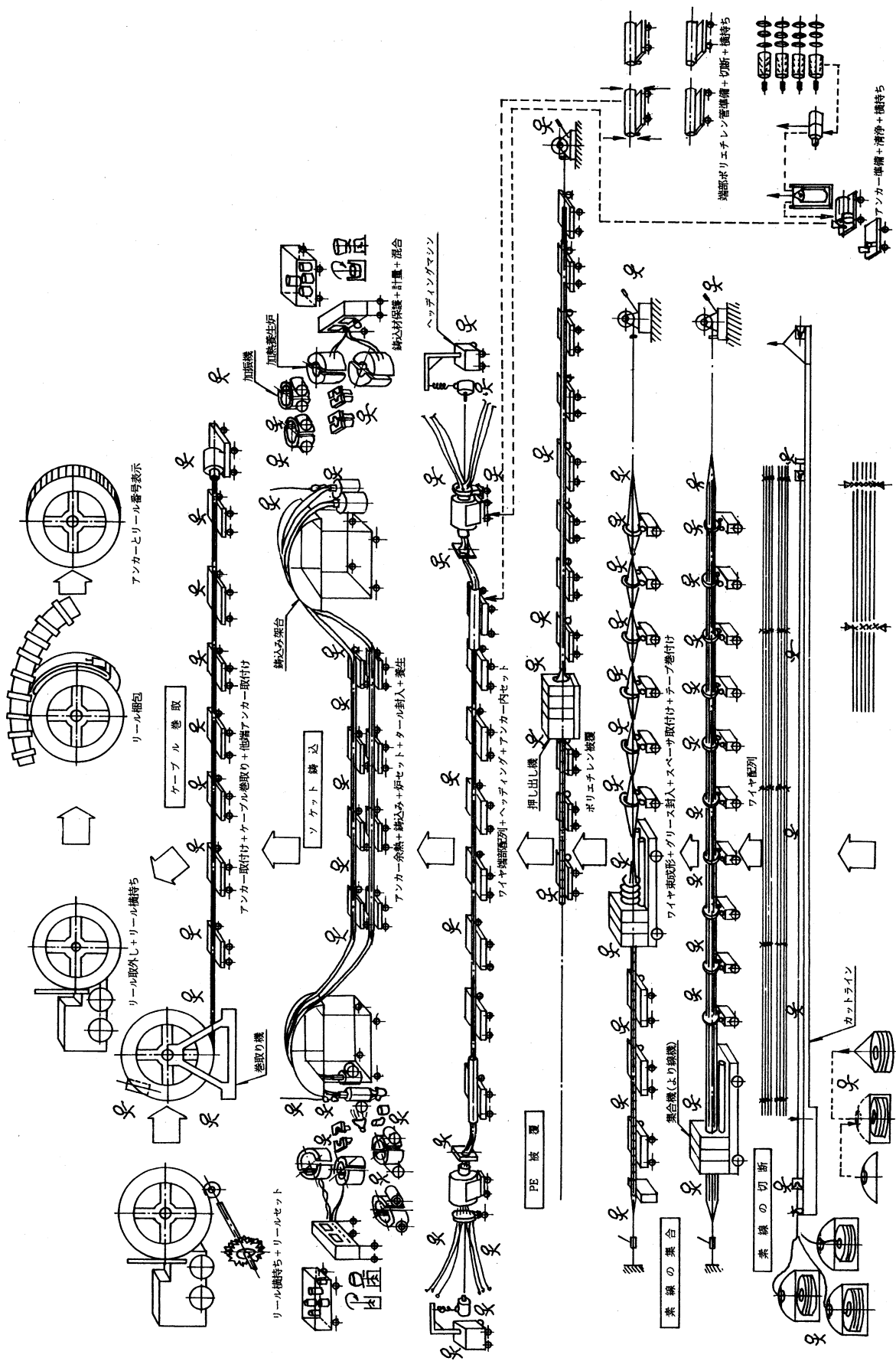


図-30 ケーブル製作工程 (中央径間側ケーブル)
Fig. 30 Cable fabrication process (for the center span)

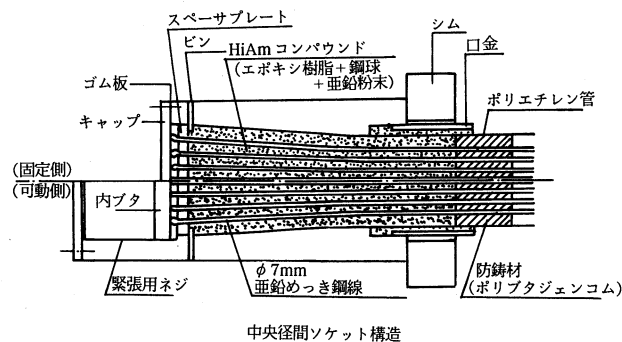
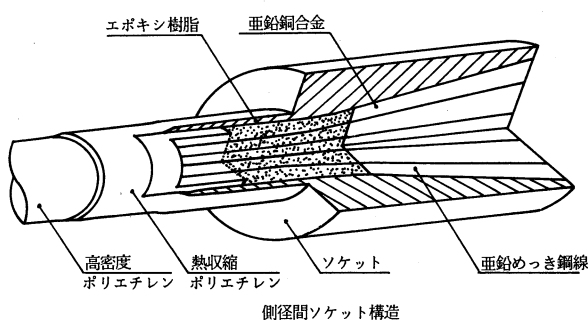


図-31 ソケット構造
Fig. 31 Details of the cable sockets

理を行った。検査結果を表-19に示す。製作工程は次のとおりである。(図-30)

- 1) 所定の長さに切断された素線を平行に配置する。
- 2) その表面に防錆材(中央径間側:防錆潤滑グリース、側径間側:エステル系プレコート)を塗りながら機械的特性を低下させない範囲の撓り角度(3~4度)で集束する。これにより、リールへの巻取り、展開が可能となる。
- 3) 集束された素線群外周面には2~3%のカーボンブラックを添加した高密度ポリエチレンで押し出し被覆を施す。
- 4) 基準素線のマーキングに従い、ケーブルを所定条長に精密切断、ソケット付け後、鋼製リールに巻取る。

(3) ソケットの製作

側径間側ソケット構造は、亜鉛銅合金とエポキシ樹脂を用いている。ソケット内の素線に局所的な曲げを与えないようにソケット口元部の素線曲げ半径を大きくして、素線間隔の少ないソケット口元部には耐微動腐食性に優れた浸透性の良いエポキシ樹脂を充填し、定着部は亜鉛銅合金を使用している。また、塔側には塔定着部構造により一部中間支圧型ソケットを採用した。

中央径間側ソケット構造は、HiAm コンパウンドを用いたHiAm アンカーを採用した。ケーブル両端にソケット、スペーサプレートを通した後、常温にてヘディング加工を行い内部所定位置に固定する。ソケット内部にエポキシ樹脂、鋼球および亜鉛粉末からなるHiAm コンパウンドを常温で鑄込み、約60℃で6時間以上加温養生を行い固化させ、鑄込み完了後、ケーブル両端のオーバーラップ管内の隙間にポリブタジエンゴムを注入充填している。

図-31 にソケット構造を示す。

5. あとがき

生口橋上部工の設計・製作としてその概要を報告したが、全般を網羅することを念頭に置いたため、多数頁を割いたにもかかわらず個々の事項については十分な記述ができていない点も多い。より詳細な内容については、これまでの本技報および技術誌等への報告を参考文献として列記しておくので参考にして頂ければ幸いである。本稿をまとめるにあたっては、(株)総合技術コンサルタントの柴幸三氏に多大なご協力を頂いた。ここに感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 山岸、西本：生口橋の耐震固定法と支承構造No.56, '90.10
- 2) 山岸、矢野：生口橋鋼桁の疲労に関する検討No.57, '91.1
- 3) 山岸、西本、矢野：生口橋主桁接合部の設計・施工No.58,'91.4
- 4) 山岸、西本、矢野：生口橋PC桁ケーブル定着部の設計No.58,'91.4
- 5) 山岸、西本、鶴田：「生口橋」塔の設計・施工 橋梁 vol.25, No.12, '89.12
- 6) 多田、山岸、西本、矢野：生口橋上部工の設計(上)、(下)、橋梁と基礎 vol.24, No.7, No.9, '90.7,9
- 7) 山口：生口橋塔の設計、片山技報No.8
- 8) 黒川、鷹羽：生口橋塔の工場製作、技報matuo, No.21, 1991.4
- 9) 上泉、北山、浜田他：生口橋塔の製作と地組立、片山技報No.10
- 10) 中垣、高島、猪原他：生口橋の設計・製作、日立造船技報、vol.52, No.1, 1991
- 11) 高木、西澤、藤沢他：生口橋(複合斜張橋)の設計技報たきがみ、vol.19, 1991
- 12) 岡本、東：生口橋の桁の製作、春本技報、No.1, 1990

大島大橋の橋体計測

Measurement and Observation of Strucural Properties and Motions of the Oshima Bridge

企画開発部 企画課長代理 栗原 敏 広
(前)大三島管理事務所 橋梁技術課長 Toshihiro Kurihara



概 要

大島大橋では、橋体の健全度を把握するために、日常の部材点検に加え、橋体形状測定・ケーブルバンドボルト軸力測定を定期的に行っている。また、大島大橋には動態観測設備が設置されており、特に強風時の橋体の挙動は、箱桁吊橋のデータとして貴重なものになるため、積極的に観測を行っている。

本報文は、これらについて供用開始後行った測定・観測結果を紹介するものである。橋体形状観測の結果、現在のところ橋体の変化・異常はみられない。ケーブルバンドボルト軸力は、再締付け効果により減少速度が緩やかになっている。また、動態観測については、今後更にデータの蓄積を行うとともに、観測結果の評価方法を検討する必要がある。

The cable band bolt axial force and the bridge configuration are periodically measured to check soundness of the Ohshima Bridge, in addition to daily visual inspections. A monitoring system for the bridge motions also has been installed in the bridge to observe, in particular, its behaviors under the strong winds. The observed might be valuable data in the design of suspension bridges with box decks.

This paper introduces summarized results of such measurement and observation that have been made since it was opened to traffic. The measurement shows there has been neither unexpected behavior nor change in the bridge configuration so far. Reduction of the bolt tension (loosening) in the cable band bolts has gradually decelerated its speed of loosening by the effect of retightening. From now on, it must be necessary to store these data, and simultaneously, to establish procedure to evaluate such data.

1. まえがき

当公団では、海峡部長大橋梁の維持管理において点検業務をその核と位置づけており、図-1に示す種類の点検を定められた頻度で行っている。日常点検、部材点検は主として点検者の目視により、部材の変状を発見することを目的としている。構造系点検は橋梁全体系の形状、部材の応力状態から橋体の健全度を把握するために行うものであり、橋体形状測定、ケーブルバンドボルト軸力測定(吊橋)などがこれにあたる。また、動態観測設備の設置されている橋梁では、異常時における橋体の挙動の観測データも健全度を評価するうえで有効な情報となる。

本報文は、大島大橋の橋体形状測定、ケーブルバンドボルト軸力測定、動態観測について供用後の現況を報告するものである。

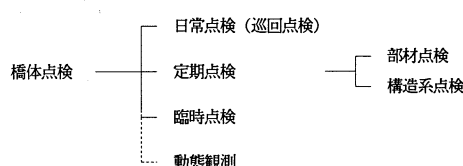


図-1 橋体点検の種類

Fig. 1 Types of bridge inspections

2. 橋体形状測定

2.1 測定項目

橋体形状測定の測定項目と測定方法を表-1に示す。

2.2 測定の履歴

初期値としての測定は供用開始直前の昭和62年12月～63年1月に測点の設置とあわせて行われている。供用開始後では、平成元年1月に第1回、平成3年10月に第2回、平成4年1月に第3回の測定をそれぞれ行っている。

表-1 橋体形状測定の測定項目
Tab.1 Items for measuring the bridge configuration

項 目	測 定 方 法
1 温度測定	橋体各部の測定点(主に主ケーブル)に熱電対を貼り付け下記の2～5の測定時の温度を測定する。
2 縦断線形・横断線形及びケーブルサグの測定	路面(地覆)上の測定点(東西、中央)の標高を縦断測量により測定する。
3 伸縮装置遊間の測定及び塔と補剛桁の相対位置の測定	伸縮装置遊間はフェースプレート上面をスチールテープを用いて測定する。塔と補剛桁の相対位置は鉛直支承、ウインドシュー位置において、あらかじめ設けられている基準線間のずれを読み取る。
4 塔の倒れ量の測定	塔基部直角方向中心線上に設置したトランシットで塔頂及び塔基部に設置されたターゲットを視準し、ずれを読み取る。
5 スプレーサドルの移動量の測定	上脊底板に設置された基準点と浮き上がり止めに設置されたスケールから読み取る。
6 塔基礎、アンカレイジの移動量の測定	各基礎上に設置した基準点を使用して辺長測量により水平移動量を、水準測量により鉛直移動量を測定する。
7 ハンガーロープの張力測定	ハンガーロープに加速度計を取付け常時微動あるいは強制振動により振動数を測定し、ロープ諸元との関係から張力を算出する。

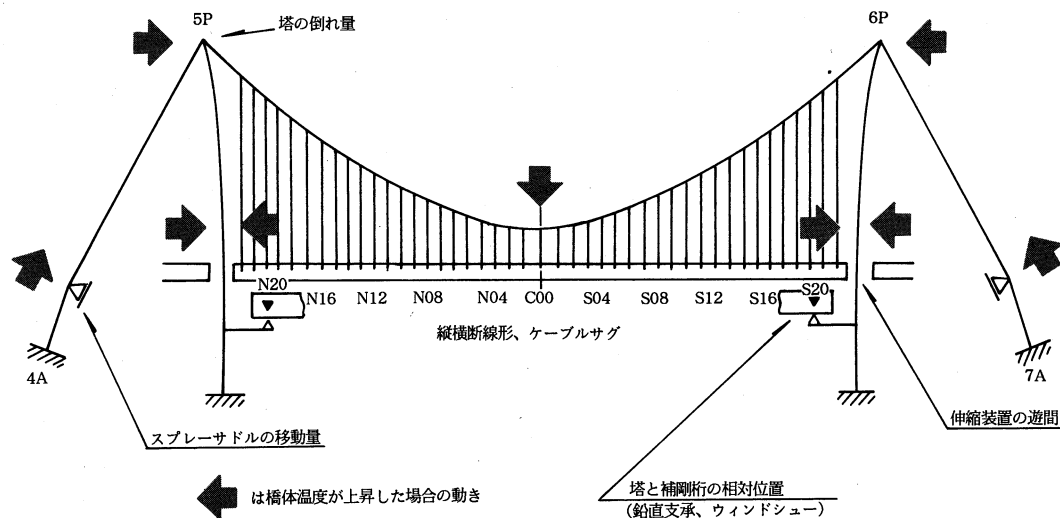


図-2 橋体形状測定項目と温度変化に伴う形状の変化

Fig. 2 Items for measuring the bridge configuration and changes in configuration due to temperature change

表-2 設計値及び温度補正量

Tab.2 Design values and temperature adjustments

測 点	設計値 (T・P m)		温度補正量 α (mm/°C)
	路肩側	中央分離帯側	
5P	37.208	37.397	0
N20	37.779	37.968	4.0
N16	38.387	38.576	8.7
N12	38.863	39.052	12.6
N08	39.206	39.395	15.3
N04	39.411	39.600	17.0
C00	39.480	39.669	17.6
S04	39.411	39.600	17.0
S08	39.206	39.395	15.3
S12	38.863	39.052	12.6
S16	38.387	38.576	8.7
S20	37.779	37.968	4.0
6P	37.208	37.397	0
ケーブルも	41.544		17.6

・ケーブルもは、ケーブル中心点における標高。

伸縮装置の遊間、塔と補剛桁の相対位置		
位 置	設計値 (mm)	温度補正量 α (mm/°C)
5P, 6P	2153 (-7)	5.3 (-3.7)

() 内は塔と補剛桁の相対位置

- ・塔と補剛桁の相対位置は桁端の基準線が塔側の基準線に対して、側径間側にある場合を (+) 中央径間側にある場合を (-) とする。
- ・伸縮装置遊間の温度補正量は、側径間桁の伸縮も考慮したものである。

塔の倒れ量		
位 置	設計値 (セッドバック量) (mm)	温度補正量 α (mm/°C)
5P, 6P	+34	1.6

- ・側径間側への倒れを (+), 中央径間側への倒れを (-) とする。

スプレーサドルの移動量		
位 置	設計値 (mm)	温度補正量 α (mm/°C)
4A, 7A	+3	0.2

- ・上巻がアンカースパン側にある場合を (+), 塔側にある場合を (-) とする。

- (注) 1) 設計値は、基準温度 (20°C) における暫定形状の値である。
 2) 測定値の基準温度への補正は、温度補正後の測定値 = 測定値 + α (T - 20)
 T: 測定時の橋体温度 (°C)
 で計算する。

2.3 測定結果

(1) 温度変化に伴う橋体形状の変化

橋体の基本形状は基準温度 20°C で設定されている。橋体形状は、図-2 のように橋体の温度により変化することから、温度変化に伴う形状変化を事前に把握しておき、各測定値を補正したうえで評価する必要がある。各測定項目の温度補正量を表-2 に示す。これは補剛桁架設工事での形状管理に使用した全体構造解析結果を基に算出した理論値である。

測定時の橋体温度の最も低い第1回目と最も高い第2回目の測定値 (実測値) の差から 1°C 当りの形状の変化量を算出したものを表-3 に示す。各測定項目とも温度変化に伴う動きは理論値に近い。特に補剛桁、ケーブルサグの縦断変化量は理論値とほぼ一致している。この理由として以下の点が挙げられる。

- ① 構造系が比較的単純であり、解析モデルの誤差が小さい。
- ② 測定を行う深夜には交通量が少なく、活荷重無載荷状態での測定が可能である。また、車両通過時の振動

表-3 温度変化に伴う橋体形状の変化
Tab.3 Changes in the bridge configuration due to temperature changes

測定項目		第1回測定値第2回測定値 (T=3.5℃)(T=22.7℃)		$\alpha = (A-B) / (22.7-3.5)$ mm/℃	理論移動量 mm/℃	摘要
		A	B			
縦断線形 (T.P+m)	桁中央 桁1/4点	(C00) (N12)	39.839 39.180	39.503 38.944	17.5 12.3	中央分離 帯部での 値
	伸縮装置遊間 (mm)	5P 6P	2.279 2.256	2.187 2.162	4.8 4.9	東西平均 "
塔と補剛桁 の相対位置 (mm)	鉛直 支承	5P 6P	-75 -60	-15 12	-3.1 -3.8	-3.7 -3.7
		5P 6P	-65 -77	-20 0	-2.3 -4.0	-3.7 -3.7
	塔の倒れ (mm)	5P 6P	49 49	19 28	1.6 1.1	1.6 1.6
		4A 7A	-9 -6	-11 -9	0.1 0.2	0.2 0.2

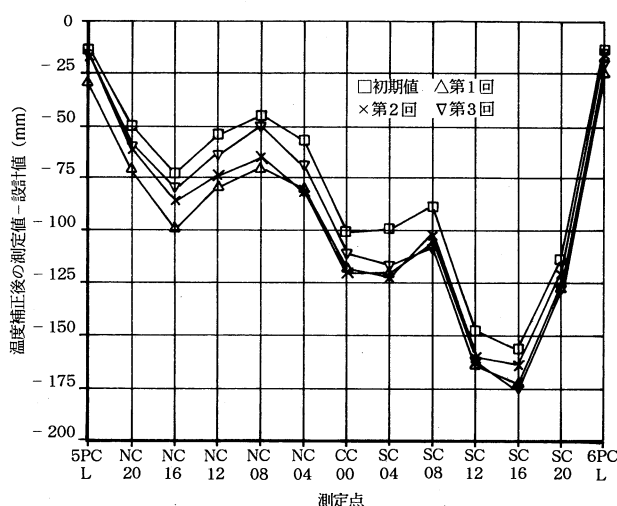


図-3 縦断線形 (計算値との差)

Fig.3 Difference in profile between design and measurement

による誤差が無い場合、測定精度が良い。

このことから、各回の測定時の温度が異っても、測定方法が同じであれば各測定値を理論値に基づき基準温度に補正して評価することにより、橋体の変化・異常の有無を判定できることが明らかになった。

(2) 経年変化

中央分離帯部の縦断線形 (設計値との差) を図-3に示す。初期値を含め各回ともS16付近が垂れ下がり気味の傾向となっているが、この傾向が測定ごとに拡大している徴候はみられない。

伸縮装置の遊間、塔と補剛桁の相対位置、塔の倒れ量、スプレーサドルの移動量、下部工の移動量については各回で測定値のばらつきはあるものの正常な範囲内である。

ハンガーロープ張力については東西のアンバランス、同一格点内でのばらつきがみられるが正常な範囲内である。

2.4 まとめ

維持管理段階で橋体形状測定を有効に活用するために今後建設される橋梁では、以下の配慮が重要である。

① 測定要領の早期の策定

② 維持管理段階でも使用できる基準点・測定点の設置と建設期間中の測定 (初期値)

③ 温度補正量など測定結果の評価に必要な資料の整備、維持管理部門への確実な引継ぎ

3. ケーブルバンドボルト軸力測定

3.1 測定の目的

ケーブルバンド (以下「バンド」という) は、2つの半割りの円筒から成っており、大島大橋ではバンドのタイプに応じ、一般バンドでは上下各3~5本のボルトによって主ケーブルに固定されている。

ボルト軸力は、完成後においても時間の経過とともに減少する。この現象はケーブル素線の垂鉛めっきのクリープあるいはボルトのレラクセーションなど種々の要因が重なって生じるといわれている。また、軸力減少量は (1) 式のとおり時間の対数に比例するとされているが、10年を超えるような長期間での実証データは乏しい。

$$T = T_0 - C \cdot \log N \dots\dots\dots (1)$$

ここでT: 残留軸力、 T_0 : 初期軸力

N: 経過日数、C: 定数

バンドの必要すべり安全率 (ν) は3.0である。 $\nu < 3.0$ となる時期を推定するために適当な時期にボルト軸力測定を行う必要がある。

3.2 再締付けと軸力測定の履歴

大島大橋のボルト締付けは建設段階で3回 (1次-バンド取付後、2次-補剛桁架設前、3次-補剛桁閉合後) 行われている。供用開始後では、3次締付けから約700日経過した平成元年10月~11月に軸力測定及び4次締付けを行っており、4次締付け後の軸力測定は平成3年11月に第1回目を行っている。なお、4次締付け及びその後の軸力測定は、バンドのすべりが問題となる中央径間バンドについて行っている。

ボルトの設計軸力は降伏点の75%、59.4t/本である。締付け時には各ボルトの導入軸力が設計軸力の $\pm 10\%$ 以内かつバンドのボルト軸力の総和が設計軸力の総和以上となるよう管理している。

3.3 測定結果

供用開始後行った2回の測定について述べる。

測定対象バンドは、図-4に示すとおりであり、各バンドタイプを網羅するよう選定している。

(1) 軸力減少速度

軸力の減少が (1) 式に従うと仮定した場合、2回の測定から得られる回帰式は図-5に示すとおりである。4次締付け後の軸力減少は、3次締付け後のそれより緩くなっており、再締付け効果が現れている。反面、軸力のばらつきは拡大傾向にある。

平成3年11月時点では、 $\nu < 3.0$ となるバンドは無かった。

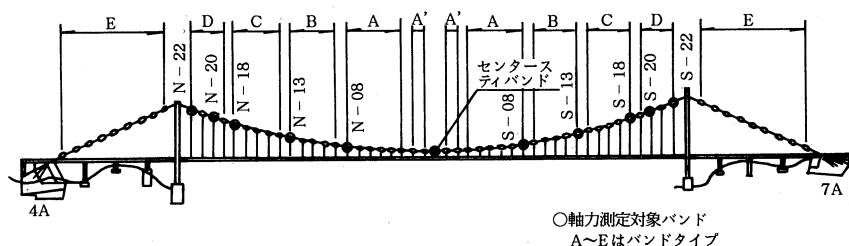


図-4 バンドタイプと軸力測定対象バンド
Fig. 4 Band to be measured and their types

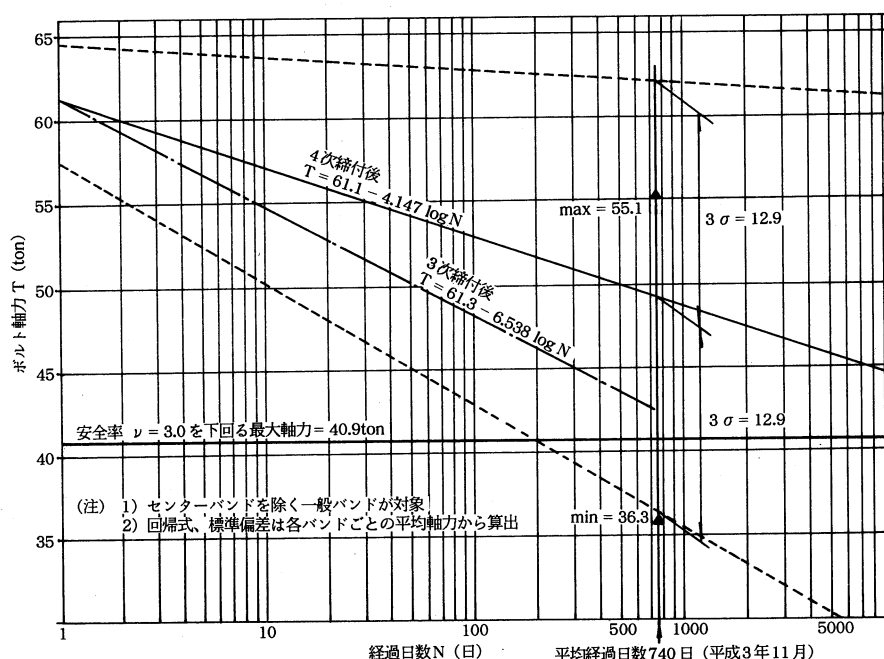


図-5 バンドボルト軸力減少回帰曲線
Fig. 5 Statistic lines showing a decrease in the bolts tensions

(2) バンド設置位置との関係

図-6に示すように、バンドごとに軸力残留率をみた場合、ばらつきがあるが、特に一定の傾向を示しておらず、バンドタイプの違い（設置位置の違い）あるいはケーブルの違い（東西）による軸力減少の差は認められない。

(3) バンド内の各ボルトの残留軸力

バンド内の各ボルトの軸力残留率を図-7に示す。顕著ではないが、各バンドに共通して、下記の傾向がみられ

る。

- ① 上段ボルトでは中央部（ハンガー鞍部）の残留率が低く、端部では逆に残留率が高い。
- ② 下段ボルトでは上段ボルトと逆の傾向を示している。
- ③ ①②より、バンド長さ方向における各断面の上下ボルトの締付力の和はほぼ等しい。上記の傾向は、3次締付後の軸力測定の結果においても認められる。

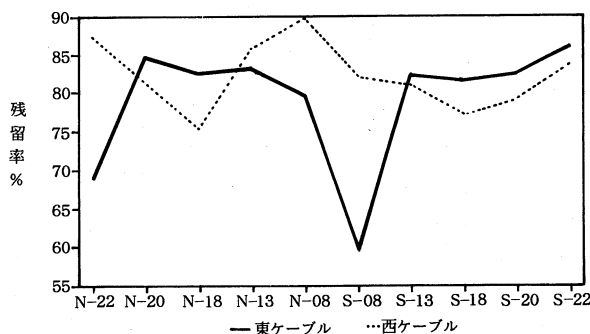


図-6 バンドごとの軸力残留率
Fig. 6 Residual axial force in each band

3.4 まとめ

平成3年11月の測定結果では、当面、再締付（5次締付）は必要としないが、適当な時期に軸力測定を行い確認する必要がある。

4. 動態観測

4.1 観測システム

観測機器の配置を図-8に示す。

常時ではシステムは待機状態にあり、設定したトリガー値以上の強風、地震が発生するとデータの収集を開始する。データは7A電気室内に設置したデータ処理装置まで

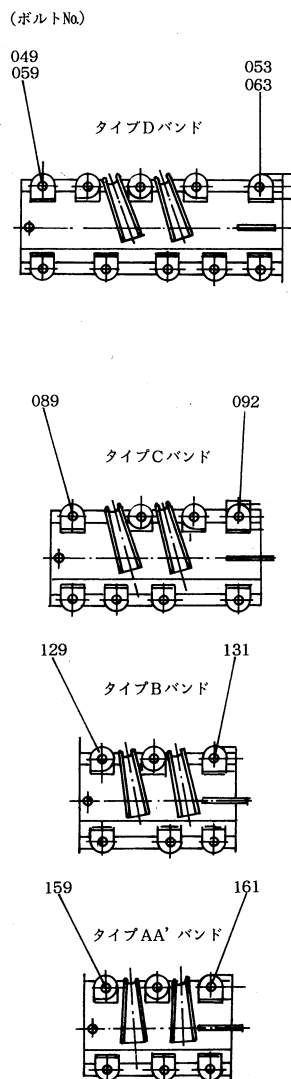
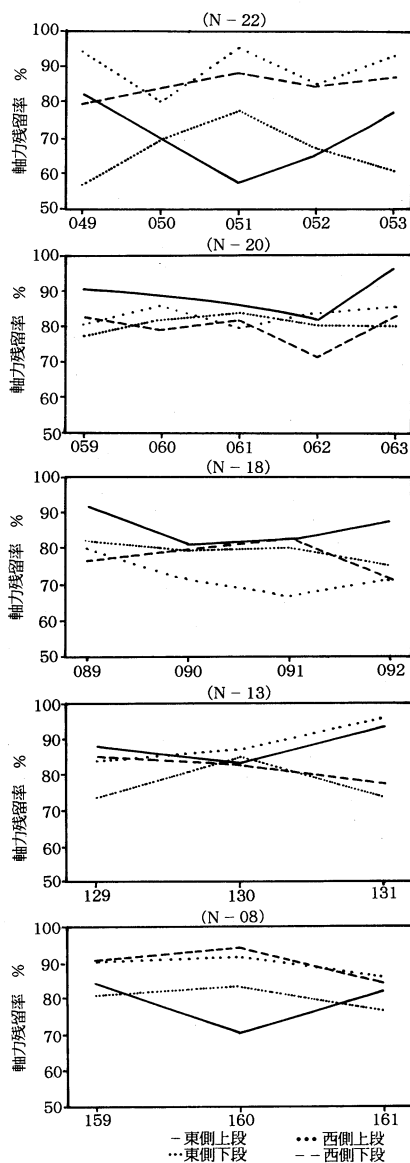


図-7 バンド内各ボルトの軸力残留率
Fig. 7 Residual axial force of each bolt in band

伝送され、1次処理、磁気テープ (MT) への収録、ペンレコーダーからの出力などの処理が行われる。

観測開始以来、地震については起動実績が無い、本報告では風系の観測結果に限って紹介する。

4.2 データ収集状況

システムの起動条件は、桁中央のプロペラ風速計による10分間平均の風速値としている。風速の大きさにより、以下の2種類の起動状態になる。

① $V_{10} \geq 10\text{m/s}$ ……「風観測」起動

起動開始後、主要なデータを一旦、コンピュータのメモリーに保存し、10分間の観測後1次処理計算を行う。その結果は直ちに出力されるとともにフロッピーディスクに登録される。

② $V_{10} \geq 15\text{m/s}$ ……MT 起動

設定風速 ($V_{10} = 15\text{m/s}$) 以下になるまでMTにすべてのデータを記録する。1次処理は「風観測」同様、MTの観測継続と関係なく10分間単位で行われる。

平成元年9月にシステムの一部改造を行い、現在のシステムとなった。平成元年10月以降4年3月までの起動回数を表-4に

記号	端末機器名称
▼	プロペラ型風向風速計
▽	超音波3方向風速計
○	地震計
●	加速度計
●	加速度型変位計(※1)
★	変位計
⊠	集合架(1~4)
⊠	変位計変換器収容箱

(※1) 加速度型変位計のセンサは、加速度計と共用する。

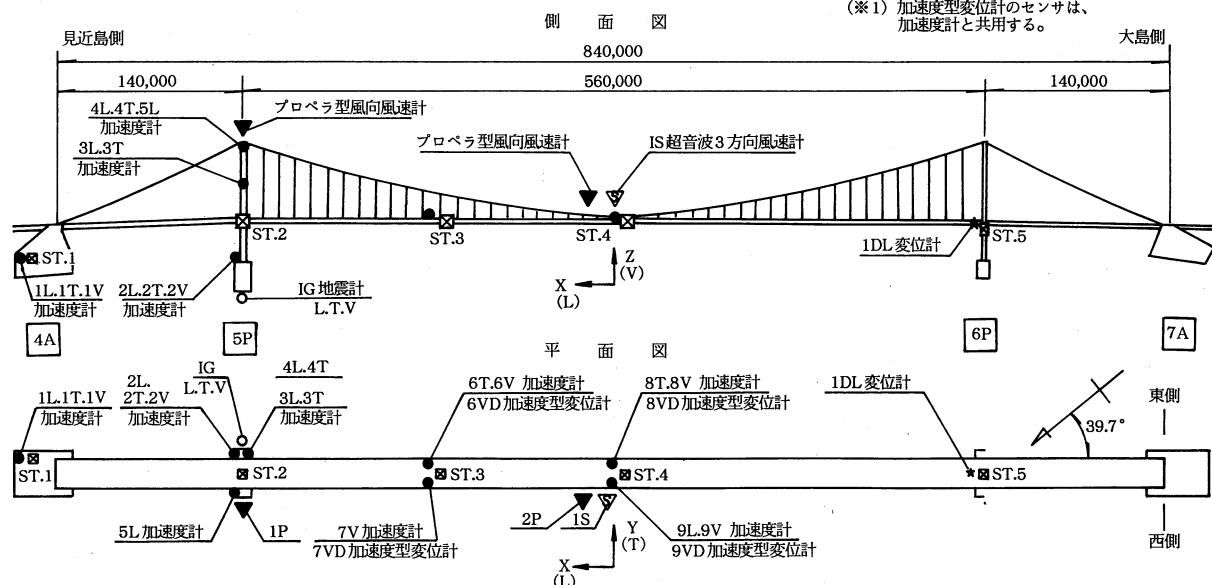


図-8 動態観測機器の配置
Fig. 8 Layout of gauges to measure the bridge motions

表-4 起動回数

Tab.4 Frequency of the oscillations

風観測 ($V_{10} \geq 10\text{m/s}$)													
	4月	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	合計
元年度 (起動回数)							87	338	540	536	91	621	2213
(日数)							9	15	27	19	7	25	102
2年度 (起動回数)	256	87	77	43	52	28	20	41	235	152	244	10	1245
(日数)	19	9	8	10	6	2	2	2	12	10	12	4	96
3年度 (起動回数)	4	17	7	3		9	3	21	129	218	59	1	471
(日数)	2	4	3	2		3	1	4	5	8	8	1	41
合 計 (起動回数)	260	104	84	46	52	37	110	400	904	906	394	632	3929
(日数)	21	13	11	12	6	5	12	21	44	37	27	30	239

※平成元年度はシステムの一部改造を行った10月からの回数を示す。

MT 起動 ($V_{10} \geq 15\text{m/s}$)													
	4月	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	合計
元年度 (起動回数)							3	93	25	12		15	148
(日数)							2	6	5	3		3	19
2年度 (起動回数)					12	1			55		1		69
(日数)					1	1			4		1		7
3年度 (起動回数)						1							1
(日数)						1							1
合 計 (起動回数)	0	0	0	0	12	2	3	93	80	12	1	15	218
(日数)	0	0	0	0	1	2	2	6	9	3	1	3	27

表-5 台風19号通過時の1次処理出力

Tab.5 Primarily-processed data obtained during the Typhoon No.19

				プロベラ		超 音 波				桁 ¼				桁 ½				桁端				
						X	Y	Z	(計 算 値)		「 曲 げ 」		「 ね じ れ 」		「 曲 げ 」		「 ね じ れ 」					
日	付	時	刻	項	目	風向	風速 m/s	風速 m/s	風速 m/s	風速 m/s	風向	風速 m/s	迎角 °	加速度 gal	変位 mm	加速度 gal	変位 mm	加速度 gal	変位 mm	加速度 gal	変位 mm	変位 mm
MT 起動																						
1991/09/27	21 : 22	最	大				31.6	36.4	- 23.7	- 12.9	187.0	40.4	7.0	24.3	114.3	5.4	4.4	26.4	124.4	5.8	4.8	103.8
		平	均	SSW			14.2	15.7	- 3.0	- 0.2	209.0	17.3	1.0	5.8	27.3	1.2	1.0	7.7	36.2	1.2	1.0	
		偏	差	4			7.3	6.5	5.5	3.2	22.4	6.4	13.6	0.8	3.7	0.2	0.2	0.9	4.5	0.3	0.2	
		G	・ F				2.22					2.34									最大(+)	76.9
1991/09/27	21 : 32	乱	れ の 強 さ				0.51					0.37									最大(-)	- 26.9

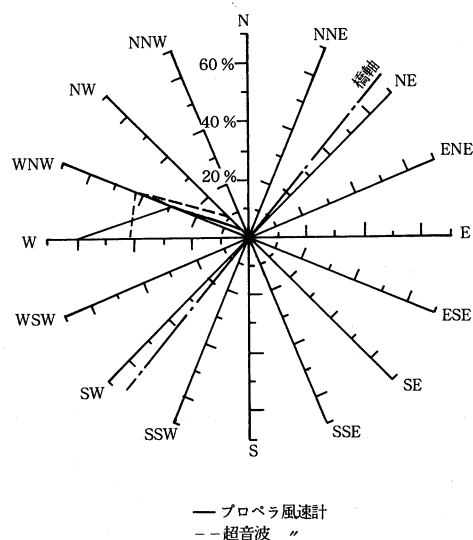
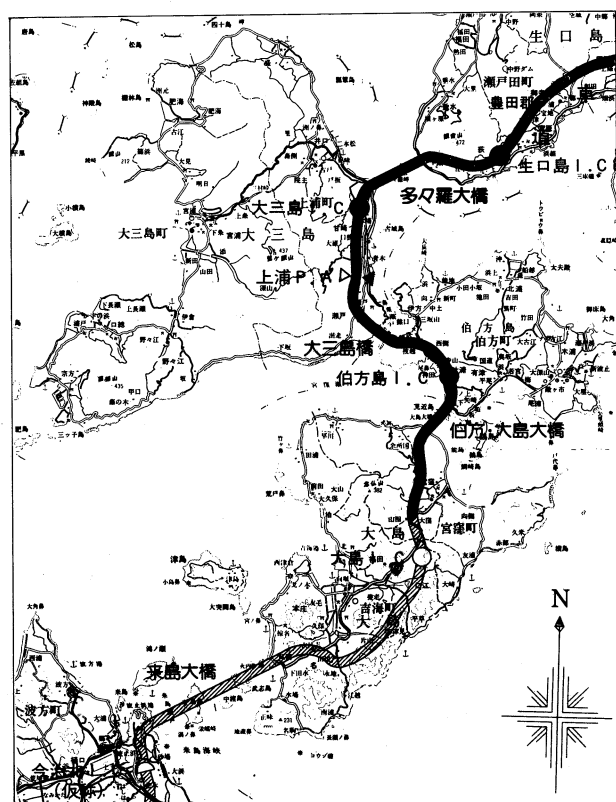


図-9 大島大橋の周辺地形と風配図

Fig. 9 Topography and histogram of wind direction around the Ohshima Bridge

示す。

4.3 観測データの処理方法

(1) 1次処理

データ処理設備により出力される1次処理結果の例として平成3年の台風19号通過時の値を表-5に示す。各値は、サンプリング間隔0.05秒で収集されたデータを統計処理して得たものである。桁の鉛直曲げ及びねじれ変位量は、振動波形をsin波と仮定し、振動実験から得たそれぞれの1次卓越周波数と加速度から(2)式によって計算した値である。

$$D = A / (2 \pi f)^2 \dots \dots \dots (2)$$

ここで、D: 変位量 A: 加速度

$$f: \text{周波数} \begin{pmatrix} \text{曲げ: } 0.2317\text{Hz} \\ \text{ねじれ: } 0.5407\text{Hz} \end{pmatrix}$$

(2) 1次処理データの分析

現システムのソフトウェアはデータの1次処理からさら

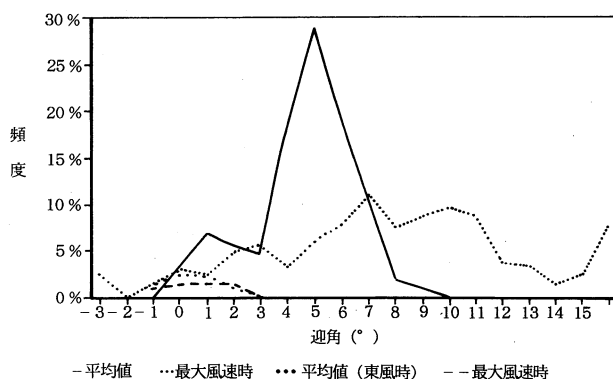


図-10 迎角の頻度分布
Fig. 10 Histogram of vertical wind angles

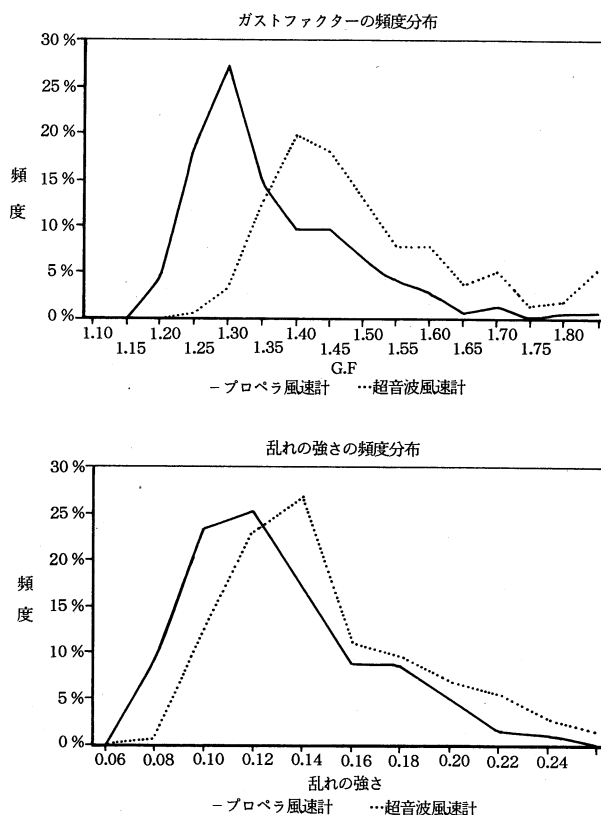


図-12 ガストファクター・乱れの強さの頻度分布
Fig. 12 Histogram of gust factors / intensity of turbulence

に進んだ解析あるいは作図などを行う機能を有していない。1次処理されたデータの整理・分析のため、現在のところ、1次処理データの登録ファイルを汎用ソフトウェアのフォーマットにデータ変換し、統計処理を行っている。強風時の傾向を把握するために、平成元年度～3年度のMT起動時のデータについて分析を行った。その結果を以下に述べる。

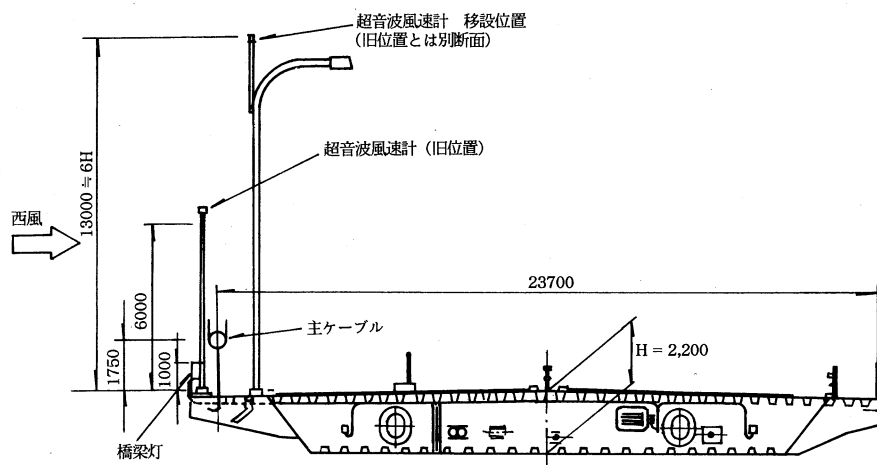


図-11 超音波風速計の取付位置
Fig. 11 Fitting of ultrasonic anemometer

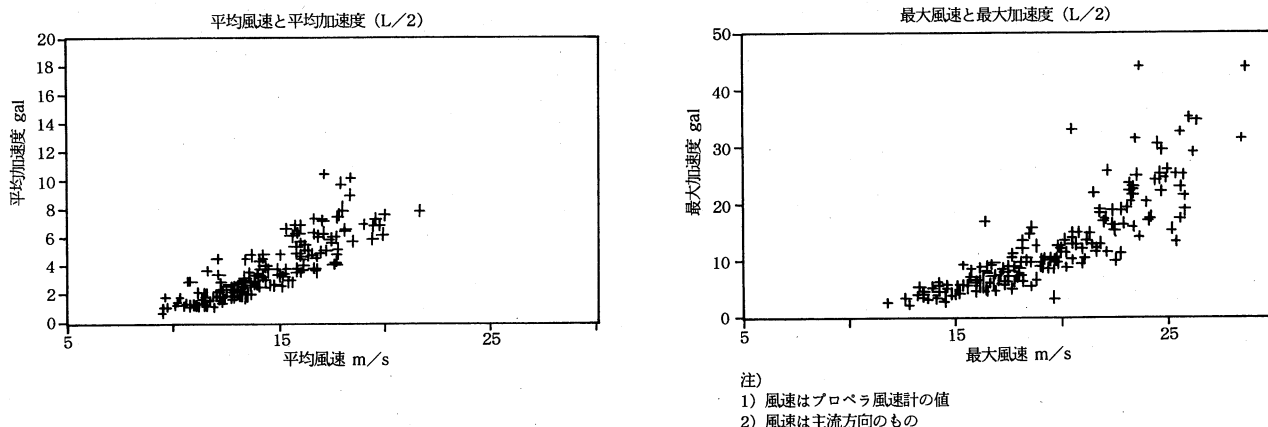


図-13 風速と応答加速度
Fig. 13 Wind velocity and response acceleration

4.4 風の統計量

(1) 風向

得られているデータは、台風通過時の一部のデータを除き、冬期の季節風によるものである。このため、風向は、図-9に示すようにW及びWNWが卓越している。この狭い範囲に風向が集中するのは、風速計の標高が周辺の地形に比べ、相対的に低いためである。

プロベラ風速計と超音波風速計の風向頻度がわずかに異なるのは、それぞれの計器特性の違いによるためであると考えられる。すなわち、プロベラ風速計が機械的に風向を検知するのに対し、超音波風速計は各風速成分から風向を計算することによる。

(2) 風速

プロベラ風速計と超音波風速計の風速の観測値の相関について (3) (4) 式を得た。

$$V_{10 \cdot u} = 1.08V_{10 \cdot p} - 1.33 \dots \dots (3)$$

$$V_{\max \cdot u} = 1.22V_{\max \cdot p} - 2.38 \dots \dots (4)$$

ここで、 $V_{10 \cdot u}$: 超音波風速計の平均風速 (m/s)

$V_{10 \cdot p}$: プロベラ風速計の平均速度 (m/s)

$V_{\max \cdot u}$: 超音波風速計の最大風速 (m/s)

$V_{\max \cdot p}$: プロベラ風速計の平均速度 (m/s)

(3) (4) 式は、超音波風速計の方が

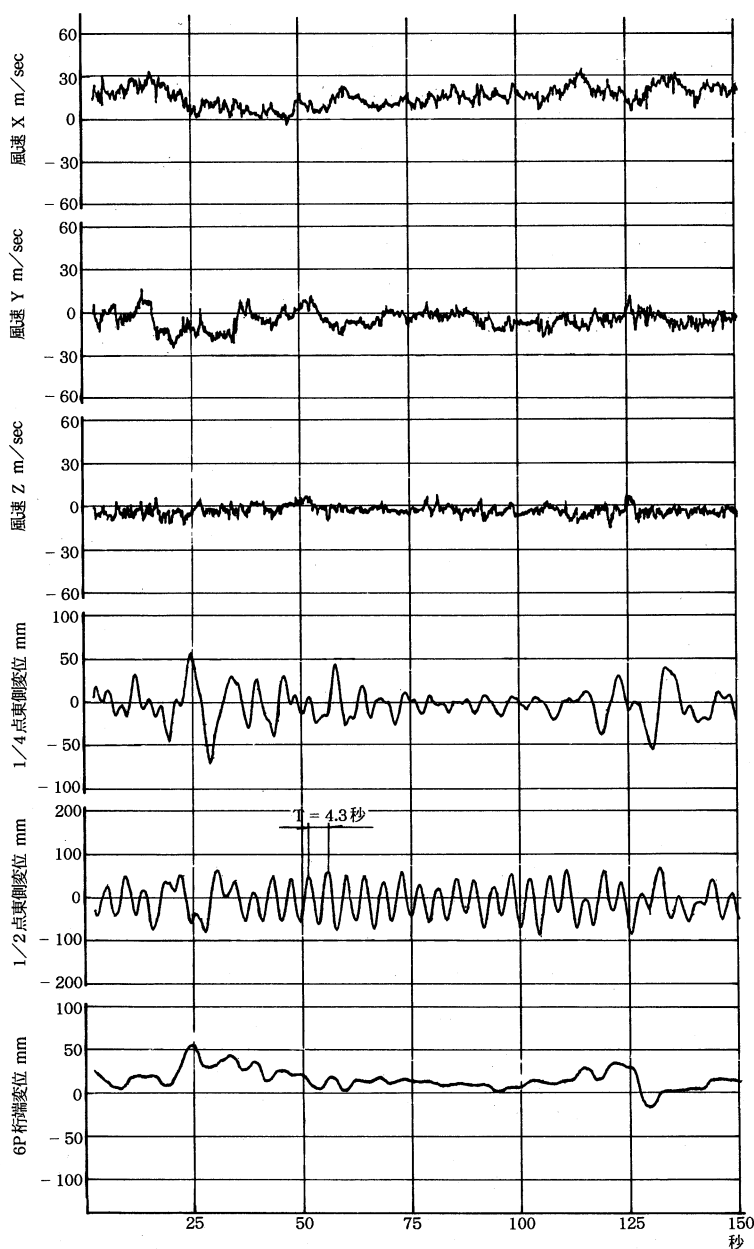


図-14 台風19号通過時の記録波形 (起動から150秒間)
Fig. 14 Wave forms recorded during the Typhoon No 19
(150 sec from the initial movement)

風速を大きく観測する傾向を示している。これも(1)同様、計器特性の違いに起因すると考えられる。

(3) 迎 角

仰角の頻度を図-10に示す。平均値では、 $+5^{\circ}$ 付近をピークとする分布を示し、最大風速発生時の迎角もほとんど吹き上げの傾向となっている。一方、データ数としてはわずかであるが東風時(平成2年台風14号通過時の12個のデータ)では、 0° 付近に分布している。

この傾向と図-11に示す超音波風速計の取付位置を考え合わせると、西風時には吹き上げの風が卓越しているとみより、橋体及び付属物の影響により風の乱れ、迎角の局所的な変化が生じていると判断することが妥当である。このため、平成4年3月、図-11に示すように超音波風速計の高さを変更すべく移設を行った。

(4) ガストファクター・乱れの強さ

ガストファクター(最大風速/平均風速)、乱れの強さ(標準偏差/平均風速)の頻度分布は図-12に示すとおりであり、(1)(2)同様、計器特性の差が現れている。

4.5 橋体の応答

桁中央($L/2$ 点)における風速と振動応答(鉛直曲げ加速度)の相関を図-13に示す。補剛桁の応答加速度は風速の増加に伴い、2次曲線的に増加する傾向を示している。

風洞実験では、低風速域において高迎角の場合、渦励振の発生があるが、実橋で発生している振動は応答振幅あるいは風の乱れの強さなどから判断して、風の乱れによる不規則振動(ガスト応答)であると考えられる。

ねじれ振動は、発生していない。

桁端変位(観測時間内における移動範囲の最大値)については、風速などとの相関性は薄い。

4.6 ペンレコーダーの記録波形

MT起動中には、ペンレコーダーにより風速(超音波風速計のX,Y,Z)と変位($L/2, L/4$, 桁端)波形が出力される。

台風19号通過時の記録波形の一部を図-14に示す。

この台風の通過時にはSWの風向が卓越したが、大島大橋では背後の大島の地形により風が遮られたため、風速は小さくMTの起動は1回のみであった。

記録波形の観察から以下のことがわかる。

- ① 風速の各成分の変動が大きい。表-6のガストファクター、乱れの強さの値が異常に大きいのもこのことによる。
- ② $L/2$ では、曲げ対称1次モードの振動が卓越するため、明瞭なsin波形を呈している。 $L/4$ では複数のモードが重なり合った波形となっている。
- ③ $L/2$ の振動周期は約4.3秒と読みとれ、振動実験での曲げ対称1次モードの固有周期4.31秒($=1/0.232\text{Hz}$)とほぼ一致する。
- ④ 桁端変位は不規則な動きをしているが、強いていえば $L/4$ の変位が大きい時に目立った変位を示す傾向がある。

4.5 まとめ

動態観測の結果を有効に活用できるよう、管理事務所においてはシステムの管理、データの分析を行っているが、以下の3点から必ずしも十分に活用しているといえない。

- ① 強風時のデータ数が少なく、得られているデータは偏っている。
 - ② 個々の計器のキャリブレーションは可能であるがシステム全体としての信頼度を検証することは難しい。
 - ③ 橋体管理に活用するための具体的な管理値がない。
- 今後、設計検証のためMTを使用して解析を行う場合でも①、②を配慮しておくべきであろう。

5. あとがき

大島大橋は供用開始後4年を経過したが、橋体の構造系は健全な状態を保っている。今後も適切な点検・測定を行うことにより、良好な維持管理に努めたい。

トンネル内ラジオ再放送設備

Rebroadcasting for Inside Tunnel

建設省
(前)工務部

東北地方建設局
電気通信課長代理

山中 清

Kiyoshi Yamanaka



概要

ドライバーへの情報提供施設としては、可視、可聴による提供方法があるが、前者には各種の標識、道路情報可変表示板、可変速度規制標識、信号灯などがある。後者には路側放送(1620KHz)あるいはラジオ放送の受信がある。

このうち、ラジオ放送を受信していたドライバーがトンネル内に進入した場合には極端に電界強度が低下するので耳障りとなり、遂には雑音の中に埋もれてしまうので、これの救済対策として、トンネル外部に受信アンテナを設け、増幅しトンネル内に展張した誘導線によって、最低レベルでも60dB μ V/mの電界強度を得ることが可能とした。各ルートのトンネルにお客様サービスの一環として逐次設置を行う。

Means of providing traffic information to a driver fall into two classes: visible and audible signs. The former includes various kinds of signs, such as variable messages, changeable signs for speed limit, and signal lights. The latter includes roadside radio broadcasting (at 1620 KHz) and ordinary radio broadcasting. During a receiver of such radio is in a tunnel, the radio wave may be badly interrupted because the signal strength greatly decreases. In order to secure this situation, a receiving antenna should be installed outside the tunnel, and simultaneously, an induction wire connected to such antenna should be arranged alongside the tunnel wall so as to increase the signal strength. This system has enabled to obtain at least a field strength of 60 dB μ V/m, and will be installed at all the tunnels HSBA is managing one by one to provide better service to drivers.

1. まえがき

本四道路を利用するドライバーへの案内、注意、規制などに係る道路情報の提供は、各種の標識、可変標識(LED、電光式、字幕式)、可変速度規制標識、信号灯などの視覚による伝達のほかに、路側放送(1620KHz)あるいはラジオ放送波とによる聴覚による伝達がある。しかし、ドライバーがトンネル内に進入した場合には極端に電界強度が低下するので、雑音となり耳障りとなる。この問題を解決する方法として、トンネル外部に設置した空中線で受信し、増幅し、トンネル内に展張した誘導線によって、ラジオ放送波を輻射させて、カーラジオで受信可能となるトンネル内ラジオ再放送について、平成3年度から各ルートのトンネルについて1箇所ずつ設置したので、以下に述べる。

2. 実施までの経緯

我が国で道路利用者にトンネルラジオ再放送を提供したのは、昭和46年度首都高速道路公団が千代田、霞が関トンネル約6kmに1線大地帰路方式で設置したのが最初である。

首都高速道路公団で実施した当時は郵政省からの指導があって、ラジオ再放送等にあわせて、道路管理者が必

要とする災害、事故の防止、円滑な交通の確保に関する情報の提供を行うために、ラジオ再放送を切り換えて緊急に割り込む緊急放送装置を設置するように義務付けられていたが、この告示(郵政省告示第306号)が昭和60年3月30日付けで廃止(郵政省告示第221号)された事に伴い、ラジオ再放送のみの設置が可能となった。

また、道路技術基準通達集の「道路トンネル非常用設置基準について」に定める、第3章設置計画 3-1トンネル等級区分 3-2非常用施設設置計画のうち、その他の設備のラジオ再放送設備または拡声放送設備はAクラス以下のものは設置しなくてもよい、となっているが、今回は、お客様サービスの一環としてB、Cクラスのトンネルに設置を行ったので、ラジオ再放送のみであるが、将来全線開通時には緊急放送も行えるようなシステム構成としている。さらに、最近話題となりつつあるAMのステレオ放送にも対応可能となっている。

図-1はトンネル内ラジオ再放送設備の概要図を示す。

表-1はトンネル内ラジオ再放送設置計画を示す。

なお、この他に準マイクロ波(1~3GHz)を使用し路上に設置されたビーコンを中心に、スポット的な極小通信ゾーンが間欠的に形成される通信方式で、高速データ通信がしかも大量にデータ通信が行える路車間通信(VICS)による実験が既に行われ、東京・名古屋・大阪で間もなく実用化される見込みであることを付記しておく。

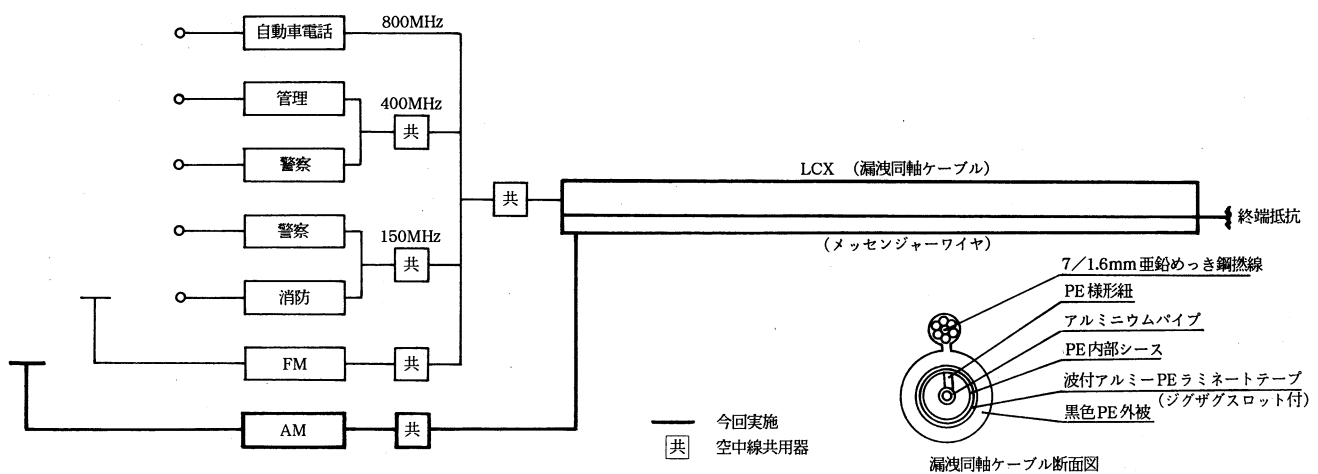


図-1 トンネル内ラジオ再放送設備概要図
Fig. 1 Outline of the in-tunnel rebroadcasting facilities

表-1 トンネル内ラジオ再放送設置計画
Tab.1 Layout of the in-tunnel broadcasting facilities

局名	トンネル名	長さ (m)		LCX	再送信設備						緊急放送
		既設	計画		ラジオ	公団用無線	警察	消防	その他		
一建	第一鳴門	191		○	○	○					
	第二鳴門	353		○	○	○					
	撫養		616	○	○	○					
	仁井		260								
	川井谷		上378 下429								
	舞子		3513 3473								○
	鳴門管理 (事)										
二管	垂水 (事)										○
	正面山	538.0 537.5		○	○	○					
	柳田		387 331	○	○	○					
	塩生		407.6 400.6	○	○	○					
	鷺羽山		205								
	早島管理 (事)										
	宮窪	1420		○	○	○					
三建	吉海		410								
	今治		1156								
	大三島管理 (事)										

3. システムの構成

ラジオ再放送のシステムは公共放送及び商業放送とを一旦専用 (2チャンネル共用) アンテナで受信し増幅して、トンネル内に展開した漏洩同軸ケーブルの外被から輻射されたラジオ周波数を自動車に搭載されているラジオ受信機で聴取する。

また、トンネル内に再放送が正常に行われているかどうかのモニター装置も設置している。

漏洩同軸ケーブル (断面図を図-1に示す) は多目的に使用することが出来るものである。即ち、一般に AM と

呼ばれるラジオ周波数は外被を利用し、再送信されるもので、高い周波数帯 (VHF 以上) は、同軸の心線を共用し、周波数に合わせ内被にスロットを設けることによって、FM 放送 (70MHz 帯)、消防用の無線 (150MHz 帯)、警察用の無線 (150、400MHz 帯)、公団の管理用無線 (400MHz 帯)、さらには、NTT 又は第二電々等の自動車用電話 (800MHz 帯) の利用が出来るものである。

ただし、今回は 400MHz 帯止まりとし、周辺状況を勘案して 800MHz 帯等の需要がある場合には、別途兼用工作物として設置することとした。

また、トンネルの長さが長くなるほど漏洩同軸ケーブルの伝送損失が生ずるため、トンネルの出口に近づくにつれてケーブルサイズを太くして、ケーブルの伝送損失を補てんするグレーディングという方法を講ずることによって救済することができる。

4. 装置の構成

ラジオ再放送装置の主装置は、図-5に示すように受信混合部、放送波変換部とモニター部から構成されている。

受信混合部は電波伝ぱんが良好となる夜間等における混信変調を防止するため各放送波専用の AGC (自動利得調整) 付増幅器とし、受信アンテナは2波共用のループアンテナを使用し方向性を持たせ、調整を容易にすると共に漏洩同軸ケーブル等の誘導線からのフィードバックによる再生発振等を防止している。

受信されたラジオ周波数は一たん中間周波数 455KHz に変換するスーパーヘテロダイン方式であり、その出力は同軸ケーブルで切換器の入力端子へ接続する。

そして、切換器を通して放送波変換部に加えられるも

のである。放送波変換部では中間周波数に変換されたものを、もう一度放送波と同一の周波数に変換するものであるから、発振、フィードバックの防止ができる。

各放送波は受信混合部に加えられ、出力は同軸ケーブルでトンネル内に引き込み、整合器を通してトンネル内に展張された誘導線（漏洩同軸ケーブル）によって輻射される。

今回は設置しないが、将来必要に応じて設置する緊急放送装置からの情報は、音声を増幅したものが切換盤増幅器に加えられる。ここで、受信混合部同様に中間周波数に変換して切換器に加えられるから、その出力は全く再放送のものと同一周波数となる。そこで、一般車輛に緊急放送の提供が随時行え、各トンネル個別又は一斉に行うことができる。

5. 技術基準と関連法規

技術基準は電波法の中の無線設備規則（以下、設規）が適用され、主な項目は次のとおりである。

（1）高、低調波及び寄生発射の強度（設規第62条）

電力線搬送及び誘導式通信設備から発射される高調波、低調波又は寄生発射の強度は、基本波に対して30デシベル以上低くなければならない。

（2）漏洩電界強度の許容値（設規第61条）

誘導式通信設備の線路に通ずる高周波電流の基本波による電界強度は、線路から $\lambda/2\pi$ の地点で毎メートル200マイクロボルト以下でなければならない。

参考までに各放送波の $\lambda/2\pi$ [m] を記せば、

基本波	KHz	波長 [m]	$\lambda/2\pi$
NHK 第一（大阪）	666	450.45	71.72
“（東京）	945	317.46	50.55
朝日放送	1003	297.61	47.39
毎日放送	1179	254.45	40.51
四国放送	1269	236.40	37.64
ラジオ大阪	1314	228.31	36.35
NHK 第二（大阪）	828	362.31	57.69

（3）周波数の許容偏差（設規第59条）

電力線搬送及び誘導式通信設備から発射される周波数の許容偏差は0.1パーセントとする。但し、郵政大臣がこの数値を特に緩和する必要があると認めた設備の種類、使用周波数及び数値については、別に定める。

（4）高周波利用設備の高周波出力の測定及び算出方法

無線設備規則第58条の3の規定により、高周波利用設備の高周波出力の測定及び算出方法を次のとおり定める。

即ち、高周波出力が許可された出力であるかどうか調べる。

（5）混信その他の妨害の有無

近接する既設の無線設備等に対する混信、その他の妨害の有無を調べる。

（6）有線放送業務の運用の規正に関する法律第5条により、放送事業者の同意が必要であり届出に同意書を添付しなければならない。つまり、再放送される内容が著作

権に関して、同一性を失わない様にするため一切の加工、挿入、その他の改変を行わないように、再放送を行う者に条件を付している。

6. 再放送の方式

再放送の方式として一般に使用されている方式を以下に示す。

（1）RF 方式

受信空中線で受信した放送波を受信装置で増幅混合し、同軸ケーブルを介して送信装置に伝送し、入力した送信装置で所定の出力に増幅し、トンネル内の漏洩同軸ケーブルから送信する方式である。

（2）IF 方式

受信空中線で受信した放送波を受信装置で中間周波数（IF）に周波数変換し、同軸ケーブルを介して送信装置に伝送し、送信装置で各放送波を混合してトンネル内の漏洩同軸ケーブルから送信する方式である。

（3）AF 方式

受信空中線で受信した各放送波を受信装置で音声信号に復調し、電話線等を介して送信装置に伝送し、送信装置で再度放送周波数に変調し、各放送波を混合して漏洩同軸ケーブルから送信する方式である。

鳴門管理事務所と鳴門第1、第2トンネル間は伝送距離

表-2 再放送方式の比較

Tab.2 Comparison between methods for rebroadcasting

方式	特徴	適応
RF 方式	(1) 小トンネル用簡易システムでは安価 (2) 放送波を直接増幅するため回り込みに注意が必要 (3) 送信装置に放送波を直接供給するため複数の送信装置への供給が困難 (4) 音声での割り込みが複雑	小トンネル単独システムに適応
IF 方式	(1) 変・復調を行わないため音質の劣化が少ない (2) 送信装置に高周波（IF）で供給するため複数の送信装置への供給が困難	中小トンネル単独システムに適応
AF 方式	(1) 送信装置に音声信号で供給するため受信場所を任意に選べる。 (2) IF 方式に比べ安価	1 受信装置で複数の送信装置の駆動が容易

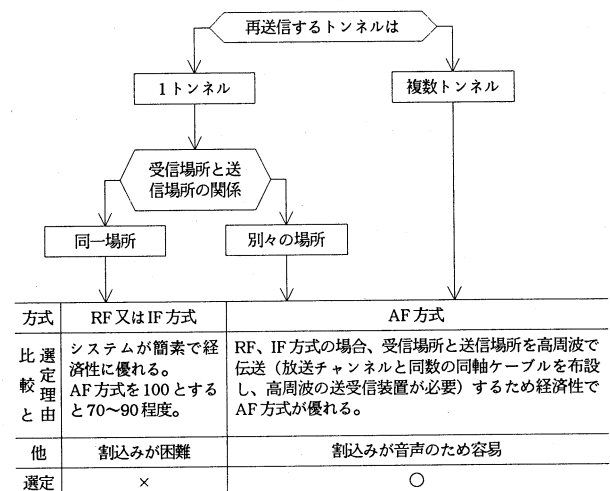


図-2 再放送方式の選定

Fig. 2 Selection of a method for rebroadcasting

が長く複数のトンネルへの供給を行うので、経済性を勘案し、この方式を採用している。

表-2は再放送方式の比較を示す。

図-2は上記の(1)～(3)の選定のフローを示す。

7. トンネル内の所要電界強度

トンネル内ラジオ再放送設備による再放送波の電界強度は $60\text{dB } \mu\text{V/m}$ とする。

S/N比30dBを確保するためには一般のカーラジオで $40\text{dB } \mu\text{V/m}$ 以上の受信機入力電圧が必要である。また、カーラジオのアンテナは多種類あるがピラー型で最低50cm程度伸ばさないとアンテナの役目が果たせず、この時の利得が-20dBである。

したがって、S/N比30dB以上を確保するため必要な電界強度Eは

$$E = 40 + 20 = 60\text{dB } \mu\text{V/m} \text{ である。}$$

8. 誘導線方式

誘導線方式は1線大地帰路方式又は平行2線方式とする。又、近い将来FM放送や消防、警察、公団用の無線等は漏洩同軸ケーブルとする。

一般に、トンネル内の無線設備に使用されるアンテナは、その周波数における伝ぱん特性から以下のものがある。

(1) LCX方式

トンネル内の無線通信に使用されるアンテナとしてLCX方式が一般的であり、使用する周波数が広帯域のため周波数に応じたLCXを選定する。

最近開発された超広帯域のLCXは80～800MHz帯をカバーすることが出来る。

図-3に送信設備と周波数を示す。

中波で使用するSLCXは路側通信用として開発されたもので、トンネル内での使用は結合損失が大きいとされているため、送信電力も一般部の数10倍程度が必要となるのでトンネル内での使用は適当ではない。

(2) 誘導線方式

ラジオ再送信として一般的な方式で1線大地帰路方式、片側又は両側平行2線方式がある。

(3) 平行2線方式とLCXの共用

平行2線方式で、FMの再放送や公団の無線又は消防、警察の無線に対応するため、2本の電線のうちの片側をFMや公団の無線用のLCXを使用する。

このためインピーダンスの影響によりトンネル内に於ける電界強度の低下が予測されるので、伝ぱん特性上安定した両側平行2線方式を採用し、単一の電線(0W)とLCXを布設している。

表-3及び図-4は誘導線の方式比較を示す。

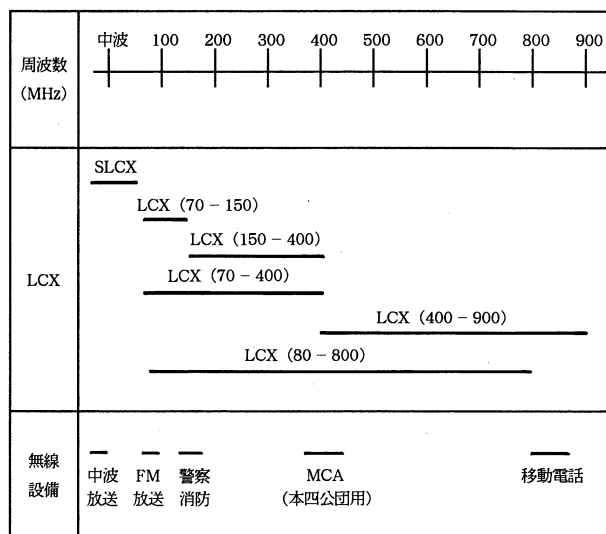


図-3 送信設備と周波数

Fig. 3 Broadcasting facilities and its frequency

表-3 誘導線方式比較

Tab.3 Comparison between types of induction wire

名称	方式	特徴	選定
1線大地帰路方式	トンネル内に単線(誘導線)を布設し、誘導線と大地間に給電する。	不平衡で帰路に大地を使用するため不安定。他設備への影響を考慮。	×
片側平行2線方式	トンネル内に誘導線を布設し、その線間に給電する。誘導線は片側車線に布設する。	小出力で大きな受信電界が得られる。施工は片側車線のみで可能。	○
両側平行2線方式	トンネル内に誘導線を布設し、その線間に給電する。誘導線は両側車線に布設する。	同上	△
各方式共通	-	寒冷地での凍結材付着や汚れの付着等で電界が変動する。	-

9. あとがき

ドライバーが安全快適な走行をするためには、いかにして前方の状況を把握するかが重要な情報となる。

即ち、事故による渋滞なのか、自然発生した渋滞なのか、タイムリーな状況把握を行なえることが、ドライバーの心理的負担の軽減となって安全運転に資するものと考えられる。

今回、閉鎖された空間となり、ドライバーに心理的不安感を抱かせるトンネル内で聴覚による情報伝達の一つとして、ラジオ再放送設備を設置した。

実施までの経緯で述べたように、郵政省公示のじばりが取れたので、お客様サービスの一環として、ラジオ再放送のみであるが、各高速道路の長大トンネルにおいて設置をみている。

本州四国連絡橋公団でも、これらの社会的な動勢を勘案し、当面は各ルート毎にトンネル1箇所ずつに設置したものであり、平成4年度も引き続き設置を行なう予定である。将来これらの設備は公団管理用無線との共用、あるいは、兼用工作物として、警察、消防用無線との共用、FM放送あるいは自動車電話等にも使用可能であり情報提供メディアとして多目的な使用が期待できる。

	平行2線片側布設 (OW + OW)	平行2線両側布設 (OW + OW)	平行2線片側布設 (OW + LCX)	平行2線両側布設 (OW + LCX)
誘導線布設位置				
電界予測レベル				
特徴	(1) 高い電界が得られる。 (2) 断面方向のレベル差が大きい。 (3) 施工性が良い。	(1) 高い電界が得られる。 (2) 断面方向のレベル差が少ない。 (3) 施工性が悪い。	(1) 断面方向のレベル差が大きい。 (2) 必要電界を得るため大きな電力を必要とし、漏洩が大きい。 (3) 施工性が比較的良好。	(1) 断面方向のレベル差が大きい。 (2) LCX 側で少し電界が低くなる。 (3) 施工性が悪い。

図-4 誘導線布設方式の比較
Fig.4 Comparison between methods for installing the induction wire

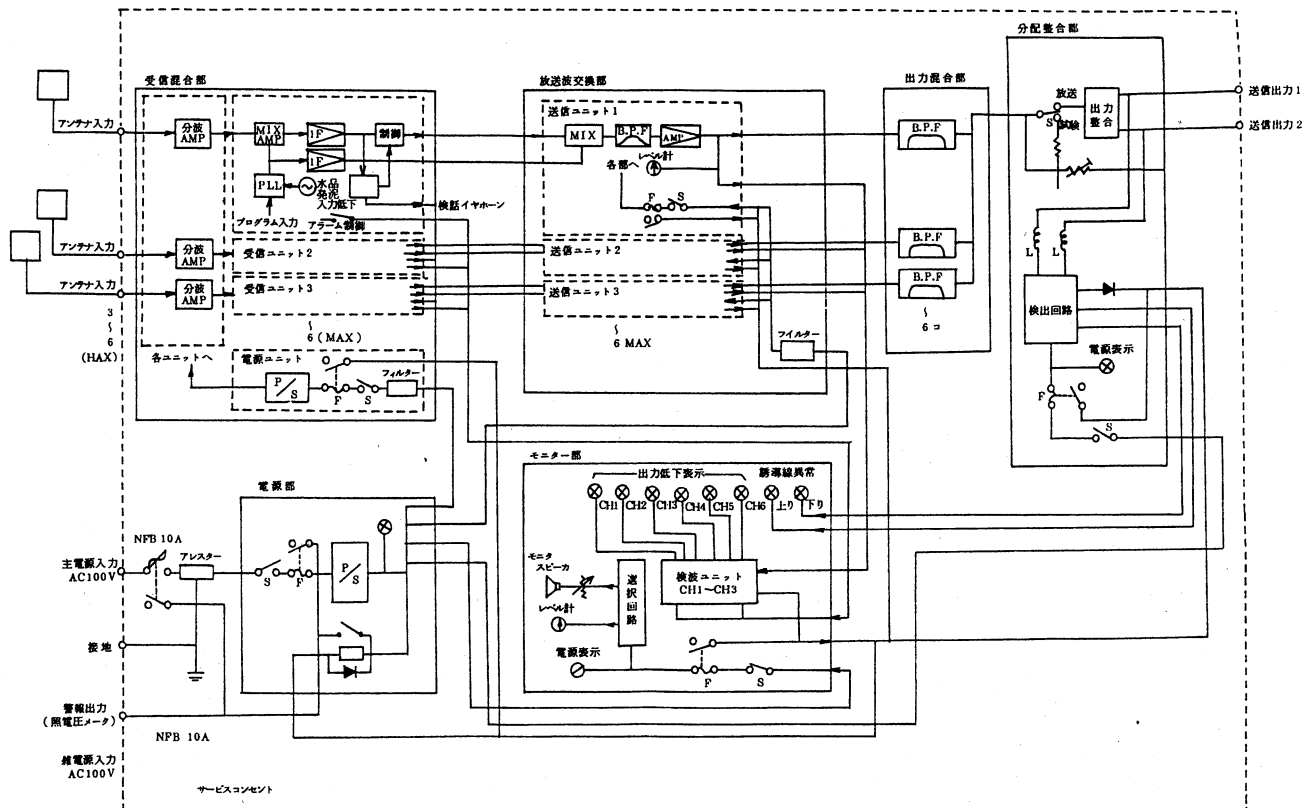


図-5 トンネル内ラジオ再放送装置機器図 (例)
Fig.5 Block diagram of the in-tunnel rebroadcasting facilities (Reference)

中国の幹線道路網計画

Highway Project in China

第二管理局 道路維持課長 毛利徳成

Tokunari Mouri



平成4年2月18日より12日間、国際協力事業団の「中国浙江省幹線道路網計画調査」事前調査団の一員として、中国の道路事情に触れる機会があったので、調査を通じて見聞した中国の道路について紹介する。

本調査（事前調査）は、中国政府から我が国へ、中国国内で急務となっている幹線道路網の整備を合理的効果的に進めるための技術的な協力要請があった事に基づき、今後行すべき協力の内容に関する中国政府との協議を目的として実施されたものである。

本格調査は、中国のなかでも経済の発展した地域の1つである浙江省をモデルケースとして、2020年を目標とする幹線道路網整備のマスタープランの作成、およびこの作業を通じて中国側専門家に道路計画の理論や方法の技術移転を図ることを主な内容として予定している。

（中国の道路）

中国では、長い間「全国的な自給自足経済圏建設政策」がとられていたため、交通施設や輸送ネットワークの整備に十分な注意が払われず、非効率な運用がなされてきたが、1978年以降経済近代化政策がとられたことにより、輸送需要が急速に高まり輸送施設の大幅な不足が顕在化した。この問題に対応するため、エネルギー部門と並

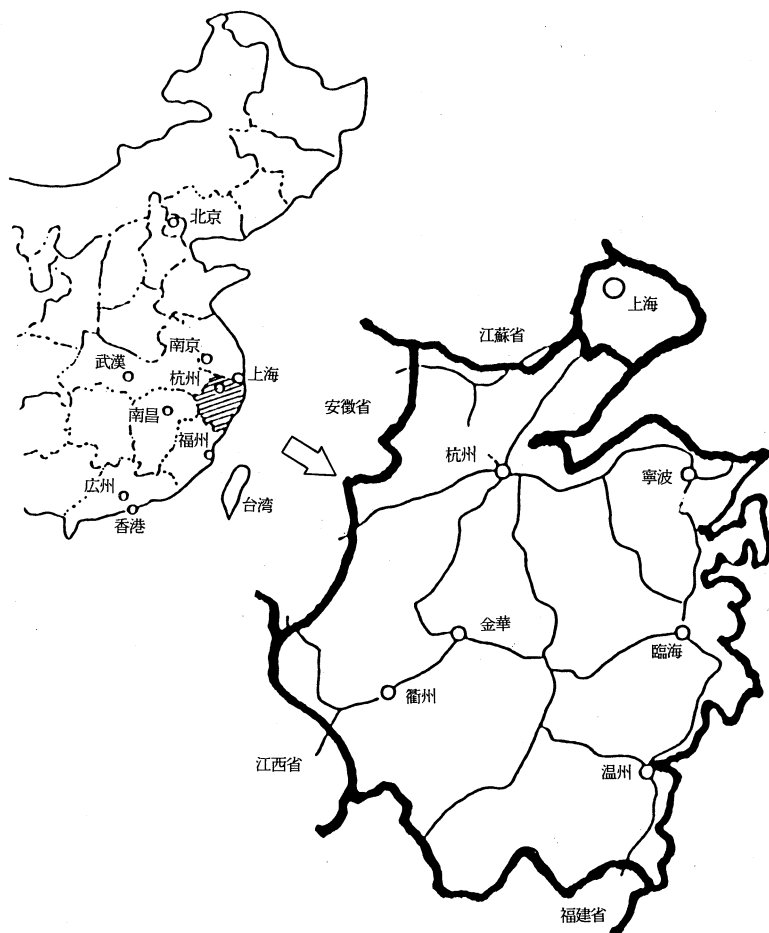


図-1 中国浙江省略図

Fig. 1 A map of Chejiang Province

表-1 中国の道路等級と延長

Tab1 Road grades and extentions in the People's Republic of China

道路等級	道路の機能	計画日交通量	車線数	備考	延長 (km)
高速道路	特別重要な政治、経済地域を結ぶ	25,000台以上	4	出入り制限の有る自動車専用道路	271 (271)
1級道路	重要な政治経済の中心、工業地帯を結ぶ	5,000~25,000	4	一部出入り制限立体交差	2,101 (2,101)
2級道路	政治経済の中心、大工業地帯を結ぶ幹線	2,000~5,000	2	交通量の多い都市内道路を含む	38,101 (683)
3級道路	県間、都市間を結ぶ一般幹線	2,000以下	2		164,345
4級道路	県内、郷、村の支線	200以下	1~2		511,105
等外道路					298,419

注：計画交通量は各種車両のトラック換算値
延長は1989年末の統計値、()内は自動車専用道路延長

(合計1,014,342)



写真-1 地方部幹線道路（浙江省）

Photo.1 Arterial roads in the Province Chejiang



写真-2 都市近郊の交通状況

Photo.2 Traffic in the suburbs

んで交通運輸部門に重点投資することが目標として掲げられ、現在、道路、鉄道、港湾等の整備が進められているところである。

中国の道路は管理主体と道路規格による区分がある。管理主体による区分は、国道、省道、県道、郷道、専用道路の5つからなる。また、道路規格による分類は道路工程技术基準（1989年5月）に基づいており自動車専用道路と一般道路に大別される。

第7次5ヶ年計画（1986～90）以降の道路建設は、2級道路以上の高規格道路、とりわけ自動車専用道路の建設に重点を置いている。現在策定中の2020年を目標とする道路整備長期計画では、省都、沿海重要都市、内陸重要都市、重要国境都市を結ぶ自動車専用道路を主体とする幹線道路を30000km整備することとしている。

（浙江省の道路）

浙江省は、東シナ海に面する面積10万km²、人口4200万人の省で人口では全国30行政区の内25番目に位置する。人口、面積とも日本の約4分の1であり、省土の約70%が山地、丘陵、約30%が平地、水面である。緯度的には、種子島から奄美大島に相当する位置にあり、気候は温暖湿潤気候に属し、西日本とほぼ同様な地理的条件下にある。平地は水田として利用されており、西日本の農

村とよく似ている。特産品となっている、シルク、緑茶（龍井茶）、温州の蜜柑などは日本との関係が深い。省都である杭州市は随代に開通した大運河以来交通の要衝地として発展し、南宋時代には都の置かれた古都である。市内には、西湖十景を始めとして多くの名所旧跡が残っている。経済的には、沿海部の諸都市は経済解放区に属し、3直轄市（広州、上海、北京）に次ぐ経済力を有する地域である。

浙江省の道路網の総延長は約3万kmであり、このうち幹線道路（国道、省道）は約7,000kmである。この中には、15箇所の有料道路（橋梁、トンネルを含む）があり全体がプール制で管理されている。また現在、上海～杭州～寧波（省内370km）の高速道路が施工中であり、この他に第8次5ヶ年計画（1991～95）の道路として、杭州～金華～衢州（270km）、寧波～温州（350km）の高速または専用道路計画がある。これらの道路は国家幹線道路計画30000kmの一部をなし南京、南昌、福州の隣接省の都市と連絡している。

現地調査は、杭州～寧波～金華～杭州（約800km）のルートで行い3日間を要した。幹線道路であるため、おおむね2車線が確保されており表面は舗装またはアスファルトにより処理されていたが、平坦性については改善の余地が大きいように感じられた。



写真-3 寧波市の朝の通勤状況

Photo.3 Commutation in the morning at the City of Ningbo

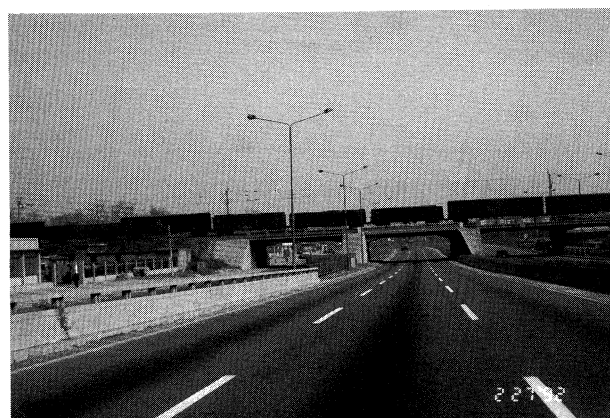


写真-4 北京郊外的高速道路（6車線）

Photo.4 Express way in the suburb of Beijing (6-lane)



写真-5 中国交通部との協議

Photo.5 Meeting with the Traffic Department of China

交通の状況は、国道の日平均交通量が約5000台であり近年は年10%程度の伸びである。自転車、小型トラクター（トラジ）等の低速車混入率が高く、交通容量の著しい低下をもたらしている。更に、運転状況も無理な追越しが

多く交通事故も極めて多い様子である。これらの現状を踏まえ、中国側では自動車専用道路の建設により自動車を分離し、輸送能力の改善及び交通安全の強化を図ろうとしているようである。

中国は、現在近代的な道路建設の黎明期にあり、今後30年間に30000kmの国道主幹線を建設する計画である。そのため、調査団が面会した道路技術者（計画部門の技術者）が日本に期待していることは、膨大な延長の道路建設を合理的、効果的に進めるための道路計画に関するノウハウを取得することにあるようで、調査内容の協議においても技術移転の具体的な方法や、日本の道路に関する中国側調査団の受け入れについて、徹夜での交渉が行われた。

中国の現在の自動車保有台数は約550万台、今後の予測では10年毎に倍増し2020年には4800万台に達するとのことである。このために、道路整備は緊急重要課題であり、技術面、資金面での日本に対する期待は絶大である。

明石海峡大橋とテレビ電波障害

明石海峡大橋周辺で受信されているテレビ局は、神戸市の垂水地区では淡路島の北淡垂水送信所、また淡路町の岩屋地区では大阪の生駒山送信所と神戸の摩耶山送信所であり、いずれの送信所もNHK2CH、民放5CHを放送している。

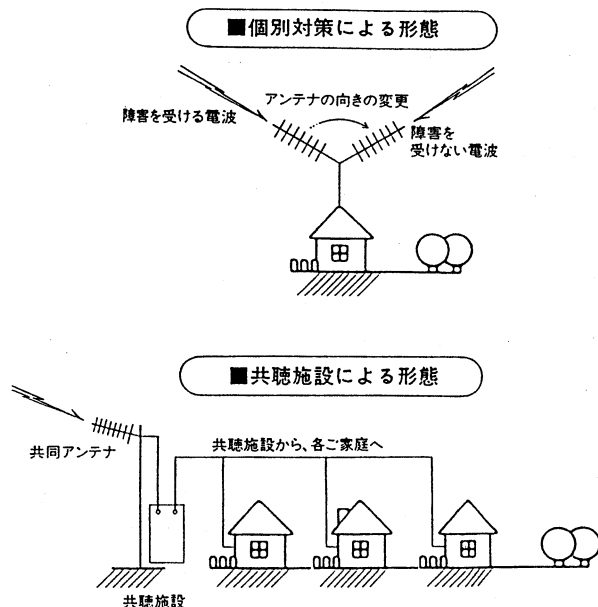
明石海峡大橋は、放送エリアを遮るような形で建設されるため、主塔等によって遮へいされる部分が電波減衰となり、遮へいされない地域であっても主塔に反射した電波と正規方向の電波との2波が受信されるゴースト現象が発生する恐れがある。地形的な関係からもとめて電波状況が良好でなかったため、垂水地区の一部を中心に海峡大橋の東側は遮へい障害を、また西側は反射の影響を受け、反対に岩屋地区では東側は反射の影響を、また西側は遮へい障害を受ける。障害の程度は地域によって大きく異なるため、過去に種々の調査を行ってきたが、平成3年度に実施した調査での障害予測戸数は、約22,000戸であった。この調査をもとに、今年度から始まった主塔工事の進捗に合わせて障害の予測される家屋に対して対策工事を逐次施工することとした。

対策工事は、垂水地区では（財）神戸市開発管理事業団と、また岩屋側では（財）京阪神ケーブルビジョン

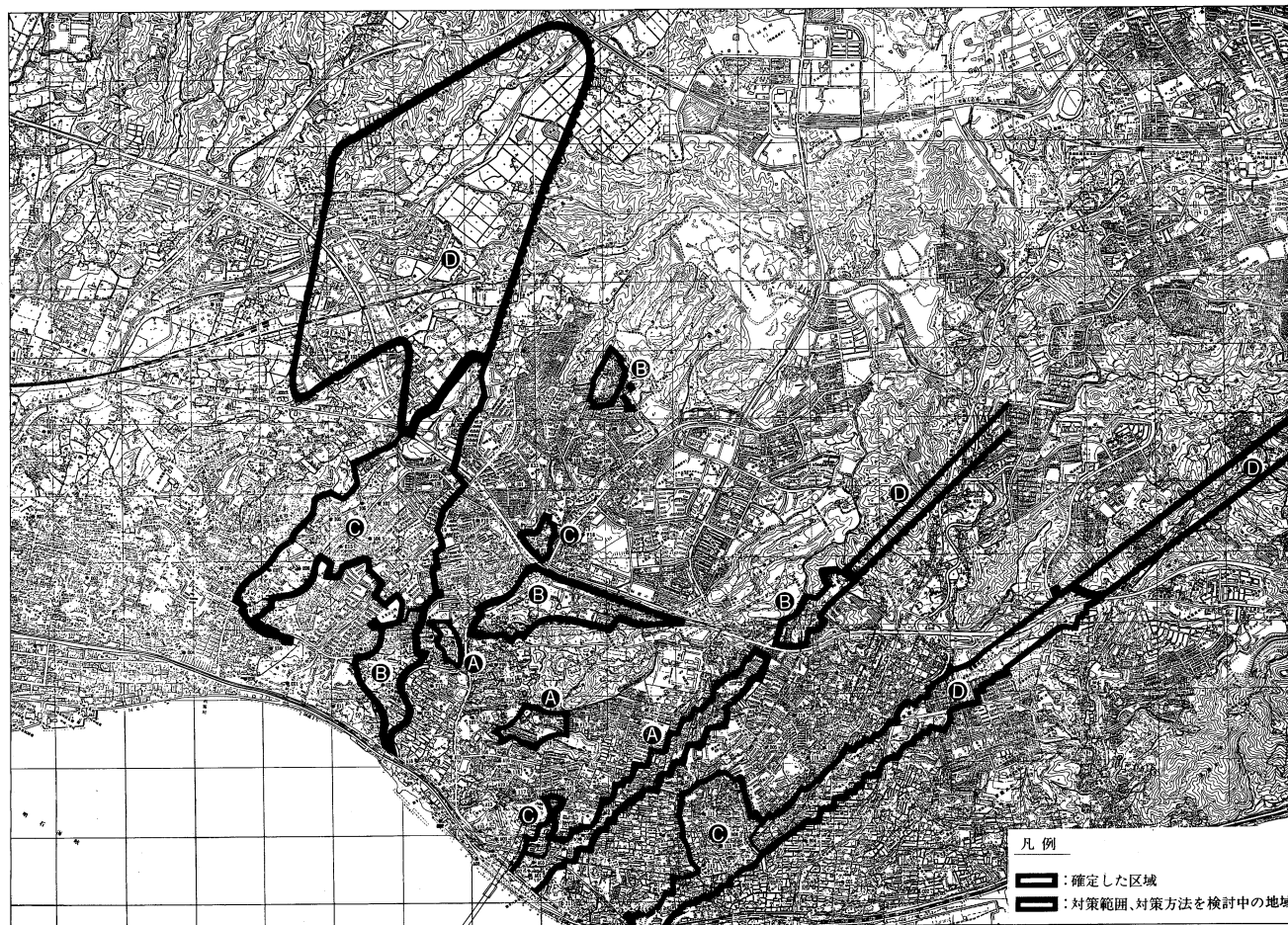
（KCV）との間に協定を結んで対応している。

対策方法の概念を図に示す。

（文責：工務部電気通信課長代理 南竹悦男）



テレビ電波障害対策概要図



テレビ電波受信障害の範囲（垂水地区）

「明石海峡大橋展示館」オープン

明石海峡大橋1Aアンカレイジ東端部で建設を進めてきた「明石海峡大橋展示館」（以下展示館という）が11月16日オープンの予定で準備が進められている。

「展示館」は、増大する視察者・見学者の安全の確保と架橋技術を広報することにより、広く一般市民に建設事業への理解を深めてもらうことを目的に設置したものである。

本施設は、神戸市が設置する展望施設（舞子タワー）と本四公団が設置する業務用展示施設（展示館）を一体的な構造物として建設したものであり、「舞子タワー」で架橋現場を直接的に体感、「展示館」で架橋技術を理解してもらうことをねらいとして構築したものである。

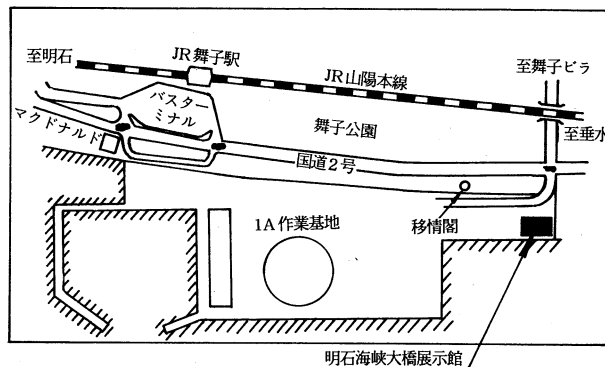
<理念>

(1) 多くの人々に利用していただける施設づくり

- ・主な対象は一般の方々（外国人も含む）としている。
- ・事業に対するより良い理解と認識を得られるよう、一般の方にも理解できるよう工夫した。
- ・架橋情報はできるだけ平易に、また付加価値の高い施



明石海峡大橋展示館



明石海峡大橋展示館位置図

設づくりを目指し、繰り返し来館を促進できる地域の新名所にふさわしい話題性を提供することを考えた。

(2) 本州四国連絡橋公団のPRの場としての施設づくり

- ・明石海峡大橋の建設技術を紹介している。
- ・架橋全体像を紹介する中で、特に建設技術の紹介に重点を置き、模型、実物、説明パネル等でわかりやすく展示をしている。

(3) 豊かな国づくりの担い手としての土木のイメージアップの施設づくり

・比類のない規模と創意工夫に満ちたテクノロジーの紹介を通して土木建築業界への正しい認識と理解を得よう考えた。

以上の基本的な考え方を通して、広く人々の心の中に驚き⇒理解⇒認識⇒共感⇒記憶のプロセスで整備している。

<施設概要>

(1) 舞子タワー

○回転昇降式展望塔

- ・全高119m、昇降程98.5m、展望最高レベル約100m、乗車定員101名、運転サイクル約10分毎

(2) 地上施設

○鉄筋コンクリート及び鉄骨造り地上3階、地下1階

- ・1階 展示館 約500㎡
- ・2階 舞子タワー乗降場 約730㎡
- ・3階 展望休憩室 約330㎡

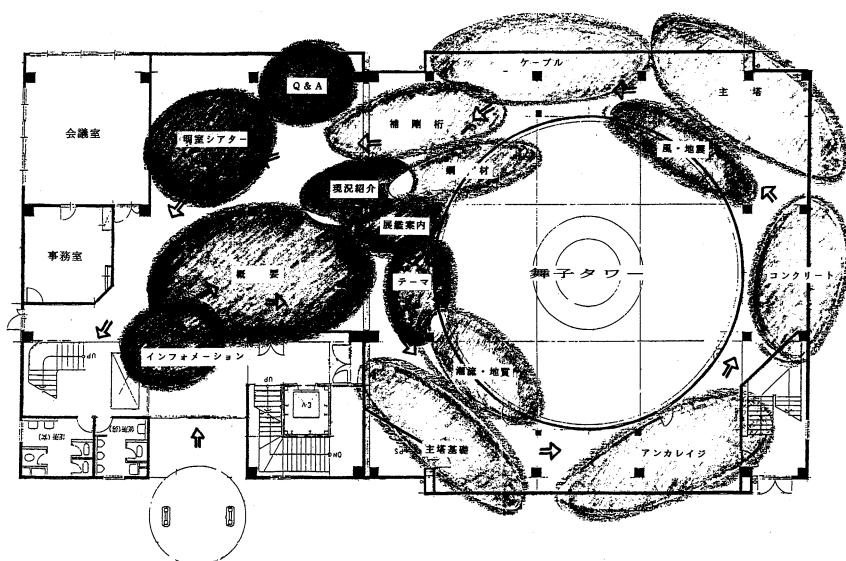
<展示館の概要>

展示館は1階に位置していることから、「わかりやすいグルーピングとストーリー性のあるゾーニング」を心がけるとともにメリハリのある展示と明快な回遊導線に配慮した。

<おわりに>

本展示館が広く一般市民の方々の建設事業及び架橋技術に対する理解を深める一助になることを期待している。

（文責：第一建設局 計画課長代理 谷口 昭）



明石海峡展示館1階展示室

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'92.6～9月受入分

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

◎著者欄の※印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻	号	年 月	頁
明石海峡大橋における鋼構造物の施工	保田雅彦, 吉田好孝	溶接学会誌	60	8	1991.12	20 - 28
複合斜張橋「生口橋」の設計と施工	宮下力, 藤原亨	コンクリート工学	30	2	1992.2	31 - 45
本州四国連絡橋公団の事業概要	田中伸二	道路		612	1992.2	20 - 22
明石海峡大橋 1A アンカレイジ基礎の施工	越野勝	土木施工	33	2	1992.2	57 - 66
Akashi Kaikyo Bridge : Wind effects and full model wind tunnel tests	保田雅彦, 宮田利雄*, 横山功一*, 樋上鏑一*	Aerodynamics of Large Bridges (International Symposium)			1992.2	217 - 236
生口橋の塗装	藤原亨	鋼橋塗装	20	1	1992.3	3 - 17
本州四国連絡橋(尾道・今治ルート) - 海峡部橋梁塗装管理の現況 -	越野勝, 安村尚文	鋼橋塗装	20	1	1992.3	28 - 35
西瀬戸自動車道「生口橋」の工事概要	藤原亨	道路		613	1992.3	56 - 61
来島大橋	喜多和夫	開発往来	36	4	1992.4	66 - 69
平成4年度高速道路建設計画の課題(上) 本州四国連絡橋公団	中島英輔	高速道路と自動車	35	4	1992.4	61 - 63
本州四国連絡橋公団平成4年度予算額(案)と事業計画の概要	土谷和博	道路と自然		75	1992.春	72 - 73
海上橋梁のカラーデザイン	糸日谷淑光	鋼橋塗装	20	2	1992.7	24 - 31
市街地硬岩部をTBMで掘削 本四連絡道舞子トンネル	蟹沢康人, 河野英雄, 鳥居聡	トンネルと地下	23	7	1992.7	27 - 33
Array observation system for aseismic design of Akashi Kaikyo bridge	保田雅彦, 伊豆野和行*, 中西伸二*	世界地震工学会議 Proceeding			1992.7	
長大吊橋ケーブルの架設技術	奥田基, 古元郁男	橋梁と基礎	26	8	1992.8	28 - 29
長大橋主塔の数値的仮組立て	秦健作, 焼野保雄*	橋梁と基礎	26	8	1992.8	36 - 37
Akashi Kaikyo bridge	山縣守	JICA 研修テキスト			1992.8	1 - 44
長大橋梁基礎の設計・施工に及ぼす波浪の影響の評価法	山縣守, 小林真*	橋梁と基礎	26	9	1992.9	25 - 31
低発熱セメントの現状 - 水中不分離性コンクリートへの適用を中心に -	岡田凌太, 三百田敏夫*	コンクリート工学	30	9	1992.9	17 - 26

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3年 5月
測量・調査・設計等共通仕様書	平成3年 5月
電気通信施設標準仕様書集(3分冊)(貸出しのみ)	昭和61年 4月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和60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安規程	
電気通信設備標準図集	昭和58年 4月
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き裂の発生昭和58年 1月の一例	
植生のり面工施行要領	昭和62年 4月
維持・修繕等共通仕様書	平成4年 4月

*設計基準類(上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説	平成元年 4月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年 3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年 6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年 4月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年 3月
鋼床版設計要領・同解説	平成元年 4月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年 3月
ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年 3月
トラス格点構造設計指針(案)	昭和51年 3月
吊橋リンク・支承構造設計指針・同解説	平成元年 4月
下路管理路設計マニュアル(案)	昭和53年 9月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年 4月

*設計基準類(上部工・製作・材料編)

鋼橋等製作基準	平成元年 4月
鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年 3月
鋼橋等塗装基準・同解説	平成2年 4月
橋面舗装基準(案)	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
材料規格	昭和60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	昭和54年 6月
HBS塗料規格(案)	平成2年 4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	
	[56.8.一部改訂]	昭和52年 3月
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(案)		昭和52年 8月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説(案)		昭和54年 11月
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・同解説(案)		平成2年 8月
[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(ISSN0912-6953)説明

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

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長 山口 浩 二

編集委員	阿部 明 弘	大 廣 始
	加 島 延 行	河 村 幸 夫
	古 村 学	鈴 木 周 一
	長 尾 日出男	永 田 孝 夫
	中 尾 信 幸	中 尾 洋 一
	野 作 哲 弘	日 里 正 夫
	平 原 伸 幸	平 野 茂
	星 野 剛	帆 足 博 明
	松 本 毅	宮 口 典 博
	南 竹 悦 男	山 岸 一 彦
	吉 川 章 三	
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第64号

発行 平成4年10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東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話03(3555)8361

発行者 井 上 義 光

制作 株式会社 エディック

定価 2,200円

