ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.19 No.75 '95.7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報　第75号　目次

Contents Honshi Technical Report No.75

兵庫県南部地震に思う……理　事　佐伯彰一… 1
Some Thoughts of South Hyogo Earthquake

高架橋の多径間連続化における耐震設計……企画開発部付　山岸一彦… 2
Earthquake-Proof Design for Viaduct with Continued Deck　洲本工事事務所　第一工事長　池田博
洲本工事事務所　第二工事長　大和屋豊
鳴門管理事務所　工事第一課長　高月俊治

「鋼上部構造の設計にFEM解析を適用するための…設計部　設計第二課長代理　大橋治一…10
ガイドライン(案)」の運用上の留意点　設計部　設計第二課　大川宗男
Some comments on the use of "Guideline for the application of finite element analysis in the design of steel superstructures"

明石海峡大橋大型風洞試験でのガスト応答特性に……設計部　設計第一課長　北川信…17
関する検討　企画開発部　企画課長代理　金崎智樹
Study on Gust Response of Akashi-Kaikyo Bridge through Full Model Wind Tunnel Test　設計部　設計第一課　勝地弘

明石海峡大橋補剛トラスの設計……企画開発部　企画課長代理　金崎智樹…23
Design of Stiffening Truss Deck for the Akashi Kaikyo Bridge　垂水工事事務所　技術課長　大江慎一
国土庁地方振興局　離島振興課課長補佐　井上純三

来島大橋2P、9Pコンクリートケーソン設計・施工……第二管理局　計画課長　冨田大造…38
Design and construction of 2P and 9P caissons for the Kurushima Bridge　第三建設局　橋梁技術課長　吉田茂司

トルコの道と橋……第三建設局今治工事事務所　副所長　岡野哲…55
Roads and Bridges in Turkey

スエズ運河に架ける……向島工事事務所　第一工事長　平原伸幸…59
Crossing Over the Suez Canal

技術ニュース……63
The Latest Information

文献紹介……65
Related Technical Reports in other Publications

本四技報総目次……66
Annual List of Contents of the Honshi Technical Report

本四技報総目次：次回掲載予定：第85号

本四技報　第76号(7.10) 掲載予定

・斜張橋の圧縮鋼床版の疲労強度
・明石海峡大橋プレキャストパネルの設計・施工(2P、3P、1A、4A)
・リンク式伸縮装置に関する現地計測
・多々羅大橋の下部工施工報告
・高密度電気探査による地質調査

※　本四技報掲載予定は変更する場合もあります。

神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route

明石海峡大橋補剛桁架設工事・第１回大ブロック架設(２Ｐ側径間側６パネル)　(7年6月6日)

Akashi Kaikyo Bridge Stiffening Deck Work/the 1st large block erection (an unit of 6 panels for 2P side span) **June 6, 1995**

明石海峡大橋補剛桁架設工事・第１回大ブロック架設(２Ｐ側径間側６パネル)　(7年6月6日)

Akashi Kaikyo Bridge Stiffening Deck Work/the 1st large block erection (an unit of 6 panels for 2P side span) **June 6, 1995**

神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route

淡路 IC(A ランプ橋)工事　(7 年 5 月 31 日)
Awaji IC (A Ramp) Work　May 31, 1995

育波工事(青谷川橋下部工)　(7 年 5 月 30 日)
Ikuha Work (Aoyagawa Bridge Substructure)　May 30, 1995

土佐泊浦高架橋下部工Ⅱ期(その 1)工事　(7 年 5 月 25 日)
Tosatomariura Viaduct Substructure Phase Ⅱ (stage 1) Work　May 25, 1995

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route

西浦高架橋 PC 上部工工事(PC 7 径間連続ラーメン箱桁)
Nishiura Viaduct PC Superstructure Work (PC7-span continuous rigid frame box deck)

(7 年 5 月末)
May 31, 1995

多々羅大橋下部工工事(生口島側、手前より P 2、P 1、1 A)
Tatara Bridge Substructure Work (on Ikuchijima side, from front to back, P2, P1, and 1A)

(7 年 5 月末)
May 31, 1995

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route

来島大橋(6Ｐ主塔架設、後方は5Ｐ)　(7年6月5日)

Kurushima Bridge (6P Tower erection, 5P in back side)　**June 5, 1995**

来島大橋(馬島島内、手前より8Ｐ、7Ａ)　(7年6月5日)

Kurushima Bridge (in Umashima Island, from front to back, 8P and 7A)　**June 5, 1995**

兵庫県南部地震に思う

Some Thoughts of South Hyogo Earthquake

理事　佐伯彰一
Shoichi Saeki

去る1月17日に発生した兵庫県南部地震は、多方面にわたって大きな被害をもたらした。道路橋もその例外ではなく、過去に例のないような被害を受けた。私自身、1月22日、23日の両日、被害調査に参加する機会を得たが、その損傷の有様は、今まで調査に関わった新潟地震、宮城沖地震等のそれとはおよそ比べものにならない程大きなものであり、現地では息をのむ思いであった。

わが国の道路橋の耐震設計は、種々の変遷をたどって今日に至っているが、現在の基準の基となっているのは、昭和55年に制定された道路橋示方書Ⅴ編耐震設計編である。そして、その根底には、“想定以上の大きな地震に対しては、損傷することは仕方ないにしても、少なくとも落橋を含む道路橋の全体的な崩壊はなんとか防ごう”という考えがあったと思う。これは、それまでの地震被害の経験から、全体的な崩壊を防げば、人的被害の防止は勿論であるが、何らかの応急対策によって交通の通行を確保できると考えていたからであろう。この観点から、今回の地震の被害状況を見ると、大きな被害を受けた阪神高速道路の中で、新しい基準で設計された橋梁が多い大阪湾岸線では、確かに落橋したものが一橋あったが、古い基準で設計されている神戸線に比べると、全体的な崩壊に至った橋梁は少なく、この意味では、新しい基準の成果として評価して良いと考えられる。しかしながら、上記両路線とも現在自動車の通行はストップしたままである。細かな状況を知らぬままこんなことを述べるのは不遜かもしれないが、被害を受けた橋梁に対する早い時期での通行の確保といった面で問題があったように思う。今後の大きな課題であろう。

また、今回の地震では、現行の基準に適合していない橋梁に対する対応も問題点として議論されている。これは何も耐震設計に限ったことではなく、基準が改訂された場合に、それに適合しなくなった橋梁をどうするかという問題であり、設計活荷重が改訂された場合も同じである。ここで、基本的な理念として持つべきは、“基準に適合しているか否かが、橋梁が安全か危険かといった二者択一的な判断根拠になるものではない”ということである。橋梁の設計では絶対的に安全という考えはない筈である。たとえば、設計活荷重はA年間での非超過確率はB%といった確率的な概念で定められるべきものであり、安全性の評価は、安全度といった有限値を持つものである。つまり、基準は安全か否かを即示するものではなく、安全度を尺度とした整備の目標を定めたものと言うべきものである。したがって、既設の橋梁が基準に適合しないからといって、直ちに対応しなければならないものではない。設計活荷重を例にとれば、25t自動車荷重で設計すべき路線にある橋梁が、14t自動車荷重で設計されていても、現在の自動車通行実態に対して所定の安全度が確保されていれば何ら問題はなく、実態をふまえて基準が示す目標に向かって順次対応整備すればよいと思う。余談になるかも知れないが、橋梁の設計でしばしば用いられる影響線、これは最悪の状態に荷重を載荷するものであり、設計上非常に楽なものであるが、少なくとも確率といった考えはない。また、現行の各種設計荷重もお世辞にも確率に基づいて定めたものとはいえない。このあたりに基準が安全か否かの判定基準のように受け止められる原因かも知れない。

とはいっても、専門家によれば、人間社会で通常考える程度の年数に対して、地震という現象はなかなか確率的にとらえにくいもののようである。今回の兵庫県南部地震を教訓にして、道路橋の耐震性の向上を図るための基準の改訂や既設橋への対応がなされつつある。拙速なきよう望みたい。それにしても、いま話題となっている活断層、約200万年前以降に活動したものを一般に活断層と定義するとか、地質学的にこれしかないのかもしれぬが、200万年を相手にしなければならないとは、道路橋の寿命を合わせて考えるとき、ため息をつきたくなる。

本四道路では、明石海峡大橋がケーブルストランドの架設を終え、スクィージング中であった。地震による地盤の移動に伴って、下部構造が地盤とともに移動し、2Pと3Pの間が約80cm、3Pと4Aの間が約30cmが長くなるという変状が生じたが、構造本体は損傷しなかった。上記変状に対する対応策も比較的に軽微なもので済み、現在平成9年度末の完成を目指して工事を再開している。また、淡路島内陸上部橋梁の損傷も軽微で胸をなでおろすものであった。現在建設中の陸上部橋梁では、耐震性、騒音、維持管理等の観点から、橋の連続化やゴム支承の採用等をはかってきており、この方針は間違っていなかったと思う。今後、単に設計地震力を大きくするといったことだけでなく、橋梁形式、詳細構造等を含め、耐震性のある橋梁とは何かを考えていきたいと思っている。

高架橋の多径間連続化における耐震設計

Earthquake-Proof Design for Viaduct with Continued Deck

企画開発部付
㈱第一建設局建設部　設計課長　山岸一彦
Kazuhiko Yamagishi

第一建設局
洲本工事事務所　第一工事長　池田博
Hiroshi Ikeda

第一建設局
洲本工事事務所　第二工事長　大和屋豊
Yutaka Yamatoya

第一建設局
鳴門管理事務所　工事第一課長　高月俊治
Shunji Takatsuki

概　要

高架橋の多径間連続化を検討するにあたり、橋脚高さが著しく異なる場合や、支持地盤が大きく変化する場合、また、構造特性の異なる高架橋を連続化する場合など、慣性力を支える橋脚等の下部構造が一様な振動特性を持たないために振動性状が複雑となり耐震設計上問題と考えられる場合が多く見られる。本文は多径間連続化の実施例の中から特徴的な例を選び連続化により増大する上部工地震時慣性力をいかに分散支持するか、各部材の剛性、終局強度、変形性能をどのように考えるかといった問題について検討したものである。

In studying a method to unite decks of a viaduct into a longer continuous deck, there may arise some problems with earthquake-proof design that are associated with complicated properties of vibration in a viaduct due to heterogeneous vibration characteristics of substructure, which are brought about by a great variance in pier heights, heterogeneous geology of support grounds, or united viaducts each of which first had respective structural properties. Picking up some typical examples of continued decks, this paper discusses of problems on how to handle stiffness, ultimate strength, deformation properties of respective members of viaduct, as well as of how to separately support the deck when bearing the earthquake force of inertia.

1．まえがき

自動車の快適な走行性のために高架橋をできるだけ連続にすることが望ましいことは言うまでもない。しかし、連続高架橋は構造的に高次の不静定構造であるので、各基礎の支持地盤特性が不明確の場合は、各部材に発生する断面力を適切に求めることが容易でないことや、複雑な動的解析を避けるため上下部構造はできるだけ単純な構造であることが望まれ、連続高架橋に適した架設条件としては平坦な地形で支持地盤高が一定であり、各基礎の支持特性は一様であるような場合に限られている。このため、長い橋梁区間があってもこのような好条件は少ないのでその中で短い区間ごとに橋梁形式が選定され、それぞれ別個に建設されるのが一般的である。

しかし近年、維持管理の面から、耐久性に劣る伸縮装置および支承の数を減らし多径間連続化とすることが望まれるようになってきている。特に伸縮装置はそこから発生する騒音が近隣に住む人々を悩まし、その対策に要する維持費も増大することや近傍の床版自体の耐久性にも悪影響を及ぼすなど問題になることが多い。また、高架橋の多径間連続化は地震時に不測の地震力や地盤変位を受けても桁が連続しているため最悪の状態である落橋を避けることができ、耐震性の面から好ましい構造であると考えられる。

多径間連続化の実施例を見ると、PC橋では以前から分散弾性型のゴム沓を用いて地震時上部工慣性力を各橋脚で弾性的に支持する多点分散弾性固定法による連続化の例がある。また、最近では免震沓を用いた多径間連続化の試みや、都市部の高架橋では供用している単純梁を連ねた橋梁形式を相互の桁を繋いで連続梁形式に改造する試みがなされている。

高架橋の多径間連続化で考慮すべき点はまず桁長が長くなるため地震時に増大した桁慣性力を振動特性の異なる多数の橋脚でどのように分担するかということや、同じ理由で温度変化により桁端部に生じる大きな桁の伸縮をどのように吸収するかということがあげられる。耐久性に劣る伸縮装置、支承に対しては多径間連続化することにより数を減らすことができるがさらに設計移動量を適切に設定し伸縮装置そのものの大型化するのを防ぐことも考える必要がある。また、耐震設計の問題は、高架橋のほとんどの橋脚および基礎の構造諸元が地震力による照査で決定されることから、下部構造の合理的な設計を進めることが重要と考えられる。

ここでは本州四国連絡橋の陸上部の高架橋において上記観点を踏まえていくつかの多径間連続化における耐震設計について検討した例を紹介するものである。主な内容は、橋脚高が異なる高架橋の多径間連続化、地質構造が大きく変化する区間の高架橋の多径間連続化、そして橋梁形式の異なる橋同士の連続化に関するもので、それぞれ耐震設計上の問題点を主にして検討を行っている。

2．設計事例

本四連絡橋の神戸～鳴門ルートで積極的に多径間連続化に取り組んだ例を**表—1**に示す。この中で連続化の設計事例として特徴的な鋼鈑桁橋の小田高架橋、PC箱けた橋の撫養高架橋、そしてRCアーチ橋とそれに続くホロースラブ高架橋からなる立石川橋について以下に紹介する。

2.1 橋脚高が異なる高架橋の多径間連続化
——小田高架橋

小田高架橋は**図—1**に示すように、当初、鋼3径間の2連と6径間連続の非合成鈑けた橋で計画されていた。支持地盤は良好な風化花崗岩で基礎形式はすべて直接基礎である。しかし2連目の地形は深い谷部になっておりこの部分では高い橋脚で支間を大きくとるのが経済的となる。このため当初計画では1連目と2連目を連続化すると地震時の振動特性が複雑となり詳細な耐震検討が必要であることなどのため分離して計画されていた。しかし、その後、既に述べたように多径間連続化の必要性が高まり、2連の高架橋を鋼6径間連続非合成鈑桁の1連にするため検討を行った。

多径間連続化の問題としてはこの場合、支持地盤は良好な風化花崗岩でありすべての基礎の形式は直接基礎であるので基礎に関する問題は少ない考えられる。ここでは橋脚高が異なるため地震応答が複雑となることに着目して地震時橋軸方向の上部工慣性力の固定方法について検討を行った。可能性のある固定方法として次の3ケースを選定し比較検討した。

(1)ゴム沓を用いて反力分散を行う多点分散弾性固定方式

(2) BP･Bヒンジ固定沓（支承板支承）を用いた多点固定方式

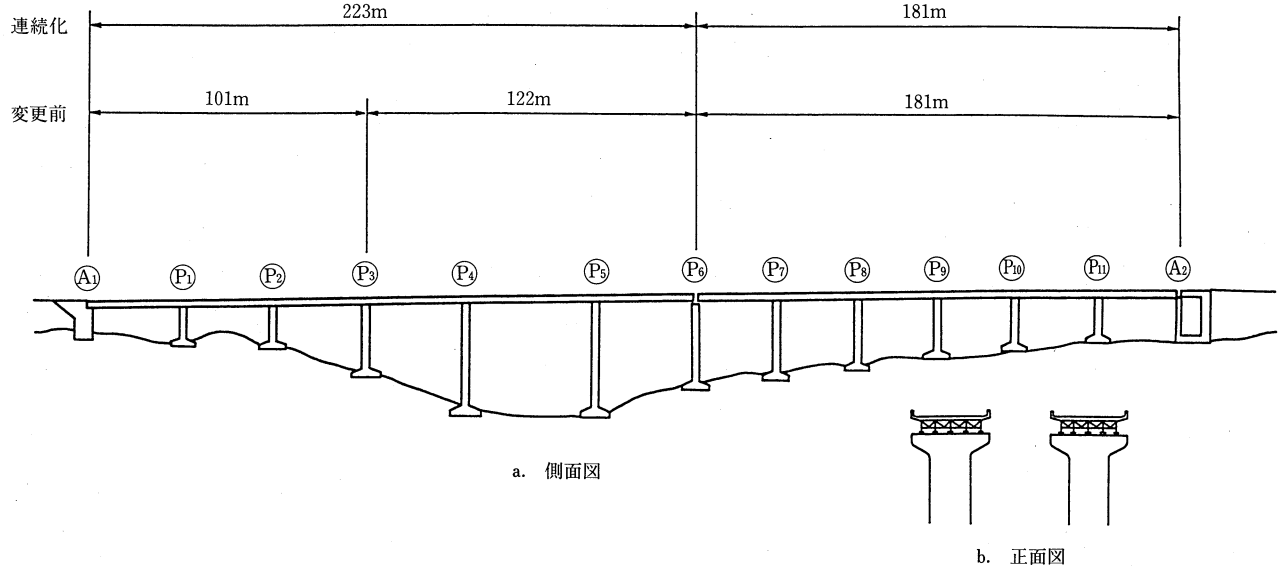
(3)低橋脚P1、P2のみにBP.Bヒンジ固定沓を用いた2脚固定方式

当初案と上の多径間連続化3案に対して震度法[1]で橋軸方向地震時の慣性力の分担、発生する断面力を解析した結果を**図—2**に示す。ここに、震度法は橋の重量に設計水平震度を乗じた値を慣性力として作用方向（この場合、橋軸方向）に静的に作用させて計算する耐震計算法であ

表—1 高架橋の多径間連続化の例
（本州四国連絡橋公団神戸～鳴門ルート）

Tab.1 Example of continued decks of viaduct (in the approach highway of the Akashi Kaikyo Bridge)

No.	橋梁名		橋梁形式
1	小川高架橋 274 m	変更前	(上下) 鋼4+4径間連続鈑桁
		連続化	(上下) 鋼8径間連続鈑桁
2	小田高架橋 223+181 m	変更前	(上下) 鋼3+3+6径間連続非合成鈑桁
		連続化	(上下) 鋼6+6径間連続非合成鈑桁
3	釈迦堂川橋 328 m	変更前	(下) 鋼5径間連続非合成鈑桁
		連続化	(下) 鋼9径間連続非合成鈑板
4	撫養橋南高架橋 292 m	変更前	(下) 鋼3+4径間連続非合成鈑桁
		連続化	(下) 鋼7径間連続非合成鈑桁
5	土佐泊浦高架橋 586 m	変更前	(下) 鋼3+4 (2連)+3 (2連) 径間連続非合成鈑桁
		連続化	(下) 鋼17径間連続非合成鈑桁
6	撫養高架橋 339+555+386 m	変更前	(上) PC 4+5 (5連)+6 径間連続箱桁
		連続化	(上) PC 9+15+11径間連続箱桁
7	立石川橋 158 m	変更前	(上下) RCアーチ橋+RC 4 径間連続ホロースラブ橋
		連続化	(上下) RC固定アーチ、 (RC 9径間連続中空床版)



a. 側面図

b. 正面図

図—1 小田高架橋の全体一般図

Fig.1 Outline of Oda Viaduct

る。設計水平震度はまず橋の重量を慣性力の作用方向に作用させて静的変位を求め、得られた静的変位が一次の振動モードに近似していると仮定してレイリーのエネルギー法により固有周期Tを求め、次に標準設計水平震度0.2に対して地域、地盤、重要度、橋の固有周期Tにより補正して得られる。

これをみると、

①ケース1；ゴム沓による分散弾性固定とした場合

ゴム沓は水平方向の作用力に対してせん断変形で抵抗するが、水平バネ値が小さいゴム沓用いることにより橋脚高が異なるために生じる橋脚の反力の差異を吸収しようとしたものである。しかし、高橋脚の負担を軽くするためゴム沓のバネ値をさらに高橋脚の水平反力が短橋脚の1/2になるように小さく設計したが橋脚下端のモーメントは依然大きな値を示し、このようなケースではゴム沓の有利性がない。

②ケース2；多点固定とした場合

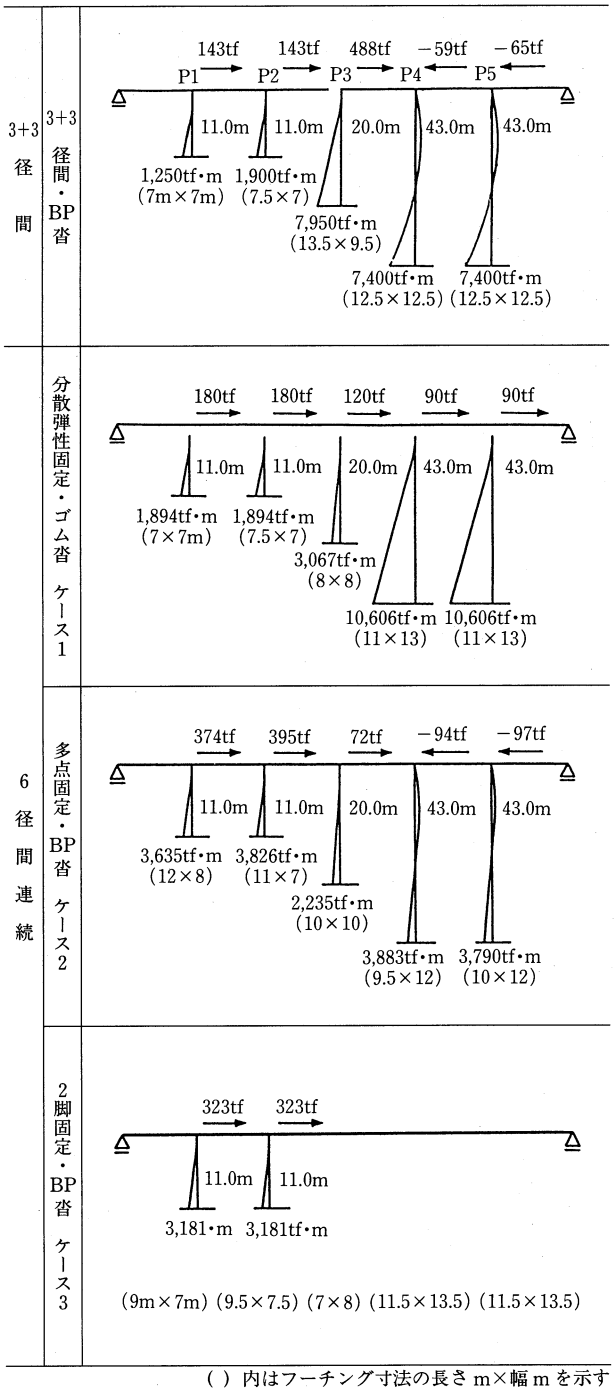
高い橋脚2基の上部工反力の作用方向が他に対して反転しているが、これは高橋脚が上部工慣性力に抵抗せず、自らの慣性力が大きいので逆に桁に支えられているためである。この結果、上部工慣性力および2基の高橋脚の慣性力が左側の短い橋脚に集中的に作用している。しかしこれらの橋脚高は低いので発生した断面力に対して十分設計することができる。したがって、高橋脚の断面減による工費減が短橋脚の増に比べて断然大きくなり経済的にはこのケース2が一番有利となる。

③ケース3；短橋脚2基で固定する場合

ケース2の多点固定より上部工反力が小さく基部モーメントが小さいのでこのケースが有利に見える。しかし、示方書[1]では**図—3**の「2脚固定」の欄に示すように可動沓を有する3つの橋脚に対してはそれぞれ単独に橋脚天端に水平方向に$Rd\cdot\mu$（Rd；上部工死荷重反力、μ；可動沓の摩擦係数0.15)の力を作用させて照査するように規定している。この照査の結果、高橋脚下端に発生するモーメントは**図—2**のいずれのケースと比べても大きくなっている。したがって、高橋脚が混在する場合はケース2の支承条件をヒンジ固定した方が高橋脚のモーメントが小さくなり経済化を図れる。またケース2は可動支承よりヒンジ支承の方が安価でありかつ支承の耐久性に優れるし、さらに不静定次数が増す構造となるので耐震性の面から望ましい構造であるなどの点で有利といえる。

以上の結果、地震時橋軸方向の上部工慣性力の固定方法は構造特性、経済性から有利と考えられるケース2の全点ヒンジ固定とした。

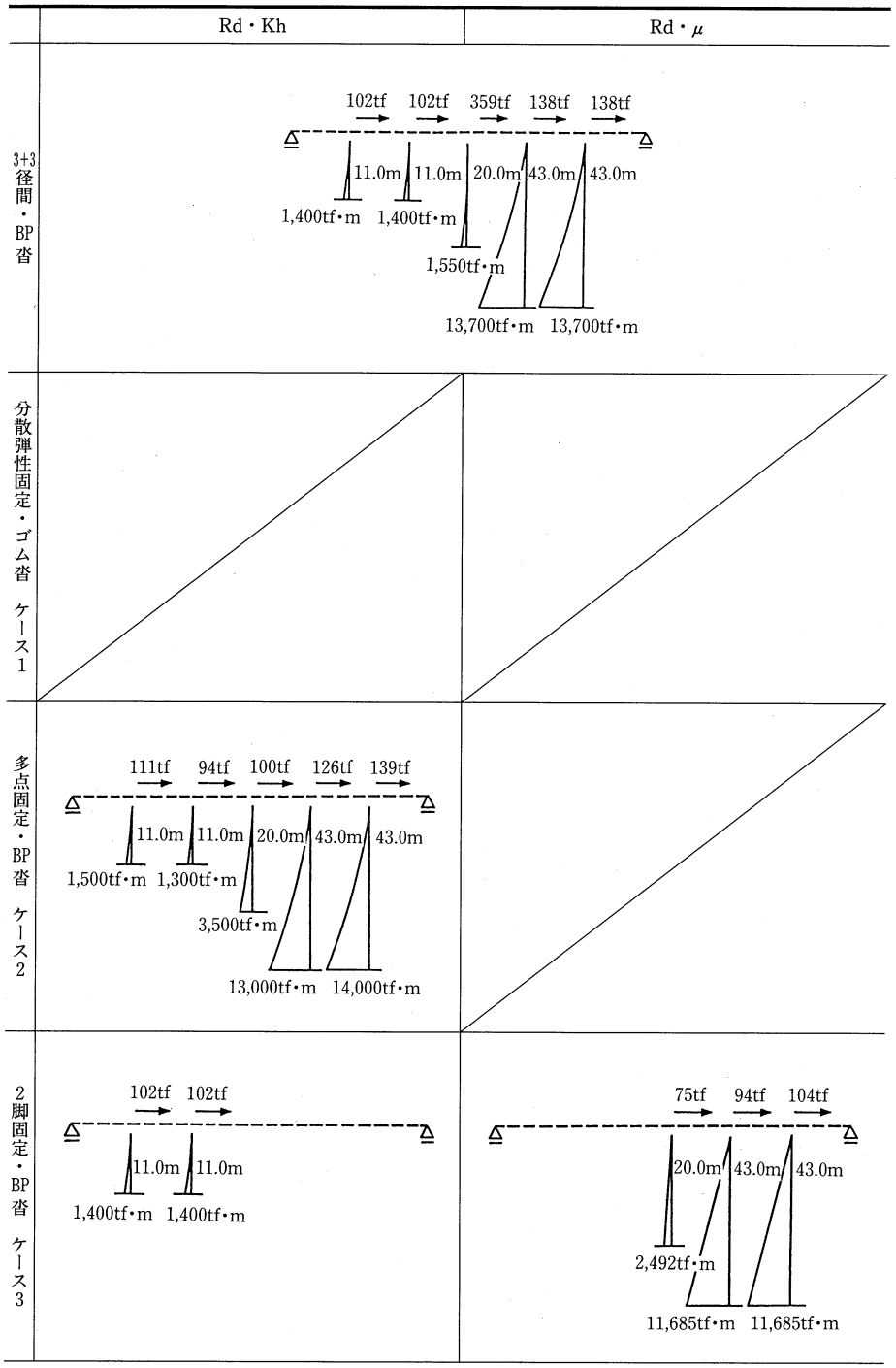
震度方は既に述べたように静的弾性変位で振動モードを近似した簡易解析であるので対象とする構造の高次モードが応答に与える影響を確認するために動的解析（応答スペクトル法、時刻歴応答解析）を実施した。



図—2 震度法による照査
（地震時上部工反力、モーメント；橋軸方向）

Fig.2 Verification by Seismic Coefficient Method (quake-induced superstructure reaction and moment for longitudinal direction)

応答スペクトル法を用いた解析結果を**図—4b**にまた、時刻歴応答解析の結果を**図—4c**に示す。ここで応答スペクトル法の結果を示している断面力は一次モードに対する値である。この振動モードは桁全体が水平方向に剛体運動しているモードであるので震度法の場合の水平方向に死荷重を作用させたときの静的弾性変位とほぼ同じ形をしているため断面力は**図—4a**の震度法とほぼ同等の結果を示していると思われる。断面力は高次モード影響も考慮して各モードの断面力を二乗和平方して評価し、



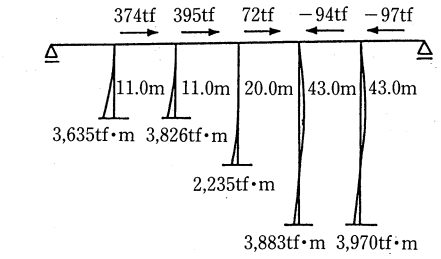
図—3　Rd・Kh、Rd・μによる照査（地震時上部工反力、モーメント；橋軸方向）

Fig.3　Verification by Rd・Kh and Rd・μ (quake-induced superstructure reaction and moment for longitudinal direction)

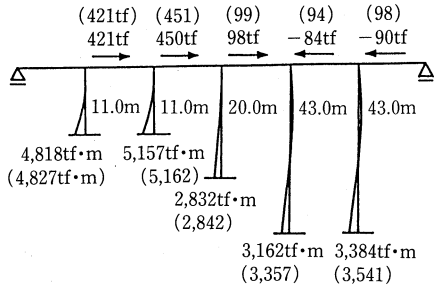
その値を図—4bの（ ）内に示しているが、この場合、その大きさは一次モードが支配的であり一次モード単独の値とほとんど差がなく高次モードの影響は小さいといえる。また時刻歴応答解析の結果は、高橋脚の基部モーメントが最大になる時刻t＝1.91 secにおける各断面力を示している。また、（ ）内の値は計算した時間の内で発生した最大の断面力を示している。この結果も震度法や応答スペクトルを用いた方法と良く合っているといえる。尚、時刻歴応答解析に用いた入力地震動には開北橋における地震波形を示方書[1]で規定された応答スペクトルに合うよう振幅調整した修正波形を用いた。

以上のように震度法で決定した構造系に対しさらに動的解析を実施して高次モード等の応答に与える影響を調べたが、2つの動的解析のいずれの結果も震度法の結果とほとんど変わらず、このような高橋脚が混在する場合でも震度法によって良いことが確認された。

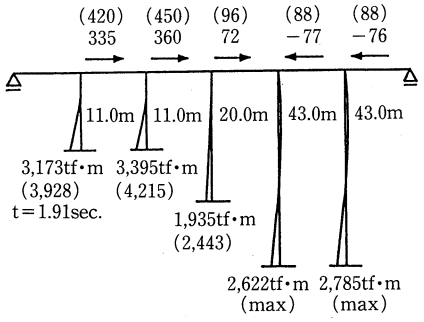
橋脚に対しては最低剛度を確保するということからRd・Khの水平荷重を独立した橋脚の天端に作用させて照査する規定[1]あがるが、これをこのような高橋脚が混在する場合に適用すると、図—3のケース2のRd・Khの



a．震度法



b．応答スペクトル法（一次モード）
（）内は各モードの二乗和平方根値



c．時刻歴応答解析
（）内は最大値

図—4 震度法と動的解析法の比較
（ケース2 全点固定法
地震時上部工反力、モーメント；橋軸方向）

Fig.4 Comparison between seismic coefficient method and dynamic analysis method (case-2, quake-induced superstructure reaction with all fixed bearings, and moment for longitudinal direction)

欄に示すように高橋脚断面はこの規定で決定され、橋脚基部の断面力は大きく、鉄筋を非常に多く必要とすることになる。しかし、すでに述べたように震度法さらに動的解析により照査した結果、全体構造系の安定が保たれる限り橋脚天端はけたにより固定されているのでこのような大きな断面力が生じることはない。以上の検討結果から橋脚天端とけたが十分に結合されている限り、全体系の変形の範囲内においては変形性能の大きい高橋脚自身は十分強度を有しており、また構造全体としての耐荷力に対して悪影響を与えない判断した。これにより高橋脚の剛性、終局強度は必要以上にあげることをせず、むしろ上部慣性力の集中する支承およびアンカーボルトに対して十分安全性を確保することで上下部構造間の相対変位の拘束を確実にし、全体の耐荷力が失われるまでの変形に対して構造系全体の安定が図れればよいとした。また、全体系としての耐荷力を決定する上で重要な短橋脚については地震時保有水平耐力の照査を行って耐力の確認をした。この問題は本文の2.3に示す静的弾塑性解析を行うことにより比較的容易にさらに定量的把握が可能である。高橋脚が上部工の慣性力に抵抗せず、逆に自らの慣性力が桁に作用し桁に圧縮力が生じるのでこの点について照査したが鈑桁を補強するまでにいたらなかった。

設計の結果、上部工は経済性において多径間連続化する前とほとんど変わらなかったが下部工は特に高橋脚の経済化が図れ、工費節減がなされた。

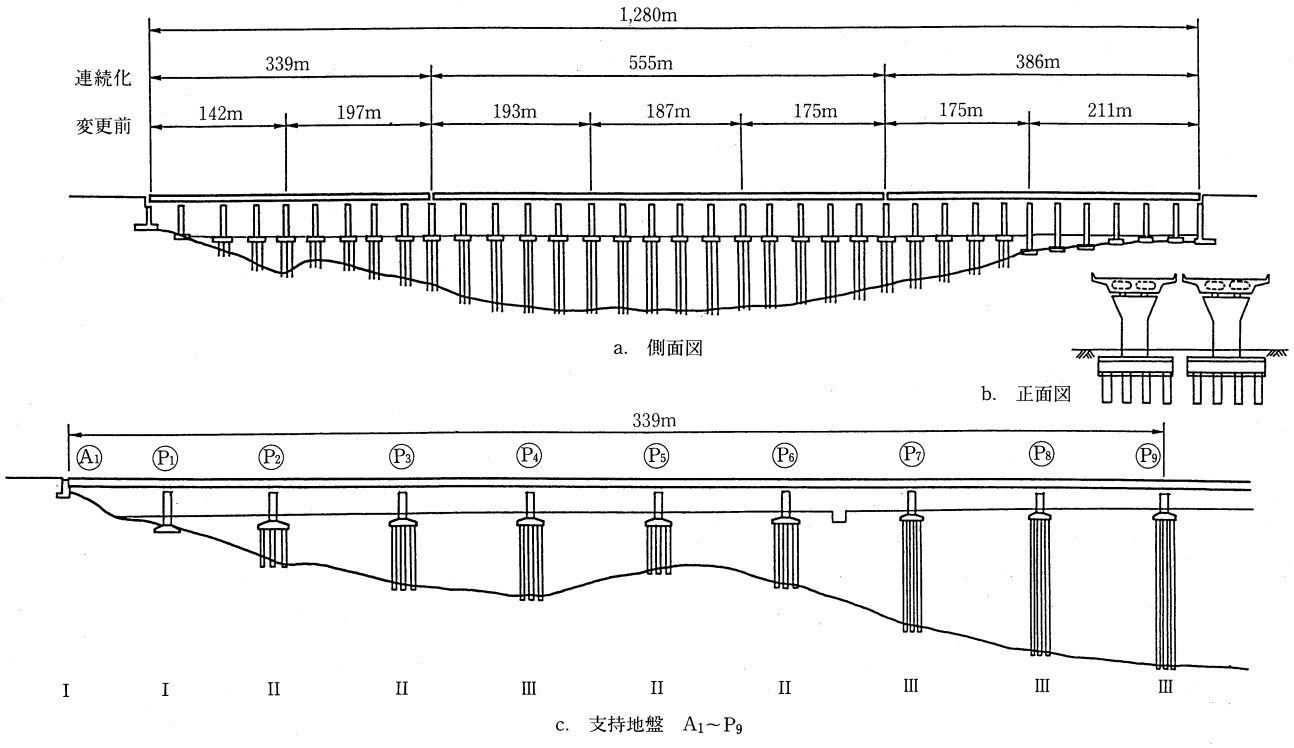
2.2 支持地盤が変化する高架橋の多径間連続化
——撫養高架橋

撫養高架橋（全長1,280 m）の下り線の橋梁部は既に暫定的に施工され1987年5月より供用されている。この高架橋はPC 4径間連続箱桁、PC 5径間連続箱桁が5連そしてPC 6径間連続箱桁からなっている。新たに上り線を施工する事となったが今後大型車交通量の増加や走行速度の増加が予想され、既設橋梁と同じ構造では伸縮装置から発生する騒音やそれに伴う維持管理の問題が深刻化することも考えられるので既設橋梁よりさらに多径間連続化を図ることとした。

多径間連続化にあたっては景観を配慮し支間割りを既設橋梁と同一とすることとし、地震時の橋軸方向の固定方法も既設橋梁と同様に、ゴム沓を用いた多点分散弾性固定方式を採用した。

道路橋示方書・共通編で規定されている地震時照査における荷重は「地震＋温度」から、この地震、温度の組合せが起きる可能性は小さいとして「地震」のみに改訂された。このため多径間連続化の可能性がさらに大きくなった。また、ゴム沓を使用した多点分散弾性固定方式であるので、さらに連続径間数を増やしても上部工反力は下部工にはほとんど均等に配分され、地震時慣性力の下部工に与える影響はほとんどないことがわかり、図—5 a、bに示すようにPC 9径間連続箱けた橋、PC 15径間連続箱けた橋、そしてPC 11径間連続箱けた橋の3連からなる高架橋形式とすることとした。

これら3連の高架橋の内で特にA1—P9の高架橋の地層条件は図—5 cに示すように変化が大きく、橋台A1側では支持層が浅く直接基礎となっているが、P9側に向かうにしたがい支持層は一部起伏があるもののしだいに深くなり、基礎は杭基礎に変わり、その杭長もしだいに長くなっている。道路橋示方書[1]で規定されている耐震設計上の地盤種別は図に示すようにI種地盤からIII種地盤まで変化している。ここにI種地盤は概念的には岩盤、II種地盤は洪積地盤あるいは支持地盤として比較的良好な沖積地盤であり、III種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤である。したがって地盤の動特性が大きく変化していることや、地盤バネの推定そのものに大きな誤差が生



図—5 撫養高架橋

Fig.5 Muya Viaduct

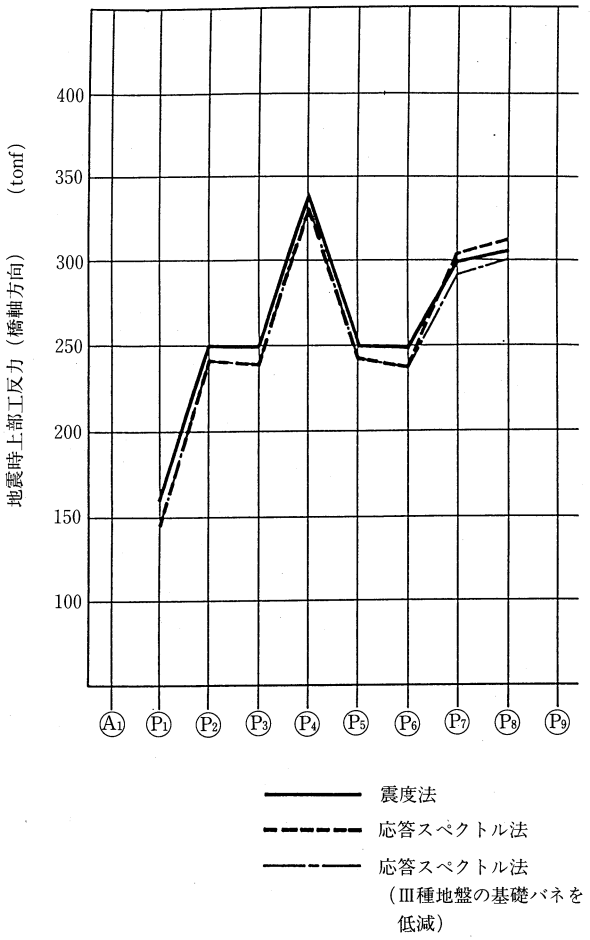
じる可能性があり、構造物の応答に与える影響が大きいと予想される。これに対して弾性ゴム沓を採用する事によりその影響を緩和することを期待しているが、この問題を定量的に把握するため動的解析を行った。

動的解析では地層の変化は基礎の地盤バネの大きさとして評価され、特に上部工慣性力の各基礎における分担割合を左右し、さらに基礎の設計に大きく影響する。このためIII種地盤の橋脚の地盤バネに対して仮定したバネ値よりさらに軟化した場合を設定し、これらの橋脚のバネ値と支持層の浅いI種地盤の橋脚のバネ値との開差が大きくなった場合を危険な状態と考えて高架橋の振動特性に与える影響を見ることとした。

III種地盤のバネの低減は、この地点における液状化の判定により土質定数を低減する手法と同様のことを行い、設定した杭の横方向地盤反力係数を 2/3 に低減して地震応答結果を他と比較した。

解析比較はIII種地盤の地震動に対して検討することとし震度法と応答スペクトル法による動的解析を行い、動的解析では設定した基礎バネにIII種地盤の基礎バネだけを低減したケースを加えて比較した。

図—6 はこれらの比較結果を示したものであり、各橋脚天端の上部工橋軸方向の水平反力を示している。同じ地盤定数を与えた震度法と応答スペクトルを用いた方法とはよく一致していることがわかる。また、応答スペクトル法を用いた解析結果ではIII種地盤の土質定数を低減させた場合を示しているが、低減しない場合との差はわずかでほとんど差がない結果となっている。これはゴムのせん断剛性が小さいため地盤バネの上部工橋軸方向水



図—6 地震時上部工反力（橋軸方向）

Fig.6 Earthquake-induced superstructure reaction (longitudinal direction)

平力に与える影響がほとんど現れなかったものと思われる。

このように、設定した地盤のバネがある程度想定したものと異なっても小さなせん断剛性を有するゴム沓により応答に与える影響は吸収されることがわかった。

2.3 形式の異なる橋の連続化——立石川橋

立石川橋は橋長85mのRCアーチと長さ73mのホロースラブ橋を連続化したものである。

橋軸方向の耐震性の面からみるとこのように橋梁形式が異なる橋梁の連続化は二つの橋の橋軸方向の剛性に大きな差があり、アーチ部の剛性はホロースラブ橋部に比べ圧倒的に大きいため全体系の振動特性はアーチの剛性できまり、終局強度もアーチの終局強度で決定される。剛性の大きいアーチ部と小さいホロースラブ橋部の関係は2.1の低い橋脚（剛性が高い）と高橋脚（剛性が弱い）の関係に類似している。したがってこの場合、アーチ部の終局強度がもっとも重要であり、ホロースラブ橋部の橋脚の終局強度や剛性はアーチ部で決まる全体系の終局時の変形を満足さえしていれば小さくて良く、最低剛性を確保するためのRd・Khの適用や、橋脚単独の保有水平耐力の照査は必要ないと考えた。

このことを確認するためホロースラブ橋部の橋脚の剛性を変化させて、これが全体の耐荷力にどのような影響を与えるかの検討を行った。

着目部材に対してそれぞれの軸力の作用状態における変形特性を表すモーメント（M）一曲率（ϕ）関係を設定し、静的にD+2.0・EQの荷重まで作用させ弾塑性解析を行った。解析モデルおよび弾塑性解析の着目部材を**図—7**に示す。解析ケースはホロースラブ橋部の橋脚の厚さが全て1.25mの場合（ケース1）と1.0mの場合（ケース2）の2ケースについて行った。**図—7**にはケース2において地震荷重をD+2.0・EQまで増加させた場合（地震荷重EQはA2からA1の方向に水平載荷）の塑性ヒンジの発生状況も示している。これを見ると塑性ヒンジは

①D+1.67・EQのとき右スプリンギング部に
②D+1.73・EQのときP1橋脚下端に
③D+1.90・EQのときクラウン左端に

という順序で発生しているが、アーチ部には2箇所に塑性ヒンジが発生しているだけであり、地震力を2倍作用させても安定していることが確認された。また、D+2.0・EQまで載荷したときのケース1、2の変形状況をM—ϕ関係上に表したものを**図—8**に示す。これを見ると、ケース1ではクラウン左端と右スプリンギングの2箇所に塑性ヒンジができているがケース2ではそれらに加えてP1下端と計3箇所に塑性ヒンジができている。塑性ヒンジの発生の進み具合から言えば橋脚の厚いケース1の方が幾分有利といえるかもしれないがケース2でも2倍の地震力で安定状態にあるので十分終局強度を持っていると判断できる。アーチリブに与える橋脚の影響を見ると、アーチ部のクラウン左端ではケース1の場合とケース2の場合とでM—ϕ関係にほとんど変わり無く、橋脚厚さの影響はほとんどないといって良い。右スプリンギング部ではケース1の方が曲率がかえって大きくでている。

このようにホロースラブ橋の橋脚の厚さを震度法で定まる最低の剛性にしても全体としての終局強度を持っていること、また、終局強度はアーチリブの終局強度で決まるが、ホロースラブ橋橋脚の剛性がそれに与える影響はほとんど無いことが確認され、ケース2を採用した。

この結果、特にホロースラブ橋部の橋脚および基礎の経済化が図られた。

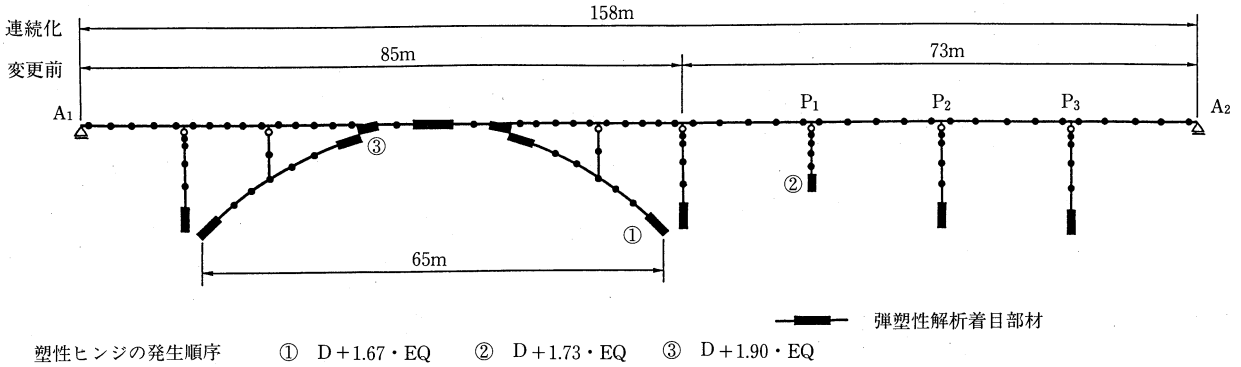
3. 結　論

維持管理性、騒音問題、走行性、耐震性で優れている高架橋の多径間連続化についていくつかの事例に関して検討を行った。結果をまとめると以下のようになる。

(1) 橋脚高が異なる高架橋の多径間連続化

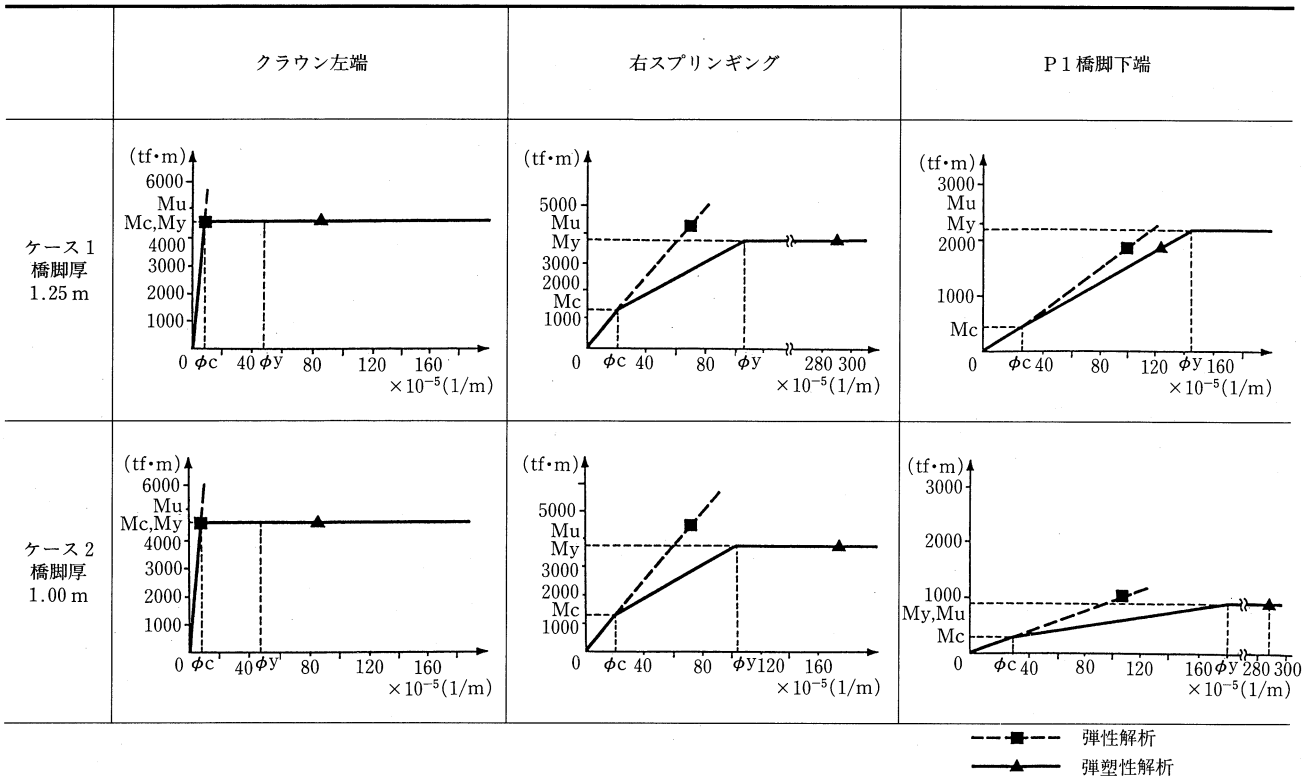
①応答スペクトルを用いる方法や時刻歴応答解析を実施して、高橋脚が混在する振動性状の複雑な構造においても一次モードが支配的であり、高次のモードなどが応答に影響を及ぼすことはなく震度法で設計して良いことを確認した。

②全体の耐荷力を決定するため重要な短橋脚についてはその地震時保有水平耐力の照査を行い耐荷力を確



図—7 静的弾塑性解析モデル 立石川橋

Fig.7 Static elasto-plastic analysis model: Tateishigawa Bridge



図—8 M—φ図

Fig.8 M-φ Diagram

認することとし、高橋脚の耐震性を規定する剛性、変形性能、終局強度については高橋脚の変形性能が全体系のそれに比べて大きく、全体系が耐力を失うまでの間、十分にじん性を確保していると考え、剛性や終局強度をそれ以上あげないこととした。

③慣性力の集中する支承およびアンカーボルトの設計水平力に対しては十分安全性を確保することで上下部構造間の相対変位の拘束を確実にし、終局状態まで全体構造系が保持されるよう配慮した。

④以上の検討の結果、経済性において上部工は多径間連続化する前とほとんど変わらなかったが、下部工は特に高橋脚の経済化が図れ全体の工費節減がなされた。

(2) 支持地盤が変化する高架橋の多径間連続化

①ゴム沓を用いて多径間連続化を行った。この場合、設定した地盤のばねが実際と異なる場合を想定して、III種地盤の土質定数だけを低減させて応答スペクトル法を用いた方法により解析し、低減しないものと比較した。その結果、土質定数低減による影響はほとんどなく、これはゴムのせん断剛性が小さく全体系の橋軸方向バネがゴム沓のバネで決定づけられるため、地盤バネが変化しても応答に影響はほとんど現れないためと思われる。

②地盤が複雑な場合も多径間連続化することにより、不測の地震力、地盤変位に対して最悪の事態である落橋を避けられることの意義は大きい。さらに耐久性に劣り騒音の発生源となる伸縮装置や支承の数を8箇所から4箇所に減らすことができ、走行性の向上も図られた。

(3) アーチ橋とホロースラブ橋の形式の異なる橋の連続化

①静的な弾塑性解析により全体構造系としての終局強度はアーチリブの終局強度で決まり、ホロースラブ橋橋脚の剛性や終局強度がアーチリブすなわち全体系の終局強度に与える影響はほとんど無いことが確認された。

②したがってホロースラブ橋の橋脚の剛性を震度法で定まる剛性としても全体としての終局強度には影響が無く問題はない。

③このような検討により特にホロースラブ橋部の橋脚および基礎の経済化が図られた。

4．あとがき

ここで紹介したものは現在建設中の高架橋の設計業務の中で多径間連続化に関連し種々の検討を行ったものである。それぞれの業務を担当されたコンサルタント、工事請負者によって実施された設計業務の成果を引用させていただいた。また、多径間連続化の耐震設計に関しては当時建設省土木研究所耐震研究室川島室長からご指導をいただいた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

1）道路橋示方書・同解設Ⅴ耐震設計編平成2年2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)」の運用上の留意点

Some comments on the use of "Guideline for the application of finite element analysis in the design of steel superstructures"

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　大川宗男
Muneo Ohkawa

概　要

鋼上部鋼の設計に適用されているFEMにおいては、解析手法、モデル化の方法、解析結果の評価方法等は、一般的な基準がないまま、設計実務技術者にその判断が委ねており、その結果、FEMの適用に当たり統一された評価がなされていないなどの問題が生じている。そこで、設計実務技術者を対象として、FEM解析に伴う問題点への対処方法の目安および判断材料を示すことを目的に、「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)[1)]」を制定した。本文は、ガイドラインの運用上の留意点、特に解析結果の評価法を重点に述べたものである。

Finite element analysis is widely used in the design for steel superstructures. However, because there is no such manuals that properly describe the method of analysis, analytical modeling, and evaluation of the analytical results, all those judgments have so far relied on a structural design engineer. As a result, some problems arise with a lack of consistency in the evaluation. "Guideline for the application of finite element analysis in the design of steel superstructures" was therefore established for aiming at helping structural design engineer with some hints for problem-solving associated with the application of finite element analysis and for adequate judgment of results. This paper describes some comments on the use of the guideline with special emphasis on the evaluation of analytical results.

1．まえがき

近年、コンピューターの著しい進歩とFEM汎用プログラムの普及により、橋梁設計の各分野においてFEM (Finite Element Method) が幅広く使用されている。このFEM解析は、任意の形状、荷重条件、支点条件を与えることができること、弾性解析に留まらず幾何学的・材料非線形や接触問題等の解析まで可能である等、応用範囲が拡張している。鋼上部構造の設計基準類においても、「吊橋主塔設計要領」、「吊橋主塔の塔頂補強構造設計要領」、「吊橋リンク支承構造設計指針」、「ケーブルバンド設計要領(案)」および「トラス格点構造設計指針(案)」には、応力伝達が複雑な構造を設計する場合の応力照査としてFEM解析を適用することが述べられており、この場合の解析結果の評価についても規定されている。

FEM解析自体は一般的に設計上のツールとして用いられているが、解析手法、モデル化の方法、解析結果の評価方法等に関する一般的な基準が無いため、これまでは設計実務に携わる個々の技術者にそれらの判断が委ねられてきた。その結果、解析結果の評価に統一性が欠けている等の問題も生じている。また、FEM解析の利便性がゆえに、安易にFEM解析を行うような傾向もみられる。このような状況に鑑みて、FEMを実施する場合の具体的な問題点の整理を行い、これを基に設計実務技術者向けにガイドラインを作成するために検討を行ってきた。平成元年度はそれまで実施されてきたFEMの鋼上部構造の適用事例の調査とその評価方法の分析、平成2年度及び3年度はFEMのガイドライン化のためのパラメトリック解析を行った。これらの検討成果をまとめたものが「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)」として、平成5年9月に制定された。

このガイドラインは、弾性域での応力・変形問題に対してFEM解析を適用する場合の問題点の対処方法及び判断基準の目安を示したものであるが、実際にFEM解析を行う場合には、個々の問題の特質を十分に考慮して判断する必要があることは言うまでもない。ガイドラインは、主として、FEM解析を適用する場合に必要とされる基礎理論および要素特性、モデル化の方法、解析結果の評価方法から構成されている。本文は、ガイドラインの運用上の留意点について述べたものである。

2．FEM解析の用途

FEM解析は、対象とする構造の形状、境界条件、荷重条件が複雑で理論的には解けないような問題であっても簡単に解いてしまうという利便性がある一方、境界条件の設定、要素の選択、要素の細分化、解析結果の評価等、使用に際して技術者が判断しなければならないことを多く含んでいる。

FEM 解析の一般的に使用される用途は次のように分類される。

(1) 応力集中が予想される場合

図—1 に示すように、応力の流れる方向に直角方向に断面が減少する箇所があり、断面減少部に応力集中が予想される場合、応力集中度を把握し、その補強設計を行う場合に用いられる。

(2) 応力の流れが不明確な場合

図—2 に示すようなラーメン隅角部のように、一方の部材端に作用する力が他方の部材端に流れる場合、応力の流れが板の一部に限定されるようだと応力が過大となって安全上の問題が生じる。応力集中を軽減するためにフィレット部を設けるが、適当なフィレットの形状、大きさを決定するために用いられる。

(3) 応力の分配が不明な場合

図—3 のように、応力の流れていく支点等が広範囲に広がっており、主たる応力がどの部分に流れるかが不明な場合に、各部材の設計のための力を把握するために用いられる。

(4) 構造の複雑さから FEM 以外の適当な設計手法が無い場合

ケーブルバンド、サドル、タワーリンク等のように、構造や境界の形状が複雑であり、梁理論や版理論の適用が困難であるときに応力分布を求める手法として用いられる。

(5) 多数の部材が結合された構造で応力の流れ・分配が不明な場合

図—4 のトラス格点のガセット部のように、各方向の部材からの力が交叉し、最大応力度の大きさの把握が困難である場合に用いられる。

(6) 多数の方向の異なる板が結合された場合

塔頂部補強構造、塔基部補強構造のように、多数の方向の異なる板が三次元的に結合されており、各々の板の応力の流れや分配が不明な場合に用いられる。

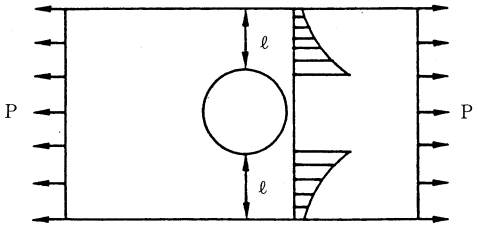
3. FEM 解析の適用

FEM のモデル作成から解析結果に至る流れを**図—5** に示す。その際の留意点を以下に示す。

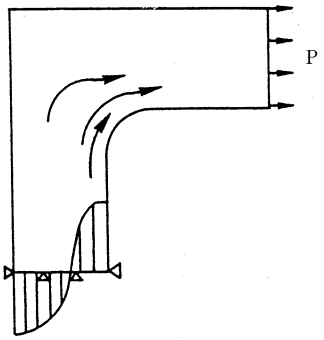
3.1 解析のモデル化

解析のモデル化にあたっては、荷重の作用状態、境界条件、構成部材の形状等を考慮しなければならない。現実の構造物はすべて三次元構造であるが、実際の解析ではある特定の平面だけ取り出した解析によっても十分な精度で解が得られることが多い。従って、極力、二次元要(平面応力、平面ひずみ)を用いた二次元 FEM 解析を行うのが良い。

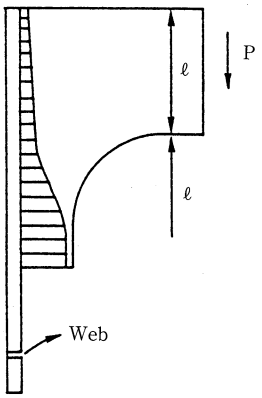
しかし、鋳鍛鋼構造物のように、無視し得ない程度の厚さをもち二次元のモデル化が困難な場合（ソリッド要素)、面内の変形に加えて面外の変形が問題となるような構造（シェル要素、ソリッド要素）においては、三次元



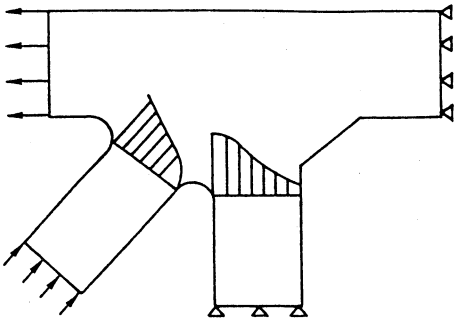
図—1 円孔部を有する板
Fig.1 Plate with hole



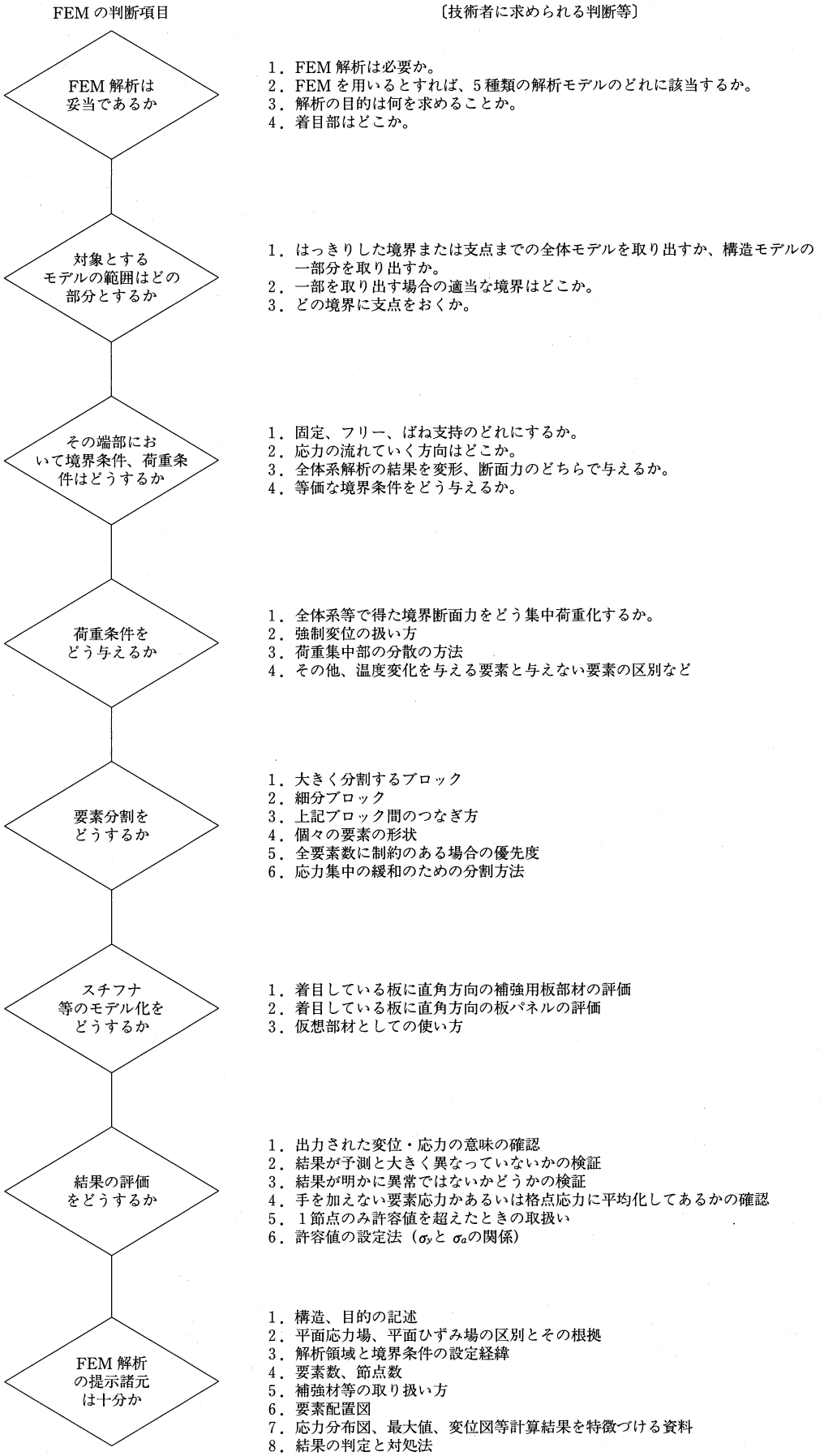
図—2 ラーメン隅角部
Fig.2 Corner of rigid frame



図—3 ブラケット部
Fig.3 Bracket



図—4 ガセット部
Fig.4 Gusset



図—5　FEM における判断の流れ

Fig.5　Flow of judgement in FEM analysis

FEM解析を行う必要がある。

FEM解析を行う場合、構造物のどの範囲を解析の対象としてモデル化するかを決めることが重要である。この対象部分の取り出し方法には以下の2通りの方法がある。

(1) 自由端または方向の異なる板により支持されているところまで取り出す方法

この方法は、解析領域の境界は明瞭であるが、その境界には応力の流れを予測し、応力状態が等価となるように荷重を置く。境界の設定条件が明瞭でない場合には、境界の仮定による精度の検証が必要である。

(2) 構造部分の一部を切断した形で取り出す方法

この方法は、節点部、格点部、開孔部等の詳細な応力解析を行う部分を中心に一定区間のみを取り出して、その外側の部材を解析系から取り去る方法である。この場合、次のような条件を満足することが望ましい。

①解析モデルは全体の一部であるから、全体の応力の流れに沿うように選定する。

②縁端、不動点のように応力または変形がゼロとなる物理的な境界を取り込むようにする。例えば、図—6に示すように、四辺をすべて切り取るようなモデル化は好ましくない。

③解析の安定上から解析領域内に必ず支点が必要であるため、実構造物の支点が遠く離れて解析領域に含むことができない場合には、着目する構造より剛な部材との接合部等の解析モデルの支点となり得る境界までを解析領域に含めるようにする。

3.2 境界条件の設定

境界条件の設定にあたっては、構造の一部を切り取った箇所では、取り出さなかった部分との間での力の交換を考慮する必要がある。支承等の実構造物の支点まで解析領域に含めない場合には、着目部分とその支点間につくられた境界上に解析上の支点を置くが、複雑な構造で支点となる辺が複数個ある場合は各々の支点条件を検討しなければならない。支点条件を設定する上での注意事項は以下の通りである。

①固定支点

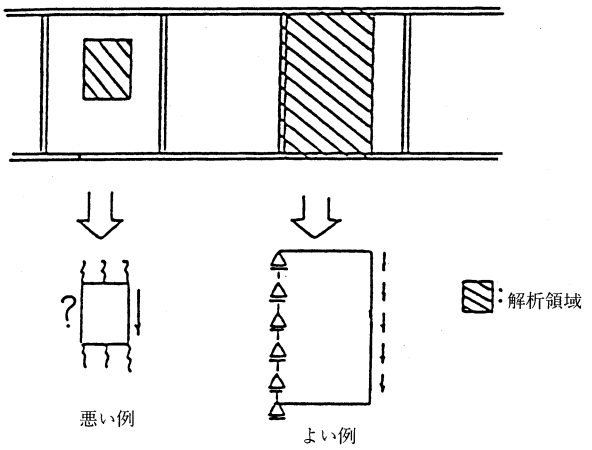
解析上の固定支点を離れたところに多数設けることは、支点から支点へ流れる力をつくることになり好ましくないので、安全側に一方を自由端とするか荷重端とすることもあり得る。

②バネ支点

支承を含めて解析領域から切り捨てた部分の剛性がバネの形で評価できるときは、極力バネ支持とする。

③着目点と支点との関係

FEM解析の目的が、応力の流れをみることにあり変形が重要でない場合は、着目点から離れた支点は固定支点としてもバネ支点としても応力に大きな差はないので、固定支点に統一して良い。



図—6 構造物の一部を取出す例

Fig.6 Example of a cut-out model

④支点近傍の応力集中

支点近傍に着目した解析においては、この部分の要素を細分する必要があるが、それにともない支点数も増やさなければ支点上の要素に応力集中が生じる。

3.3 荷重条件の設定

①構造の一部を切り取ったモデルの場合、その切り口の面は支点とする場合を除き断面力を荷重として載荷しなければならない。また、荷重点近傍の応力は精度が悪く、かつ集中しやすいので、着目部と荷重点が近いときは要素と荷重を細分する必要がある。

②ボルト締め付け力等の内力による荷重については、力が釣り合っているため本来支点は必要ないが、計算の安定性の確保のために、適当な点に剛体変位を許さないように最低3個の拘束を加える必要がある。

3.4 要素の選定と分割

(1) 要素分割にあたっては、分割の細かさよりむしろ離散化誤差を一様化すべきであり、応力の急変する部分は細かくしなければならない。しかし、そのような場合でも小さな要素と大きな要素を隣接させることは避けるべきである。

①要素は規則正しく分割する。

②要素の大きさは、応力集中箇所等のように物理量が変化しているところでは小さくし、物理量が一様なところではある程度大きくする。

③荷重が与えられる境界では解の精度が落ちやすいので、要素を小さくするとともに、荷重を適切にモデル化する必要がある。

④要素の大きさが急激に変化すると誤差を生じやすいので、要素の大きさの変化にある程度の連続性を持たせる必要がある。

(2) 各ブロック内をどのように要素分割するかについては、演算時間と解の精度を左右するので注意しなけれ

ばならない。平面問題の場合には一般に三角形要素と四角形要素等が用いられるが、一般部の要素に三角形要素を用いると四角形要素の2倍の要素数になるにもかかわらず、解の精度は悪いので用いない方がよい。三角形要素は、要素内応力は唯一つしか与えられない。応力の変動が少ない場合を除き、板の曲げ問題、応力集中部、支点・荷重点近傍の解析のように、応力の乱れが大きい箇所には用いない方がよい。

図—7、表—1 は、片持ち梁の先端に集中荷重と曲げモーメントを載荷したときの応力分布について、FEM解析と理論値を比較したものである。解析結果をみると、四辺形要素を用いた場合は、両端から $\ell/10$ 以上離れた区間ではほとんど梁理論と一致している。これに対して、三角形要素を用いた場合は、要素分割数を細分化することにより理論値に近づくが、分割数を四辺形要素の3倍にしても20%程度の誤差が生じている。

(3) 三角形要素を使用する場合には正三角形に近いものを用いるものとし、鋭角三角形の使用は避ける。

(4) 四辺形要素、長方形要素は正方形に近いものを使用する。四辺形要素は、要素内の応力を直線分布として仮定しているため、極端に細長い要素では変化する応力を適切に表現することができない。

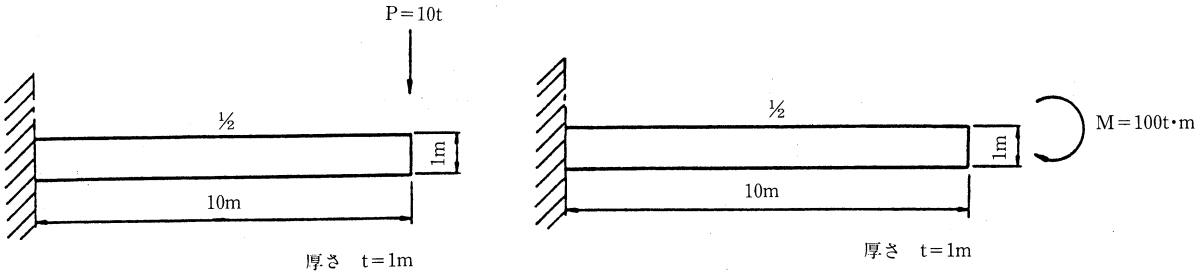
(5) 高次要素は変位関数に二次以上の関数を用いているものである。一次要素に比べて解析精度はよいが演算時間がかかるために、解析の性質に応じてその適用を決めるべきである。

一般に、鋼構造物の応力解析の場合には、応力急変部は全体のモデルのなかで局所的なことが多く、全ての要素を高次要素を用いて解析する必要がある特別な場合を除き、高次要素を使用することは少ない。**図—8**[4]、**表—2**[4] は、前述の片持ち梁の応力解析に一次要素と二次要素を使用した結果である。

3.5 付加部材のモデル化

鋼構造物のFEMの解析モデルは、方向の異なる板がリブやスティフナ等によって結合されている場合が多い。この場合、これらのリブを解析にモデル化するか無視するか、考慮する場合はどのような要素モデルを用いるかが一つの課題となる。

一般的には、リブ等が考えている方向の力の釣り合い



図—7 四角系要素・三角形要素を用いた梁の解析モデル

Fig.7 Analytical model of beam by means of rectangular and triangular elements

表—1 四角系要素・三角形要素を用いた梁の下縁節点応力

Tab.1 Stress at lower-edge nodes by means of rectangular and triangular elements

長方形要素集中荷重 (σ_P) (t/m²)

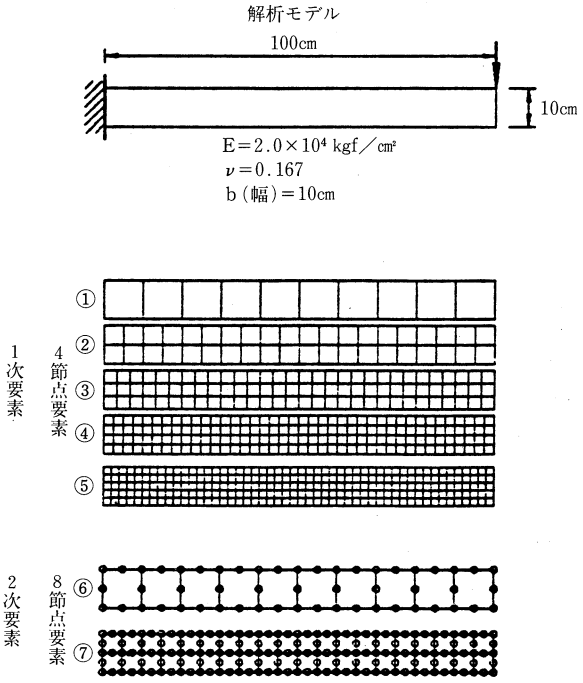
	×/ℓ	1	19/20	9/10	3/4	1/2	1/4	1/10	1/20	0
四辺系要素	(1)40×4	626	562	537	448	298	149	60	31	7
	(2)80×4	648	574	547	456	304	152	61	31	4
	(3)40×8	637	555	533	444	296	148	59	31	8
三角形要素	(1)40×4	510	398	375	312	209	105	42	22	4
	(2)40×8	568	476	450	375	251	126	51	27	6
	(3)40×12	583	497	472	393	263	132	54	28	6
梁		600	570	540	450	300	150	60	30	0

長方形要素集中荷重 (σ_M) (t/m²)

	×/ℓ	1	19/20	9/10	3/4	1/2	1/4	1/10	1/20	0
四辺系要素	(1)40×4	628	591	597	597	597	597	596	618	755
	(2)80×4	645	604	607	607	607	607	608	626	857
	(3)40×8	637	585	592	592	592	592	592	603	768
三角形要素	(1)40×4	514	418	416	415	415	415	414	414	372
	(2)40×8	570	499	499	499	499	499	498	500	495
	(3)40×12	584	520	523	523	523	523	522	523	529
梁		600	600	600	600	600	600	600	600	600

に影響が小さい場合は安全側に無視し、十分な剛性がある場合には板と一体で働く要素として構造モデルに含める。このような部材は、板の要素に比べて寸法が著しく偏っているので棒要素を用いることが多い。

応力の流れに直角方向のリブ・ダイアフラム、荷重点、支点、応力集中部のいずれにも連結されていないリブやダイアフラムについては、応力がほとんどゼロであったり着目点に連結されていないため影響が及ばない範囲で無視して良い。



図—8　低次要素・高次要素を用いた梁の解析モデル

Fig.8　Analytical model of beam by means of low- and high-powered elements

表—2　低次要素と高次要素の計算結果の比較

Tab.2　Comparison of calculated values by law-powerd and high-powered elements

	要素の応力分布から求めた曲げモーメントと理論値との比率 (%)	荷重点での変位量と理論値との比率 (%)
①	70.7	69.1
②	89.7	90.3
③	95.1	96.8
④	97.4	97.5
⑤	98.8	98.9
⑥	99.8	100
⑦	100	100

4．解析結果を強度評価する場合の留意点

FEM 解析が、解析結果から得られた応力値を強度上の許容値と比較し、設計断面等の見直しを行う場合には、十分な注意が必要である。なぜならば、FEM 解析により得られる応力値は、材料力学や弾性学に基づく算式から求められる応力（一次応力 primary　stress、公称応力 nominal stress）の他に、変形の拘束などにより生じる二次応力（secondary stress）、切り欠き等の断面急変部がある場合には応力集中によりピーク応力（peak stress）も含まれているからである。一般に設計基準類で規定されている許容応力度は、通常、慣用的な設計に用いる公称応力と対比されることを前提に定められているものと解釈される。疲労強度のように、応力集中等を含むディテイルに対して定められたものであっても、特にホットスポット応力のような記述が無い限りにおいては、強度の評価はあくまでも公称応力に対して行うものである。

FEM 解析を設計に用いている事例としては原子力の圧力容器等の設計がある。ここでは破損形態を分類し、これらに関する実験結果と FEM 解析結果とのキャリブレーションが行われている。従って、類似の構造物を新たに設計する場合の強度評価は、FEM 解析結果を直接適用することが可能である。すなわち、FEM 解析荷より応力を求め、強度評価を行う場合の許容応力度が具体的に示されている。この場合、使用材料の種類（脆性材料、延性材料）や荷重の種類（長期荷重、短期荷重）によって許容応力度を定めている（**表—3**）。すなわち、強度評

表—3　原子力の圧力容器等に FEM を用いる場合の評価法

Tab.3　Evaluation method for FEM analysis of pressure vessel, etc. for nuclear power plant

応力の種類	延性材料		ぜい性材料*1		備考
	最大せん断応力説、せん断ひずみエネルギー説		最大主応力説		
	長期荷重*2	短期荷重*3	長期荷重*2	短期荷重*3	
一次応力	0.5～0.8 σ_y*4 ≦1.0 σ_y*5	≦1.0 σ_y*4 ≦1.5 σ_y*5	0.1～0.4 σ_u	0.1～0.6 σ_u	従来経験的に定められている法規、規格、規準などの基本的許容応力値を採用するのが適当である。
一次＋二次応力	≦1.0～2.0 σ_y*6	———	<1.0 σ_y	<1.0 σ_y	
一次＋二次＋ピーク応力	許容疲労限度 設計 S-N 曲線		許容疲労限度 設計 S-N 曲線		変動荷重がある場合のみ疲労強度の評価が必要となる。

*1　$\sigma_u \fallingdotseq \sigma_y$である。$\sigma_u$は引張状態と圧縮状態で大幅に異なることが多い。ぜい性破壊の評価は含めていない。
*2　通常作用する運転時荷重や使用時荷重。
*3　短期間の過大荷重で、試験荷重、地震荷重、暴風時荷重など。
*4　σ_uを基準に決められる値を使用する場合も多い。
*5　長方形断面や板における曲げ応力の場合。
*6　負荷除荷で塑性状態を繰り返させない条件。

参考 本四		常時	暴風時
	一次	$\sigma_y/1.7=0.59\ \sigma_y$	$0.88\ \sigma_y$
	一次＋二次	$(\sigma_y/1.7)\times1.1=0.65\ \sigma_y$	$0.98\ \sigma_y$

価を行う場合の強度の許容値（許容応力度）とは別に考えている。

しかし、我々が対象とする鋼構造物は、形状寸法、材料、荷重、境界条件等がそれぞれ特有であり、前例のように標準化して考えることが困難な場合が多い。また、構造物の強度が実験等により確認されていることは希であり、一般にFEM解析値との対応はなされていない。従って、FEM解析から得られた応力値を用いて設計を行う必要がある場合の許容値としては、従来からFEMの解析の評価に用いてきた実例をみて定めることとした(**表—4**)。この許容値は、あくまでも設計上の目安とするものである。設計実務技術者は、個々の要素の応力値のみによって断面設計を行うことは避け、応力の全般的な広がり、荷重の性質および発生応力が構造の安全性（破壊）に及ぼす影響を慎重に検討して断面設計の見直しの必要性を判断することが必要である。特に、スカラップ周辺の局部的な応力や接触部の支圧応力の大きさにより直接、断面設計を行うようなことは避けなければならない。

表—4　ガイドライン(案)に定める許容値

Tab.4　Tolerance specified in the Guideline

(1) 一般部の応力照査は、主応力 σ_1 に対する式(1)での応力照査、及びVonMisesの条件に対する式(2)で応力照査の両方を行うのを標準とする。
ここで σ_x、σ_y、τ_{xy} は任意の直交する2面上の応力である。

$$\sigma_1 \leqq \sigma_a \quad \cdots\cdots (1)$$

$$\sigma=\sqrt{\sigma_x^2-\sigma_x\sigma_y+\sigma_y^2+3\,\tau xy^2}=1.1\,\sigma_a \quad \cdots\cdots (2)$$

許容応力度は対応する示方書、設計基準に示す許容応力度 σ_a とし、荷重の組合せによる割増はこれらの規程に従うものとする。
大きな応力を受ける要素が局部的な場合には、上記式の許容値を1.1倍してよい。ただし、FEMの許容値は降伏点 σ_y を超えないものとする。

(2) マンホール部及びフィレット部等2次部材の応力集中部の応力の照査は、主応力 σ_1 を用いて式(3)によるものを標準とする。

$$\sigma_1 \leqq \sigma_y \quad \cdots\cdots (3)$$

ただし、この場合の降伏が局部的で破壊に対し十分安全であること、及び荷重が適切であることを確認しなければならない。

(3) 鞍掛け式ケーブルバンドの応力集中部では、応力の照査は式(3) σ_y を1.2倍してよい。

(4) 上記の許容値に関する規程は、3章の「FEMの適用」に従ったモデル化を前提とする。

あとがき

鋼上部構造は薄肉集成を主体とする構造であるが、対象とする構造の大型化、複雑化、多様な荷重条件、厳密な挙動の把握等の要求に応えるために、FEM解析は設計の有力なツールとして今後も活用されることになろう。しかし、解析結果は仮定条件により大きく作用されることや、解析結果の評価方法が必ずしも確立されていないために、不経済な設計を行う結果となる場合がある。特に、出力として得られた応力値の強度評価に関わる場合には、公称応力に対するものとして定められた強度の再評価（安全率）が必要なのである。本ガイドラインは、対象を限定して基本事項を統一することにより、設計実務技術者の個人差を多少でもなくすことを念頭にまとめられたものであるが、解析結果の評価等については今後の問題である。

参考文献

1）「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）」、1993年9月、本州四国連絡橋公団
2）奥川、高城、山口；本州四国連絡橋におけるFEM解析の適用事例、本四技報、Vol.15、No.60、1991.10
3）安藤、岡林；原子力プラントの構造設計、原子力工学シリーズ3、東京大学出版会
4）社団法人　日本コンクリート工学協会；コンクリート構造物にFEM解析を適用するためのガイドライン

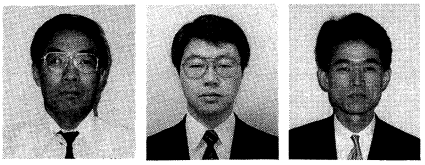
明石海峡大橋大型風洞試験でのガスト応答特性に関する検討

Study on Gust Response of Akashi-Kaikyo Bridge through Full Model Wind Tunnel Test

設計部 設計第一課長 北川 信
Makoto Kitagawa

企画開発部 企画課長代理
(前)設計部 設計第一課長代理 金崎智樹
Tomoki Kanazaki

設計部 設計第一課 勝地弘
Hiroshi Katsuchi



概 要

大型風洞施設において実施された明石海峡大橋全橋模型風洞試験のうち、境界層乱流中で観測されたガスト応答特性について、数値解析結果と比較することで長大橋のガスト応答特性を考察した。その結果、長大橋のガスト応答を推定する際には、空間相関関数など現行の解析手法における解析条件にいくつかの改良点が見つかった。

Gust response properties for long-span bridges were investigated by comparing results of numerical analysis with those of gust responses observed in a boundary-layer turbulent flow of full model wind tunnel tests of the Akashi Kaikyo Bridge, which have been carried out in the boundary layer wind tunnel facility. As a result, some analytical conditions, such as spatial correlation factor, should be amended of current analysis in forecasting gust responses of a long-span bridge.

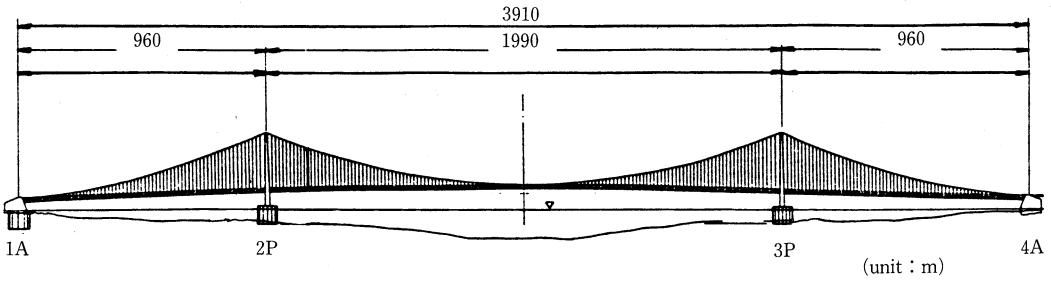
1．まえがき

明石海峡大橋は、中央支間長1990 mの三径間トラス補剛吊橋として計画され、1998年の完成を目指して現在工事が進められている。これまでの規模をはるかに超えた長大スパンであるため、動的耐風安定性の確保が難しいばかりでなく、風荷重の増大をも招き、結果的にそれが補剛桁のトラス主要部材の断面を決定づけている。明石海峡大橋耐風設計要領[1]においては、部材の風荷重は設計基準風速をもとに算出される静的風荷重に自然風の風速変動を考慮するための補正係数を乗じることで求める手続きを規定している。そして、この補正係数はガスト応答解析という数値解析によって決定されている。従って、風荷重が支配的となる長大橋において、ガスト応答特性を精度よく推定、あるいは評価することは、橋梁の合理的な設計が行えることにつながる。

明石海峡大橋の耐風設計に際しては、より精度の高い検討を行うために縮尺1/100の全橋模型を使った風洞試験が行われ[2),3)]、まずフラッターに対する安定性の評価が行われた[4),5)]。そして、自然風を模擬した乱流中での試験結果から[6)]ガスト応答特性の精度の高い推定手法の検討が行われた。ここでは、長大橋のガスト応答特性を精度よく推定する解析手法を検討する目的で行った全橋模型試験結果とガスト応答解析結果との比較検討の結果を述べることとする。

2．全橋模型風洞試験（乱流試験）

乱流中の全橋模型風洞試験は、**表—1**と**図—2**に示すような諸元をもつ境界層乱流を用いて実施された。**図—3**に補剛桁中央径間1/2点の設計基準風速近傍でのガスト応答時刻歴波形を示すが、水平曲げ、鉛直曲げ及びねじれの3成分からなる不規則振動であることがわかる。



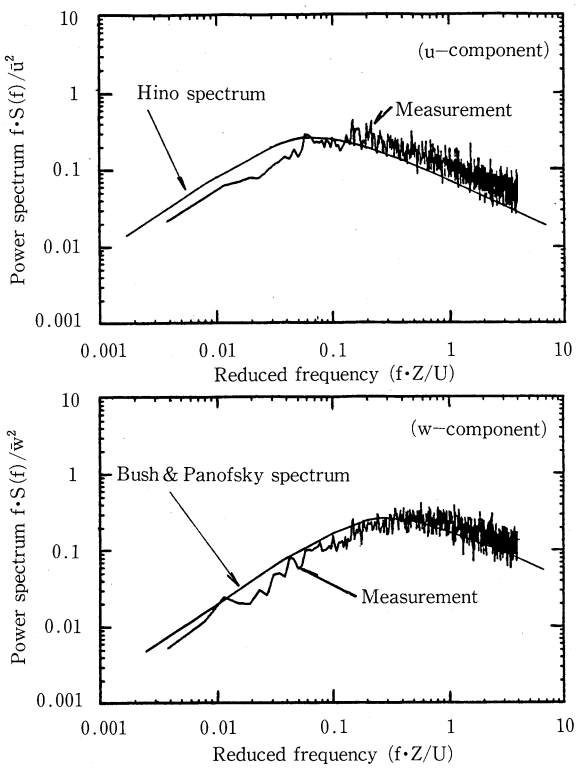
図—1 明石海峡大橋一般図

Fig.1 General profile of Akashi Kaikyo Bridge

表—1　全橋模型試験条件

Tab.1　Test Conditions of full model test

乱流特性		
乱れ強さ	Iu=9.5%　Iw=6.8%	
べき指数	α=1/5.0	
乱れスケール	L_x^u=1 m　L_x^w=0.4 m	
全橋模型特性		
静的空気力係数	C_D=2.04 C_L'=1.27　C_M'=0.335	
モード	固有振動数(Hz)	対数減衰率
鉛直 1st	0.647	0.032
2nd	1.245	0.036
3rd	1.636	0.055
ねじれ 1st	1.560	0.031
水平 1st	0.391	0.016
2nd	1.270	0.041

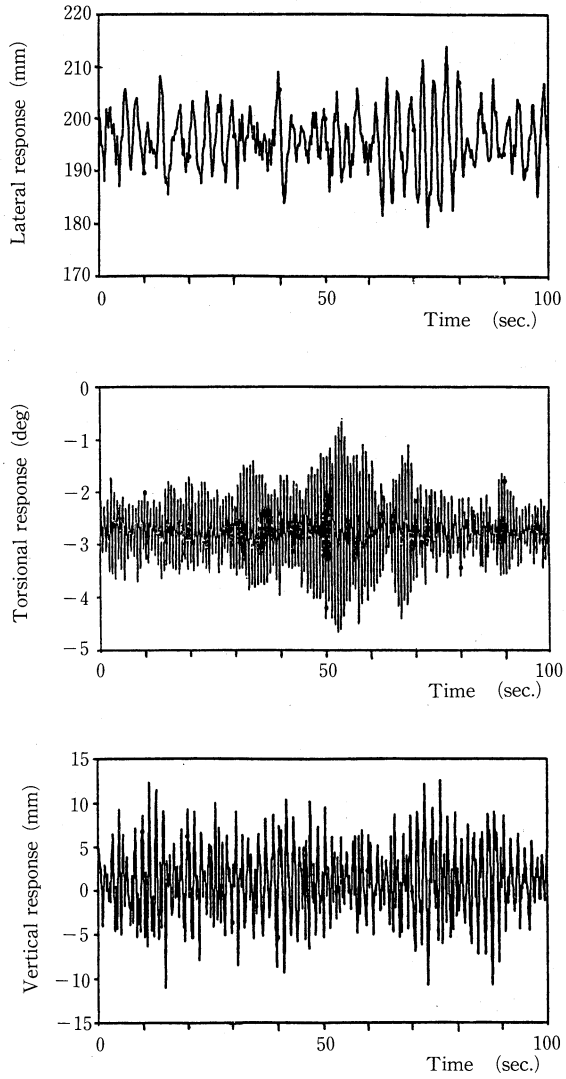


図—2　変動風のパワースペクトル

Fig.2　Power spectra of turbulent flow

また、図—4には、同じ点のガスト応答値を風速との関係で整理した結果を示す。ここで、変位の評価時間は60秒(実橋で10分間に相当)である。なお、図中の解析値については後述する。

明石海峡大橋の耐風設計においては、風荷重によって部材断面が決定されているため、既に述べたように補剛桁の水平方向ガスト応答は最も重要な評価項目の一つである。図—4によれば、水平方向のガスト応答値の応答倍率(最大応答値/平均応答値)は、おおよそ1.1である。一方、明石海峡大橋耐風設計要領においては、数値解析による試算値として1.5程度の値が示されている。この差については、全橋模型試験での試験誤差も考えられるが、これまでの知見で超える要因、すなわち現行のガスト応答解析手法の不完全さも考えられたことから、次に



図—3　ガスト応答時刻歴波形

Fig.3　Time fluctuation of gust responses

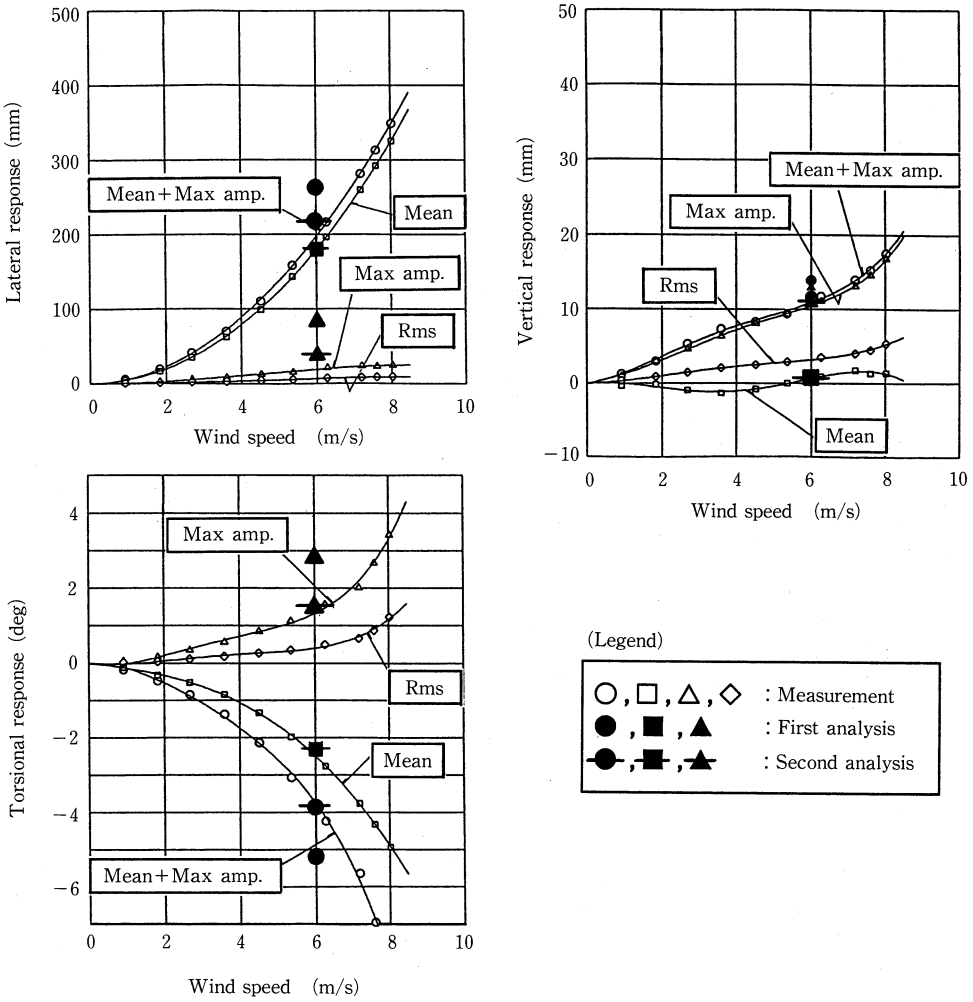
現行のガスト応答解析手法における種々の解析条件の妥当性についての検討を行った。

3．ガスト応答解析

3.1　解析方法

現行のガスト応答解析手法の妥当性あるいは改善の余地を検討するため、明石海峡大橋全橋模型風洞試験で観測されたガスト応答特性とガスト応答解析結果とを比較しながら解析法の検討を行った。ここで対象としたガスト応答解析手法は、式(1)に示す変動風のパワースペクトルを入力とし、変動風の空間相関特性、変動風速から変動空気力への変換関数および構造物の動的応答特性の変換過程を通して、構造物の応答に関するパワースペクトルを求める、いわゆる周波数領域での解析法である[1]。

$$Sm(\omega)=\sum_{K=1}^{mode}\phi_{km}^{2}\frac{1}{m_k^{2}\{[\omega_k^{2}-\omega^{2}]+4\zeta_k^{2}\omega_k^{2}\omega^{2}\}}\sum_{i=1}^{node}\sum_{j=1}^{node}\phi_{ki}\phi_{kj}\cdot\sqrt{|\chi_i(\omega)|^{2}|\chi_j(\omega)|^{2}}F_iF_jR_{ij}(\omega)\sqrt{S_{ii}(\omega)S_{jj}(\omega)}\quad\cdots\cdots(1)$$



図—4 ガスト応答値と風速との関係

Fig.4 Relationship between gust responses and wind speed

ここで、ϕ：モード関数、m_k：k次モードの一般化質量、ω_k：円固有振動数、ζ_k：k次モードの減衰（構造減衰＋空力減衰）、$|\chi_i(\omega)|^2$、$|\chi_j(\omega)|^2$：空力アドミッタンス、F_i、F_j：節点i、jのガスト空気力のうちの準定常成分、$R_{ij}(\omega)$：空間相関関数、$S_{ii}(\omega)$、$S_{jj}(\omega)$：変動風のパワースペクトル。

空力減衰は、準定常理論に従って静的三分力係数を用いて次のように表わされる。ただし、ねじれの空力減衰は、設計の安全を考えて無視している。

$$\zeta_k = \rho C_D A_i U_i / 2\omega_k m_k \quad \text{for drag} \cdots\cdots(2)$$

$$= \rho[(B_i/A_i)C_D + C_L']/4\omega_k m_k \quad \text{for lift} \cdots\cdots(3)$$

$$= 0 \quad \text{for pitching moment} \cdots\cdots(4)$$

ここでρ：空気密度、U_i：節点iの風速、C_D：抗力係数、C_L'：揚力係数勾配、A_i：投影面積、B_i：桁幅。

空力アドミッタンスは、式(5)、(6)に示すように、抗力に関してはダベンポート関数、揚力および空力モーメントに関してはシアーズ関数を用いる。

$$|\chi_i(\omega)|^2 = \frac{2}{\gamma_i^2}(\gamma i - 1 + \exp(-\gamma_i)), \quad \gamma_i = \frac{k_z D_i \omega}{2\pi U_i}$$

for drag……(5)

$$|\chi_i(\omega)|^2 = \frac{a+\eta}{a+(\pi a+1)\eta+2\pi\eta^2}, \quad a = 0.1811,$$

$$\eta = \frac{\omega B_i}{2U_i} \quad \text{for lift and pitching moment} \cdots\cdots(6)$$

ここで、k_z：鉛直方向のディケイファクター、D_i：桁高。

変動風の空間相関は、指数関数タイプを仮定した（ディケイファクター：$k_x = k_z = 8$）。

$$R_{ij}(\omega) = \exp\left[-\frac{2}{U_i+U_j}\frac{\omega}{2\pi}\sqrt{(k_x \cdot L_x)^2+(k_z \cdot L_z)^2}\right] \cdots\cdots(7)$$

ここで、k_x：橋軸方向のディケイファクター、L_x、L_z：水平方向、鉛直方向の距離。

さらに、節点空気力（準定常成分）は準定常理論に基づき、以下のように設定される。

$$F_i = \rho U_i C_{Di} A_i \quad \text{for drag} \cdots\cdots(8)$$

$$= 0.5\rho U_i[(B_i/A_i)C_D + C_L']B_i \quad \text{for lift} \cdots\cdots(9)$$

$$= 0.5\rho U_i C_M' B_i^2 \quad \text{for pitching moment} \cdots\cdots(10)$$

ここで、C_M'：空力モーメント係数勾配。

式(1)で求めた応答のパワースペクトルを周波数領域で

積分することにより応答の分散値が求められ、また応答の変動量が正規確率過程に従うとしてピークファクターを算出して応答の最大期待値が求められる[1]。なお、補剛桁の水平とねじれの応答を算出する際には、抗力と空力モーメントによる応答値を予め算出して、それぞれを重ね合わせることで評価した。

3.2 解析結果

3.1で述べた解析手法を用いてガスト応答解析を行った結果を**図—4**に示す（1次解析）。ここで解析値を行った風速6 m/sは、実橋の設計基準風速60 m/sに対応する。解析条件は、出来る限る全橋模型試験条件を考慮した。具体的には、固有振動数、構造減衰、静的三分力係数は全橋模型で計測された値を、変動風のパワースペクトルは計測値を主流方向に対しては日野スペクトルに、鉛直方向に対してはBush & Panofskyスペクトルに回帰して用いた。図より、ガスト応答解析においては、水平とねじれ変位の最大振幅値が過大に評価されていることが判る。特に、水平変位のそれは解析値が計測値の約4倍とかなり大きい結果となっている。

3.3 解析条件の検討

3.2で述べた解析値と計測値との差の原因を検討するため、ガスト応答解析で設定した解析条件、すなわち空力減衰、空力アドミッタンス、空間相関の妥当性を調査した。

①空力減衰

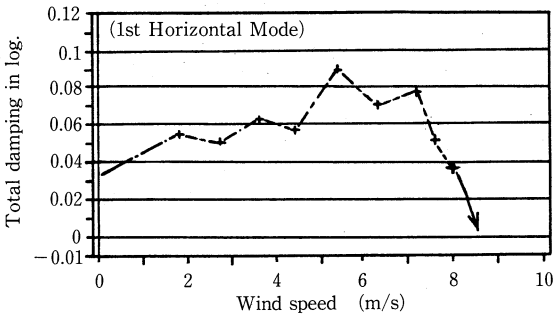
ガスト応答解析における空力減衰の扱いについては、式(2)～(4)に示すようであるが、ねじれに関しては設計案の安全を考えて無視、すなわちゼロとしている。ここでは、ガスト応答の時系列データから減衰値を同定するRD法を用いてねじれの減衰を同定した。**図—5**に結果を示すが、ガスト応答解析を行った風速6 m/sでは構像減衰S＝0.029を含んでおおよそS＝0.07もあり、解析で仮定した0よりもかなり大きい。

さらに、水平方向についても同様にしてRD法で減衰を同定したが、式(2)による準定常理論値とほぼ一致しており、準定常理論による空力減衰の評価が妥当であることが判明した（**図—6**参照）。

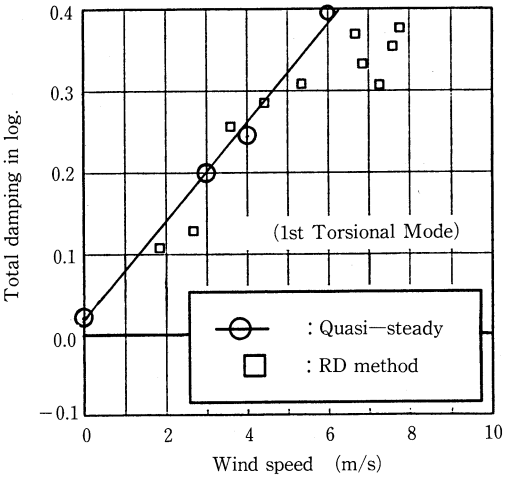
②空力アドミッタンス

空力アドミッタンスは、風速の変動から力の変動への変換を補正する関数であり、いくつかの提案式が用意されている。ここでは、全橋模型と同じ縮尺の部分模型を用いて空力アドミッタンスの測定を行った。このうち、抗力に関する結果を**図—7**に示すが、3種類の気流（ケース1～3）を用いて測定した値は、いずれも解析で仮定した値（式(5)）よりも小さい。

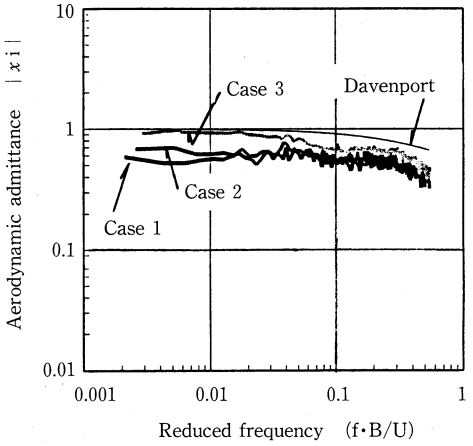
測定値のうち、ケース1と2が比較的等しく、ケース3が他の2ケースよりも大きく、かつ式(5)に最も近い。これは測定を行った3種類の気流の乱れスケールの違いに原因があると考えられる。すなわち、ケース1と2は格子乱流中（L_x^u＝0.4m）での測定であるのに対し、ケース3は大型風洞気流（L_x^u＝1.2 m）でのものであるためである。さらに、低振動数領域で測定値が式(5)と比べて差が大きくなるのは、空力アドミッタンスの測定データを処理する過程で気流の空間相関特性の評価誤差が低振動数領域で大きくなるためと考えられる。（次の空間相関関数を参照）。また、揚力、空力モーメントに関しても同様に測定を行った。



図—5 RD法によるねじれ空力減衰
Fig.5 Torsional damping in log by RD method



図—6 水平方向空力減衰の解析結果
Fig.6 Analyzed aerodynamic damping in horizontal direction



図—7 空力アドミッタンスの計測結果
Fig.7 Measured aerodynamic admittance

③空間相関関数

周波数領域でのガスト応答解析では、通常モード解析によって、一質点系の振動問題に置換することが多い。この際に構造物全体に作用する変動風の変化の非同時性を考慮するのが空間相関関数である。ここでは、大型風洞の気流から空間相関特性を解析した。

図—8 に測定結果を示す。これは、2点間のコ・コヒーレンスを表しており、周波数の増大に伴って値が減少する。そして、2点間の距離が大きくなるに従って、周波数がゼロでの値が1よりも徐々に小さくなるのが特徴的である。ガスト応答解析（一次解析）で仮定した式(7)による値に比べて、特に低周波数領域で差が大きいことが判る。変動風の空間相関特性を表す関数としては、通常式(7)によるものが一般的であるが、ここでは式(11)、(12)に示すような関数の適用性を検討した。

$$R_{ij}^{u}(\omega)=\frac{2^{1/6}}{\Gamma(5/6)}\left[\eta^{5/6}K_{5/6}(\eta)-\eta^{11/6}K_{1/6}(\eta)\right] \quad \cdots\cdots(11)$$

$$R_{ij}^{w}(\omega)=\frac{2^{1/6}}{\Gamma(5/6)}\left[\eta^{5/6}K_{5/6}(\eta)-\frac{\eta^{11/6}K_{1/6}(\eta)}{1+(8/3)(\omega\cdot L_y^{w}/B_1\cdot U)^2}\right] \quad \cdots\cdots(12)$$

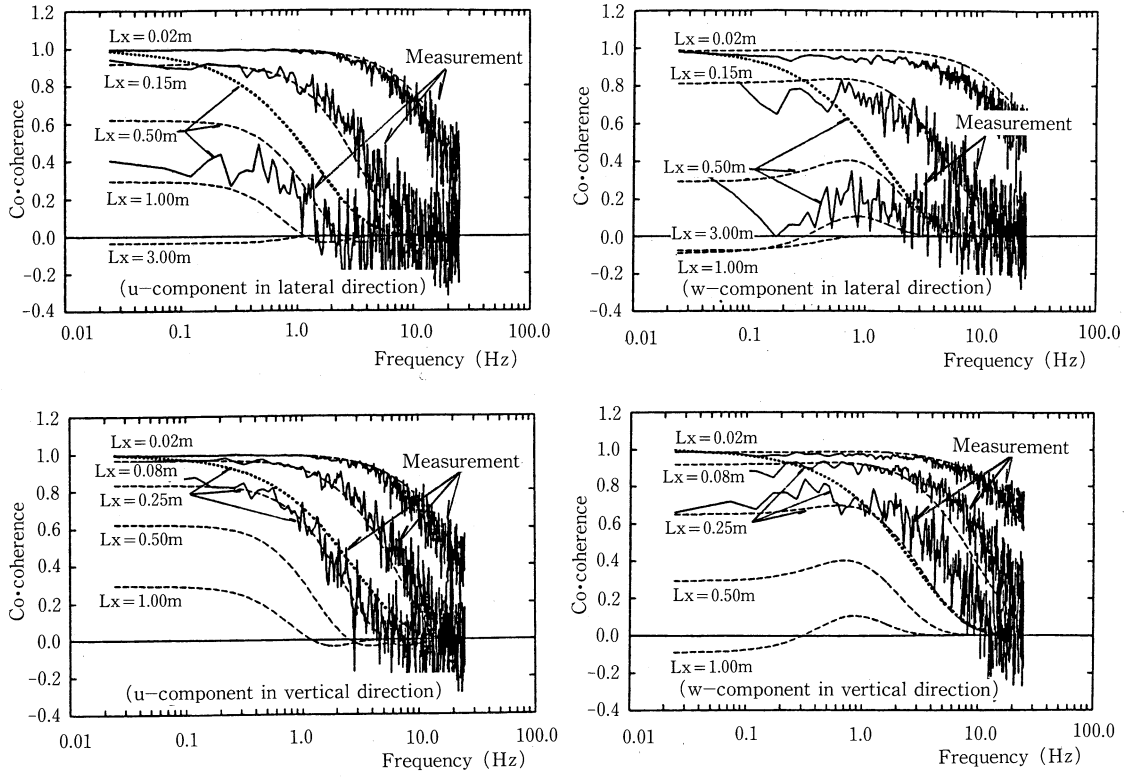
$$\eta=\frac{D_y}{L_d^{f}}B_1\sqrt{1+(\omega\cdot L_d^{f}/B_1\cdot U)^2},\quad B_1=\sqrt{\chi}\,\frac{\Gamma(5/6)}{\Gamma(1/3)}$$

ここで、Γ：ガンマ関数、$K(\eta)$：第2種変形ベッセル関数、D_y：2点間の距離、L_y^{w}：水平方向の変動風速u、wに関する乱れスケール、L_d^{f}：着目する変動風成分fの着目する方向dの乱れスケール。

式(11)、(12)による関数は、von karmanスペクトルのクロススペクトル表示から導かれるものであり、式中の乱れスケールをパラメータとすることで非等方性乱流にも適用できるとしたものである。両式によって算出した結果を**図—8** に示すが、先の式(7)によるものと比べて特に低周波数領域で測定値をよく表現している。ただし、ここでは式(11)、(12)における円振動数ωを$\omega/0.6$とすることでよりよい近似を行っている。

以上の①～③の検討結果を受け、1次解析での解析条件を変更して再度解析を行った（2次解析）。解析結果を**図—4、9** に示すが、水平とねじれ変位の動的成分が1次解析に比べて低下している。また、応答変位のパワースペクトルも2次解析では低周波領域で低下している。

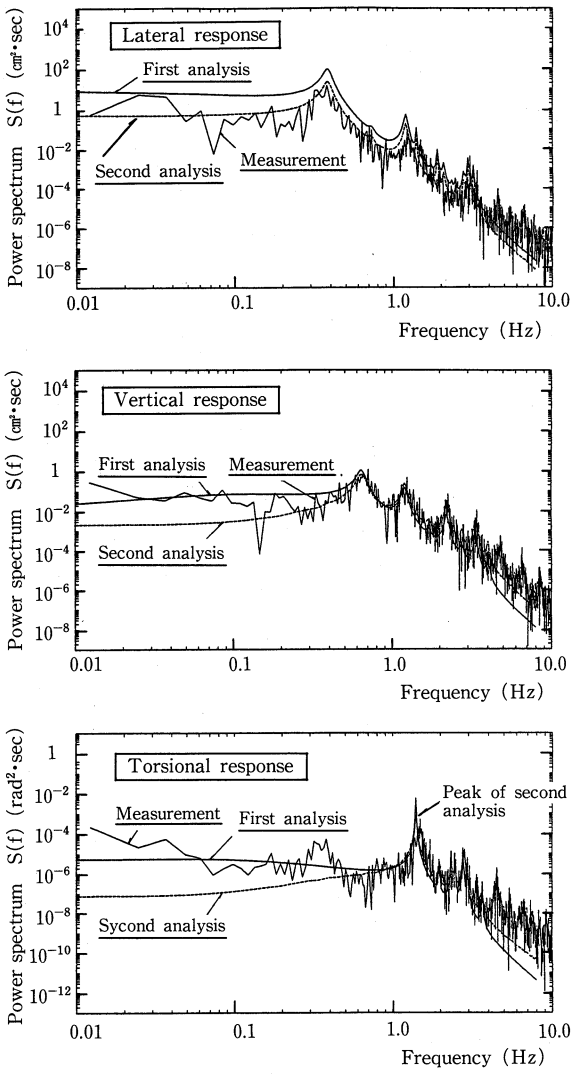
水平変位に関しては、1次解析と2次解析とでの動的変位の減少は、空力アドミッタンス関数の変更もあるが、ほとんどが式(11)、(12)による空間相関特性の再評価が原因と考えられる。一方、ねじれ変位の動的成分の減少は、空間相関特性の再評価もあるが、おもに空力減衰の考慮によるものと考えられる。これは、**図—9**の応答パワース



u-component：主流方向成分、w-component：鉛直方向成分

図—8　大型風洞での空間相関特性

Fig.8　Spatial correlation properties in wind tunnel



図—9　ガスト応答スペクトルの比較

Fig.9　Comparison of power spectra of gust responses

ペクトルにおいて、1次モードの固有振動数でのパワーのピークが減少していることから裏付けられる。

空間相関特性を式(7)の指数関数に変えて、式(11)、(12)で表すことによる影響は、図—8からもわかるように振動数が低くなるほど大きくなる。従って、明石海峡大橋のように特に振動数が低い構造物のガスト応答特性を評価する際には、空間相関特性の正確な評価が重要となる。

2次解析においては、1次解析と比べて全橋模型の計測値により近い結果を得ることができた。しかしながら、水平変位の動的成分については、2次解析においても尚、計測値の2倍近くあり、さらに見直すべき要因がある。

本解析を始めとして、通常ガスト応答解析は、水平、鉛直、ねじれ変位を独立に扱い、かつモード解析を行っているため、境界条件の非線形性やモード間の空力連成を無視している。明石海峡大橋のように連成フラッターの発生が予想される構造で、かつ設計基準風速のように高風速でのガスト応答を評価する際には、先に述べた空力連成などの影響が無視し得ないと考えられる現在、これらを考慮した検討も行われつつあり、一定の成果も得られつつある。今後は、これらの成果を生かすべく実橋における応答特性の調査を行って、ガスト応答の推定手法のさらなる精緻化が必要と考えられる。

4．あとがき

明石海峡大橋の乱流中での全橋模型試験結果をもとに、ガスト応答解析手法の検討を行った。得られた結論は以下のとおりである。

(1)　明石海峡大橋全橋模型で観測されたガスト応答は、3次元的な挙動を示した。

(2)　明石海峡大橋耐風設計要領に示すような現行のガスト応答解析手法では、全橋模型での応答値に対して、水平とねじれの動的変位を過大に評価した。精度のよい解析を行うためには、特に空間相関特性と空力減衰の的確な評価が必要である。

(3)　長大橋のガスト応答特性をさらに精度よく推定するためには、空力的な連成や境界条件の非線形性を考慮する必要がある。

参考文献

1）本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領、平成2年2月

2）保田、樋口、勝地：大型風洞施設、本四技報、Vol.15、No.59、1991.7

3）保田、鈴木、勝地：明石海峡大橋大型風洞全橋模型、本四技報、Vol.15、No.60、1991.10

4）保田、鈴木、勝地：明石海峡大橋大型風洞試験(一様流試験結果)、本四技報、Vol.17、No.67、1993.7

5）北川、鈴木、勝地：明石海峡大橋のフラッター特性に関する検討—大型風洞試験結果と解析との比較—、本四技報、Vol.18、No.71、1994.7

6）北川、鈴木、勝地：明石海峡大橋大型風洞試験の乱流試験結果（第1報）、本四技報、Vol.17、No.68、1993.10

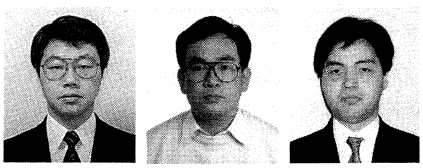
明石海峡大橋補剛トラスの設計

Design of Stiffening Truss Deck for the Akashi Kaikyo Bridge

企画開発部 企画課長代理 金崎智樹
(前)垂水工事事務所 技術課長
Tomoki Kanazaki

垂水工事事務所 技術課長 大江慎一
Shinichi Ohe

国土庁地方振興局 離島振興課課長補佐 井上純三
(前)垂水工事事務所 技術課長代理
Junzo Inoue



概　要

明石海峡大橋の補剛桁は、耐風安定性、施工性、経済性など種々の面から検討された結果、トラス形式が採用された。補剛桁の設計にあたっては、解析に部材を忠実に再現した立体トラスモデルを使用して解析している。また、補剛桁の主構上下弦材はそのほとんどが暴風時で決定されており、材質としては死荷重軽減を目的として、主構上下弦材にHT 780、HT 690などの調質高張力鋼を多用している。さらに、ハンガー定着部としては、PWSハンガーに対応したピン定着形式を採用している。本報告では、これらの明石海峡大橋補剛トラスの構造設計上の特徴を中心にその設計概要をまとめたものである。

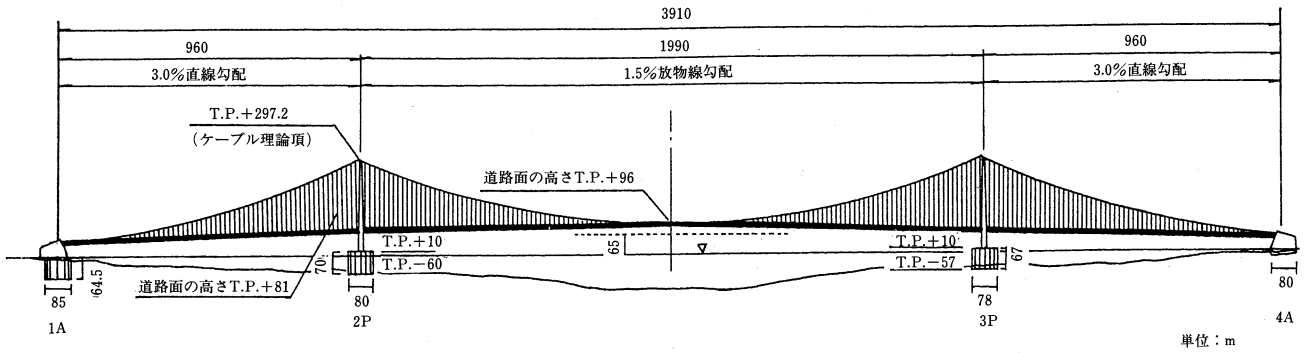
A truss type deck was employed for the Akashi Kaikyo Bridge after various examinations on aerodynamic stability, structural efficiency in work implementation, and economy. In design of this stiffening truss a numerical model for the 3-dimensional truss was worked out in high precision and used in the analysis. Dimensions of the most of lower and upper chord members were determined from the design condition of gale-force wind, and their materials used are thus of the quenched and tempered high strength steel such as HT780 and HT690 in order to reduce the self-weight. The suspender ropes are to be fixed by means of a pin joint system that better suit PWS type suspender. This report summerizes the design procedure of the stiffening truss of the Akashi Kaikyo Bridge with emphasis on some characteristics in structural design.

1．はじめに

明石海峡大橋(図—1)は本州四国連絡橋の「神戸・鳴門ルート」に属し、気象・海象条件が厳しく、航行船舶数が極めて多い国際航路として名高い明石海峡を横断して、兵庫県神戸市と淡路島を結ぶ、橋長3,910 m(中央支間長1,990 m)の3径間2ヒンジ吊橋である。明石海峡大橋は、現在世界最長のハンバー橋(英国・中央支間長1,410 m)より580 mも長く、完成すると世界最長の吊橋となる。

補剛桁の形式は耐風性、施工性、経済性など種々の面から検討された結果、補剛桁として実績の多いトラス形式に決定された。補剛桁工事は、設計を終了し、各製作工場で部材製作を進めるとともに、架設工事を開始している。補剛桁の鋼重は補剛トラス、道路床組、管理路及び公共添架物（電気、通信、水道及び展望施設）を含めて約89,200 tonである。

補剛トラスは自動車荷重や温度変化の影響を考慮する他、架橋地点の長期にわたる観測データをもとに150年に一度来襲すると予想される風力、紀伊半島沖で発生すると予想されるマグニチュード8.5クラスの地震力に耐えられるよう設計されている。吊橋の構造解析では補剛



図—1　明石海峡大橋全体一般図

Fig.1　General plan of Akashi Kaikyo Bridge

トラスを立体トラスにモデル化し部材力を直接評価した。補剛トラス主構の上下弦材は、補剛桁鋼重の軽減を図りつつ風荷重等外力に対して必要な強度を確保するために、その大部分にHT 780を含む調質高張力鋼を使用している。ハンガー定着部は、ポリエチレン被覆PWS（プレファブ・パラレル・ワイヤ・ストランド）を使用したハンガーロープに対応して、ピン定着方式を採用した。また中央径間には耐風安定化部材として鉛直スタビライザーを設置した。本報告ではこれら明石海峡大橋補剛トラスの構造設計上の特徴を中心にその設計概要をとりまとめて報告する。

2．補剛桁の基本構造

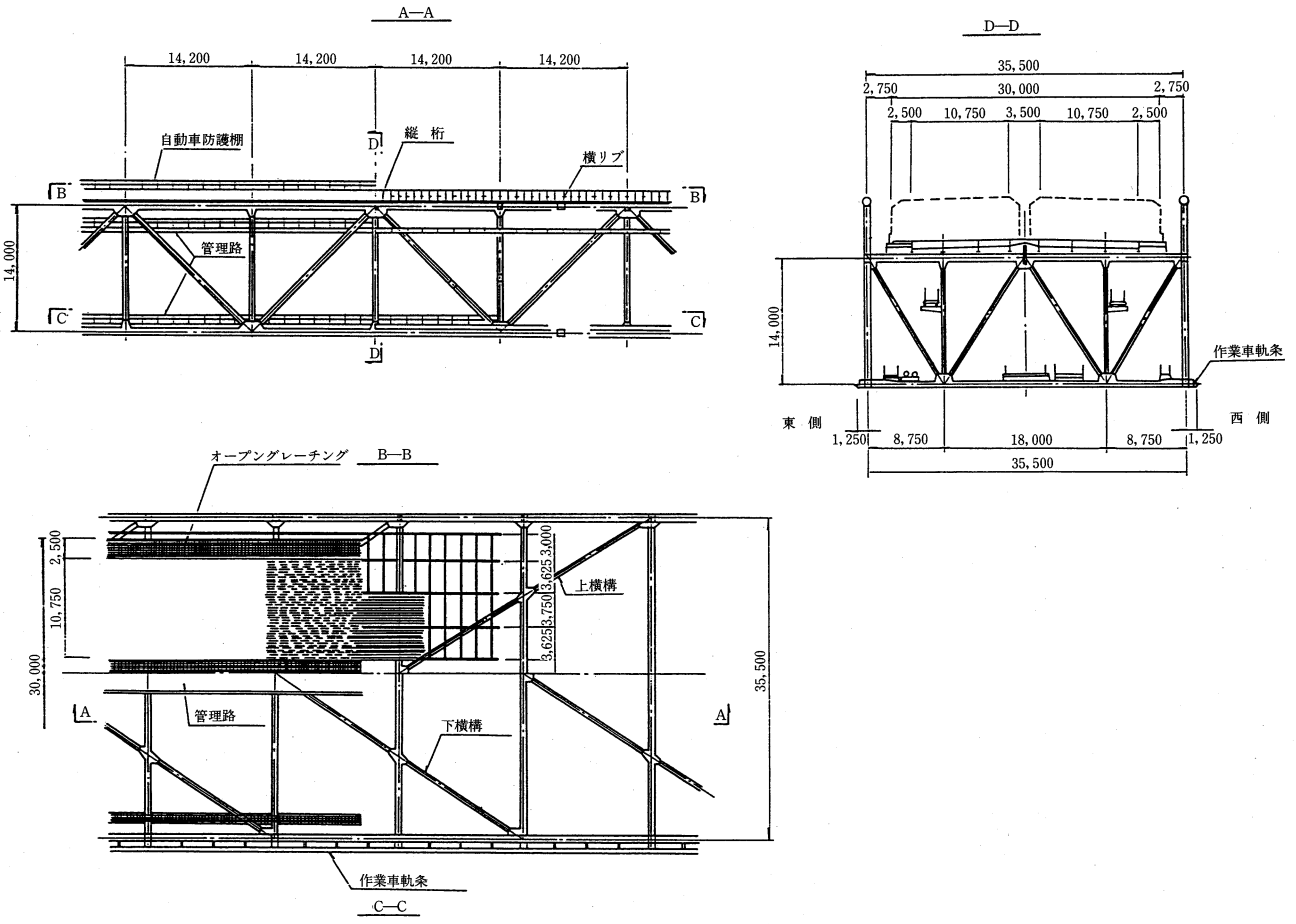
補剛桁の基本条件を**表—1**に示す。また補剛桁の一般図を**図—2**に、標準断面図を**図—3**に示す。上路に自動車を通行させるための鋼床版を配置し、補剛桁内部には橋体点検用の各種管理路の他、電力、通信、水道等公共添架物が添架されている。また、1Aアンカレイジより約150 mの範囲については、兵庫県が設置する体験展望施設(仮称)が添架されている。道路面の中央分離帯及び路肩については、耐風安定性を確保するためにオープングレーチング構造とした。その他中央径間には耐風安定化部材として中央分離帯直下に鉛直スタビライザーを設置した。

明石海峡大橋は道路単独橋であるため補剛桁は主塔部での桁の角折れや伸縮を許した2ヒンジ形式とした。補剛桁主構は、従来の本州四国連絡橋の補剛トラス吊橋と同様の垂直材付きワーレントラス形式とした。主構幅、主構高さは、ねじり剛性を確保し必要な耐風安定性が得られるよう風洞試験で検討を行った結果、主構幅を35.5

表—1　明石海峡大橋補剛桁設計諸元

Tab.1　Design dimensions of stiffening girder of Akashi Kaikyo Bridge

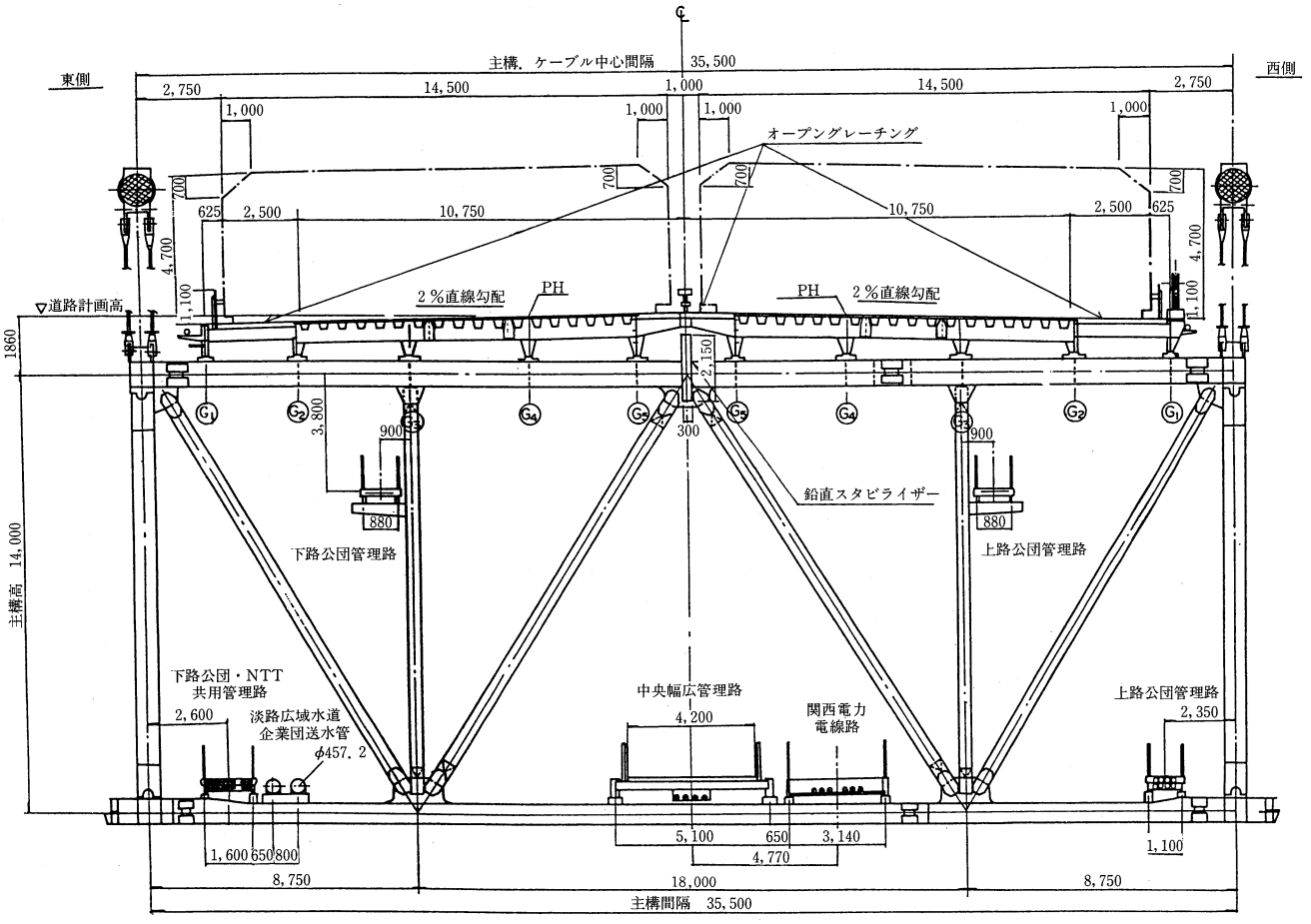
項目		内容
橋梁形式		鋼3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋
橋長		スプレーサドル中心間距離3,910 m
支間割		960 m+1,990 m+960 m(ケーブル支間)
橋格(道路規格)		一等橋(第1種　第2級　6車線)
航路高		略最高高潮面(N.H.H.W.L.；T.P.+0.90 m)より65 m
平面線形		直線直橋
		4A付近に緩和曲線挿入
縦断線形		中央径間　1.5%放物線勾配 側径間　3.0%直線勾配
		4A付近に緩和曲線挿入
路面横断勾配		2%直線勾配
補剛桁	形式	垂直材つきワーレントラス
	主構高	14 m
	主構幅	35.5 m
	パネル間隔	14 mを基本とする
	床版形式	鋼床版及びグレーチング
	舗装厚	75 mm



図—2　補剛桁一般図

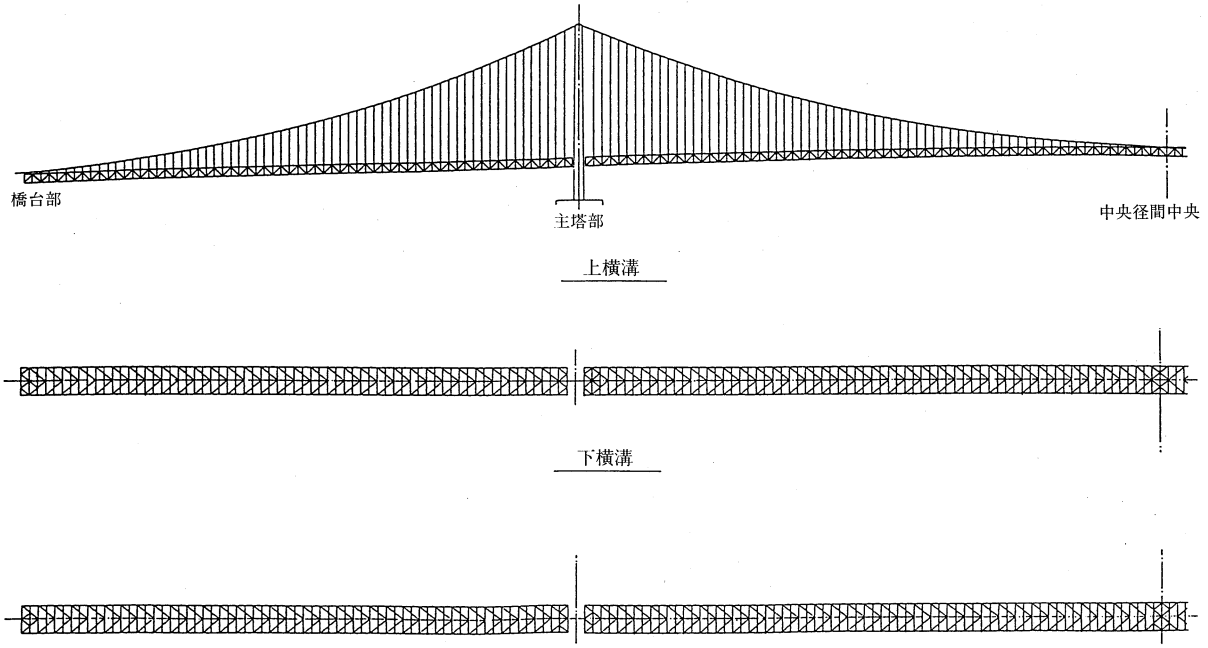
Fig.2　General drawing of stiffening deck

m、主構高さを14.0ｍに決定した。パネル間隔は、最小鋼重となるパネル間隔を比較検討した結果、14ｍを基本とした。横構については、座屈長を短くでき、最も経済的となるトラスの組み方を比較検討し、横構格点と主構斜材格点を一致させた2パネルＫトラスとした。横構の向きは補剛桁張り出し架設時の横構面骨組の座屈に対する安定性に配慮して架設先端に向かって閉じる方向とした。すなわち図―4に示すように側径間は橋台から主塔



図―3　補剛桁標準断面図

Fig.3　Typical cross section of stiffenig deck



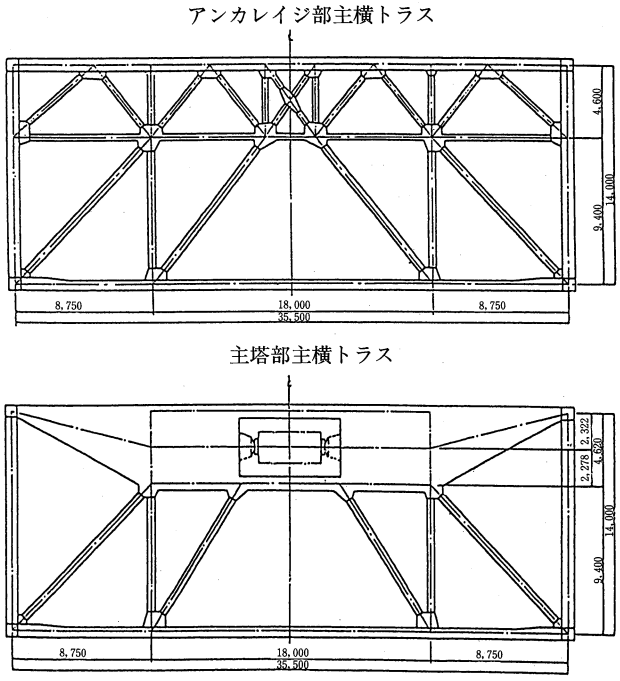
図―4　横構骨組図

Fig.4　Structural skeleton of bracing truss

表—2　補剛トラス鋼重内訳

Tab.2　List of steel weight of stiffening truss

項　目	単　位	数　量	HT 780	HT 690	SM 570	SM 490 Y	SM 490	SS 400	HTBその他
上　弦　材	ton	7,600	2,100	1,400	1,700	2,100		200	100
下　弦　材	ton	7,700	1,900	1,400	1,700	2,400		200	100
斜　　材	ton	3,600				1,300		2,200	100
垂　直　材	ton	1,900				300		1,500	100
上　横　構	ton	3,100				300		2,750	50
下　横　構	ton	2,800				200		2,500	100
主横トラス	ton	15,800				8,900		6,550	350
外面作業車軌条	ton	1,700			100	1,600			
鉛直スタビライザー	ton	600					200	400	
支承、その他	ton	400				200		50	150
合　計	ton	45,200	4,000	2,800	3,500	17,300	200	16,350	1,050



図—5　端主横トラス骨組図

Fig.5　Structural skeleton of end bracing

に向かって、中央径間は主塔から中央径間中央に向かって閉じる方向とした。

主横トラスは、部材数が少なく製作や維持管理が容易で経済的な大組トラスとした。ただし橋台部及び主塔部の端主横トラスは道路伸縮装置の支点となるため、走行性や騒音発生に配慮し、剛性の高い構造とした。すなわち、橋台部は主横トラス上部に小組トラスを組み込み、下部のみ大組トラスとし、また主塔部はウインドタングとの取り合いから主横トラス上部を船形とし、下部のみ大組トラスとした。

補剛トラスの部材毎の鋼重内訳を**表—2**に示す。使用材質はSS 400、SM 490 Yを主体としたが、部材力が大きい主構上下弦材には調質高張力鋼（HT 780、HT 690、SM 570）を使用した。

3．補剛トラスの設計

3．1　設計方法

(1)　設計理論

補剛トラスの設計フローを**図—6**に示す。補剛トラスの設計は許容応力度設計法により行った。設計基準に定められる荷重及び荷重の組み合わせに対して構造解析を行い、各部材の応力度が許容応力度以下になるよう材質と板厚を決定した。

ハンガー定着部などの断面急変部についてはFEM解析を行い、応力集中の影響を考慮して設計した。

(2)　設計荷重

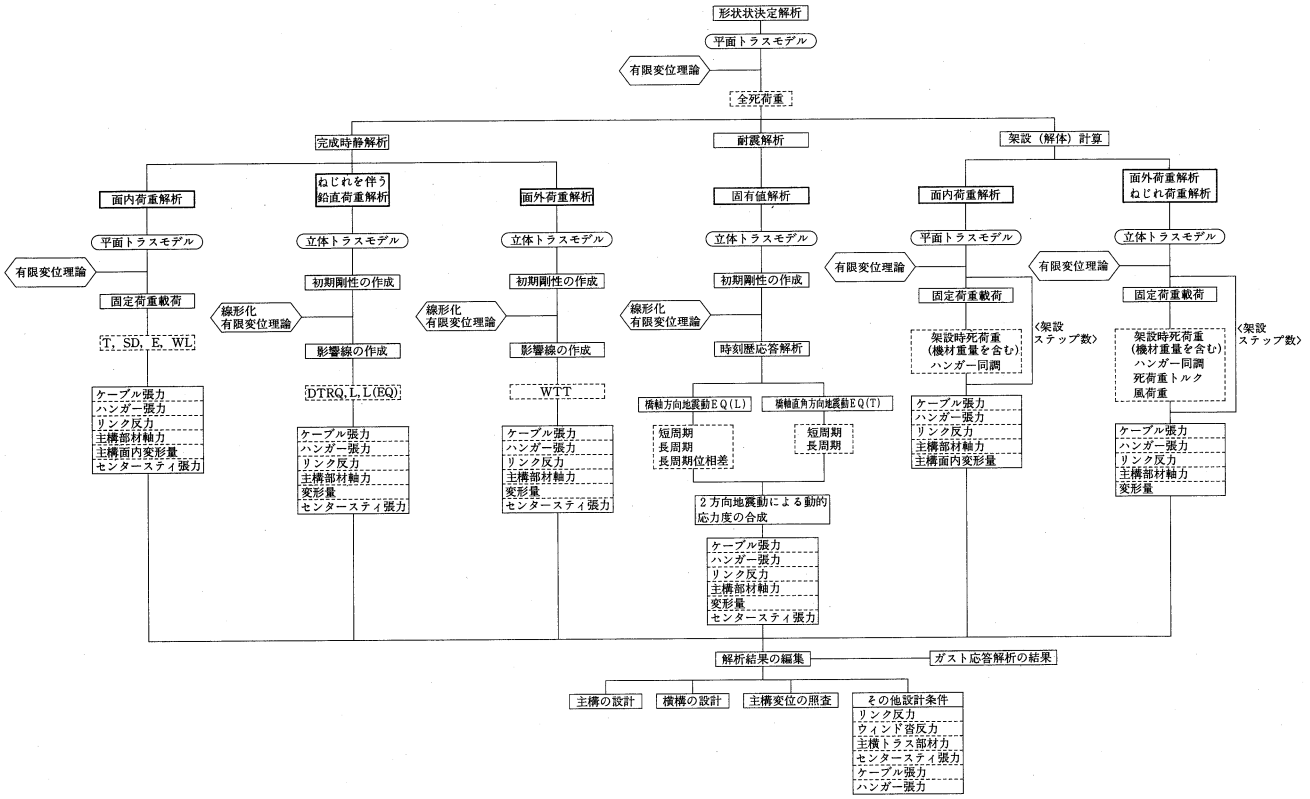
補剛トラスの設計に用いる荷重および荷重の組み合わせは上部構造設計基準[1]によることを基本とした。

活荷重は上部構造設計基準[1]の等価L荷重及び道路橋示方書[2]のB活荷重を適用した。衝撃の影響は主横トラスには考慮しているが、補剛トラスについては考慮していない。温度変化の影響は、基準温度20℃に対して±30℃を考慮し、暴風時の温度は+15℃としている。

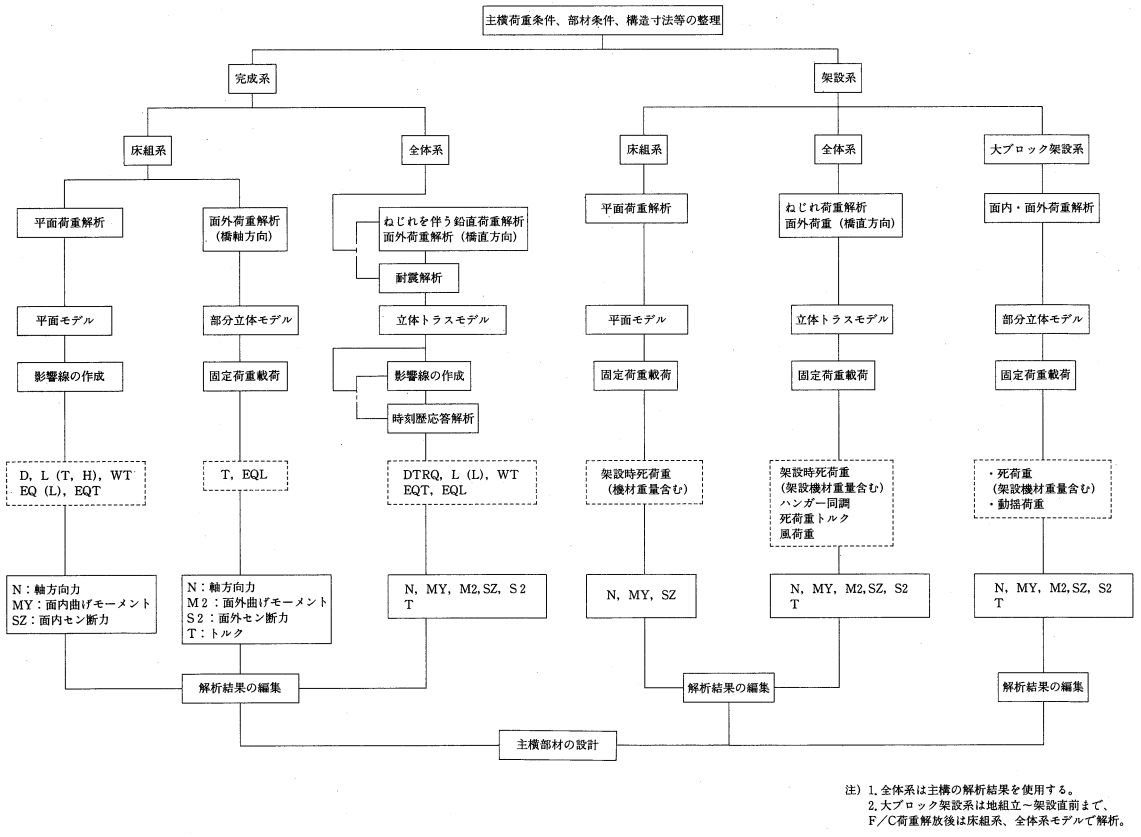
風荷重は明石海峡大橋耐風設計要領・同解説[3]に従い、再現期間150年の基本風速46 m/sに補剛桁位置の高度補正、ガスト応答に関する補正等を行って算出した。ガスト応答に関しては別途動的解析を行い断面力の照査を行った。このガスト応答解析により補強が必要になった部材はなかった。

また、明石海峡大橋補剛桁設計について、架設暴風時として、明石海峡大橋耐風設計要領・同解説に従い、基本風速37 m/sで設計を実施している。ここで想定している風速は台風を想定しているが、本橋の補剛桁の架設にあたっては、サイクル架設時先端のハンガーは、①完成系よりハンガー張力が大きいこと、②角折れが大きいこと、および③同じ格点内の張力不均等が予想されることから、PWSハンガーにとって非常に厳しい状況にある。そこで、面材サイクル架設の中でハンガー張力が小さい状態で台風を迎えるように工程調整をすることで計画した。また、台風以外の事前に来襲の予測が難しい風を対象にして、架設突風時と言う風荷重を設けて照査することにした。架設突風時基本風速としては、垂水観測塔における既往発生最大風速、Dルートでの実績および

(1)補剛桁主構



(2)主横トラス



注）1. 全体系は主構の解析結果を使用する。
2. 大ブロック架設系は地組立～架設直前まで、
F／C荷重解放後は床組系、全体系モデルで解析。

図—6　補剛トラス設計フロー

Fig.6　Design procedure of stiffening truss

サイクル架設期間1年、非超過確率0.6としてもとめた再現期待風速から、26 m/sと設定した。この時の許容応力度割り増しは、架設暴風時と同じ1.5とした。

地震力に対しては明石海峡大橋上部工耐震設計要領(案)[4]に従い動的解析を行い断面力の照査を行った。動的解析に用いた入力地震動は、短周期地震動として下部工の設計に用いた基礎底面入力地震動を使用した。これは、震央距離約150 km、マグニチュード8.5の地震及び架橋近辺で発生が予想される再現期間150年の地震を考慮したものである。また長周期地震動として、震央距離約150 kmの地震を対象に減衰定数2%とし、SA＝240/Tを目標値とした1968年十勝沖地震の室蘭記録を振幅調整した各基礎同一の地震動を用いた。さらに、位相差地震動として、4Aから1Aに向かい順次地盤中を速度1000 m/secで生じる時間のずれを考慮した前述の長周期地震動を用いた照査も実施している。地震は補剛桁の断面決定に関してはほとんど影響を及ぼさないが、下部工との接点となる支承関係の部材（4A側のウインドシュー）は地震力により決定した。また道路床組の設計震度をこの動的解析に基づき設定し、鋼床版支承の地震時水平反力に対する設計を行った結果、20径間連続鋼床版桁の橋軸方向固定支承位置において、上横構面に補強部材（ブレーキトラス）を追加するとともに主横トラス上弦材及び上横構を補強する必要が生じた[5]。

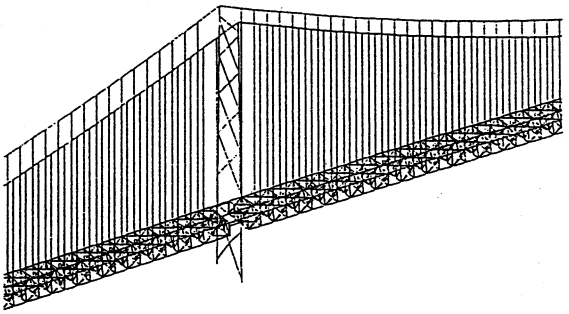
(3) 解析方法

活荷重などの鉛直荷重に対する面内解析については平面トラスモデルを使用し、橋軸直角方向風荷重に対する面外解析、死・活荷重の偏載によるねじれ解析及びガスト応答解析、地震時応答解析など動的な解析については主横トラスを含めて部材を忠実にモデル化した立体トラスモデル（**図—7**）を使用し、部材力や変位量を計算した。立体トラスを用いた解析は、モデルの節点数が3,496点、部材数が8,516部材、自由度数が19,326にも及ぶ大規模演算となった。

従来の吊橋の解析では、補剛桁を1本の梁部材に置き換えたいわゆる立体魚骨モデルによる解析が一般的であったが、補剛桁のせん断変形やずり変形の影響を考慮できないことや梁部材への換算剛性の算出および梁部材からトラス部材への軸力変換が必要であることなどの問題があった。立体トラスモデルを用いた解析により全体系の影響により生じる上下横構の軸力差や横構軸力が主横トラスの軸力に及ぼす影響を部材力として直接評価し、断面設計に反映させることが出来た。

本橋はこれまでの実績を大幅に上回る支間の長大吊橋であり変形の影響が予想されたため、幾何学的な非線形性の取り扱いについて線形化有限変位理論と有限変位理論の解析結果を比較したが、部材力、変位とも両者の差は小さく、従来通り線形化有限変位理論で解析しても問題ないことが確認できた。

耐震解析は、下部構造も含めた三次元の全橋振動モデルに対し、モード解析法を用いた時間領域解析法により



図—7 立体トラスモデル
Fig.7 3-dimensional truss model

実施した。全橋振動モデルは、橋軸方向地震動に対しては橋軸直角方向の自由度を拘束した吊橋面内振動モデルとして、橋軸直角方向地震動に対しては橋軸方向の自由度を拘束した吊橋面外振動モデルとして使用した。

本橋の補剛桁架設工法は、実績のある大ブロック架設＋面材架設逐次剛結無ヒンジ工法であるが、従来の長大吊橋と異なり、補剛桁部材の多くに完成系を上回る部材力が発生するため、架設計算により架設時部材力を算出し部材設計に反映させている。解析は、面材サイクル架設については平面トラスモデルを用いた有限変位理論により、大ブロック架設時、架設暴風時および架設突風時については立体トラスモデルを用いた有限変位理論により行った。

主横トラスの設計にあたっては、床組作用として載荷される鉛直荷重(死荷重、活荷重)、橋軸直角方向荷重(風荷重、地震荷重）や弦材軸心との偏心によって生じる局部的な鉛直荷重やトルク荷重は平面モデルを用い、温度荷重や地震荷重、橋軸方向に載荷される水平・トルク荷重については、部分立体モデルを用いて解析した。平面モデル使用時の支点条件は、前死荷重についてはハンガー定着部を支点とし、活荷重については主構斜材交点の位置により上支点系、下支点系に分類して設計した。

また、完成系、面材架設系、大ブロック架設系に作用する偏載荷重（死荷重トルク、活荷重）及び橋軸直角方向荷重（風荷重、地震荷重）によって主横トラス上下弦材は横構部材として機能する。そのために、これらの荷重については全体系立体モデルに載荷して解析した。

大ブロック架設部分について、完成系及び面材架設系と支持形態が異なるめに各大ブロック毎の部分立体モデルに荷重を載荷して解析した。**表—3**に主横トラス設計に用いた解析モデルを示す。

3.2 部材設計

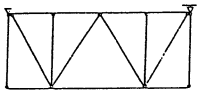
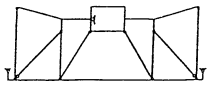
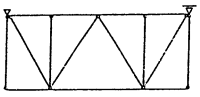
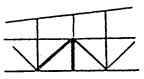
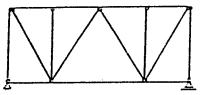
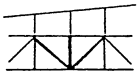
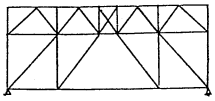
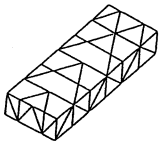
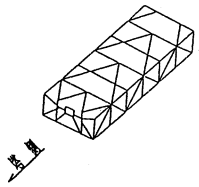
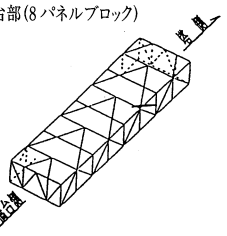
部材設計は上部構造設計基準[1]及びトラス構造設計要領(案)[6]により、断面設計、添接設計、及び細部構造の設計を行った。

(1) 断面設計

主構上下弦材の材質は、SM 490 Yに加えて調質高張力鋼SM570、HT690、HT780を使用した箱断面とし

表—3　主横トラス解析モデル

Tab.3　Analytical model of lateral truss

			一般部主横トラス		端主横トラス	
					塔付き部端主横トラス	
平面モデル	前死荷重			・ハンガー定着点を支点とする		・ウィンド沓及びタワーリンクのピン位置を支点とする
	活荷重	上支点系		・主構斜材交点が上の場合 	橋台部端主横トラス	
		下支点系		・主構斜材交点が下の場合 		
部分立体モデル			床組系(面外モデル) 	大ブロック架設系 中央径間塔付(6パネルブロック) 	橋台部(8パネルブロック) 	・支点位置は下記の状態で変わる a)地組立時 b)仮置き時 c)輸送時 d)吊上げ時
全体系立体トラスモデル			完成系、架設系共主構の項参照			

た。断面の大きさは750 mm×800、840 mm、板厚は作用軸力と材質に応じて最小25 mmから最大34 mmまで変化させている。従来の本州四国連絡橋吊橋の使用鋼材はSM 570、もしくはHT 690までであったが、明石海峡大橋は支間が長いため風荷重による作用軸力が大きく、メインケーブルの強度上の制約から死荷重軽減を図る必要があり、より高強度のHT 780まで使用する必要があった。結果的に断面がコンパクトになり風荷重の投影面積を小さくでき、また板厚増が避けられた。

上弦材の抵抗軸力図を図—8に示す。図中には材質区分図も示している。橋台付近、中央径間の主塔付近で桁の張り出し架設時荷重により決定される区間があるが、それ以外の大部分は完成時風荷重により断面が決定されている。従来の本州四国連絡橋では、因島大橋や大鳴門橋のように中央径間が風荷重で決定されている例はあるが、明石海峡大橋では側径間を含むほぼ全径間にわたって風荷重が支配的となっている。このことが明石海峡大橋の特徴と言える。高材質のHT 780、HT 690は風荷重による軸力が大きくなる中央径間の1/4点付近と側径間の中央付近で使用した。

主構斜材はSS 400、SM 490 Yを使用した箱断面とした。橋台付近、中央径間の主塔付近で桁張り出し架設時のハンガー引き込み荷重により決定される区間があるが、それ以外は完成時活荷重により断面が決定されている。主構垂直材はSS 400を使用した箱断面とした。断面は張り出し架設時の架設時荷重により決定している。横構はSS 400を使用した箱断面とした。断面は完成時風荷重または偏載活荷重により決定している。

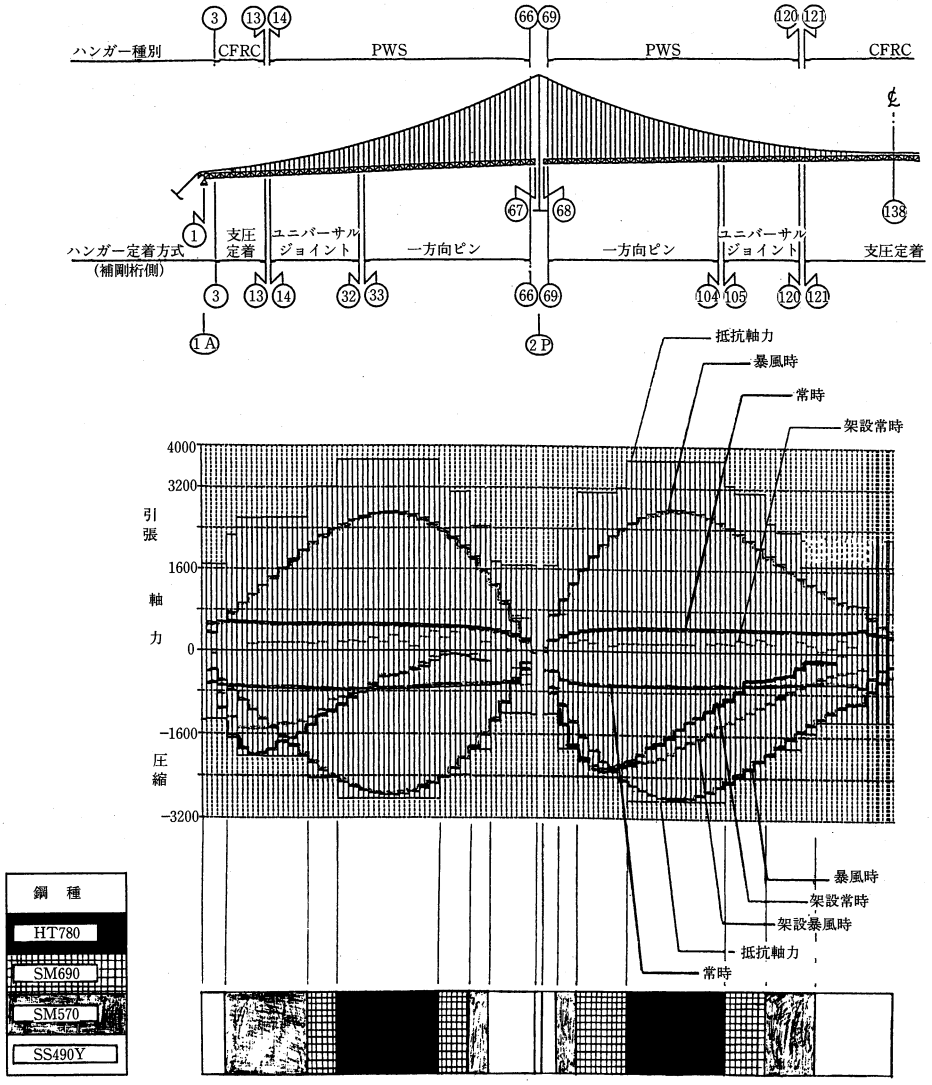
主横トラスは上弦材、下弦材中央部、外斜材にはSM 490 Yを、下弦材端部、垂直材、中斜材にはSS 400を用いた。上下弦材、垂直材、中斜材は箱断面とし、外斜材は引張部材であるためH断面とした。断面は完成時活荷重または架設時のトラベラークレーン荷重で決定されている。

(2)　ガセットの設計

主構、横構、主横トラスのガセットプレートの設計は、腹材軸力より計算される必要板厚の算出及び合成応力度の照査を基本に行った。

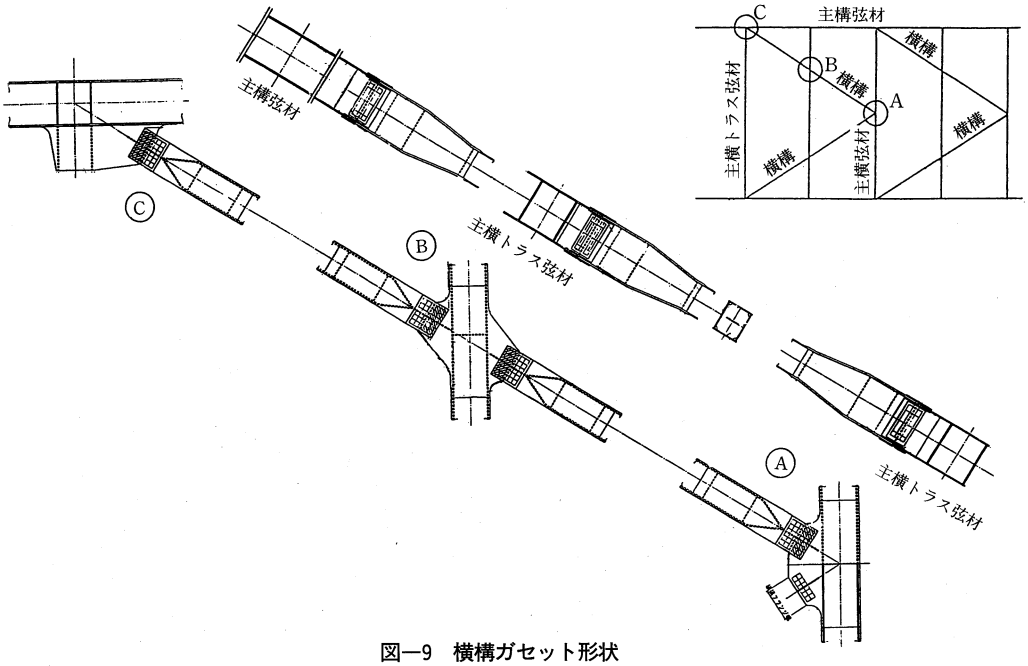
主構の斜材および垂直材取付用ガセットは上下弦材のウェブと1枚板としたが、主横トラスおよび横構取付用ガセットは、弦材に溶接付けとした。このガセットの材質は、弦材より3ランク以下の材質を用いた場合には、弦材の設計荷重時に発生する応力が一部ガセットプレートに流れ、ガセットの降伏応力を超過することが判明したために、弦材に取り付くガセットの材質は弦材の2ランク下までの材質にとどめた。

主横トラス弦材に取り付く横構ガセットは図—9に示すように主横トラス上下弦材フランジと1枚板とし、主横トラス腹材のガセットは主横トラス弦材フランジに溶接付けとした。従来の本四連絡橋の吊橋では、主横トラスの腹材との取り合いを考慮して、主横トラス上下弦材



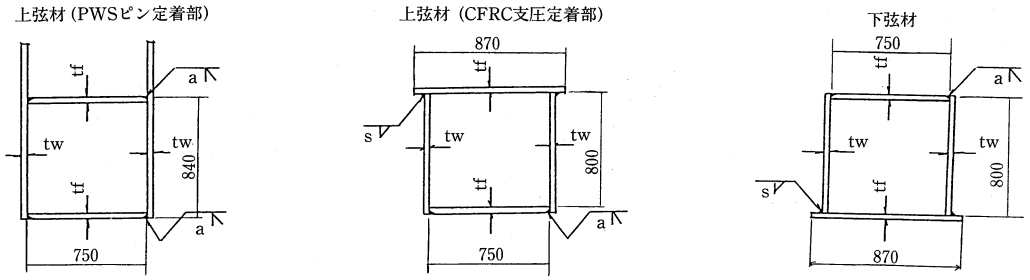
図—8　主構上弦材抵抗軸力図

Fig.8　Axial force diagram of upper chord members of main truss



図—9　横構ガセット形状

Fig.9　Configuration of gusset for bracing



図—10　主構弦材の断面構成とかど溶接形状

Fig.10　Cross sectional detail and shoulder welding of main truss

のウェブを優先して主横トラス腹材のガセットと1枚板とすることが一般的であったが、明石海峡大橋では風荷重の影響が大きいことを考慮して、横構の部材力を主横トラス弦材フランジに円滑に伝達させるために主横トラス上下弦材のフランジを優先させ、横構ガセットと1枚板とする構造を採用したものである。

(3)　添接設計

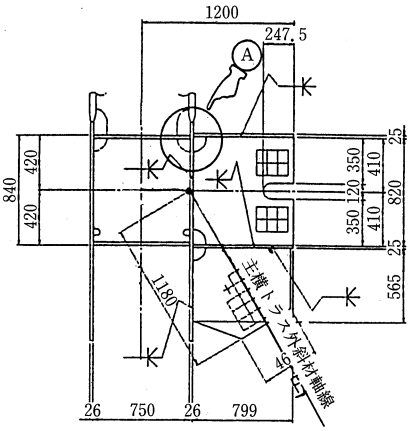
部材相互の添接はすべて高力ボルト（HTB）摩擦接合としM 24（F 10 T）を使用した。

主構上下弦材の添接部は箱断面のまま突き合わせたHTB接合とした。主構斜材、垂直材の添接部はウエブをナックルさせH型に断面を絞り込み、上下弦材のガセットプレートに差し込み、フランジのみをHTB接合とした。ただし、CFRCハンガー区間の主構垂直材については箱断面のまま突き合わせHTB接合とした。横構の添接部は部材端のウェブをナックルさせH型に断面を絞り込み、ガセットプレートのフランジ、ウェブと突き合わせたHTB接合とした。

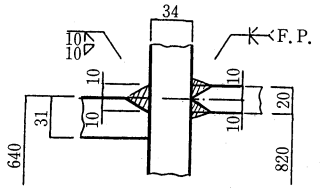
主横トラスの添接部は、上下弦材は箱断面のまま突き合わせたHTB接合とした。垂直材、中斜材はウェブをナックルさせH型に断面を絞り込み、上下弦材のガセットプレートに差し込み、フランジのみをHTB接合とした。外斜材はH断面のまま突き合わせ、フランジのみHTB接合した。

(4)　溶接設計

主構弦材の溶接形状を図—10に示す。上弦材はハンガー定着形式により上フランジとウェブの溶接形状が異なる。PWSハンガー部ではピンプレートを立ち上げるために上フランジ側もウェブを優先させる必要があり、上フランジとウェブの溶接を部分溶け込みグルーブ溶接とした。一方CFRCハンガー部では、従来の本四連絡橋の吊橋同様に上フランジとウェブの溶接をすみ肉溶接とした。部分溶け込みグルーブ溶接の開先角度は、溶け込み量が確保でき、ブローホールの発生が少なく、児島・坂出ルートでも実績がある60°を基本とした。また、HT 780やHT 690を用いた主構弦材のかど継手には溶接性を考慮して、溶接材料の強度を母材より落としたいわゆる軟質継手を採用している。つまり、この部分の溶接にはSM 570用の溶接材料を用いることとし、すみ肉溶接の溶接サイズおよびグルーブ溶接ののど厚を母材の



Ⓐ 部詳細



図—11　主構上弦材主横トラス仕口部の溶接構造

Fig.11　Weld detail at mouth of lateral chord member

許容せん断力応力度と溶接材料の保証せん断応力度の比により補正した。

フランジやウェブの板継ぎ溶接は全て完全溶け込み溶接とし、調質高張力鋼を使用した部材については溶接の余盛りを削除し、平滑に仕上げることとした。

PWS区間の主構上弦材と主横トラス上弦材の格点部では、道路床組からの支点反力に起因し主横トラス上弦材より伝わる引張力を主構上弦材ウェブを介して、フランジに伝えることになる。このような構造の場合、道示では主横トラス側、主構トラス側共に、完全溶け込み溶接とすることとされているが、主構トラス側については箱断面が小さいために箱内面からの溶接ができない。また、溶着金属に偏心が生じた場合には溶接部の剛性低下を招き、応力伝達上も望ましくない。このために、主横トラス上弦材フランジからの力をスムーズに主構上弦材フランジに流すために、図—11に示すよう溶着金属の偏

心を極力小さくする構造とした。この構造は、PWS区間の主構上弦材上フランジ以外にも、PWS区間、CFRC区間の主構上弦材下フランジでも採用している。

調質高張力鋼を使用した部材のリブ十字溶接は全線にわたり、止端フランク角を$\theta \geqq 120°$を満足することとした。

補剛トラス部材で厚板の十字継ぎ手箇所などラメラテアの発生が予測される箇所には鋼材中の硫黄量を少なく管理した耐ラメラテア鋼材を使用した。使用に際しては、土木学会提案式[7]によりラメラテア感受性指数Zを評価し、Z>30の場合について、耐ラメラテア鋼材を使用した。その結果、タワーリンクのピンプレート、タワーリンクブラケットのフランジやウェブ、ストッパー部下弦材下フランジ、大ブロック吊り点のピンプレート等に耐ラメラテア鋼材を使用することになった。

3.3 ハンガー定着部の設計

(1) ハンガーロープの定着形式

明石海峡大橋のハンガーロープ形式検討の詳細については、文献[8]に記述されているので、詳細な説明は省略するが、橋台付近と中央径間中央付近の短ハンガー区間を除く大部分の範囲で耐久性が高いポリエチレン管被覆のPWSが採用され、短ハンガー区間では従来から用いられているCFRC（Center fit rope core）が用いられた。従来のわが国の吊橋のハンガーロープはCFRCなどのワイヤロープをケーブルバンドに鞍掛けする形式であったが、明石海峡大橋ではハンガーの長さが200 mを超えるものがあり、従来の形式では将来の維持管理や取替えが相当困難となることが予想されたため、半永久的な耐久性が期待できるPWSを採用することにした。

これに対応して補剛桁のハンガーロープの定着構造は、PWSピン定着またはCFRC支圧定着とした。さらにPWSピン定着形式は定着部の橋軸直角方向の角折れ量に応じて、角折れ量の小さい長ハンガー区間では橋軸方向のみ回転する一方向ピン構造を、角折れ量の大きい比較的短ハンガーの区間では橋軸及び橋軸直角両方向に回転可能なユニバーサルジョイント構造を採用した。ハンガー種別と補剛桁側のハンガー定着形式の適用範囲を「**図—8** 補剛桁主構上弦材抵抗軸力図」中に示す。

(2) PWSピン定着部

PWSピン定着部の構造を**図—12**に示す。一方向ピンとユニバーサルジョイントタイプでピンプレート形状は類似しているが、ユニバーサルジョイントタイプの方がユニバーサルジョイントを組み込むためにピン孔を大きくする必要があり、これに伴いピンプレートも大きくなった。両タイプとも中央の大きな孔が本設ハンガー定着用の孔で、両側の小さな孔は架設時に使用するPWSハンガー引き込み用の孔である。

PWSピン定着部のピンプレート構造については**図—13**に示すように、ピンプレート・ウェブ一枚板構造で①薄板型②厚板型及び③ピンプレート・ウェブ板継ぎ構造の3タイプについて比較検討した結果、構造性及び経済性から最も妥当と判断されたピンプレート・ウェブ板継ぎ溶接構造を採用した。ピンプレート板厚は、板継ぎ位置では上弦材ウェブ板厚とし、そこからテーパで増加させピン孔部で50 mmとした。さらにピン孔部は両側からダブリングプレートを溶接して増厚（一方向ピン：100 mm＝50 mm＋25 mm×2、ユニバーサルジョイント：120 mm＝50 mm＋35 mm×2）し、荷重の分散を図った。ダブリングを含むピンプレートの構造寸法は鉛直荷重を対象とした簡易計算により決定した。ダブリングプレートの板厚は、一方向ピンについてはピン孔頭部の引張応力により、ユニバーサルジョイントではブシュ外球面の支圧応力照査により決定している。構造寸法決定後、ピン孔やダブリングによる断面急変に伴う応力集中の影響について検討するために、板要素を用いた立体FEMモデルにより応力照査を実施した。FEM解析の作用荷重は完成系及び架設系の解析より得られたハンガー張力の鉛直成分、水平、成分及び面外曲げモーメントとし、鉛直方向の載荷方法は吊橋リンク構造設計指針[9]に従い、ピン中心より90°の範囲で余弦分布とした。解析結果はVon Misesの相当応力度で評価し、許容値は完成系荷重に対しては降伏応力の0.8倍、架設系荷重に対しては降伏応力とした。解析結果の代表的な例としてユニバーサルジョイント定着部の本設用ピン孔部に着目した解析結果を**図—14**に示す。ピン孔頭部で大きな応力が生じている。この結果よりユニバーサルジョイント定着部のピンプレートの材質はSM 570とした。なお、一方向ピンのピンプレートの材質はSM 490 Yである。

ダブリングプレートと主構上弦材ウェブは、外周部の溶接のみで一体となっており、この溶接の設計が重要となる。この溶接設計にあたっては、安全側を考えて1本のハンガー張力の1/2が、1枚のダブリングプレートに分担され、外周部の溶接を介してせん断力として主構上弦材ウェブに伝達されるものと考えて設計した。さらに、局部的な応力集中の影響を考慮して、**図—14**に示すような板要素を用いた立体FEM解析により外周溶接部の応力集中率を算定し、最大の応力集中率を用いて溶接サイズを決定している。

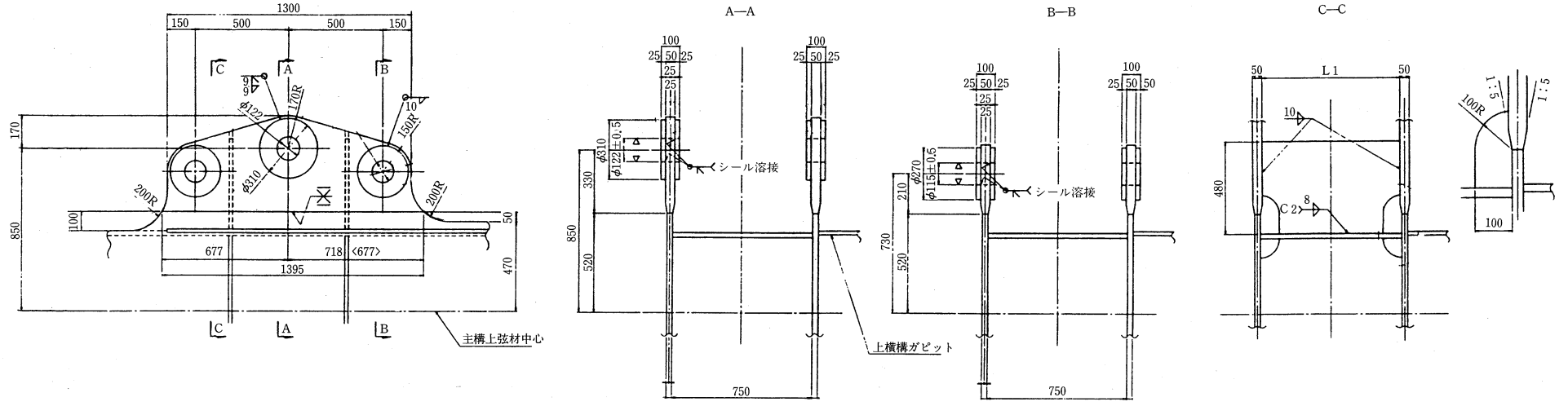
ピン孔内面側は防錆目的のシール溶接としており、せん断力の伝達は考えていない。

(3) CFRC支圧定着部

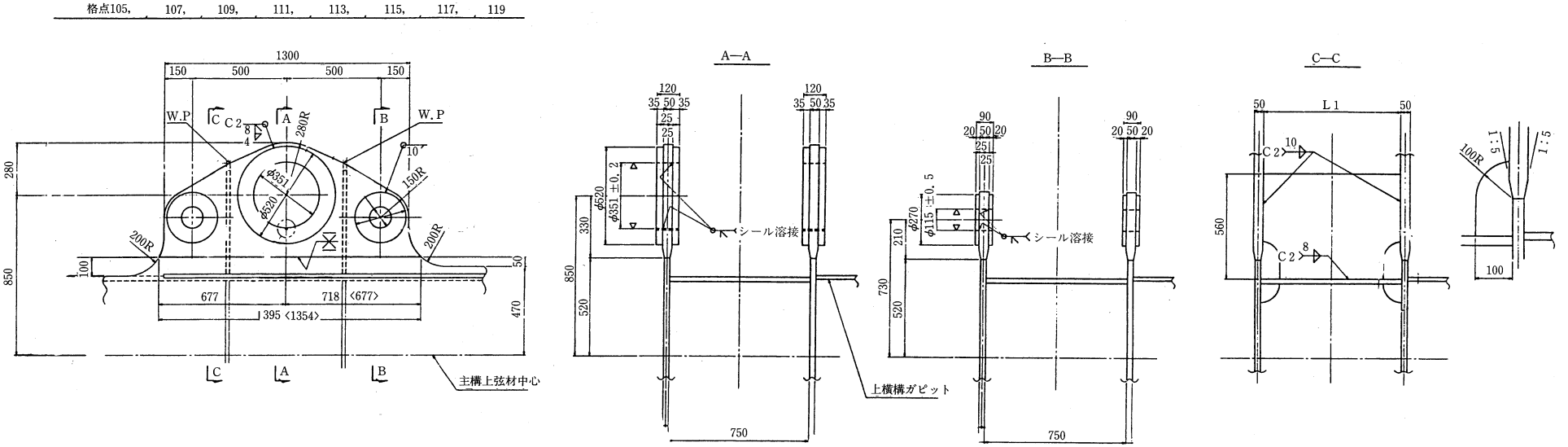
CFRC支圧定着部の構造を**図—15**に示す。CFRCハンガーロープは補剛桁上弦材下フランジ位置で定着した。ハンガーロープの角折れに対しては上弦材上フランジ上にハンガーカラーを設けることにより対処している。

CFRC支圧定着格点部は支圧板挿入のために主横トラス外斜材ガセットプレートに切り欠きを設けており、このガセット切り欠き部と主横トラス上弦材との接合部に応力集中が生じる。そこでこの付近の応力状態について**図—16**に示す板要素を用いた立体FEM解析により照査した。検討対象としたのは主構垂直材を添設部でH

(1)一方向ピンタイプ

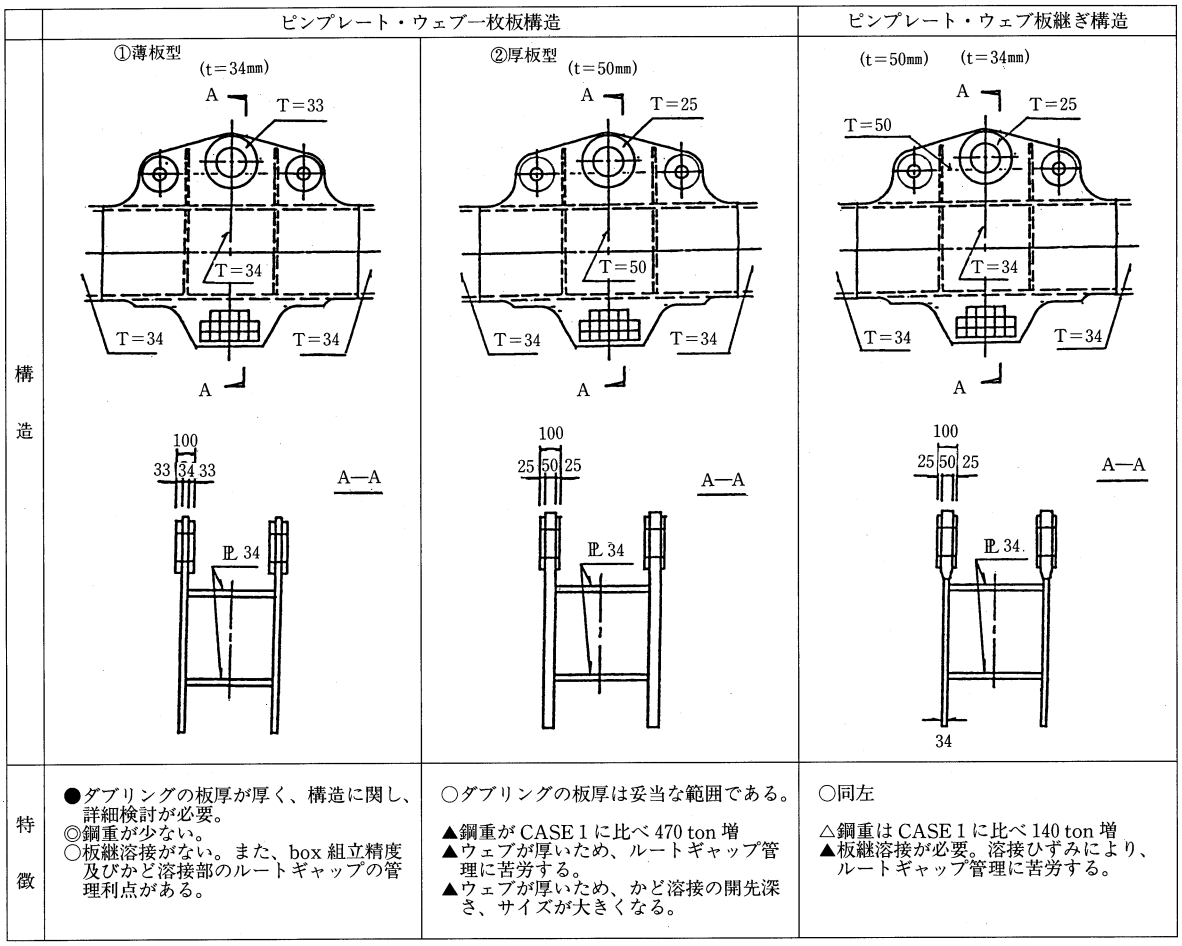


(2)ユニバーサルジョイントタイプ



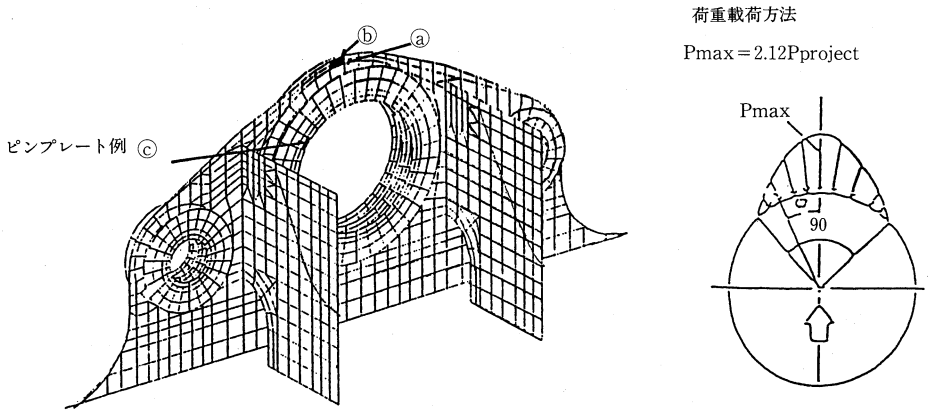
図—12 PWS ハンガーピン定着部構造図

Fig.12 Detail of pin-support system for PWS hanger socket



図—13　PWS ハンガーピン定着部の構造比較

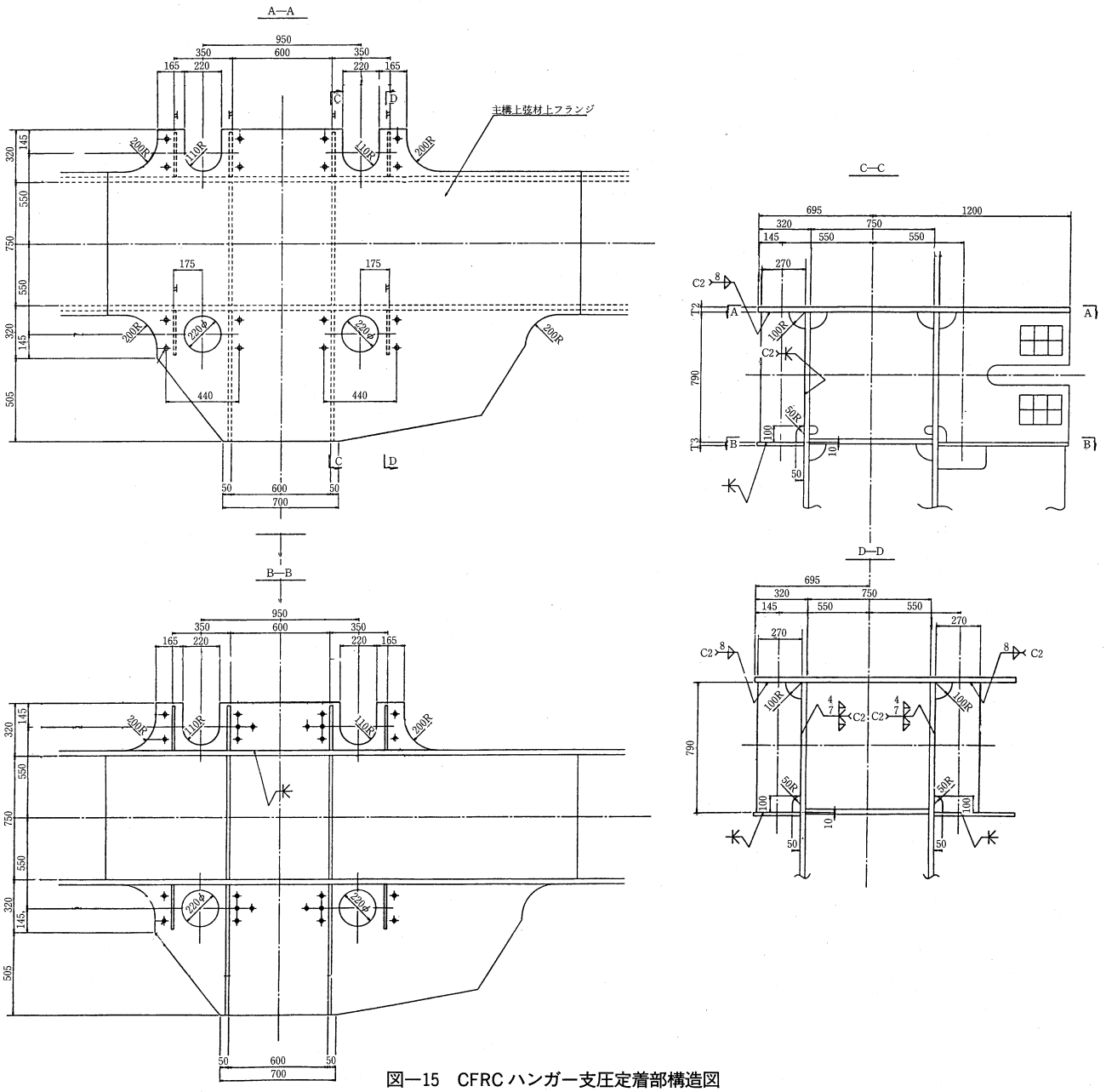
Fig.13　Structural comparison of pin-support system for PWS hanger socket



荷重組合わせケース	載荷荷重 (tf)			相当応力度 (kgf/cm²)			許容応力度 (kgf/cm²)
	鉛直力	水平力	曲　げ	a	b	c	SM 570 材
完成系常時	136			1679	1475	1476	3520
完成系暴風時	173	23		2524	1925	2115	3520
架設系常時	288			3557	3124	3126	4400
架設系突風時	318	18		4232	3479	3634	4400
架設系暴風時	152	34	10	2741	1796	2443	4400

図—14　PWS ハンガー定着部(ユニバーサルジョイントタイプ)FEM 解析結果

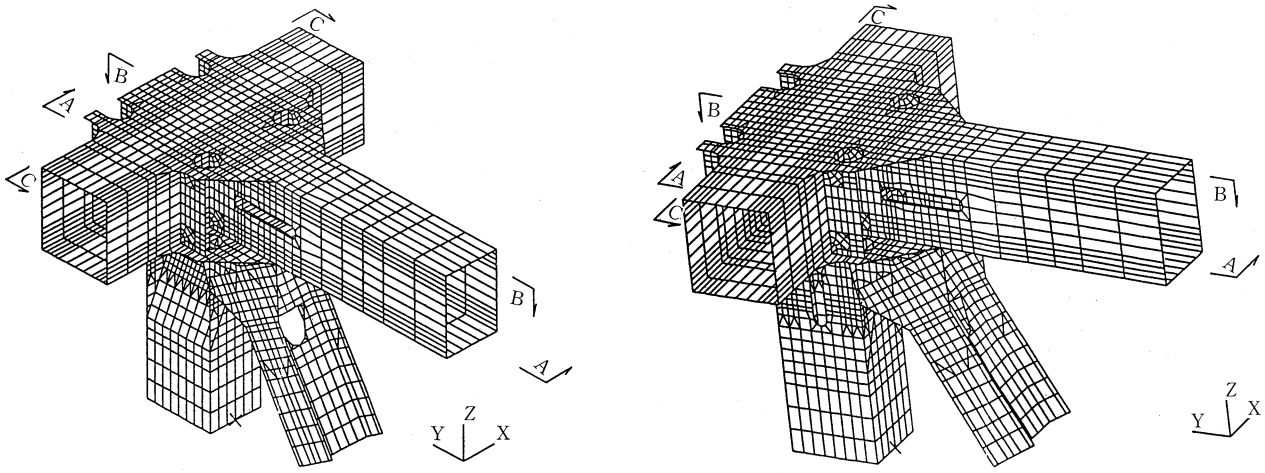
Fig.14　FEM analysis of support system (universal joint) for PWS hanger socket



図—15　CFRC ハンガー支圧定着部構造図

Fig.15　Structure of bearing support system for CFRC hanger socket

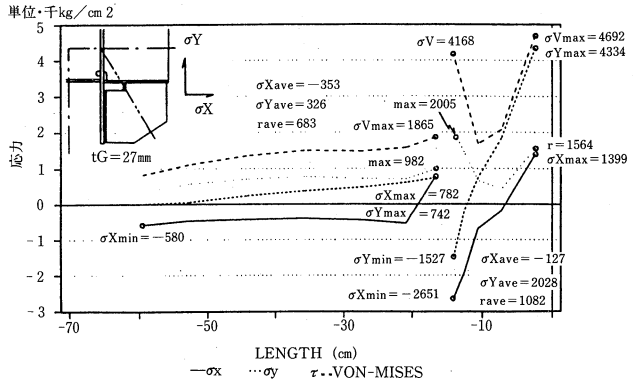
(1)主構垂直材添接部差し込み式　　(2)主構垂直材添接部突き合わせ式



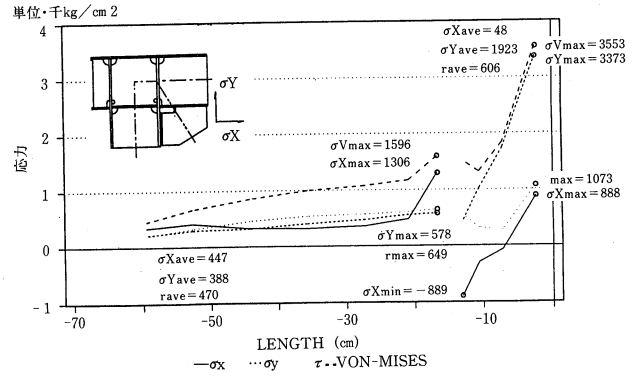
図—16　CFRC ハンガー支圧定着部 FEM 解析モデル

Fig.16　FEM analysis model of bearing support system for CFRC hanger socket

(1)主構垂直材添接部差し込み式



(2)主構垂直材添接部突き合わせ式



図—17　CFRC ハンガー支圧定着部 FEM 解析結果

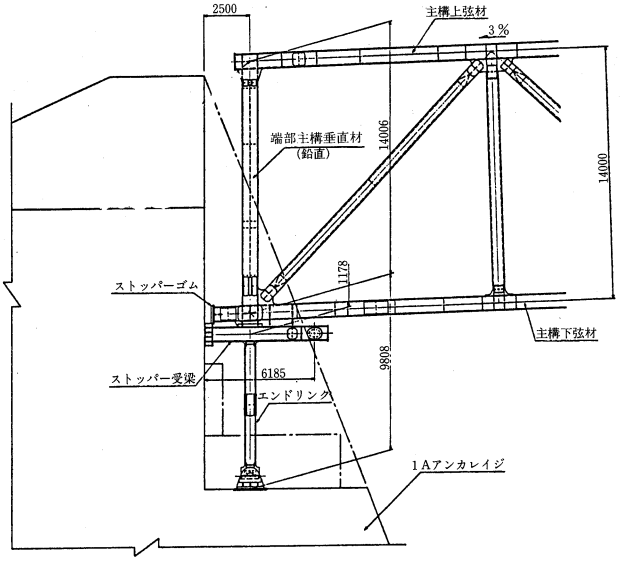
Fig.17　Result of FEM analysis of bearing support system for CFRC hanger socket

形に絞り込んで差し込んだ構造と、主構垂直材を箱断面のまま突き合わせた構造の 2 種類である。FEM 解析の結果を図—17 に示す。Von Mises の相当応力度の最大値は主構垂直材差し込みタイプで 4,692 kg/cm^2、主構垂直材突き合わせタイプで 3,553 kg/cm^{2}となり、主構垂直材差し込みタイプでは SM 490 Y 材の降伏応力 3,600 kg/cm^{2}を超える結果となった。垂直材を H 形に絞り込み差し込んだタイプの場合、主横トラス外斜材のガセットプレートが裏補強のない構造となるが、突き合わせタイプとした場合、垂直材のウェブがガセットの裏補強プレートとなるためにガセット切り欠き部の応力集中が緩和されたものと考えられる。この結果に基づき CFRC ハンガー区間の主構垂直材は突き合わせタイプとした。なお、PWS ハンガー区間ではガセットの切り欠きがないために、主構垂直材を H 形に絞り込んで差し込んだ構造でも問題がなかった。

4．補剛桁支承、移動制限装置

(1)　リンク支承

補剛桁の鉛直力に対する支承として、橋台部にエンドリンクを、主塔部にタワーリンクを設置した。エンドリンクは補剛桁下弦材下支え構造とし、タワーリンクは下弦材上吊り形式とした。



図—18　橋台部ストッパー配置図

Fig.18　Arrangement of Stopper at abutment

(2)　ウインドシュー

橋台部及び主塔部に風荷重、地震荷重による橋軸直角方向力に対する支承としてウインドシューを設置した。ウインドシューの形式はピボット形式のすべり支承とし、橋台部は端主横トラス下弦材の両端に、主塔部では端主横トラス上弦材の中心に設置した。

(3)　センターステイ

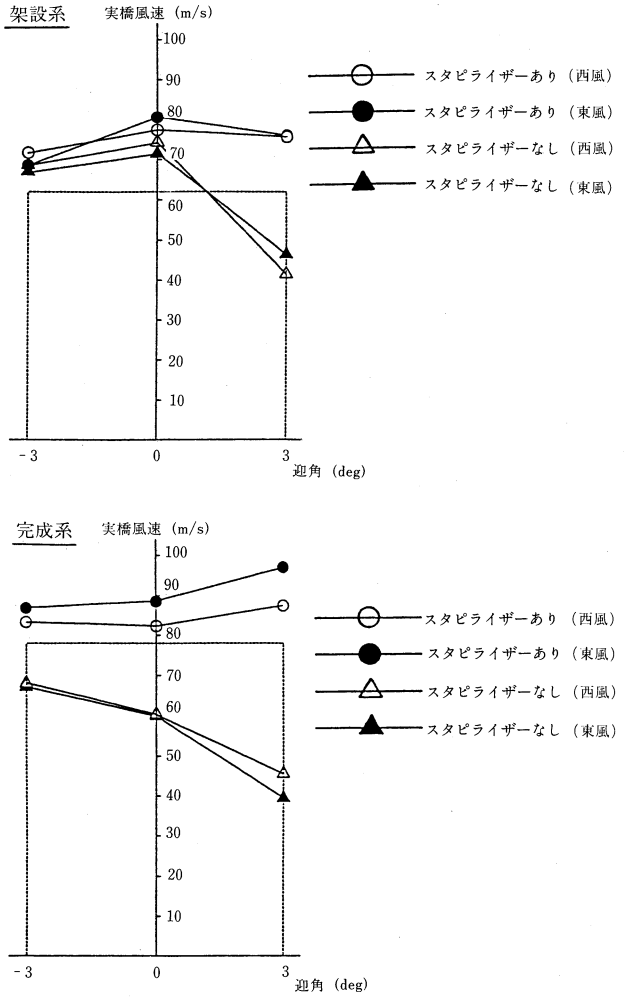
暴風時及び地震時に中央径間補剛桁の橋軸方向移動量の抑制し補剛桁と主塔との衝突および道路伸縮装置の構造破壊を防止すること、補剛桁の橋軸方向移動に対する復元力を確保すること、および逆対称ねじれ振動の発生を抑制し所要の耐風安定性を確保することを目的として、中央径間中央部にセンターステイを設置した。センターステイは CFRC ロープ鞍掛け構造を用いた 5 山とし、暴風時・地震時においても破断しない構造とした。また、常時において張力抜けがないようにプレストレスを導入することとした。なお、センターステイの設計にあったては、許容応力度の割り増しを 1.7 としたが、補剛桁の照査については 1.5 の割り増しを用いた。

(4)　ストッパー

暴風時及び地震時に側径間補剛桁の橋軸方向移動量を制限するために橋台部下弦材端部にストッパーを設置した。ストッパーはコの字型のフレーム構造とし、アンカレイジ前面に定着する構造とした。ストッパーの配置図と構造図を図—18 に示す。

5．鉛直スタビライザー

補剛桁の耐風安定性については、部分模型風洞試験および全橋模型風洞試験により検討を行った。完成時、架設時ともに耐風安定化対策として上横構面に鉛直スタビライザーとして幅 30 cm、高さ 215 cm の箱断面の板を設置することにより限界風速を満足した(図—19)。鉛直



図—19　補剛桁風洞試験結果

Fig.19　Result of wind tunnel test of stiffening deck

スタビライザーの設置範囲は全橋模型風洞試験の結果より、側径間については鉛直スタビライザーがなくても耐風安定性が確保できることが確認されたので、中央径間のみとした。

鉛直スタビライザーは骨組材としてH形鋼、溝形鋼を用い、外壁板に鋼板を用いた溶接組立構造とした。

6．まとめ

(1)　明石海峡大橋の補剛トラスは、自動車荷重、温度の影響の他、再現期間150年の風やマグニチュード8.5クラスの地震に対して安全なように設計されている。

(2)　補剛トラスを立体トラスにモデル化し、吊橋の構造解析を行った。その結果、全体系の変形の影響を含めた補剛トラス各部材の部材力を直接評価することが出来た。

(3)　補剛トラスの主構上下弦材はその大部分にHT780を含む調質高張力鋼を用い、鋼重軽減を図りつつ、風荷重等外力に対して必要な強度を確保した。

(4)　PWS形式ハンガーのピン定着部は、ピンプレート板厚をテーパーで増厚するとともに、ダブリングによる補強構造とした。FEM解析によりピン孔付近の応力照査を行い、安全性を確認した。

(5)　中央径間に耐風安定化部材として鉛直スタビライザーを設置した。鉛直スタビライザーは形鋼と鋼板を用いた溶接組立構造とした。

7．あとがき

立体トラスモデルを用いた構造解析、調質高張力鋼を用いた部材設計、ハンガー定着部の構造設計、鉛直スタビライザー等、明石海峡大橋補剛トラスの設計上の特徴を中心にその概要をとりまとめた。今後の同種の橋梁の設計の参考になれば幸いである。なお、兵庫県南部地震による基礎の移動により明石海峡大橋は支間長が伸びる等の影響を受けた。これについては、未製作部分の部材を伸ばす等により対処し、既に修正設計を終えている。これらについては、別の機会に報告する予定である。最後に、補剛桁の実施設計にあたりご指導いただいた本社、第一建設局の方々、設計の実作業を担当された明石海峡大橋補剛桁工事共同企業体の方々に感謝申し上げる。

参考文献

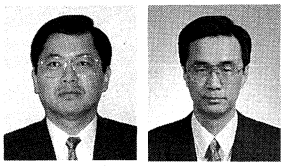
1）上部構造設計基準・同解説、本州四国連絡橋公団、1989年4月
2）道路橋示方書・同解説、Ⅰ共通編、平成6年2月、㈳日本道路協会
3）明石海峡大橋耐風設計要領・同解説、本州四国連絡橋公団、平成2年2月
4）明石海峡大橋耐震設計要領(案)、本州四国連絡橋公団、平成元年9月
5）金崎智樹、大江慎一、井上純三：明石海峡大橋の道路床組の設計、本四技報、Vol.19、No.73、1995年1月
6）トラス構造設計要領(案)、本州四国連絡橋公団、1993年9月
7）土木学会鋼構造委員会鋼材規格小委員会；耐ラメラテア鋼材の土木構造への適用、土木学会誌1985年8月号
8）河口浩二、福永勧：明石海峡大橋のバンド・ハンガーの構造（その1)、本四技報Vol.18、No.70、1994年4月
9）吊橋リンク構造設計指針・同解説、本州四国連絡橋公団、1989年4月

来島大橋2P、9Pコンクリートケーソン設計・施工

Design and construction of 2P and 9P caissons for the Kurushima Bridge

第二管理局　計画課長　冨田大造
Daizo Tomita

第三建設局　橋梁技術課長　吉田茂司
Shigeji Yoshida



概　要

本州四国連絡橋の海中基礎において設置ケーソン工法によるものについては、従来鋼製ケーソンを使用してきた。その内、来島大橋3P・4A・5P、多々羅大橋2P・3Pは鋼製ケーソンの防食のため、塗装と流電陽極を併用した複合電気防食方式を採用した。来島大橋2P・9Pでは、基礎位置での海象・気象条件、及び基礎の規模を、鋼ケーソンと比較した結果、経済性及び防食性に優れる、鉄筋コンクリート製ケーソンを採用した。2Pは平成6年5月、9Pは平成5年5月に無事、所定位置に設置を完了した。本文は鉄筋コンクリート製ケーソンを選定するに至った経緯、及びケーソンの設計・製作・設置の工事概要について報告するものである。

The steel caissons have been commonly used for precedent underwater works, on the laying-down caisson method of the Honsyu-Shikoku Bridge Authority. Inter alia, 3P, 4A, and 5P of Kurushima Bridge, and 2P and 3P of Tatara Bridge have employed a combined anti-corrosive system with coating and cathodic protection. As for 2P and 9P of Kurushima Bridge, reinforced concrete caissons were employed for its merits with economy and anti-corrosive performance as compared with those of the steel caisson. 2P and 9P were installed at their proper positions in May 1994 and May 1993 respectively. This paper reports the course of selection of reinforced concrete caissons, and outline of design, construction and installation of the caissons.

1．まえがき

1.1　来島大橋2P

来島大橋2Pは来島第一大橋の本州側主塔基礎であり、来島海峡に面する大島の火内鼻汀線付近に位置している。ここで使用されたケーソンは、長さ15m、幅41m、高さ13mの鉄筋コンクリート一重壁ケーソンである。

本ケーソンは吊上げ重量が約2,700tであり、大型FC船での吊上げが可能なため、輸送・設置は大型FC船作業をベースに計画した。

ケーソンの製作は愛媛県西条市臨海部の埋立地において行った。その後大型FC船により地切りし、台船に搭載して設置位置付近の仮泊地まで輸送し、仮泊後再び大型FC船でケーソンを吊取り、設置位置に沈設した。

ケーソン沈設後は、ケーソンに底版がないためケーソン外周に布型わくによる漏洩防止工を行い、根固めの築堤マットを設置した。その後コンクリートプラント船によりケーソン底面に水中モルタルを打設し、隔壁により2分割されたケーソン内の各ブロックに水中コンクリートを一括打設し、その上に頂版コンクリートを7回に分けて層打ちして下部工を完成した。2P主塔基礎一般図を**図—1**に示す。

1.2　来島大橋9P

来島大橋9Pは今治市糸山沖に位置する海中主塔基礎である。ケーソンは、長さ23m、幅49m、高さ23m(重量約11,600t）の鉄筋コンクリート製浮体式ケーソンである。ケーソンの製作は造船所ドック内で行った。その後ケーソンを曳船で設置地点まで曳航して、ケーソン上のウインチで位置決めを行いながら、ケーソン内に海水を注水して沈設した。

ケーソン沈設後は、ケーソン周囲の根固め捨石、水中不分離性モルタル打設に引き続き、ケーソン内を1セルずつドライアップして中詰コンクリートを打設した。その上に頂版コンクリートを層打ちして下部工を完成した。9P主塔基礎一般図を**図—2**に示す。

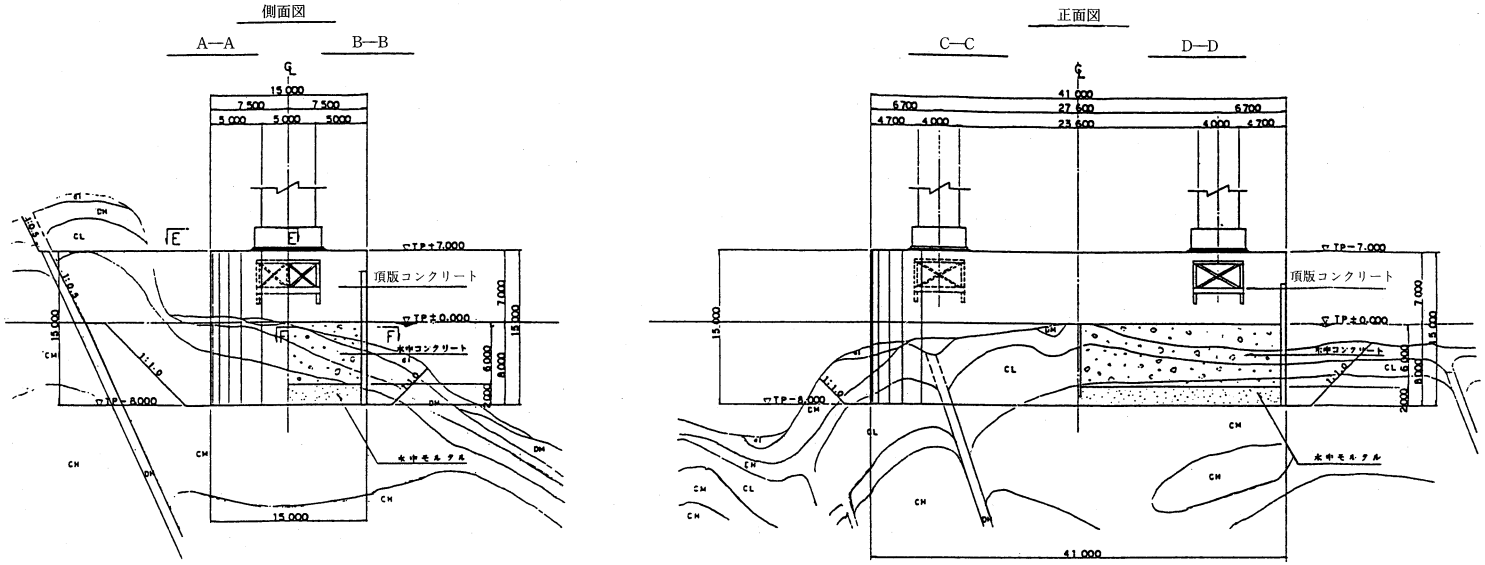
本文は、鉄筋コンクリートケーソン（以下「RCケーソン」という）を選定するに至った経緯及びケーソンの設計・製作・設置の概要を報告するものである。

2．ケーソンの形式選定

2.1　2Pケーソンの形式選定

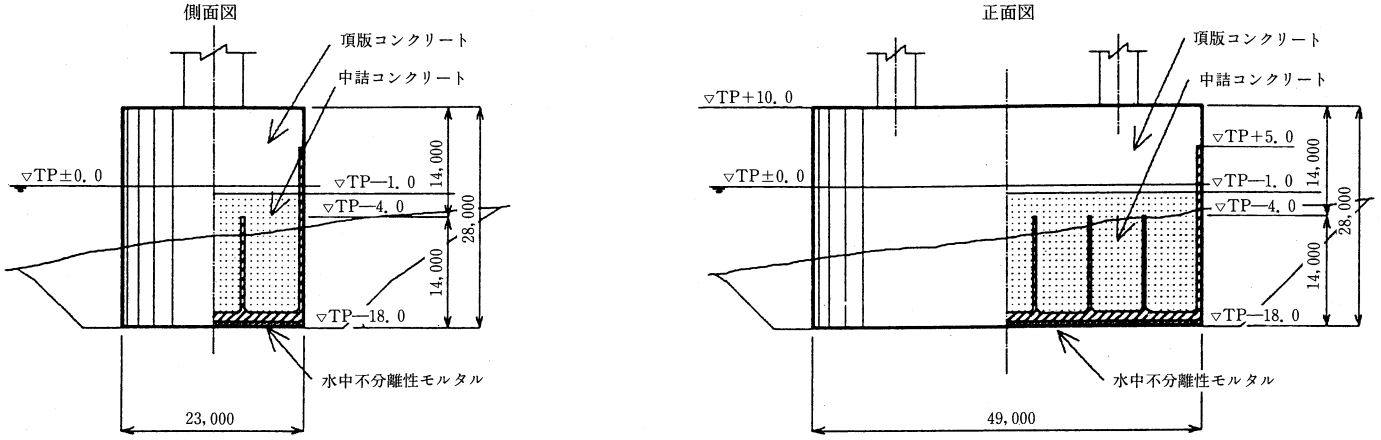
ケーソンの形式選定にあたっては、5Pケーソン設置位置の次に潮流が速い2Pケーソン設置位置の最大潮流速7ノットに対する滑動対策から、ガイド杭方式の鋼ケーソン、バラストタンク方式の鋼ケーソン、RCケーソンの3つの設置ケーソン工法と、鋼管矢板締切工法の合計4工法について比較を行った。(**表—1**参照)

ガイド杭方式の鋼ケーソン案は、ケーソン設置精度が高く、確実な工法であるが、その反面ガイド杭施工のため、大型SEPが必要となるなど工費増となる他、工期も長くなる。バラストタンク方式の鋼ケーソン案は、5P



図−1　来島大橋２Ｐ主塔基礎一般図

Fig.1　General drawing of 2P Tower foundation of Kurushima Bridge

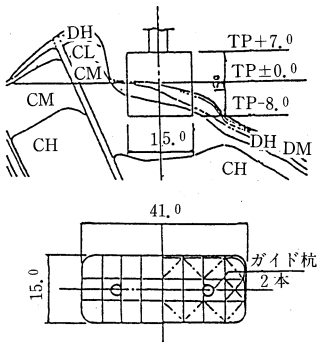
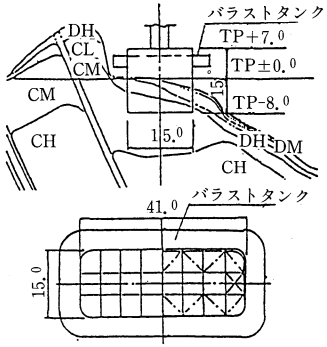
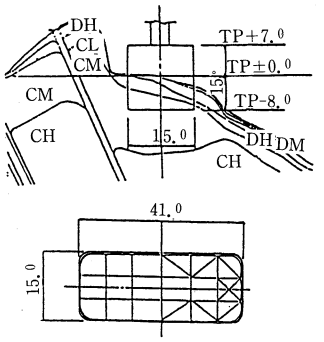
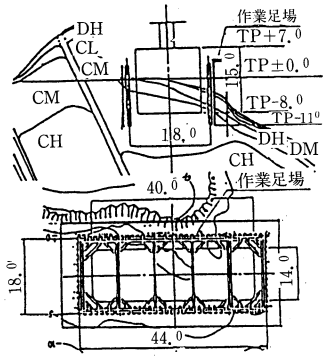
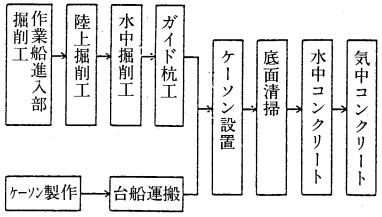
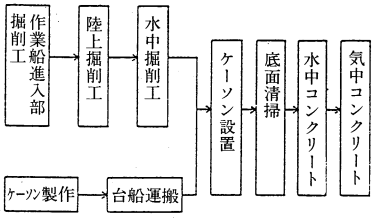
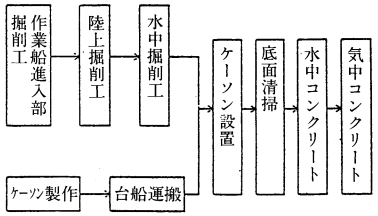
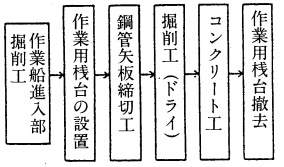


図−2　来島大橋９Ｐ主塔基礎一般図

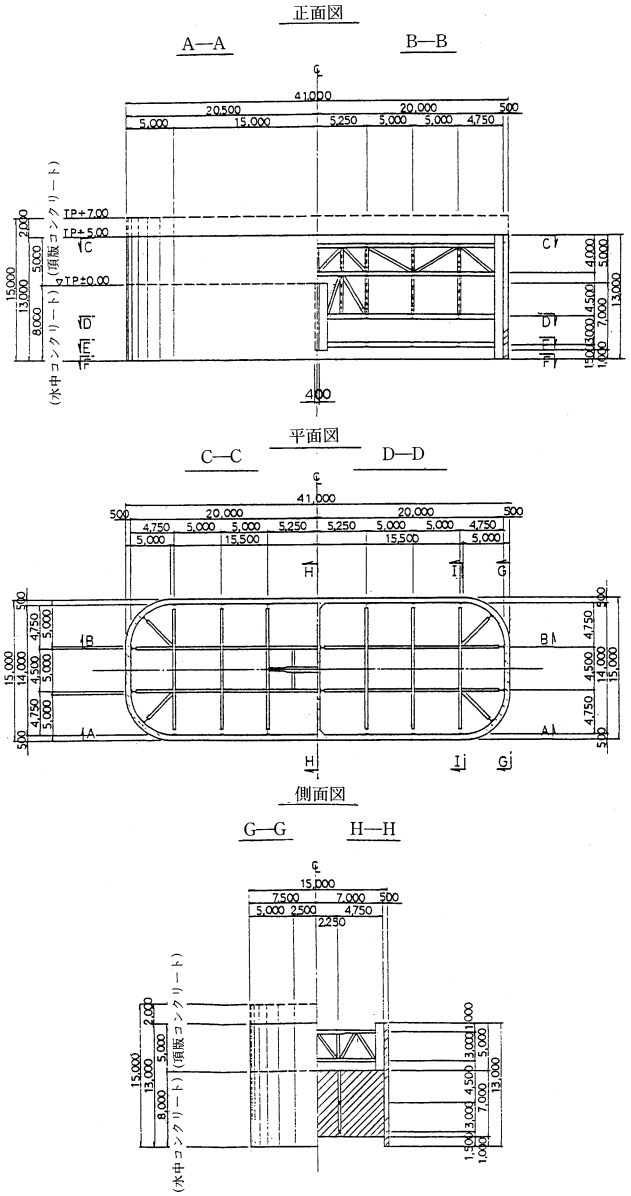
Fig.2　General drawing of 9P Tower foundation of Kurushima Bridge

表－1　2P基礎施工法の比較

Tab.1　Comparison of work methods of 2P

	①鋼ケーソン（ガイド杭）	②鋼ケーソン（バラストタンク）	③RCケーソン	④鋼管矢板締切基礎
概略図 単位：m				
施工フロー				
概算数量	鋼ケーソン　480 ton	鋼ケーソン　580 ton	RCケーソン　760 m³	鋼管矢板　661 ton
概算工費比較	1.10	1.05	1.00	1.05
概算工期	32ヶ月	29ヶ月	29ヶ月	35ヶ月
備考	・滑動安全率の不足分はガイド杭で対処する必要がある。	・バラストタンクの撤去が必要である。	・経済性、工期ともに最も有利である。 ・ケーソン部の腐食がなく、耐久性に優れる。	・気中施工となり、構造物の信頼性は高まる。 ・C_M級岩への鋼管矢板打設が必要であり、工期面では最も不利である。 ・ケーソン案と比較して、多工種であり、また工期が気象・海象に大きく左右される。
評価	△	○	◎	△

ケーソンでも採用されたケーソン天端に水バラストタンクを乗せる工法である。この工法もバラストタンクの製作費や完成後のタンクの撤去費などが必要となる。RCケーソン案は、2Pケーソンが来島大橋下部工の設置ケーソンの中では最も規模が小さく、鋼材で補強することによりRCケーソンでも大型FC船で吊上げ可能であることに着目し、工費の節減を計った工法である。さらにコンクリート製であるため長期的な防食性にも優れていることが特徴としてあげられる。鋼管矢板締切工法は、鋼管矢板根入れのため岩盤掘削に時間を要すること、2Pが国立公園特別地域内にあり、締切りの撤去が必要であることから、工期も他の工法より長くなり、潮流の速い2Pケーソン設置位置においては施工の確実性に欠けるなどの短所がある。以上のことから総合的に、経済性、工期、耐久性ともに優れているRC設置ケーソン工法を採用した。2PRCケーソンの構造一般図を**図—3**に示す。



図—3　2PRCケーソン構造一般図
Fig.3　Structure of 2P RC caisson

2.2　9Pケーソンの形式選定

2.2.1　形式選定（その1）

ケーソン形式の選定に当たっては、基礎位置での気象・海象条件及び地理的条件を満足することが必要であり具体的には、特に下記の2点があげられる。

①9P地点の最大潮流速は3.1ノットであるが南東方向に海が開けており、台風時（施工期間中）の設計波高が4.8mとなり波力が卓越する（水平力1200t)。そのため、設置直後の滑動に対する安定性を確保するためケーソン本体の重量を大きくする必要がある。

②9P工事区域は周囲が送電線に囲まれ、かつ来島海峡航路に近接した狭い区域であるため、FC船によるケーソンの吊り運搬や工事区域内での吊り替えが困難であること。

以上より、ケーソンを浮体構造とする方針で検討を進め、底版付き鋼RC複合ケーソンと鋼二重壁ケーソン(バラスト付き)を比較し、経済性に優れる鋼RC複合ケーソンを選定した。**表—2**に比較を示す。

2.2.2　ケーソン形式の選定（その2）

その後、鋼ケーソン部の防食を考慮してケーソン全体をRCケーソンとすることができないか、さらに検討した。RCケーソンは、ケーソン設置時から中詰コンクリート打設完了までの施工期間中に受ける荷重に対して設計し、部材寸法を決定した。下部工完成後は、中詰めコンクリート(頂版コンクリート含む)とRCケーソンが一体となって上部工荷重を受けるものとした。

RCケーソンとした時の最大の課題は、重量が大きいために吃水が大きくなり、ケーソン製作ドックからの出渠や現場までの曳航が問題となることである。

この対策として、①ケーソン吃水を小さくするためにケーソンに高強度のコンクリート($f'ck=300\ kgf/cm^2$)を使用することにより壁厚を極力薄くする。②外壁高さ、隔壁間隔の検討を行いケーソン重量の軽減を計る。これによりRCケーソンとして成立することが判明したため、経済性、防食性等総合的に判断してRCケーソンとした。**表—3**に諸元の比較を示す。

ケーソン全体系での剛性確保のため、ケーソンには格子状の隔壁を設け平面的に3×7=21セル分割とし、上部は扶壁を有する構造とした。9PRCケーソンの構造一般図を**図—4**に示す。

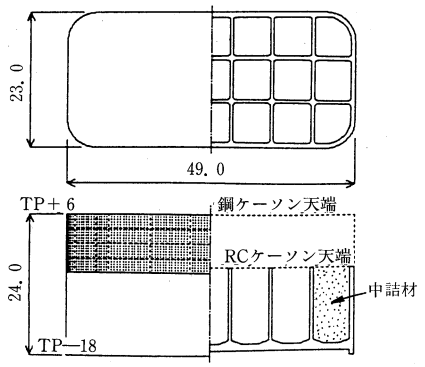
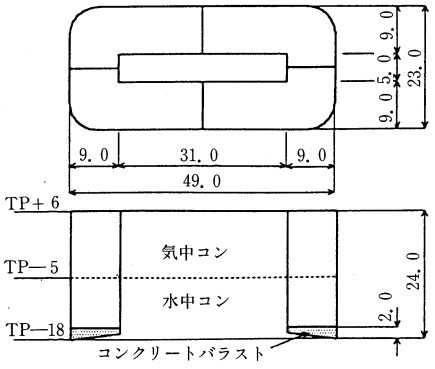
3．RCケーソンの設計

3.1　2Pケーソンの設計

ケーソンの基礎寸法は、平面寸法については、塔の構造上必要となる縁端距離の確保を目的とした最小寸法で決定し、基礎底面位置については、主たる支持層をC_M級岩盤としたことと、ケーソンが海底斜面上に位置するため局部破壊に対する安定性の確保が必要であったことからTP−8mに決定した。また水中コンクリートは地形上陸上からのミキサー車によるアクセスが困難なためコ

表－2　9Pケーソン比較表（その1）

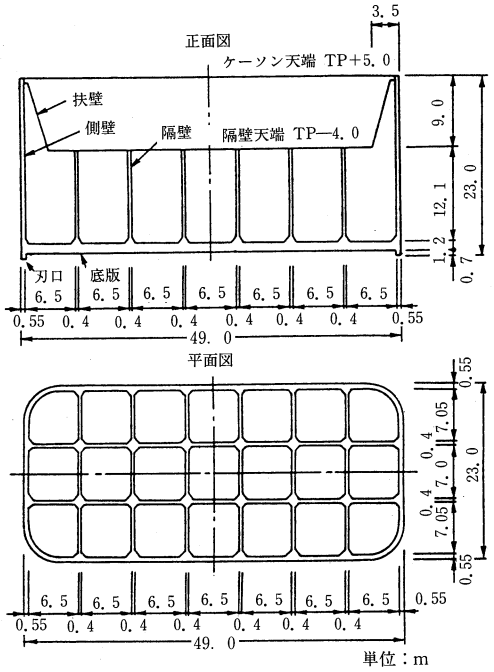
Tab.2　Comparison of 9P caisson (1)

工　法	鋼RCケーソン	鋼二重壁ケーソン
概要図		
構造特性	1．隔壁構造として施工時、吊橋完成時の荷重を受ける。 2．中詰材は構造上必要ないが、側壁が薄い（t＝80 cm）こと等、実績による知見が十分でないため、よりいっそう構造物としての耐久性を向上させるため、ケーソン外セル部にコンクリートを打設する。	1．施工時の荷重のみを受ける。 2．ケーソン設置時の滑動対策として、二重壁外殻部にコンクリートバラストを打設する。
経済性	経済性に優れる。	鋼重が1,700 t必要であり経済性に劣る。
評　価	○	△

表－3　9Pケーソン比較表（その2）

Tab.3　Comparison of 9P caisson (2)

工　法		鋼RCケーソン	RCケーソン
部材厚 mm	側壁	800	550
	隔壁	600	400
	底版	1,200	1,200
ケーソン高さ		24 m	23 m
浮遊時の安定		GM＝2.3 m	GM＝1.35 m
ケーソン重量		12,300 t（艤装品含む）	11,600 t（艤装品含む）
曳航時吃水		h＝11.7 m	h＝8.5 m （出渠時FC船補助吊） h＝11.3 m（曳航時）
概算比較（基礎全体工費）		1.05	1.00



図－4　9PRCケーソン構造一般図

Fig.4　Structure of 9P RC caisson

ンクリートプラント船を用いて打設する計画としたが、汀線部に基礎が位置することと、すぐ傍に定期船の航路があることから広い工事海域を確保することが出来ず、工事海域内に係留可能なコンクリートプラント船の連続打設能力より、中央に隔壁を設け2分割する構造とした。さらに大型FC船の吊り能力からケーソンのRC壁は、スタッドジベルで鋼材を補剛した構造で設計することによりケーソン重量の軽減を図ることとした。

以上のことからケーソンは、かぶりを考慮した最小部材厚（50 cm）の側壁と、ケーソン内部を2つに仕切る隔壁及びコンクリート壁と一体となって荷重に抵抗する内部補剛材（水平ストラット、鉛直ガーダ）によって構成される構造となった。

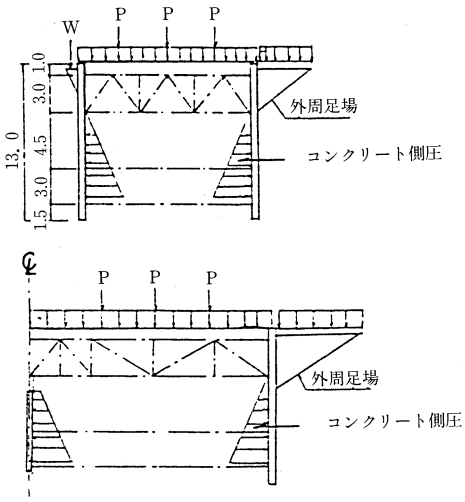
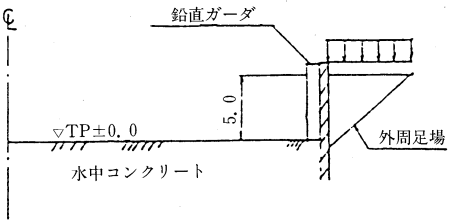
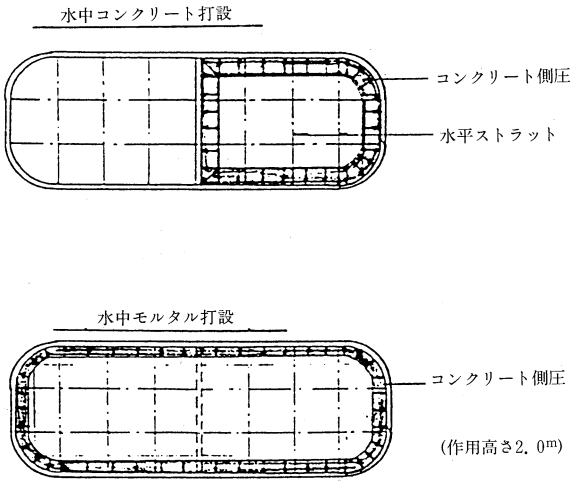
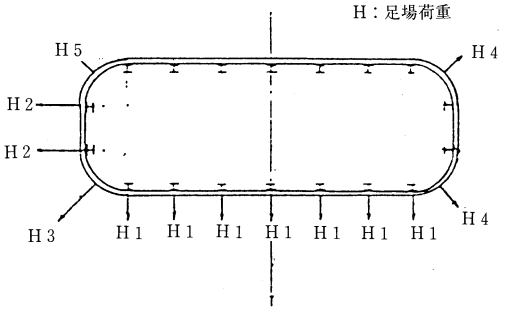
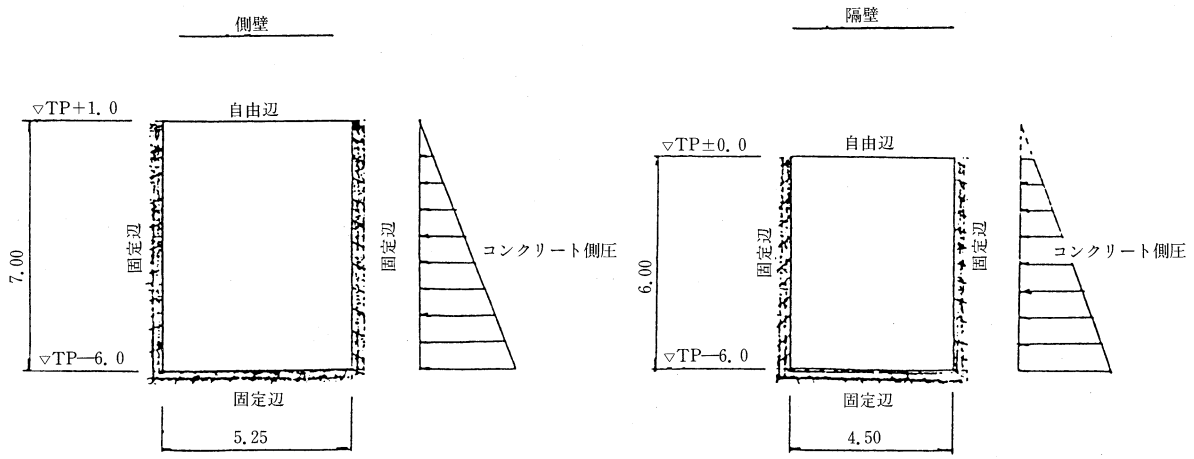
構造解析は、コンクリート壁と内部補剛材を一体とした鉛直骨組系、水平骨組系の2つの2次元骨組解析により、側壁と隔壁の水平方向の鉄筋配筋量及び水平ストラット、鉛直ガーダの部材諸元を決定し、3辺固定の平板解析（壁板系）により鉛直方向の鉄筋配筋量の決定を行った。（表—4参照）

荷重条件としては、施工時における水中コンクリート打設時の水中コンクリート側圧に対して、側壁と隔壁の配筋、水平ストラット、鉛直ガーダの断面応力度照査を行い、次に頂版コンクリート打設時のケーソン内ドライアップ状態における、外周足場作用力に対して、側壁の配筋と、鉛直ガーダの断面応力度照査を行った。最後

表－4　2Pケーソン解析モデル

Tab.4　Analytical model of 2P caisson

（単位：m）

	水中コンクリート打設時	気中コンクリート打設時 （ケーソン内ドライアップ鋼材撤去時）
鉛直骨組系		
水平骨組系		
壁板系		

に、水中コンクリート打設完了までの各段階における外周足場作用力に対して、水平ストラットの断面応力度照査を行い、配筋量と内部補剛材の断面を決定した。その計算結果を**表—5**に示す。

またケーソンは、水中コンクリート打設時の型枠としての機能の他に、下部工完成後は、水中コンクリート、頂版コンクリートと一体化して、上部工荷重を支持する構造として計画されている。

このためケーソンの一体化については次のように設計を行った。

①ケーソンと水中コンクリートの鉛直打継目に対しては、ケーソン内部にせん断キーとして10 cmの突起を規則的に設けて、これによりせん断力を伝達する構造とした。(図—5参照)

②ケーソンと頂版コンクリートの一体化は、ケーソン内に配置された鉛直鉄筋と気中コンクリートに配置された鉄筋を結合することにより行った。

表—5　2Pケーソンの配筋量及び内部補剛材の断面諸元

Tab.5　Dimensions of inner stiffeners and reinforcements of 2P caisson

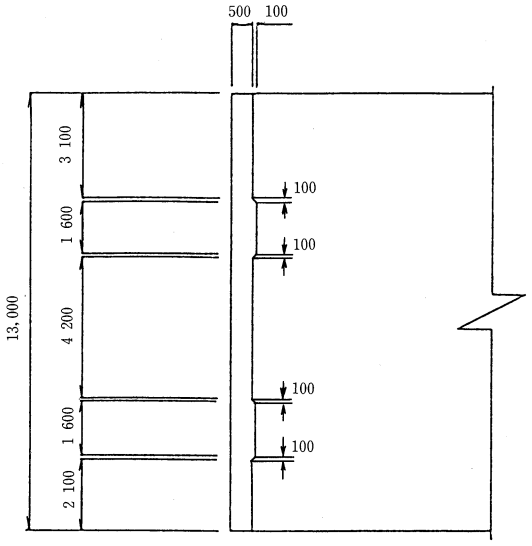
部材	配筋方向	配筋量	荷重状態	配筋目的
外壁	外面 水平	D 32 ctc 150 1段	施工時	水中コンクリート側圧の他、ドライアップ時の外周足場作用力による応力に対して配筋
	外面 鉛直	D 25 ctc 200 1段		
	内面 水平	D 29 ctc 150 1段	施工時	水中コンクリート側圧の他、ドライアップ時の外周足場作用力による応力に対して配筋
	内面 鉛直	D 25 ctc 200 1段		
隔壁	水平方向	D 25 ctc 150 1段	施工時	水中コンクリート側圧による応力に対して配筋
	鉛直方向	D 19 ctc 200 1段		

部材	配筋方向	配筋量	荷重状態	配筋目的
水平ストラット	水平方向	下から2段目 H 340×250×9×14 上記以外 H 250×250×9×14	施工時	水中コンクリート側圧の他、水中コンクリート打設完了までの外周足場作用力に対して、RCケーソンと一体となって抵抗する。
鉛直ガータ	鉛直方向	上部 H 800×300×14×19 下部 H 800×300×19×22	施工時	水中コンクリート側圧の他、ドライアップ時の外周足場作用力に対してRCケーソンと一体となって抵抗する。

3.2　9Pケーソンの設計

側壁、隔壁については荷重条件の厳しい施工時ドライアップ時の静水圧、潮流力、波力の側圧に対してコンクリートの曲げ圧縮応力度より断面を決定した。

底版についてはケーソン浮遊時の安定（GM値）が厳しいため、ケーソン曳航時の計画最大吃水h＝12 mを満足する範囲で、できるだけ厚くした。(**表—6**参照)

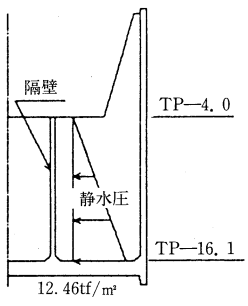
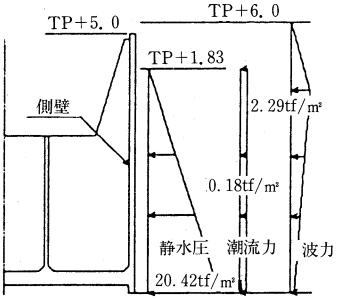
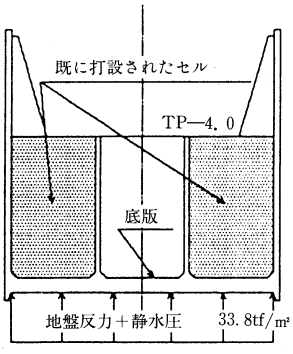


図—5　2Pケーソンと水中コンクリートの一体化

Fig.5　Bonding of 2P caisson with underwater concrete inside

表—6　9Pケーソン部材の検討

Tab.6　Design of member of 9P caisson

検討部材	隔壁	側壁	底版
決定要因	施工時ドライアップ時の水圧	施工時ドライアップ時の水圧	中詰コン完了直前のドライアップ時の底面反力
解析方法	三辺固定一辺自由スラブ	同左	四辺固定スラブ
作用荷重図			

4．施　工

4.1　2Pケーソンの施工

4.1.1　海底掘削

ケーソンの設置面が汀線付近となるため、陸側についてはあらかじめ築堤マットを設置し、バックホウ等により掘削を行いクラムシェルに土運船にて積み込んだ。また海側については、大型グラブ船によりTP−8mまで掘削を行った。特に刃口部については、仕上げ掘削の精度が悪いとケーソン設置精度に悪影響を及ぼすため、水深が比較的浅いこともあり、人力による刃口部の仕上げ掘削を行った。

また底面清掃は、ケーソン設置後潜水夫による作業で行ったため、速い潮流の影響を受けることなく実施することが出来た。

4.1.2　RCケーソンの製作

ケーソンの製作においては、まず内部補剛材を現地にて組立てた。組立ては、仮ボルトにより仮組した後、全体の組立精度を確認し、ボルトの本締めを行うという手順で実施した。次にコンクリートポンプ車により6リフトに分けてコンクリート打設を行った。コンクリート養生については、各リフト毎に天端全周に有孔ビニールホースを設置し随時散水養生を行った。

なお、コンクリートは冬場に打設したこともあり、温度応力によるひび割れは観察されなかったが、塩害による長期的なRCケーソンの耐久性を考慮して、気中部及びスプラッシュゾーンについてコンクリート塗装を行った。コンクリートの品質基準を**表−7**に、製作の状況を**写真−1**に示す。

4.1.3　ケーソンの浜出し、輸送

ケーソンの浜出しは、平成6年5月10日午前6時より3,600t吊FC船にて行った。(**写真−2**参照)。その後ケーソンは、16,000t積台船に搭載されて仮泊地である津島北まで輸送した。ケーソン上の艤装品の配置を**図−6**に示す。

4.1.4　ケーソンの設置

ケーソンは、5月15日に仮泊地にて3,600t吊FC船で吊上げられ、16日午前6時20分より設置位置までの吊運搬を開始した。設置位置は、定期航路のすぐ傍であるため、一般船舶に十分注意しながらほぼ航路沿いに運搬した。(**写真−3**参照)

ケーソンの設置にあたっては、2P工事海域の水深が浅く、3600t吊FC船が係留出来る範囲が制約され、一部が工事海域より出るため(**図−7**参照)、事前に海上保安庁や海事関係者と航行安全対策について十分協議を行い了解を取った。

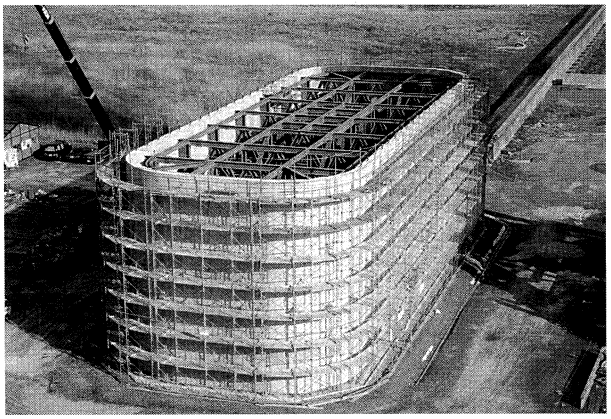
また係留作業は、揚錨船2隻及び着火船3隻により行ったが、一部が航路上で行うこととなったため、一般船舶の通行の合間を見ながら実施し、午前9時30分に係留作業を終了した。

ケーソンの沈設は17日午前9時より開始し、(**写真−4**参照) 11時過ぎに所定の位置に設置されたことが確認された。平面設置誤差は、ケーソン中心において約15cmであり、許容誤差の±50cm以内に納まっている。また、刃口部の接地率についてもダイバーによる調査の結果、接地率は20%程度であり、ケーソン据付時における刃口部の断面応力度照査を行うと、接地率が5%以上の場合、ケーソンの曲げ圧縮応力度及びせん断応力度が許容応力度を満足するという結果が出ており問題ないことが確認された。(**図−8**参照)

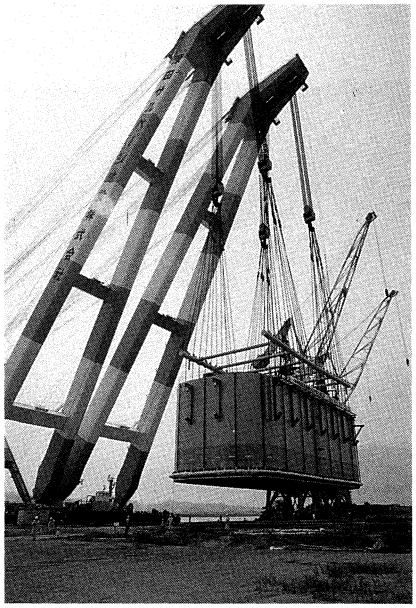
これらの作業を完了した後、13時過ぎから3600t吊FC船の係留解除を開始し、15時40分頃出域させた。

表−7　2Pケーソンコンクリート品質基準
Tab.7　Quality requirement of 2P caisson concrete

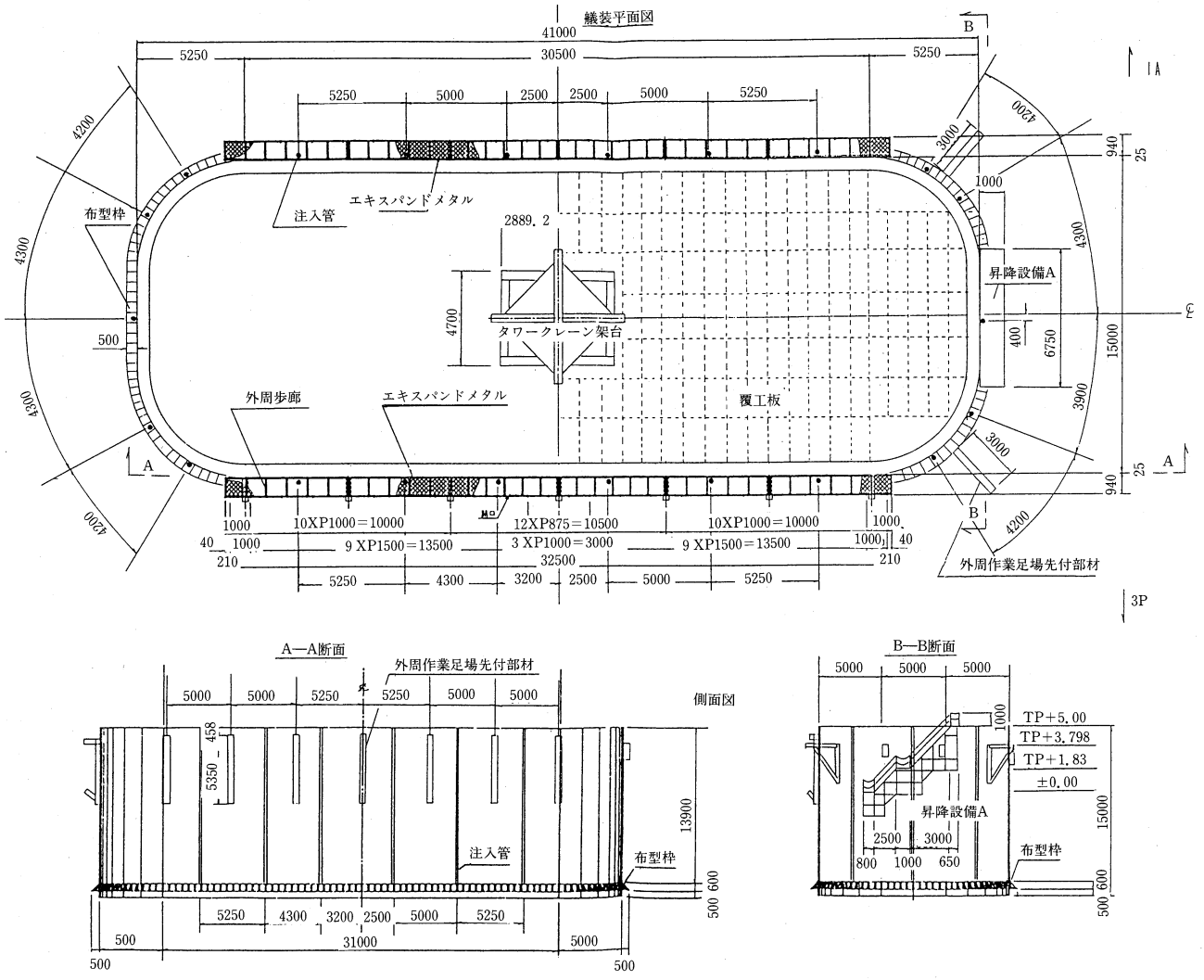
設計基準強度 (kgf/cm²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)
fck(28)＝240	20	8±2.5	4.5±1.5



写真−1　2Pケーソン製作状況
Photo.1　Production of 2P caisson

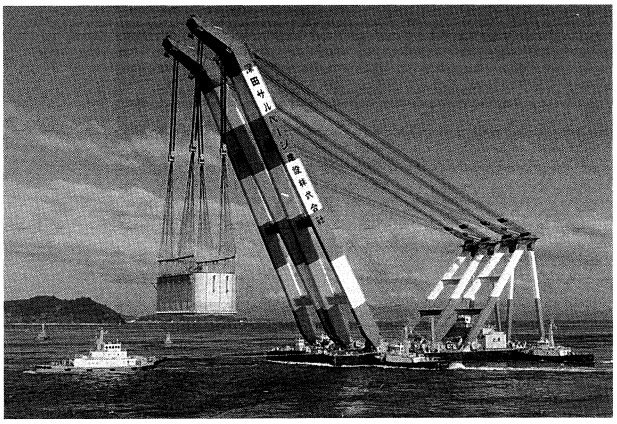


写真−2　2Pケーソン浜出し状況
Photo.2　Shipment of 2P caisson



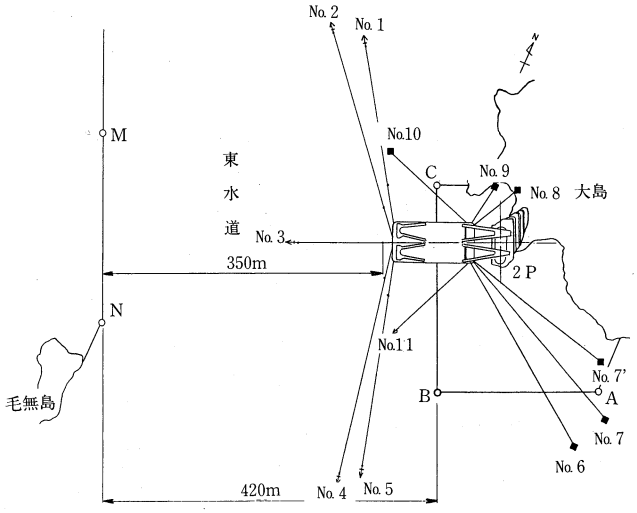
図－6　2Ｐケーソン艤装品設置一般図

Fig.6　Attachments to 2P caisson



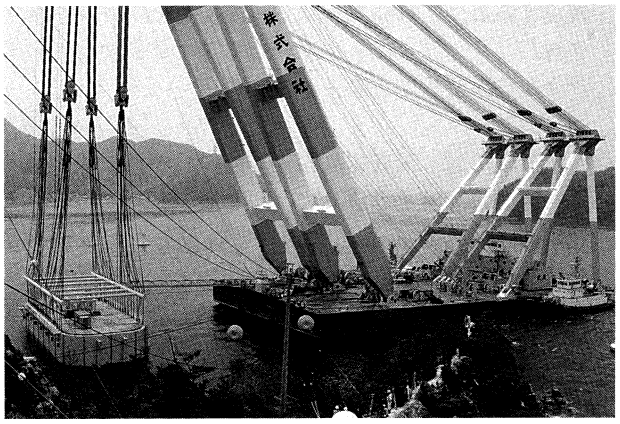
写真－3　2Ｐケーソン設置位置への輸送状況

Photo.3　Delivery of 2P caisson

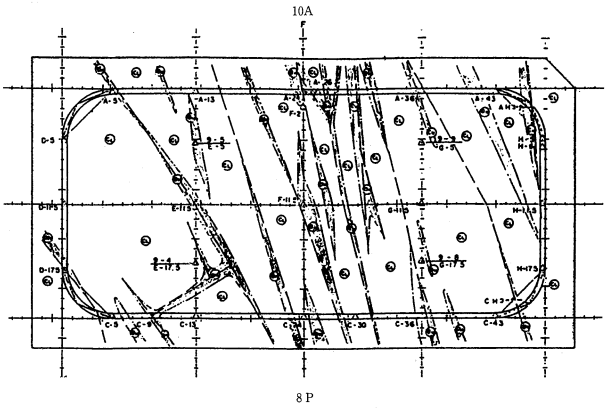


図－7　3,600ｔ吊 FC 船係留状況

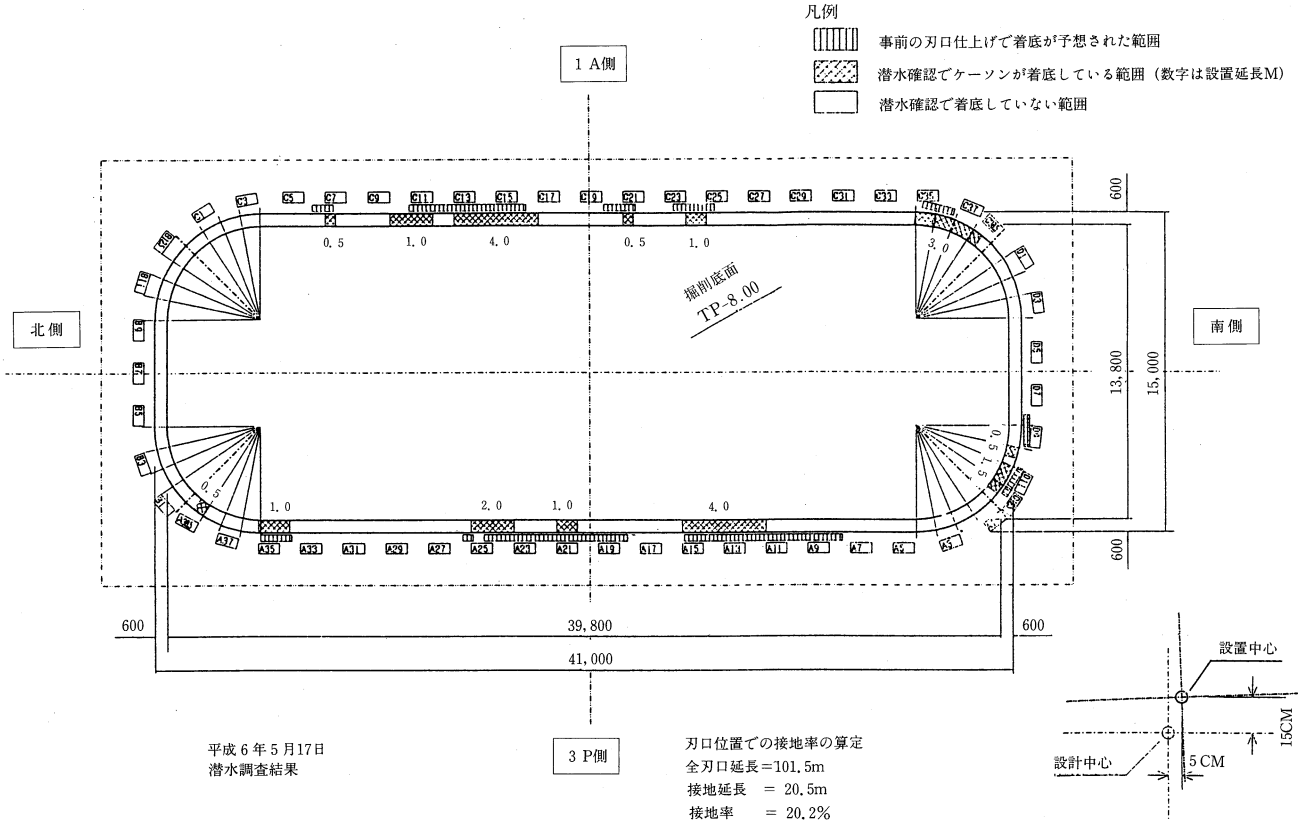
Fig.7　Mooring operation of 3,600 tf FC



写真－4　2Pケーソン沈設状況
Photo.4　Installation of 2P caisson



図－9　9Pケーソン設置面の岩盤区分
Fig.9　Rock classification of 9P bedrock



図－8　2Pケーソン着底状況
Fig.8　Settlement of 2P caisson

4.2　9Pケーソンの施工

ケーソンを浮体式RC構造としたことによって、施工上の課題が、海底掘削からケーソン設置後の水中不分離性モルタル打設までに生じる。

以下に、各工種の主な課題と解決策を中心に述べる

4.2.1　海底掘削

ケーソンの設置面となるTP－18mまでの掘削は大型グラブ船により行い、掘削完了後エアリフトにより底面清掃を行った。設置面における岩区分毎の出現比率はD_H：C_L＝2：8であり、設計上必要なD_H級以上を満足するものであった。

海底掘削での留意点は、ケーソン着底時にケーソン自重（衝撃含む）に対して刃口部コンクリートの支圧、せん断、曲げ圧縮抵抗力を確保することにあった。このためには、刃口と岩盤が接している面積を全面積の内10%（接地率10%）以上とすれば、コンクリートに有害なひびわれが発生しないことがわかった。そこで、岩盤の仕上げ方法はダイバーによって入念にはつる（高さの精度±3cm）ことで接地率を確保した。

ケーソン設置面の岩盤区分を図―9に示す。

4.2.2 ケーソン操作用ウインチの調達

(1) 市場調査

ケーソンの現地での係留力を算定した結果、ウインチ仕様として巻き込み能力30t,ブレーキ力45tのウインチ8基が必要となった。

通常、巻き込み能力が10t未満のウインチは汎用品として調達が容易であるが、今回は30tを超えるので市場調査を綿密に行った。その結果、運輸省第三港湾建設局（以下「三港建」という）が、換気塔ケーソンを海中に設置するためのウインチ（電動油圧）8基を、保有（財産管理者は大阪市港湾局）していることがわかり、ウインチ仕様の照合をした結果、9Pで要求されるウインチ性能を有していることの見通しを得た。

(2) ウインチの調達

三港建と工程調整を行った結果、H4年春頃には三港建としてのウインチ使用は一応完了する予定であり、その後は、使用予定がなく現時点では民間への競売で売却することを考えているとのことであった。公団としては、それを受けて9Pで必要なH5年1月頃には民間市場にウインチが存在しているものと考えた。(公団工事発注時H3年10月)

(3) 結　論

公団の工事発注後、三港建側の計画の見直しにより、沈埋トンネルの函体の設置用として4基の当該ウインチを使用することとなったこと、(使用予定時期は9Pとほぼ同じ）また、残りのウインチは大阪市港湾局へ返却する方針が出された。

事態の変化に対応するため、公団としては4基は借用（有償借用した方が損料で積算するより経済的に有利）すべく交渉を重ね、合意に達したが、あとの4基については工事請負者で製作を行った。(その後、請負者で製作したウインチについては、来島大橋10Aトンネル掘削用として転用した。)

4.2.3 水中不分離性モルタル試験施工

上部工からの荷重をケーソン底版から基礎岩盤へ伝達させるため、その間の充填が重要な役割をもっている。従って、ケーソンを設置した後に底版と基礎岩盤との間の閉塞された場所に(高さ0.7m)確実に水中不分離性モルタル（以下「モルタル」という）を充填する必要があった。(図—2参照) そのため、モルタルを充填する施工技術を確立すべく、各種試験で確認した。

(1) モルタル充填性試験

モルタル打設の基本的な考え方は、海水を排除しながらモルタルを充填していくことであり、モルタルを一方向に片押しで打設した時に、底版に設置した空気抜き孔から海水が排除されて、モルタルが充填できるかを試験によって確認した。

1）予備試験

予備試験では、モルタルの現場配合を選定した後、モルタル打設の最大流動距離を14m以内にすれば材料分離がないこと、また流動勾配は打設直後で1/100程度であるが、打設後しばらくするとセルフレベリング性により、ほとんど水平になることがわかった。モルタルの品質基準を表—8に示す。

2）本試験

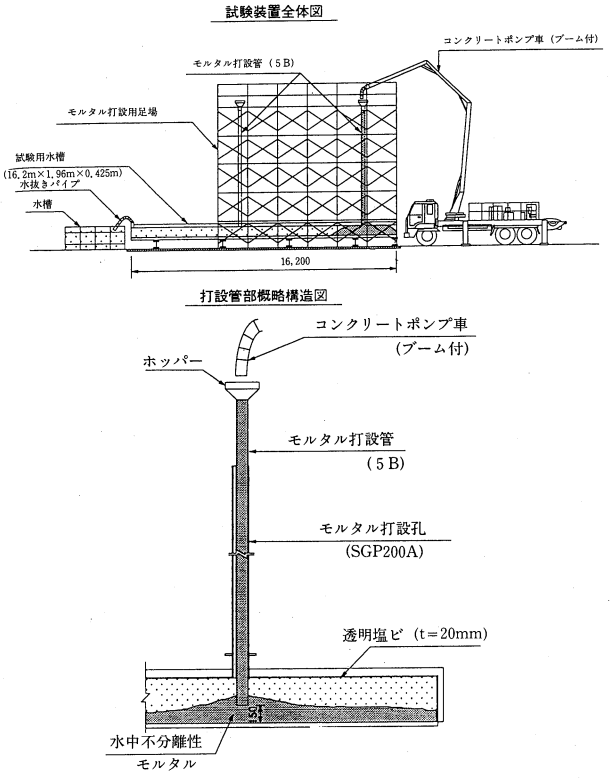
本試験では、海底掘削面の不陸や、予備試験結果からの流動距離等を考慮して、均し層(層厚37.5cm)と仕上げ層（層厚5cm）にわけて打設した。試験水槽は、ケーソン刃口部を模擬したものとして、透明塩ビ製とした。試験設備を図—10、打設概念を図—11に示す。

表—8　9P水中不分離性モルタルの品質基準

Tab.8　Quality requirements for 9P desegregating underwater mortar

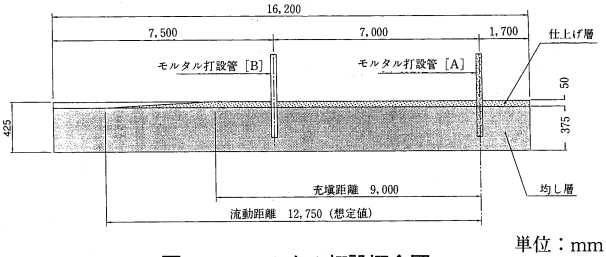
設計基準強度（材令91日）	180 kgf/cm²
スランプフロー	65±2.5 cm(注)
空　気　量	8%以下
結合材の種類	低発熱型セメント

(注) 12時間後において、スランプフロー60cm以上を保持するものとする。



図—10　試験装置全体図及び打設管部概略構造

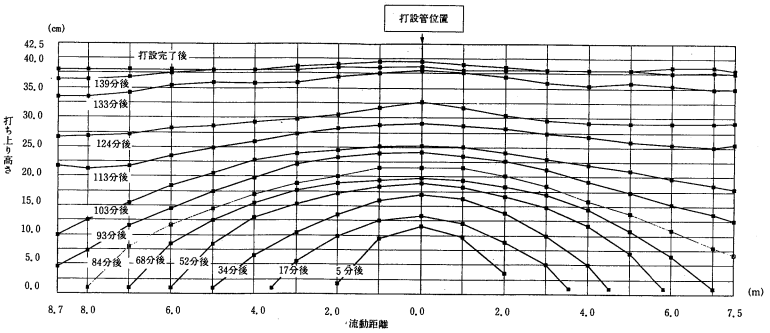
Fig.10　Testing apparatus and casting pipe structures



単位：mm

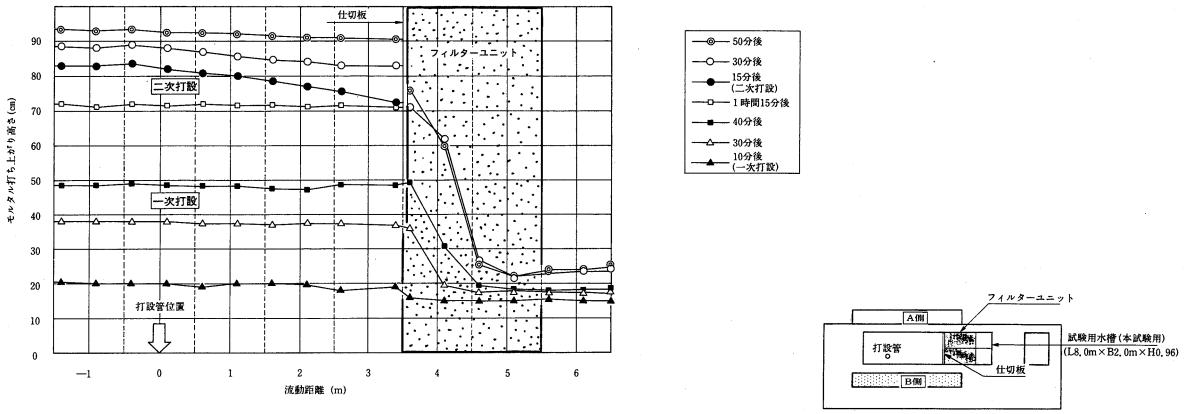
図—11　モルタル打設概念図

Fig.11　Concept of casting



図－12　9Pモルタル流動曲線経時変化図

Fig.12　Variance in time of mortar flow curve



図－13　9Pモルタル漏洩状況（A側）

Fig.13　Mortar leaking (side A)

均し層の打設は打設管Bを利用して行った。仕上げ層の打設は、片押し打設とし、最初は打設管Aから打設開始し、充填距離9m程度で打設管Bに切り換えて水を排除しながら打設した。

試験の結果

①均し層の打設時のモルタルの流動曲線の経時変化が確認できた。モルタルの流動状況を**図—12**に示す。

②仕上げ層の打設では、打設管ピッチが7m程度であれば十分、片押し打設が可能であることが確認出来た。

③モルタルの充填率(水槽上面のモルタル接地面積率)は平均97%以上であり、モルタルとしての要求品質をみたしているものと考えた。

(2)　打上りモルタル高の確保のための試験

モルタルの漏洩防止としては、フィルターユニットの使用を計画したが、刃口部に充填されたモルタルがフィルターユニットへ浸透を生じると充填されたモルタル天端の沈下を引き起こし、モルタルとケーソン底版との間に隙間が生じ、剛体基礎としての役割を果たせなくなる。従って、モルタル天端の沈下に着目した試験を行った。モルタルの漏洩状況を**図—13**に示す。

試験の結果、モルタルの打設途中は、ある程度の漏洩はあるが、打設完了後には漏洩はほとんど無く天端沈下も生じなかった。なお、均し層がある程度硬化した後に仕上げ層を打設することを考慮した試験も実施したが、打継目のモルタルの引張強度が確保出来なかった。

(3)　実施工

実施工についての詳述は別の機会に譲り、ここでは簡単に触れる。

試験結果より、以下のことを基本に実施した。

①均し層は、打設系統を3系統としてモルタルの最大流動距離を14m以内として全体に均等に打上げる。仕上げ層（層厚5cm目標）は2系統として片押しで打設した。打設管の位置等を**図—14**、**図—18**、打設管詳細を**図—15**に示す。

②モルタルの打設は連続打設とした。(16時間連続作業)

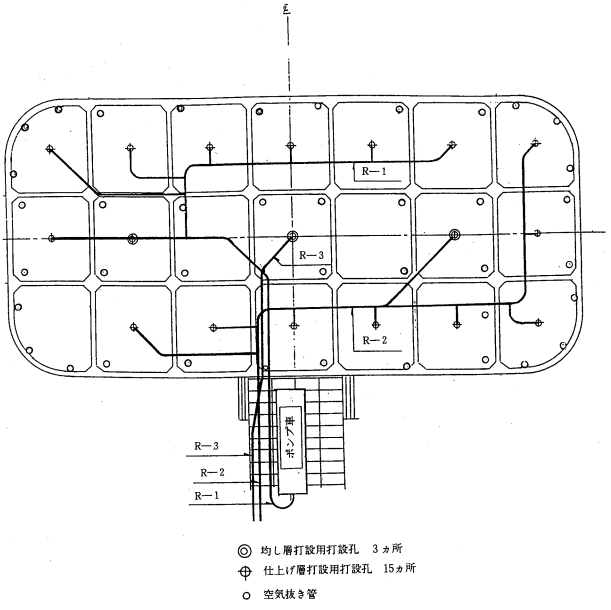
③モルタルの打上がり高さの管理は、レッドを使用した。補助として、熱電対を併用した。

高さ管理用の確認、孔検知孔の配置を**図—16**に、高さ管理の要領等を**図—17**、高さ管理結果を**表—9**に示す。

④モルタル充填の最終確認は、空気抜管からのモルタル溢れ出しによって判断した。モルタル打設工程を**図—19**に示す。

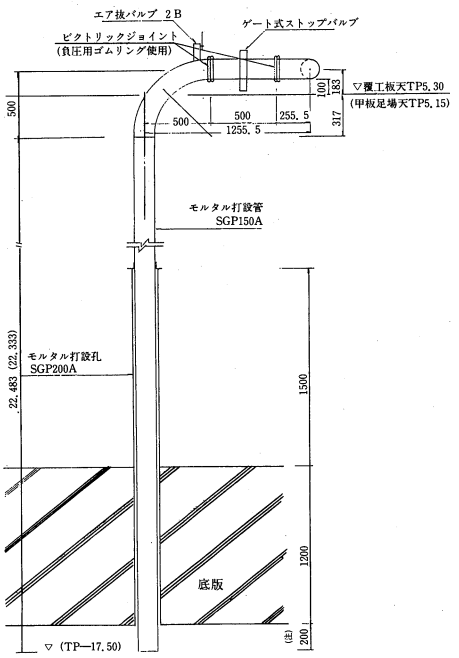
その後、現場でコアー抜きを行いモルタルの品質を確認した（σ_{28}＝平均232 kgf/cm²）。

なお、気中コンクリート打設のため、ケーソンセル内の排水を行ったところ、一部にモルタルの充填



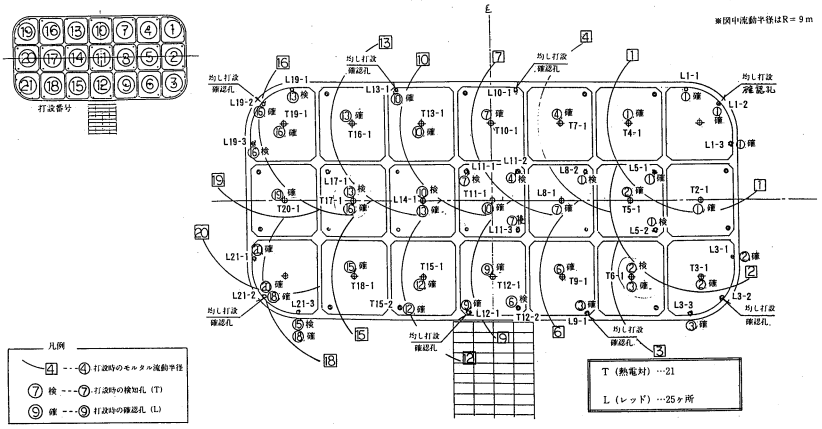
図－14　9Pモルタル打設管及び配管系統図

Fig.14　Casting pipe and pipe arrangement of 9P



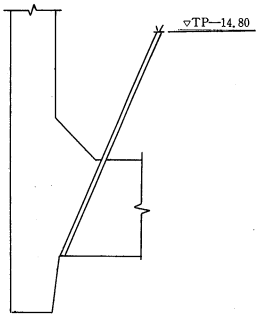
図－15　9Pモルタル打設管詳細

Fig.15　Detail of casting pipe of 9P



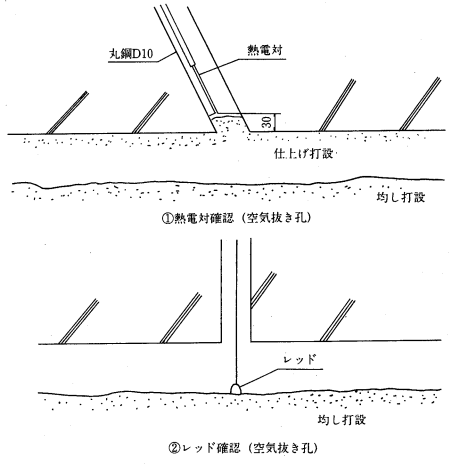
図－16　確認孔・検知孔全体配置図（9P）

Fig.16　General arrangement of confirmation and detection holes (9P)



図－18　空気抜き管位置図（9P）

Fig.18　Location of air bleeder bulbs (9P)



図－17　モルタル打上り高さ確認要領（9P）

Fig.17　Confirmation procedure to check finishing height of mortar (9P)

表－9　仕上げ層打設時レッド測定記録

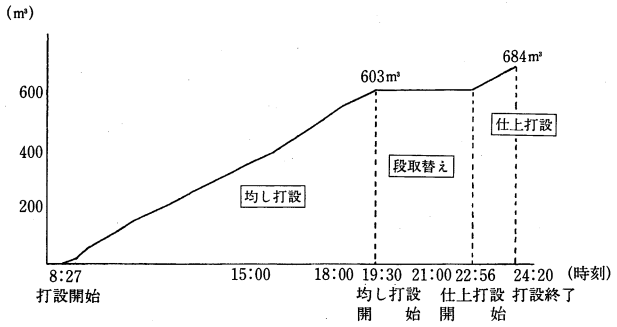
Tab.9　Measured depth by lead at finishing mortar

（単位：cm）

記号	初期値	打設完了時	記号	初期値	打設完了時
L1−1	−2	+50	L12−1	−6	+3
L1−3	−6	+3	L13−1	−5	+7
L3−2	−6	+4	L14−2	−9	+3
L5−2	−7	+5	L17−1	−7	+4
L8−2	−3	+8	L19−1	−2	+2
L9−1	−5	+8	L19−2	−10	+5
L10−1	−1	+3	L21−2	−8	+120
L11−2	−2	+26	L21−3	−9	+100

注）表中　−はケーソン底版下面からの下がりを、
　　＋はケーソン底版下面からの上がりを、示す

種別	時　刻	打設量
均し打設	8:27	START
	9:30	59m³
	10:30	117
	11:10	152
	12:15	206
	13:00	246
	14:15	308
	15:00	348
	15:50	388
	16:45	449
	17:40	504
	18:00	551
	19:30	603
仕上打設	22:56	START
	24:20	684



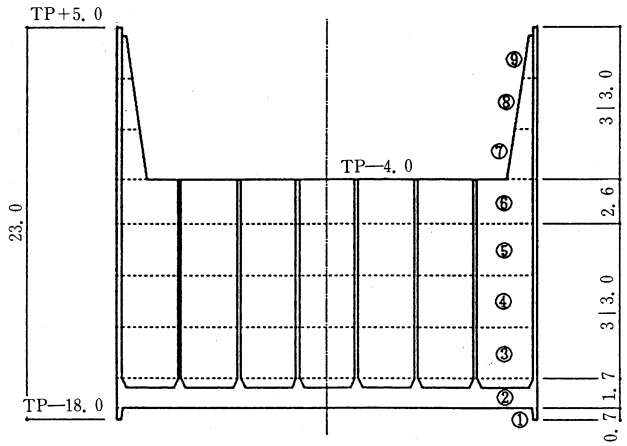
図－19　モルタル打設実績（9P）

Fig.19　Records of mortar casting (9P)

表－10　9Pケーソンコンクリートの品質基準

Tab.10　Quality requirements for 9P caisson concrete

設計基準強度	f'ck(28)＝300 kgf/cm²
粗骨材の最大寸法	20 mm
スランプの範囲	12±2.5 cm
空気量の範囲	4±1%



図－20　ケーソンリフト割図（9P）

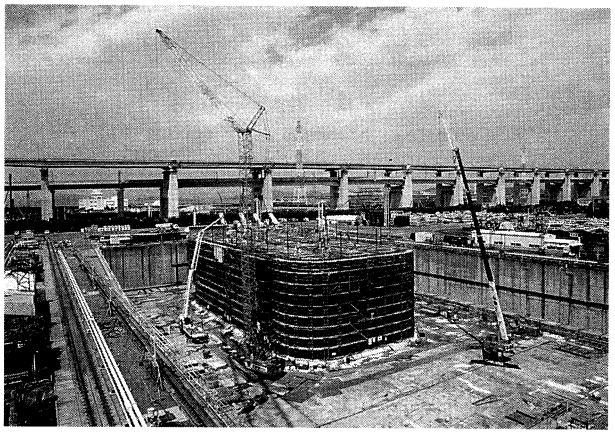
Fig.20　Lift division of caisson (9P)

が完全でなかった箇所もあったので、急硬性セメントおよび無機系注入材でグラウトを行った。

4.2.4　ケーソンの製作

ケーソンの製作は、香川県坂出市の造船所ドック内で行ったが、造船所側の理由によりドックが空いている期間に制約があり、その期間内（14ヵ月）に製作を完了させる必要があった。コンクリートの打設は、温度ひびわれ指数を1.2以上確保するために、夏場では練り混ぜ水に冷水を用いたプレクーリングを行った。なお、塩害による長期的なケーソンの耐久性の劣化を考慮して、コンクリートに塗装を行った。（塗装の範囲：TP－4～TP＋5 m）

コンクリートの品質基準を**表—10**、リフト割りを**図—20**、また製作状況を**写真—5**に示す。



写真－5　9Pケーソンの製作状況

Photo.5　Production of 9P caisson

4.2.5　ケーソンの出渠、係留

ケーソンの出渠は平成5年3月22日に行った。ケーソンの吃水は11.3 mであるが、ドックの水深は満潮時で最大8.5 mであり、約3,100 tの浮力が不足する。

このため、3,600 t吊FC船で補助吊りを行いながら曳航にて坂出港内の仮泊地まで引き出した。仮係留後、ウインチ等係留設備を装備した艤装品ユニットをFC船で一括架設し、ウインチ8基で本係留を行った。出渠の状況を**写真—6**、艤装品の配置を**図—21**に示す。

4.2.6　習熟訓練

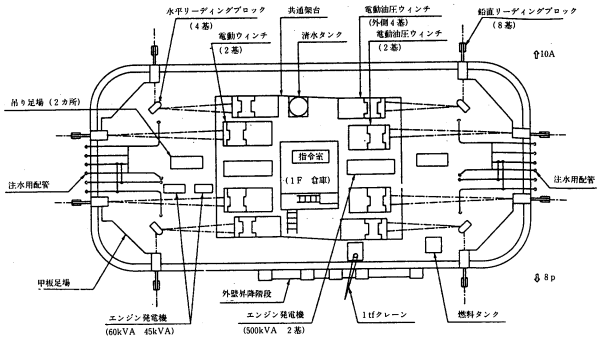
ケーソン曳航船団は、潮流の転流時に来島海峡西水道に進入し、9P地点沖合い約100 mで索取りの後、沈設地点に引き込むが、この一連の作業を潮流が最強となるまでの約3時間以内に確実に終える必要がある。

また、ケーソン進入路周辺の水深が浅く、ケーソンが進入できるようTP－12.5 mまで進入掘削をおこなったが、進入路の余裕幅が10 m程度しか確保できず、高精度なウインチ操作が要求された。

このため索取り及びウインチ操作の訓練を繰り返し行った。

習熟訓練の実施により、索取り用リードワイヤの取り込みに予想以上に時間を要すること、移動中、ケーソン

写真－6　9Pケーソンの出渠
Photo.6　Shipment of 9P caisson



図－21　9Pケーソン艤装品配置図
Fig.21　Arrangement of attachments to 9P caisson

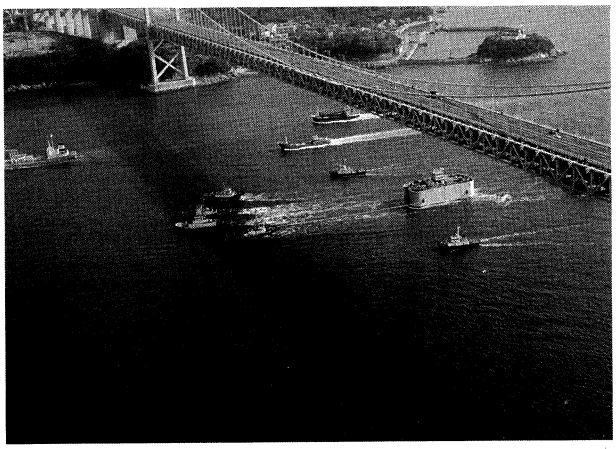
の傾斜角は橋軸方向で最大4度程度とかなり大きいこと、ケーソン内バラスト水の移動により応答遅れが大きいこと等、ケーソン、作業船の固有特性も把握できた。

これらの結果より、ウインチの巻き込み速度の速い揚錨船を主体とした索取り順序、平面回転の少ないウインチ操作順序及び引き込み経路、ケーソン傾斜の少ない注水順序等のきめ細かな実施計画を策定した。

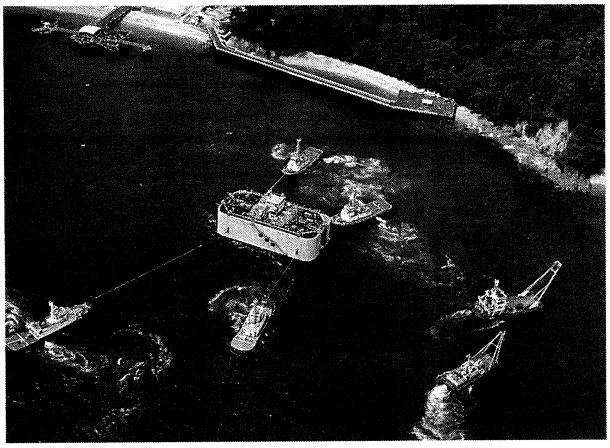
なお、ケーソンの曳航・引き込み・位置決めの計測システムとして、曳航沈設管理システムを開発した。計測計器は、自動追尾式光波距離計・傾斜計・超音波測深器・水圧計等で構成され、動揺解析の結果よりケーソン上に設置した。測位のバックアップは、陸上側の固定点より光波距離計による測量システム、及びトランシットによる直接視準システムの2系統を実施した。

4.2.7　ケーソンの曳航

ケーソン曳航時の課題は、ケーソンの吃水が深いため曳航ルートの測深を綿密に事前調査を行うことであった。その結果、現地での水深の浅い箇所が、坂出港内で12.0m、備讃航路の出口で13.0mであった。実施工では、測



写真－7　9Pケーソンの曳航
Photo.7　Delivery of 9P caisson



写真－8　9Pケーソンの引き込み
Photo.8　Leading-in of 9P caisson

深器を搭載した曳船2隻でケーソン曳航経路前方の測深を行い、さらにG・P・S（Global Positioning System）を搭載した1隻を位置確認として前方に配置した。

ケーソン曳航は、曳船8隻で行ったが、坂出港口より大島小山鼻沖までは進行方向側の曳航4隻の内2隻は船首曳きとしたが、大島より工事海域までは現地係留作業を考慮して全船船首曳きで曳航した。また、計画では大島までは前後4隻ずつの曳航編成としていたが、ケーソンの蛇行が激しかったため、備讃航路以降、6隻曳航・2隻制動の編成で行った。

ケーソンの平均曳航速力は3ノット、曳航距離は、約102 kmであった。曳航状況を**写真－7**に示す。

4.2.8　ケーソン設置

ケーソン設置当日（平成5年5月12日）の海象・気象条件は、天候は晴れ、風向は北、風速は2m/s、波高は0.5m以下であった。設置作業は、ウインチ8基の操作によって引き込み、位置決めを行うものである。ケーソン上の司令室でケーソン引き込みシステムのCRT画面を監視しながら、8本の係留ワイヤーの内2本ずつをウインチ操作し、ケーソン設置位置までの引きこみ作業を行った。引き込み状況を**写真－8**に示す。

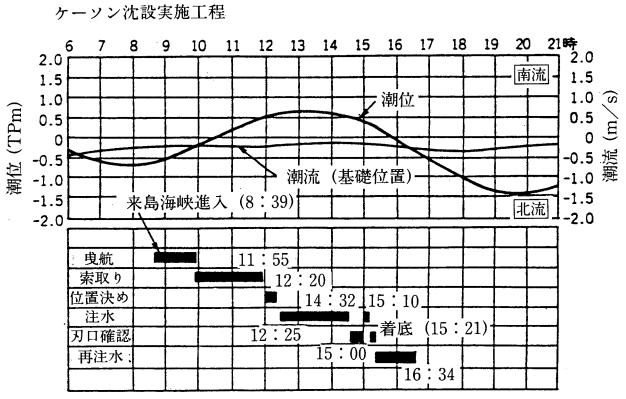
ケーソン概略位置決めを行った後、測位確認を行い10台のポンプにより注水を開始した。着底前50 cmで注水を一時中止し、最終的な位置決め及びダイバーによる刃口と設置面の確認を行った後、再度注水し着底した。

着底後も、ケーソンの安定のため海面水位面まで再注水を行い設置作業は完了した。

ケーソン設置の工程を**表—11**、ケーソン注水管配置を**図—22**、ケーソン引き込み時の航跡を**図—23**に示す。平面設置誤差はケーソン刃口部で5 cm以内であった。また、刃口の接地率は、ダイバーによる調査の結果25%程度で、目標の10%を十分満足するものであり、刃口部の損傷も無かった。刃口部と岩盤との接地状況を**写真—9**に示す。

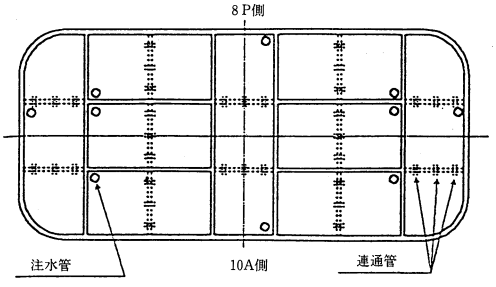
5．あとがき

RCケーソンは、2P・9Pの現場条件下においては経済性、耐久性に優れているが、鋼製ケーソンに較べて重量が大きくなるため、設計、製作、輸送、設置の各作業にRCケーソン特有の課題があった。その課題をそれぞれの現場に適用すべく解決策の検討を重ね、両ケーソンとも無事設置を完了した。



表—11　9Pケーソン設置工程

Tab.11　Schedule of 9P caisson installation



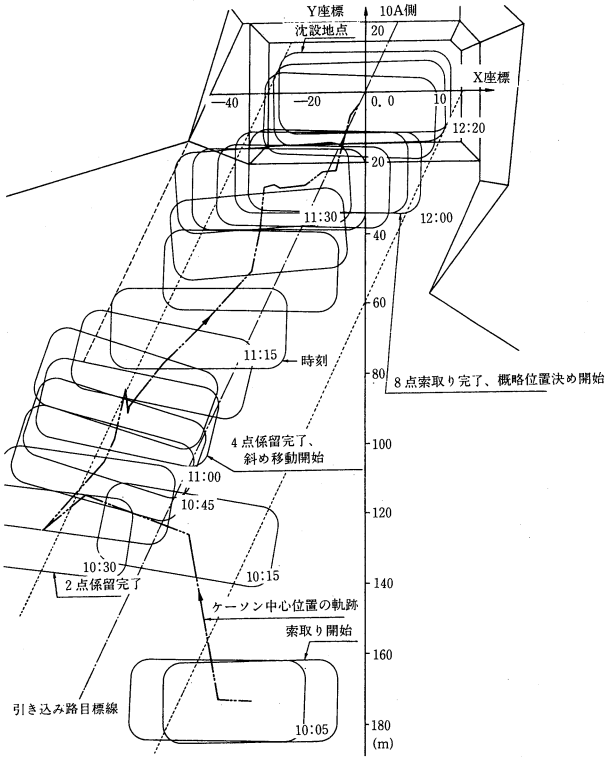
注　水　量	約4 m³/分・台
ケーソン沈降速度	4～5 cm/分
着底までの注水量	約7,000 t
総注水量	約15,000 t

図—22　9Pケーソン注水管配置

Fig.22　Arrangement of water injection pipe for 9P

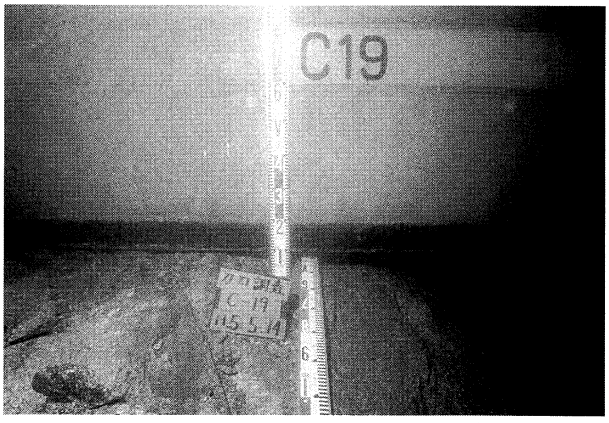
まとめとして、2P・9Pケーソンの基本的諸元を対比したものを、**表—12、13**に示す。

平成7年7月現在、2Pは下部工事が完了しており、9Pは塔架設が完了している。



図—23　引き込み誘導結果（9P）

Fig.23　Result of caisson control (9P)



写真—9　9Pケーソン刃口部と岩盤の接地状況

Photo.9　Contact of edge of 9P caisson with bedrock

表—12　施工法の比較

Tab.12　Comparison of work method

	2P	9P
製　作　場　所	岸　　壁	ドライドック
ケーソン輸送	台船上に搭載して輸送	浮体曳航
ケーソン設置	大型FC船による設置	ウインチ操作、注水による設置
内部コンクリート	水中打設	気中打設

表－13　構造諸元等の比較

Tab.13　Comparison of structural dimensions

項目＼基礎			2P	9P
ケーソン設計の考え方			施工期間中に受ける各荷重で設計する。下部工完成時は、ケーソンと内部コンクリートが一体となって上部工反力を受けるものとする。	
ケーソンと内部コンクリートの一体化のためのせん断キー			ケーソン内面にせん断キー（幅 10 cm、長さ 160 cm）を設ける。	ケーソン内面にずれ止めのため波型のせん断キーを設ける。
鉄筋のかぶり			外面 10 cm、内面 5 cm	同左
ケーソン区画割り			2 分割	21 分割
設計側圧	外壁	Pmax (tf/m²)	10.3（水中コンクリート側圧）	20.9（ドライアップ時水圧）
	隔壁	Pmax (tf/m²)	10.3（水中コンクリート側圧）	12.5（ドライアップ時静水圧）
コンクリート部材厚	外壁	(cm)	50	55
	隔壁	(cm)	40	40
鉄筋	水平	外壁	D 32－ctc 150－1 段（外側） D 29－ctc 150－1 段（内側）	D 35－ctc 150－1 段（外側） D 29－ctc 150－1 段（内側）
		隔壁	D 25－ctc 150－1 段	D 25－ctc 150－1 段
	鉛直	外壁	D 25－ctc 200－1 段（外側） D 25－ctc 200－1 段（内側）	D 32－ctc 150－1 段（外側） D 22－ctc 150－1 段（内側）
		隔壁	D 19－ctc 200－1 段	D 25－ctc 150－1 段
ケーソン数量	コンクリート (m³)		759	4,380
	鉄筋 (tf)		193	1,210
	内部補剛材 (tf)		207	－
	本体重量 (tf)		2,320	11,600

本工事の設計、施工に当たり公団関係者をはじめ、運輸省第三港湾建設局、大阪市港湾局の関係各位、日本技術開発㈱、㈱オリエンタルコンサルタンツ、西松・前田・東洋・PBI 共同企業体、並びに清水・間・不動・若築・川崎重工共同企業体の各位に深く感謝申し上げます。最後に、本文中に用いた図等の一部は、参考文献 3)、4) から引用したことを明らかにしておきます。

参考文献

1）下部構造設計基準・同解説　仮設物設計指針（昭和 52 年 3 月）本四公団
2）鋼設置ケーソン設計要領（昭和 54 年 2 月）本四公団
3）来島大橋下部工設計総括業務　本州四国連絡橋公団第三建設局　平成 5 年 3 月
4）吉田、野村、竹束、来島第三大橋 9 P ケーソンの曳航および沈設　土木施工　平成 7 年 3 月

トルコの道と橋

Roads and Bridges in Turkey

第三建設局 副所長
今治工事事務所
(前)企画開発部 企画課審議役
岡野 哲
Satoshi Okano

1．はじめに

私は国際協力事業団の派遣専門家として1993年2月から1995年2月までの2年間トルコ共和国公共事業住宅省道路庁に勤務した。トルコの高速道路と長大橋の現況については既にいくつか報告[1),2)]もあることから、ここではトルコの道路と橋の印象等を写真を元に記してみたい。

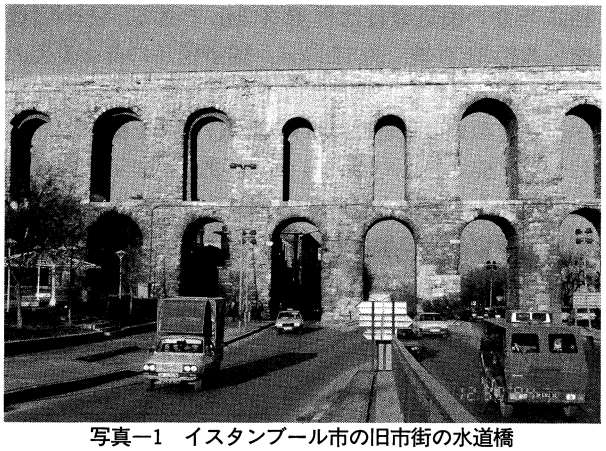
2．近代以前の道と橋

トルコの近代的道路の本格的整備は1950年3月に道路庁が公共事業住宅省の下に設立された時から始まる。しかし、元々地形的にトルコがアジアとヨーロッパとを結ぶ十字路であったことからもいくつもの道が通っていた。ペルシャ時代の王の道、ローマ時代の道、絹の道等。

写真—1に示すのはイスタンブール市の水道橋であり、375年に作られたという。旧市街のアタチュルク大通りを横断するこの橋の上を流れる水は地下宮殿（高さ8mのコリント様式の石柱約300本に支えられた奥行約40m、横幅約70mの巨大な地下貯水池）に通じていたといわれる。2段のアーチからなるこの水道橋はセゴゼアのそれを思い出させる。ローマ時代のこういった土木技術を見る度に(トルコにはペルガマ、エフェスといったローマ時代の都市遺跡も多い) これらの技術がなぜ後世に伝わり、改良されなかったのかと不思議に思う。統治上の必要性と組織力とがなくなった時にその技術は分散してしまうものなのであろうか。

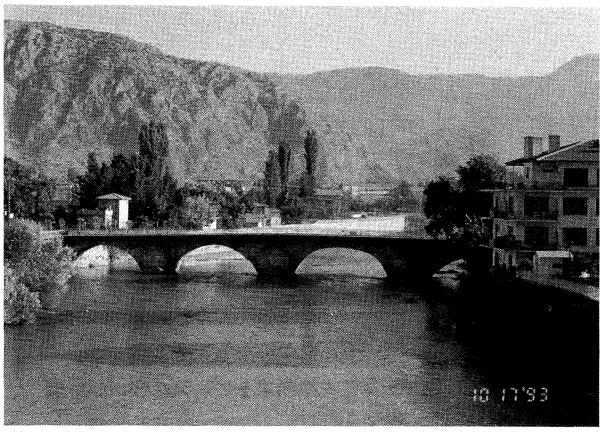
写真—2は南のアダナ市のセイハン(Seihan)川に架かるアーチ橋である。国道の一つ下流に位置するこのタシュ（Taş）橋はオスマントルコ末期の頃のものらしい。歩道と往復2車線の車道がついており、外側には水道管らしきものが後で取付けられたようである。今も十分現役で使用されている。思わず撮ってみたくなる風格がある。縦断勾配が直線というのも面白く、中央のアーチがそれに対応して一番高く大きくなっている。

写真—3も石積アーチ橋であるが、たまたま泊まったホテルが川に面しており、部屋から撮ったものである。黒海近くのアマスヤ市のほぼ中央部にあるこの橋の名と



写真—1　イスタンブール市の旧市街の水道橋
Photo.1　Water bridge in old downtown of Istanbul

写真—2　アダナ市セイハン川に架かるタシュ(Taş)橋
Photo.2　Taş Bridge over Seyhan river in Adana city



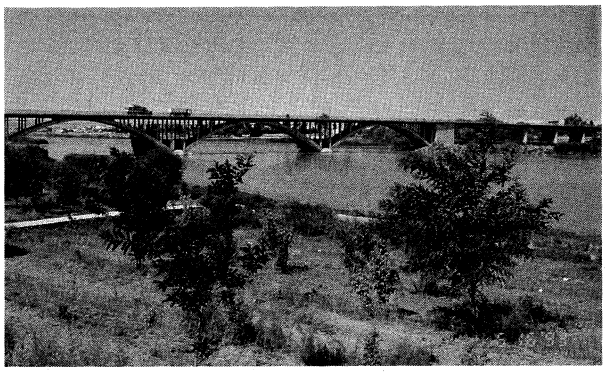
写真—3　アマスヤ市の石積アーチ橋
Photo.3　Masonry arch bridge in Amasya city

作られた年代は調べることができなかった。夕陽が山の峰に隠れようとする直前であり、印象に残る橋であった。この他にもいくつかの石積アーチ橋を目にすることがあった。中にはアーチ中央部が流出し、橋台部のみが残っていたというものもある。これらの石積アーチ橋は国道とか地方道とかの橋ではなかった。構造寸法等で要件を満たさないが故なのか定かではない。しかし、長い年月使われ、今後も使われていくという気がするのは後に述べる国道のコンクリート橋と比べて妙である。

3．国道と橋

1995年初の国道延長は約31千kmである。その国道の橋の数約31百橋、約123km。国道延長に占める橋の割合は0.4%である。全ての国道の橋を見たわけではないが、最も印象に残るのは5径間RCアーチ橋を主とするビレジク橋ではないだろうか。**写真—4**に示す同橋は国道D400がフラット（Fırat）川（英語名：ユーフラテス川）を横切る所に架けられている。この上流約60kmの所にはアタチュルクダムがある。滔滔とした深い流れは半乾燥地域にいることを忘れさせる。それにしてもこの中央部にあるアンカレイジ風の橋台は景観からはあまり良いとは言えないだろう。アーチ反力をとるために必要なのであろうが、アーチのリズムがここで切れ、桁橋への視点の移動に大きな妨げとなっている。道路庁の技術者達はこの橋の設計、施工に深い自信があるのか、私の意見を理解するものの同意してもらえないようであった。

写真—5はサカルヤ(Sakarya)川を国道D100が横断する橋である。コンクリート・ゲルバー桁橋である。7径間あり、うち偶数径間の3径間がゲルバー部である。本橋はサカルヤ川の洗掘により橋脚が危ないということで見たのであるが、下流側に築堤して流速を減少させていることから洗掘は当面心配なくなっている。但し、橋の方はゲルバーのヒンジ部のローラーがどういう状態になっているのか調べる必要を感じた。本橋のあるアダパザール市は昨年トヨタがカローラの現地生産を開始した所でもある。



写真—4　ユーフラテス川を横断するビレジク(Birecik)橋（国道D400）

Photo.4　Birecik Bridge over Eupharates river (National highway D400)

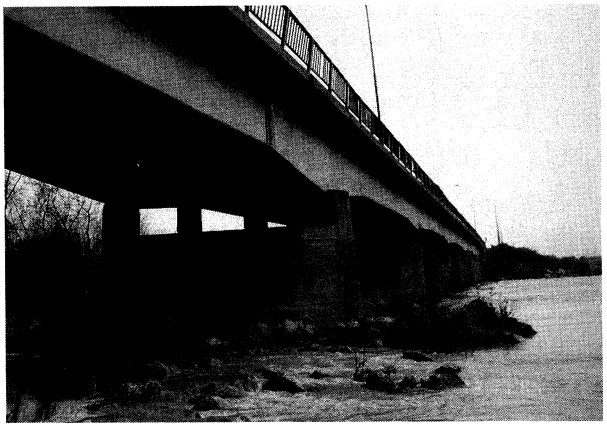
国道橋梁の内約90%がコンクリート橋であり、ほとんどがRC橋であるが、このゲルバータイプのRC橋の数も多い(約250橋)。中にはヒンジ部のローラーが損傷しているものもある。何故ゲルバータイプが選ばれたのであろうか。ゲルバー桁は静定構造であるから計算が楽とか支点沈下に強いとかという理由であろうか。ゲルバー桁というと大阪市にある港大橋に代表されるゲルバートラス橋を想定するが、RCゲルバー桁橋を見た時はその簡素な支点構造とともに驚いたものである。

4．高速道路の橋

トルコの高速道路は1995年初で供用延長は約1,100kmとなっている(**図—1**)。これには第一、第二のボスポラス橋及びゴールデンホーン橋が含まれており、日本とも関係が深い。ここでは前述したように高速道路の高架橋と今後の長大橋について述べる。

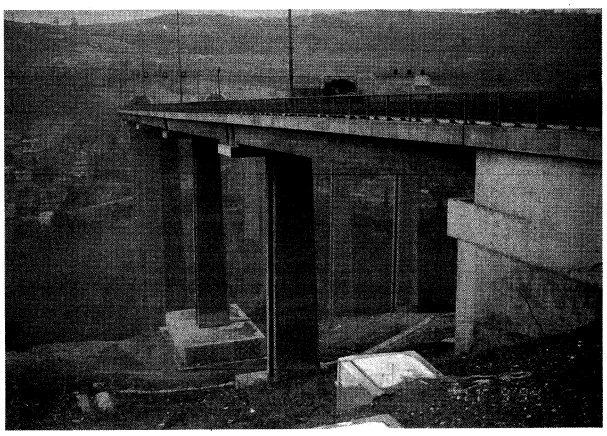
4.1　高速道路の高架橋

写真—6は供用中の高架橋で最も高い橋脚を有する高架橋である。最高橋脚高は98m。イスタンブール市の東約100kmのイズミットにあり、橋の両サイドがトンネ



写真—5　サカルヤ川橋(国道D100)

Photo.5　Sakarya river Bridge (National highway D100)



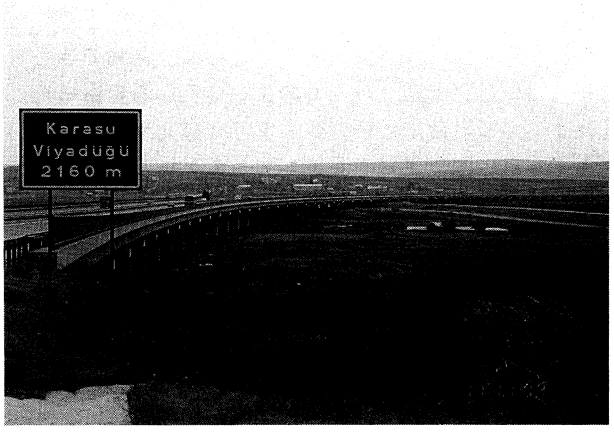
写真—6　供用中では最も高い橋脚(H＝98m)を有する高架橋（イズミット市）

Photo.6　Viaduct with the tallest pier (H＝98m) of all in service (Izmit city)

ルとなっている。40 m×6 連＝240 m の橋だから、この橋だけを採り上げれば、アーチ橋などが橋種として浮ぶ。この疑問を呈したところ、道路庁の技術者は経済性と品質管理を理由にした。確かにこの部分の発注単位は 200 km 以上であり、橋脚間の長さ 40 m の規格品的な PC 箱桁を使えば上部工は経済的である。しかし、下部工を含めた橋全体の工費はどうなのであろうか。また、特定の橋だけ全く異る橋種のものを用いるには品質管理の面で自信が持てなかったのであろう。ともかく迅速に安全確実に高速道路を整備する一つの考え方ではある。

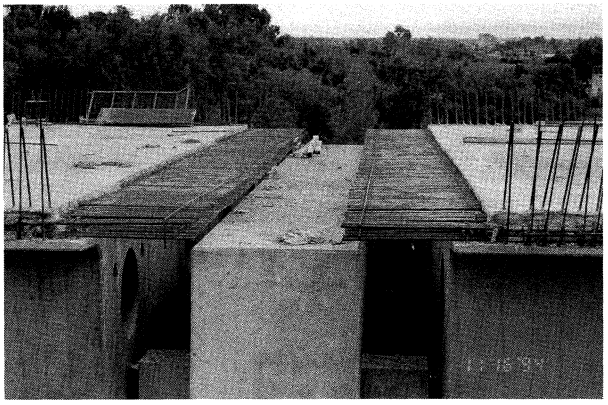
写真—7 はトルコ最長の高架橋である。このカラス (Karasu) 高架橋は前述の高架橋形式を用いた 54 径間、橋長 2,160 m であり、写真—6 の橋と同じ発注区間に属する。イスタンブール市の西の郊外でかつてブユクチェクメジェ (Büyükçekmece) 湖であった (流入河川により陸地化された) 部分を通っている。軟弱地盤ということで高架橋としたものである。

これら高架橋に共通するのは同一支間長、同一断面の PC 箱桁を多数作っておき、箱桁にはプレキャスト版でフタをし、桁間のスキ間はシール材を充てんし、その上に床版コンクリートを打設している点である。更に床版部は 3 径間または 4 径間毎 (カラス高架橋の場合) に連結する。PC 桁の架設、床版一般部の配筋、床版一般部のコンクリート打設、床版連結部の配筋そして床版連結部のコンクリート打設と一連の施工を順々に行っている現場を訪れる機会があった。アダナ市付くのタルスス市のベルダン (Berdan) 川高架橋の現場である。橋長 970 m のこれまで述べてきた高架橋と同じ形式である。**写真—8** に床版連結部の配筋前のものを示す。この高架橋の場合、床版厚は 25 cm である。写真中央の橋脚から立上った部分と床版下面との間は 10 cm 程度の空間となる。また、床版連結支間数はここでは 5 径間が基本となっており、前記カラス高架橋に比べ増加している。なお、支承は弾性固定である。多径間連結の観点から興味ある構造だ。



写真—7　トルコ最長のカラス (Karasu) 高架橋
(イスタンブール郊外)

Photo.7　The longest bridge, Karasu Viaduct (suburbs Istanbul)



写真—8　単径間 PC 桁の床版連結部
(タルスス市の Berdan 川高架橋 L＝970 m)

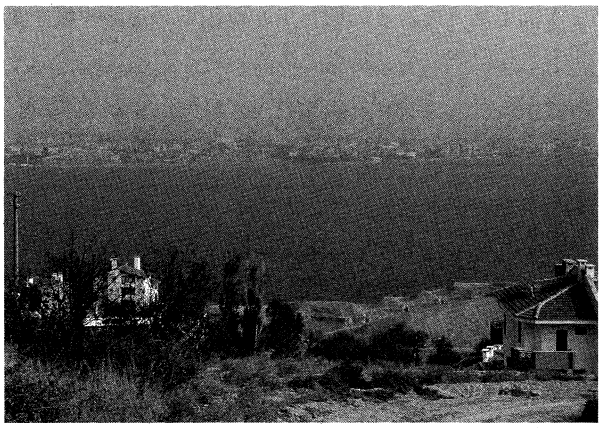
Photo.8　Joint of floor slab of single-span PC bridge (Berdan River Viaduct, L=970m)

4.2　今後の長大橋プロジェクト

高速道路の長大橋プロジェクトを 2 つ紹介する。

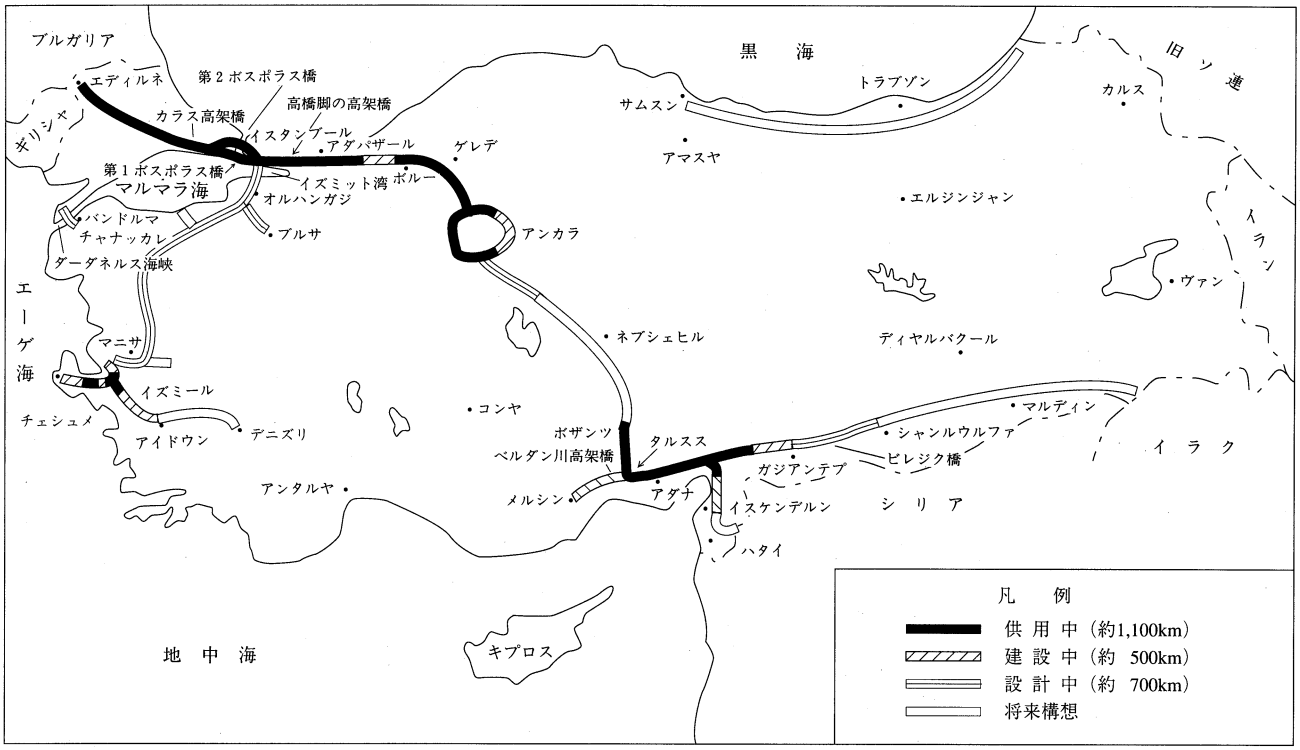
第一はイズミット湾横断橋である。**図—1** の高速道路設計区間のうち、イスタンブール～イズミール自動車道が既供用部分に接続する付近でイズミット湾を横断する。海上部の延長は約 3 km となる。イズミット湾には活断層が通っているようであり、十分な調査が望まれる。この横断橋を含むオルハンガジから既供用部分までの約 50 km の区間が B.O.T.方式で実施されようとしている。日本企業グループを含む 10 のグループが昨年 7 月の事前審査にプロポーザルを提出しているが、まだ事業主体は決っていない。高速道路では既供用区間の S.A.、P.A. を B.O.T.方式で整備してきているが、道路自体を B.O.T.で実施するのはこのプロジェクトが初めである。

第二の長大橋プロジェクトはダーダネルス海峡連絡橋計画である。橋を含む約 30 km の設計が昨年完了した。橋の方は補剛桁の風洞試験を含めて設計し、ダーダネルス海峡の最短部をほぼ東西に横切り、アジア側のチャナッカレ市中心部を通るルートが選定されている (**写真—9**)。中央支間長1,450mの吊橋である。トルコの高速



写真—9　ダーダネルス海峡連絡橋架橋予定地点
(ヨーロッパ側アンカレイジ付近よりアジア側チャナッカレ市中心部を望む)

Photo.9　Planned location of Dardanelles strait-crossing bridge project Çanakkale city on Asian side viewed from a porposed anchorage site on European side)



図—1　トルコの高速道路図(主な橋梁位置を含む)

Fig.1　Motorway networks of Turkey (including major bridges)

道路は往復６車線が基本であるが、本橋は往復４車線となっている。ダーダネルス海峡はボスポラス海峡に比べ幅も倍ぐらい広く、開けていることから、もう少ししっかり風の調査等を行う必要性を感じている。約２千台/日の現在の直下フェリーの利用交通量からはなかなか採算がとれそうに思えない。どのような手法で事業化を行うのか、またはしばらく調査検討の期間とするのか目が離せない状況である。

５．おわりに

７分の期待と３分の不安を抱いての赴任。またたく間の２年間であった。その間、トルコ国内の道路や橋を見る機会に恵まれた。橋に対する考え方も、共鳴できるものからこれはどうかというものまでいろいろであった。人によって設計段階で橋の骨格をどう設定するのか差があるように、国によっても違ってくるということなのであろうか。海外報告ということで私なりの感じ方を記させて頂いた。

参考文献

１）岡野：東西文化の十字路（トルコ）、土木学会誌、平成６年６月

２）岡野：海外だより(トルコ共和国)、海峡横断、1995年４月創刊号、海洋架橋調査会

スエズ運河に架ける

Crossing Over the Suez Canal

向島工事事務所　第一工事長
(前)企画開発部　企画課長代理
平原伸幸
Nobuyuki Hirahara

1．まえがき

エジプト国政府は中東和平の新たな進展を受けて、シナイ半島を将来における新たな政治、経済、社会的に主要な地域として位置づけ、農業、鉱工業、観光等を含む各分野からなる大規模プロジェクトを計画している。

現在、シナイ半島は地中海と紅海を連絡するスエズ運河によって、カイロ首都圏を含む主要地域と分断され、両岸は1本のトンネルと7カ所の地点で横断するフェリーで結ばれているが、シナイ半島の開発を実現させるためには、さらに運河渡河手段の強化が必要とされている。

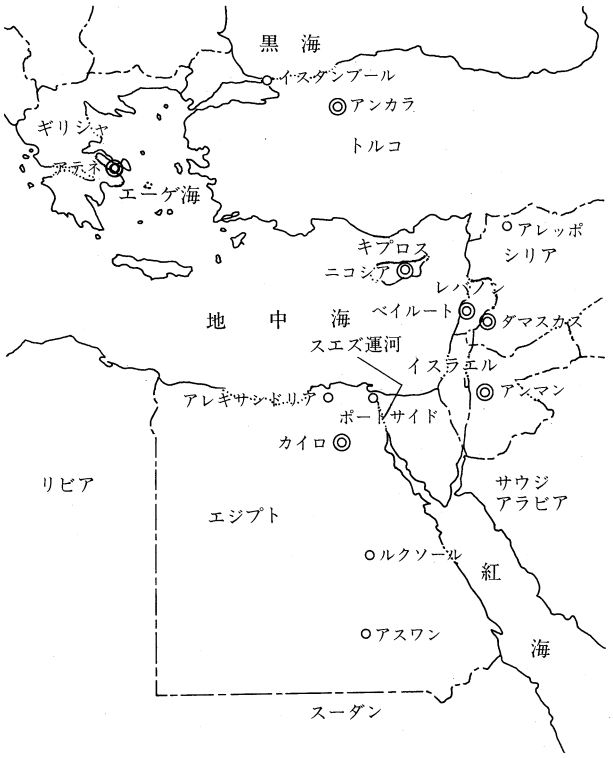
こうした背景の中で、エジプト国政府は新たにスエズ運河を横断する構造物のフィージビリティー調査の実施をわが国に要請し、これを受けて国際協力事業団の派遣する計画調査事前調査団が平成6年10月と平成7年1月に組織され、このうち後者の調査団の一員(橋梁計画)として、同国を訪問した。

2．調査の概要

2.1　シナイ半島開発の背景

エジプト国はアフリカ大陸の北東端に位置し、北は地中海、東は紅海に面し、西はリビアに、南はスーダンと接している。国土は約100万km^2の面積を有し、首都カイロ以北の地中海よりのデルタ地帯とこの国を貫流するナイル川沿いの狭い渓谷地帯を除けば、それ以外は広大な砂漠（国土の96%）となっている。人口は約5,770万人（1992年時点）で、このうち約1,600万人がカイロ及びその周辺地域に住んでいる。

シナイ半島はエジプト国の東北に位置し、東のアカバ湾、西のスエズ湾(紅海の一部)で挟まれた面積6万km^2の三角形の半島である。東の境界はエジプト国とイスラエルの政治的国境であり、半島西部はスエズ運河によりエジプト国本土と分断されている。シナイ半島はイスラエルとの国境を有することからエジプト国政府にとって戦略的に重要な位置を占め、軍事的にも重要な拠点となっている。しかしながら、シナイ半島は、水資源の絶対的な不足、炎暑な気候等厳しい居住環境にあり、その結果、半島北部の地中海沿岸及び石油資源、観光資源の所在地等の一部地域にわずかな定住人口を抱えているのみである。



図—1　エジプト国位置図

Fig.1　Location map of Egypt

エジプト国の農業のシェアは近年低下しており、これは国土の3.5%のみが生産・居住可能地域であり、急速な人口増、都市化がこれを加速しているもので食料自給率は50%以下となり、輸入が増加傾向にある。主要産品は石油、綿花とその製品で輸出品目は限られており、恒常的な赤字基調を呈している。これを出稼ぎ労働者からの送金、スエズ運河収入、観光収入、経済援助、資金借入で補う国際収支構造となっている。

このように、国土の5%に満たないナイル川沿岸及びデルタ地域に国民の98%が居住するという片寄った人口分布に対応するため、1982年から始まった国家の5カ年計画においては、国土全体を利用し新たな都市建設により人口を分散させる方針で、その開発計画が策定され

ている。また、1994年には、歴史的な中東和平が成立し、以前にも増してシナイ半島の政治的、経済的な重要性が高まっている。

2.2 エジプト国の運輸事情

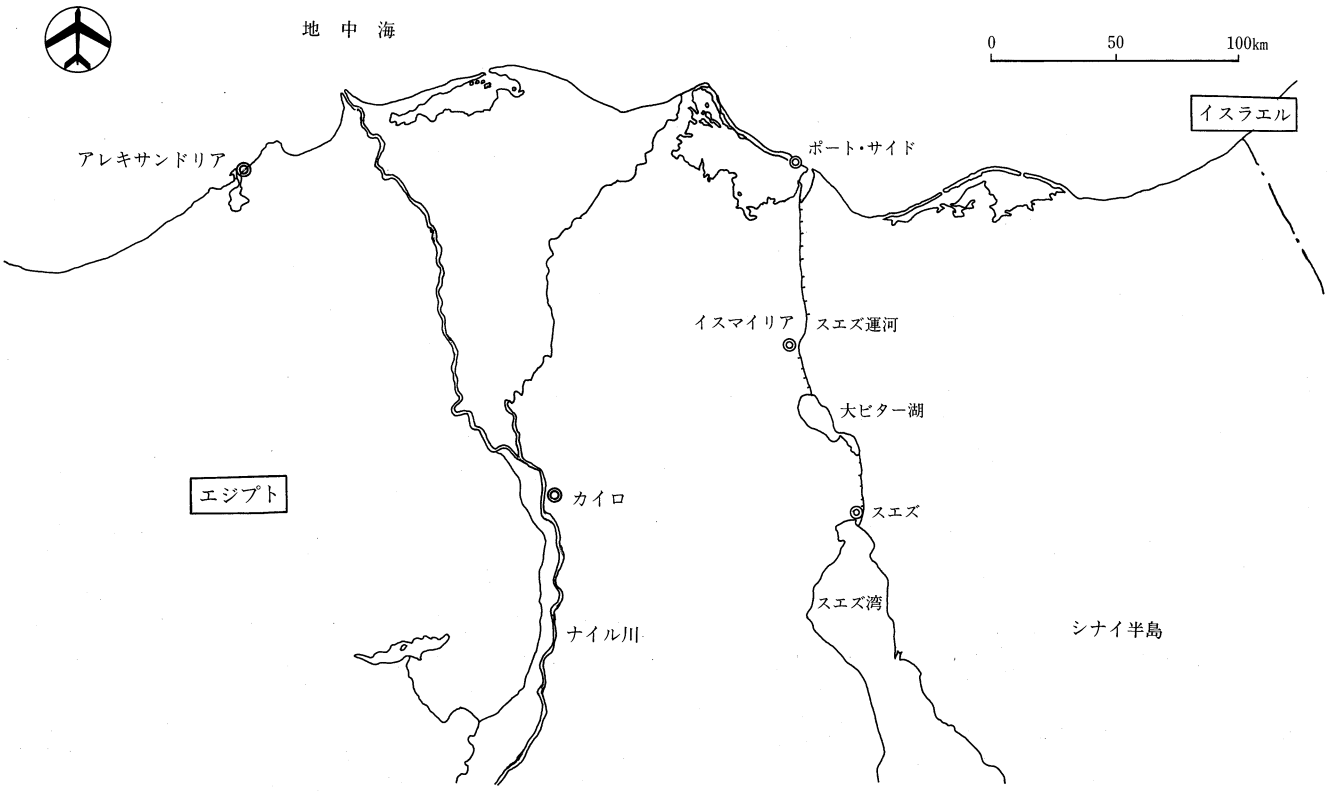
約100万km²の国土のほとんどは砂漠地帯であり、経済活動の行われている地域は、国土の5%に当たるナイル川流域とデルタ地帯に限定されており、交通網もこれらの地域と地中海及び紅海沿岸地域に集中している。貨物輸送、旅客輸送とも国内の地域間交通の大半は、自動車と鉄道であり、航空機及び河川水運を含む船舶輸送の割合は高くない。都心内の道路交通の面では、慢性的な渋滞の他、信号機、歩道、横断歩道の不足等による安全対策の不備等の課題がある。また、老朽化した車両及び法律としては存在しているものの施行されない排ガス対策等による大気汚染が都市部では顕在化している。

2.3 スエズ運河の現況

スエズ運河は、地中海と紅海を結ぶ全長195 kmの運河であり、国際海運上の重要施設となっている。海上進入路が地中海側の都市ポートサイド寄りに18 km、紅海側の都市スエズ寄りに15 kmあり、航路本体(陸上部を浚渫した部分)の延長は162 kmあり、航路水深は−20.5 mが確保されており、船舶の動揺、潮の干満等による余裕水深を考慮し、喫水約17 mまでの船舶航行が可能となっている。航路の途中、50〜62 km地点(ポートサイドからの距離で表示)では、複線化されており、大ビター湖とともに南北両方向へ航行する船団のすれ違い場所となっている。このように運河は一部区間を除き単線であり、船舶の運河通航にあたっては、南行き、北行き双方とも船団(コンボイ)を組み、時刻表に従って通航することとなっている。1日あたり、南行き2船団、北行き1船団が組まれ、両方向の船団は、前述の場所ですれ違う運行計画となっている。

通航隻数は、1993年で約1万7千隻であり、船舶の大型化に伴い、80年代の2万2千隻程度に比し減少している。他方、通航トン数については、約4億トンであり、

写真−1 スエズ運河
Photo.1 Suez Canal



図−2 カイロ周辺図
Fig.2 Detail Map of Cairo and peripheral

若干の出入りはあるものの堅調に増加している。

こうした運河の利用実態を踏まえ、エジプト国政府は、将来の通航船舶数の増加及び通航船舶の大型化を見込んだ運河拡張計画を有しているため、渡河手段としての現行フェリーの増強も運河通航船舶の安全航行上から制約があり、大きな改善は見込めない状況にある。

2.4 スエズ運河渡河手段の現況

スエズ運河を横断する手段としては、運河沿いに7カ所設けられているフェリー施設、アハマド・ハムディ・トンネル及び臨時に設置される浮き橋がある。このいずれも、スエズ運河庁により運営されている。

フェリー施設は、無料で利用できる上、運行頻度も多く、所要時間も2～3分（待ち時間含めず）であるため、重宝されている。フェリーの運行は随時行われており、一回当たり運搬台数は限られているものの、現況を概観した限りにおいては、長い待ち行列ができるという状況ではなかった。エジプト国が必要と考えている運河中央部のフェリー4カ所の渡河交通量は約3,000台/日程度である。

アハマド・ハムディ・トンネル（延長1,640 m、2車線）は、スエズ運河南部(北端のポートサイドから142 km地点)に位置し、1983年に開通した。この名称は、1973年の第四次中東戦争で戦死したエジプト人将校にちなんで名付けられたものである。このトンネルは、施設の維持・管理に要する費用の一部を捻出するため、有料で通行させており、普通自動車の場合、1エジプトポンド（約30円）となっている。また、開通以来、漏水（塩化分を含んだ水）によるコンクリートの劣化（中性化）が進み、1992～95年度にかけて、わが国の無償援助により補修工事が行われており、現在、昼間は片側通行、夜間は通行止めの交通規制を受けている。なお、交通規制の実施による交通渋滞も発生しておらず、円滑な交通が確保されている。交通量は、平均約1,100台/日程度である。

浮橋は、1993年から開始されたもので、シナイ半島からの農作物輸送がピークを迎える6～8月の3カ月間だけ運河中央地域に1橋、臨時に設置されている。この浮橋はスエズ運河の船舶航行に影響を与えない夜間のみ設置され、早朝撤去されている。

2.5 スエズ運河横断構造物の概要

スエズ運河の随時性のある渡河手段としては、橋梁及びトンネルが挙げられるが、前述のようにエジプト国での本格的なトンネルであるアハマド・ハムディ・トンネルが建設後、大規模な補修工事を必要としたことから、同国では、トンネルは耐久性が低く、工費（当初建設費と補修費の合計）が高いという概念が植え付けられたのではないかと推察される。

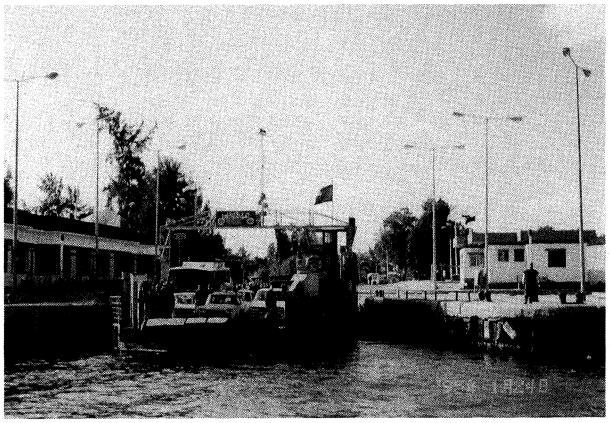
これに対し、橋梁は戦時下においては、格好の標的とされるものの、近年の周辺諸国を含めた政治状況の変化(中東和平の進展)に伴い、運河架橋計画はシナイ半島開発計画の一部に位置付けられており、中東和平の象徴的な存在として、橋梁建設の早期実現を望んでいるように思われる。

ちなみに、想定される橋梁計画は、桁下空間70 m前後、中央支間長約400 mの長大橋であり、自然・環境条件にもよるが、一般的には斜張橋で計画される範疇の橋梁規模となっている。また、自動車専用道路ではなく、人や馬車等の利用があることを考慮に入れると、縦断勾配・制限長の設定等、今後、道路計画上で工夫を要する事柄が多々あるものと推察される。

3. 雑感

今回の調査は、イスラム教でのラマダン（断食月）を目前に控えての、平成7年1月21日㈯から31日㈫にかけての現地調査であった。経由地としてこのエジプトの調査の前後にロンドンを配して計画が立てられていたせいか、カイロ空港に降りてのカルチャーショックはかなりのものがあった。

まず、大気の汚染度がひどいこと、道路を走行する自動車の程度がかなりクタビレていること、さらに、わが



写真—2 スエズ運河におけるフェリー運航状況
Photo.2 Ferryboat on Suez Canal

写真—3 カイロ市内の交通状況
Photo.3 Traffic condition in Cairo

国では2車線で供用されるであろうと思われる道路は、レーンマークも施されておらず（あるいは消えてしまったのか)、こうした道路上を3列にも4列にもなって自動車が走っている。また、信号はあるにはあるが、ほとんど守られてもおらず、右折や左折それに車線変更の車も歩行者も堂々とどこからでも湧き出てくるのである。車線変更（車線という概念もこの国にはないような気もするが）にいたっては、これは絶対に気の強い方が勝ちであり、ほとんどぶつかりそうになるまで接近してくる。たまに運転しながら窓を開けて、隣の車のボディを手でたたいて、「どけろ！どけろ！」等のやりとりもある。ちなみに運転免許証は前進と後進ができれば、すぐに交付されるとのことで、実地で鍛えられるとはいえ、背筋が寒くなる思いを何度となく味わわせていただき、こうした状況に慣れるまで、同乗しているだけで手に汗握るカーチェイスのアクションシーンを堪能してしまった。車は時折日本車もあるが、大半は欧州車、米国車である。車の程度は、日本ではほとんど廃車寸前のもので、動いているのが不思議なくらいであり、実際、この現地調査で国際協力事業団がチャーターしたレンタカー（運転手込み）3台のうち1台も何回か押し掛けを必要としていた。

スエズ運河の周辺は、殺風景な砂漠がどこまでも続くといった環境であったが、スエズ運河自体はむき出しの切土法面に水を張ったといった形状であり、水路幅から感じる印象は尾道水道のような感じで、この両岸を渡るフェリーは、尾道の駅前渡船、福本渡船といった風であった。

また、カイロにおける政府機関の勤務形態は通常、午前9時か10時頃から昼食抜きで午後2時頃までであり、特段用事がなければ2時以降は解放される。さらに、週の休みは金曜日の1日だけとされていた。週の休みの方は外国でのことでもあり、今日が何曜日等という概念もなく、行動していたためか、気にはならなかったが、昼食が遅いのと、エジプトでの食事にはかなり苦労した。渡航前から、エジプト国の衛生事情をよく知っている方々から、生水・生野菜は口にしない方がよいとの忠告をいただいていたため、これを厳格に（？）守り、飲料は現地産のステラ・ビールを基本とした。自らの節制が功を奏したのか、ただ単に胃腸が丈夫だったのかは定かではないが、かの地に一週間以上滞在する者の多くが経験するという重度の食当たりには遭遇しなかった。ちなみに、これは現地では「ファラオの呪い」と呼ばれており、これに罹ると1～2日は寝たきりで、ベッドとトイレの往復になるそうである。

夕食の機会の半分程度は、エジプト国の各政府機関及び日本大使館主催の夕食会であり、英語が苦手な私は、両脇をエジプトの方に囲まれて、いつ話かけられてくるかと緊張しながらの食事であったことから、この環境があまり美味しくなかったと思われるエジプトの味付けを一層味気ないものとしていた。こうした折り、運輸省からのアタッシェとして、エジプト国に派遣されているY書記官のご自宅に招待されての日本料理のお心遣いが有り難く、この調査内の出来事のなかで最も印象に残っている。

最後に、今後のシナイ半島開発計画の進展度合いにも左右されるものと思われるが、かつては世界の火薬庫と呼ばれた中東地域での和平の実現を象徴する、「平和の架け橋」としてこの架橋事業が採択され、完成した姿をいつの日にかこの目で見たいものである。

技術ニュース

明石海峡大橋補剛桁架設開始

平成７年６月６日、明石海峡大橋の補剛桁架設を開始した。

今回着手箇所は、２Ｐ主塔の側径間塔付き部分で、中央径間の２Ｐ主塔側面材の部材供給基地となる。重量約2,700ｔ、幅35.5ｍ、長さ84.6ｍ、高さ14ｍの大ブロックである。なお、大ブロックは、橋体部分約1,800ｔであるが、トラベラークレーンなど架設機材約900ｔを搭載している。

大ブロックは、3,500ｔフローチングクレーン船（FC）により架設した。堺市岸壁で地組した大ブロックをFCにより吊り上げ、吊り曳航により架設地点に入域し架設作業を行った。吊り曳航は、当初６月３～４日に予定していたが、４日の天候が悪く、その日のスケジュールを１日順延しての実施となり、あらためて明石海峡の自然環境の厳しさを感じさせられた。

本橋の補剛桁は、橋長約3.9ｋｍを272パネルで構成するトラス桁で、１パネル当たりの長さは約14ｍである。補剛桁架設の手順は、中央径間部については２Ｐ、３Ｐの各主塔から、側径間部については１Ａ、４Ａの各橋台から大ブロック架設の後、２パネル単位で面材張り出し架設を行う。大ブロック架設箇所は、各主塔の中央径間側、側径間側塔付き部分の各６パネル及び各橋台の橋台付き部分の８パネル、計６箇所40パネルである。面材張り出し架設は、大ブロック架設完了箇所を起点として橋梁の中央方向に向かって架設する。

今後は、５回の大ブロック架設を約４カ月かけて実施する。その後、面材張り出し架設により順次橋桁を伸ばしていき、来年の秋頃に閉合する予定である。

（文責：工務部工務第一課　中川秋男）

来島大橋大型風洞試験開始

大型風洞試験室（茨城県つくば市土木研究所内）では、平成７年度４月から来島大橋の風洞試験を開始しました。この試験は大型風洞試験として、明石海峡大橋（平成3～4年度）、多々羅大橋（平成5～6年度）に続く３番目の試験になり、平成８年度末までの試験期間を予定しています。

来島大橋は、第一から第三までの３橋よりなりますが、今回の試験では来島第二大橋（中央支間1,020ｍ）を試験対象橋梁としています。来島第二大橋は来島第三大橋（中央支間1,030ｍ）とほぼ同規模であり、フラッターに対して余裕が少ないこと、また付近の中渡島等の影響で複雑な気流特性が予想されることから、第二大橋を代表として大型風洞試験によって照査することにしました。

大型風洞試験においては、以下の２種類の風洞試験を予定しています。

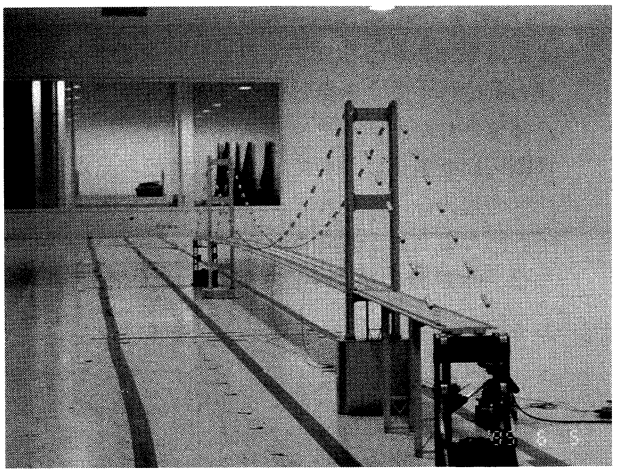
1．大型模型風洞試験（縮尺1/60）

本試験では、フラッターに対する安全性を精度良く評価するため、防護柵、検査車レールなどの断面の細部をできるだけ忠実に再現できるよう、風洞寸法の許す限り大型の模型として、模型の縮尺を1/60としました。

この縮尺での模型の大きさは全長約25ｍ、主塔高約３ｍになります。

2．周辺地形を考慮した全橋模型風洞試験（縮尺1/150）

本試験では、来島第二大橋全橋模型と前述の中渡島等を含めて橋軸方向約６km、橋軸直角方向約3.5ｋｍの範囲を風洞内に再現します。周辺の地形を再現することにより、橋は現地で実際に生じると予想される気流に近い状態の中におかれます。この気流のもとでの耐風性を調査することにより、より実橋に近い耐風性の評価が行えることとになります。



来島第二大橋全橋模型（縮尺1/150）

現在、大型風洞内には縮尺1/150の全橋模型を設置し（写真参照）、橋梁のみでの耐風性を確認する予備試験を行っています。

（文責：設計部　設計第一課　大谷康史）

来島大橋補剛桁架設用の自航台船の操船試験完了

前号で紹介した自航台船「うましま」の操船性試験を来島大橋5P周辺海域で実施した。試験概要は、以下のとおりである。

- 運動性能の把握：航行、制動を行い、運動性能を確認する。
- 定点保持性能の把握：目標物直下にて、定点保持操船を行い、定点保持性能を確認する。
- 補剛桁架設模擬施工：一連の直下吊り架設手順を試行し、施工性を確認するとともに改善点の発見を行う。

試験は、平成7年4月6日から実施した。まず空載状態で操船習熟、運動性能の把握を行い、その後自航台船上に模擬補剛桁ブロックとして500t積級台船を搭載し、操船習熟、運動性能の把握を行った。

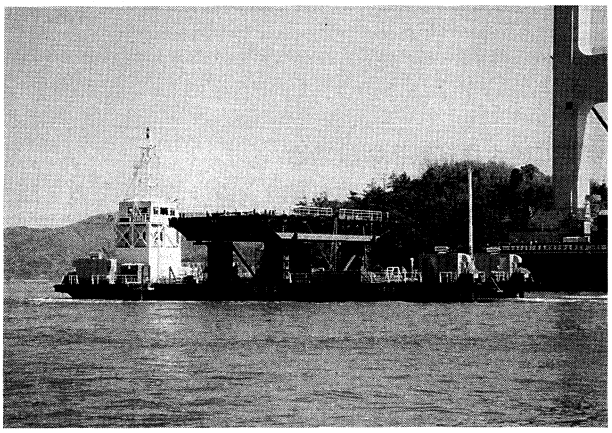
定点保持性能の把握は、5P橋脚上に配置したトラッククレーンに定点目標物を吊り下げて行い、最後に5月6日から9日まで600t吊級FCを使用して、自航台船より搭載した500t積級台船を水切りする補剛桁架設模擬施工を行い、予定していた試験項目全てを完了した。

試験結果は、概略以下のとおりであった。

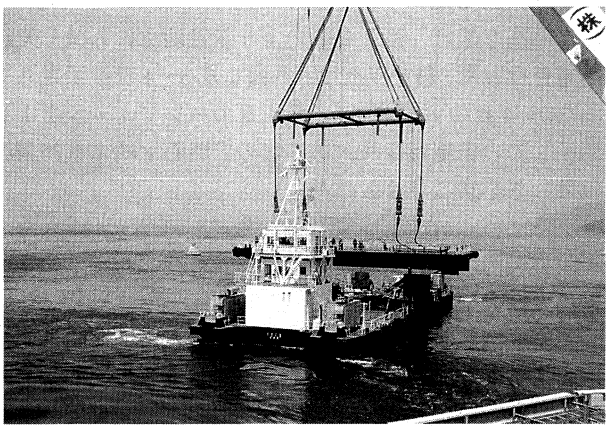
- 自航台船の航行速度は、空載時で対水10～11kt、満載時は8～9ktであることを確認した。
- 定点保持性能は、潮流速0～1ktでは半径0.5m程度、潮流速2～3ktでは半径1.0m程度、潮流速4ktまでは半径2.5m以内の定点保持が可能であり、船体の動揺は小さく玉掛け作業は十分可能であることが確認された。
- 補剛桁模擬施工においては、自航台船の定点位置直下への進入から離脱まで、予定時間内に完了でき施工計画の妥当性が確認された。

今後は、本試験の結果を踏まえて、補剛桁工事発注(7月下旬予定)後詳細な施工計画を立案し、平成9年秋頃より本施工を行う予定である。

(文責：今治工事事務所　技術課長　中尾俊哉)



自航台船の操船性試験（500t積級台船を搭載した自航台船「うましま」）平成7年4月



自航台船の操船性試験（補剛桁架設模擬施工一台付け完了時）

お知らせ

明石海峡大橋4AJVが、『労働大臣優良賞』を受賞しました。

1. 受賞者　熊谷・青木・フジタ・若築特定建設工事共同企業体

2. 受賞理由　明石海峡大橋4A下部工工事*の無災害のため
(昭和63年3月1日～平成6年11月30日　延1,630,232時間)

＊：表彰に際して使用される工事名称。公団の発注件名は①明石海峡大橋4A下部工（その1）工事②明石海峡大橋4A下部工（その2）工事③明石海峡大橋4A駆体工事。

文献紹介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介　　'94.4～6月受入分

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

◎著者欄の＊印は公団以外の人

題　　名	著　　者	雑誌名	巻	号	年　月	頁
明石海峡大橋1Aアンカレイジにおける高流動コンクリートの施工と品質管理	糸日谷淑光、徳永剛平、斎藤哲男、西村徹也	コンクリート工学	33		1995.2	
大断面土砂トンネルにおけるアンブレラ工法を用いた上半先進ベンチカット工法	村田正信、岡澤達男、三島功裕	土木学会誌	80		1995.4	
本州四国連絡橋公団	星野満	道路			1995.4	
Full Model Wind Tunnel Test of the Akashi-Kaikyo Bridge (Test Result in Turbufence flow)	多田和夫、北川信、金崎智樹、勝地弘	Procceding of IV International Colloquim on the Gibraltar Strait Fixed Link			1995.5	

本四技報総目次(No.1～No.75)

題名	執筆者	号	年月
巻頭言			
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	松崎彬麿	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	富樫勘七	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
文化と橋	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」	松崎彬麿	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　厳	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
文化と理科	柴田啓次	No.26	'83.10
新たなる目標	松崎彬麿	No.27	'84.1
現場からの土産話	吉田　厳	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	山下文利理	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　厳	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ケ月前	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
砂弥島の風景	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　'95.4
自然の威力を直視しよう	萩原　浩	No.74　'95.1
兵庫県南部地震に思う	佐伯彰一	No.75　'95.7

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	喜岡直太郎・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
長支間道路吊橋の計画（要約）	川崎偉志夫	No.8　'79.4
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.9　'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）	神　弘夫・栗野純孝	No.24　'83.4
耐震壁付 RC 橋脚の設計（解析編）	塩井幸武・神　弘夫・吉田好孝	No.26　'83.10
耐震壁付 RC 橋脚の設計（実験編）	塩井幸武・加島　聰・吉田好孝	No.27　'84.1
FEM・RBSM による基礎の支持力・変形解析	栗野純孝	No.28　'84.4
脚付ケーソン基礎の耐震安定性	塩井幸武・吉田好孝	No.32　'85.1
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	宮下　力・吉田好孝	No.50　'89.4
低発熱コンクリート	山田勝彦・新田篤志・二宮仁司	No.54　'90.4
マスコンクリートの塗装に関する調査	山田勝彦	No.58　'91.4
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	森下尊久	No.73　'95.1
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	No.74　'95.4
高架橋の多径間連続化における耐震設計	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	加島　聰	No.1　'77.7
東大維橋におけるケーブル応力の測定調査	北川　信	No.1　'77.7
80 キロ鋼溶接継手の疲労試験	奥川淳志	No.2　'77.10
吊橋ケーブルの二次応力測定（平戸大橋）	北川　信	No.3　'78.1
鋼床版の変形特性に関する調査	福井幸夫	No.4　'78.3
吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験	奥川淳志	No.5　'78.7
塗装を施した摩擦接合継手の性能試験	榎波義幸・越智　勝・森　邦久	No.6　'78.10

ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験	多田和夫	No.7	'79.1
長支間道路吊橋の計画（要約）	川崎偉志夫	No.8	'79.4
橋梁用ロープの曲げ疲労試験	岸本良孝・竹之内博行	No.11	'80.1
PWS 用ゲージワイヤの測長制度	鈴木周一	No.12	'80.4
PC 斜張橋の紹介	小川英信・岡野　哲	No.13	'80.7
リブ十字継手の疲労許容応力	竹名興英・岸本良孝・伊藤文夫	No.16	'81.4
吊橋構造物を有する橋梁の変位制御に関する考察	金光　宏・樋口康三	No.18	'81.10
疲労許容応力の見直し	旭　一穂・竹名興英・平野　茂	No.18	'81.10
緩衝桁伸縮装置	松浦章夫	No.20	'82.4
吊橋主塔架設時の制震対策	成井　信・金崎智樹	No.21	'82.7
長大橋梁の点検補修用作業車	室谷貞雄	No.22	'82.10
鋼床版舗装	村上憲司・新田篤志	No.22	'82.10
高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験	香川祐次・岸本良孝	No.25	'83.7
疲労を考慮したトラス部材の製作と検査	阪本謙二・鳥海隆一	No.35	'85.10
主ケーブル材料としての高強度鋼線	森山　彰	No.50	'89.4
強風下での吊橋の挙動解析	辰巳正明・秦　健作	No.53	'90.1
二径間吊橋の構造検討	吉田　修	No.56	'90.10
上部構造設計基準の改訂と運用	奥川淳志・高城信彦	No.58	'91.4
本州四国連絡橋での摩擦接合用高力ボルトの使用実績	奥川淳志・高城信彦・大江慎一	No.59	'91.7
大型風洞施設	保田雅彦・鈴木周一・勝地　弘	No.59	'91.7
本州四国連絡橋における FEM 解析の適用事例	奥川淳志・高城信彦・山口和範	No.60	'91.10
長大橋梁の維持管理	糸日谷淑光	No.60	'91.10
高力皿ボルトを使用した鋼床版現場継手の特性	奥川淳志・高城信彦・大江慎一	No.61	'92.1
吊橋ケーブル防食方法の検討	保田雅彦・鈴木周一・木村一也	No.61	'92.1
鋼橋等塗装基準の改訂	糸日谷淑光	No.62	'92.4
耐力点締付法を用いる摩擦接合用高力ボルトの品質	高城信彦	No.63	'92.7
吊橋ケーブルバンドボルトの軸力管理	林　義信・平野信一	No.65	'93.1
中間橋脚を有する斜張橋の構造特性	奥川淳志・山口和範	No.65	'93.1
吊橋主塔設計要領の安定照査法	高城信彦	No.66	'93.4
鋼床版の横リブ設計法に関する調査試験	松本　毅・遠藤和男	No.66	'93.4
高張力鋼の長寿命での疲労強度	奥川淳志・大江慎一	No.66	'93.4
ピン定着ケーブルバンドの構造特性	大橋治一	No.67	'93.7
新たな機構の碍子活線洗浄装置の開発	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	藤井祐司・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	奥川淳司・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	大橋浩一・大川宗男	No.75	'95.7

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	黒瀧義則・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	黒瀧義則	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
既存架橋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

明石海峡に於ける海中防食試験	森本隆也	No.1	'77.7
大型振動台による下部構造一地盤系の模型実験（その1）	樋口康三	No.3	'78.1
大型振動台による下部構造一地盤系の模型実験（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
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防護工実験（その2）	加島　聰・古屋信明	No.14	'80.10
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	'89.10
舞子沖地質調査（その1）工事報告	神　弘夫	No.10	'79.10
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
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
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・土屋政治	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	'89.7
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	'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	'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	'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	'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	'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	'90.4
明石海峡大橋作業基地の設計と施工	阿部明宏・栗原敏広・池田定三	No.55	'90.7
明石海峡大橋上部工耐震設計法の検討	保田雅彦・藤田和朗・池末泰輔	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	'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	'91.10
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	'91.7
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	'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
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	'92.7
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	'92.4
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	'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	'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	'93.4
明石海峡大橋の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	'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	'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	'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	'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	'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	'94.1
明石海峡大橋サドルの設計・製作	吉元郁男・福永　勧	No.69	'94.1
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　勧	No.70	'94.4
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　勧	No.71	'94.7
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	'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	'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	'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　勧・北川竜三……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	'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	'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	'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　勤……No.74	'95.4
明石海峡大橋大型風洞試験でのガスト応答特性に関する検討	北川　信・金崎智樹・勝地　弘……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	'95.7
・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	'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イ径間の製作	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	渕田政信・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）	渕田政信・鈴木周一……No.30	'84.7
大鳴門橋の補剛桁製作工事	渕田政信・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	渕田政信……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・渕田政信……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
大鳴門橋の橋面舗装	渕田政信・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
門崎高架橋の風洞実験	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・真鍋保仁……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・真鍋保仁……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	渕田政信・川西芳則……No.41	'87.1
・上記以外の橋梁		
伊毘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
亀浦高架橋の施工	富岡　紘・山本茂樹……No.24	'83.4
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
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
撫養高架橋杭の載荷試験	吉田　修・加藤嘉津次……No.31	'84.10
・その他		
和泉層群ののり面工	原崎郁夫……No.11	'80.1

テレビ電波障害影響予測と対策	綾　敬三	No.68	'93.10
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
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
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
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
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
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
西淡―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

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1A)	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(SB1A)(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(SB1A)(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　聡・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4A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4A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1A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

・櫃石島高架橋

櫃石島高架橋剛結横梁の設計	大町武司・吉田茂司・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3P鋼製ケーソン設計	田島照義・高城信彦	No.30	'84.7
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
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
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
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
櫃石島橋実橋振動実験	大田　享・勝地　弘	No.48	'88.10
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　聡・田中美宇・大江慎一	No.19	'82.1
櫃石島橋・岩黒島橋ケーブル制振装置	馬場賢三・大田　享・勝地　弘	No.47	'88.7
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
岩黒島橋上部工の詳細設計	保田雅彦・日里正夫・大廣　治	No.35	'85.10
岩黒島橋上部工の製作	保田雅彦・毛利徳成・大廣　治	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
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　享・藤原　亨	No.43	'87.7
岩黒島高架橋の設計・施工	大田　享・川戸　彰	No.51	'89.7
羽佐島高架橋大ブロック架設	飯島邦治・勝地　弘	No.41	'87.1
・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・冨田大造	No.40	'86.10
与島高架橋の施工	村瀬佐太美・冨田大造	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
900トンシンカーの製作	佐野幸洋	No.12	'80.4
南北備讃瀬戸大橋５Ｐ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
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	三木敬造・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共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
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・梶原光邦	No.43	'87.7
グースアスファルト舗装時に於ける鋼床版の挙動	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
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
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
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鋼桁部材検査	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
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
・番の州高架橋			
番の州高架橋基礎坑試験（その1）	山本紀夫・鎌田和弘	No.5	'78.7
番の州高架橋基礎坑試験（その2）	山本紀夫・鎌田和弘	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　亨	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			
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
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
北浦港橋梁の設計	松田大六・大坪正行・山岸　明	No.39	'86.7
北浦港橋梁上部工の施工	松田大六	No.47	'88.7
阿津川橋梁上部工の施工	寺坂典正・佐藤真太郎・藤井祥二	No.42	'87.4
・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・冨田大造	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
本四備讃線共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用作業車	久保田良司	No.49	'89.1
与島PA上下水道設備	伊藤六兵衛・岩崎洋二	No.49	'89.1
瀬戸中央自動車道の遠隔監視制御システム	西野盛雄・笠松邦安・山見一馬	No.50	'89.4
瀬戸中央自動車道の道路管理用機械設備	久保田良司・古賀　昇	No.50	'89.4
児島～坂出ルートにおける道路造園及び修景緑化	北　肇夫	No.50	'89.4
瀬戸中央自動車道集中局（電気通信）設備	西野盛雄・田中俊雄・矢野　稔	No.50	'89.4
瀬戸中央自動車道の料金収受システム	土山正己・小笠原保	No.53	'90.1
瀬戸大橋（吊橋・斜張橋）における列車走行試験	岩田充一・梶原博通	No.54	'90.4
路面温度予測システム	森谷俊美・金子正猪	No.57	'91.1
瀬戸大橋の動態観測	岩屋勝司・武山哲郎・大川宗男	No.57	'91.1
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	宮島圭司・村上憲司	No.3	'78.1
因島大橋ケーブル施工性試験	林有一郎・中村　守	No.5	'78.7
因島大橋下部工工事に使用した海砂の品質	平山純一	No.7	'79.1
因島大橋及び大三島橋の塗装色の選定	吉川利治・阿部和智	No.8	'79.4
因島大橋エンドリングの設計	林有一郎・渕田政信	No.8	'79.4
因島大橋下部工工事報告	竹内覚夫・平山純一	No.10	'79.10
因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計	林有一郎	No.11	'80.1
因島大橋風洞試験	中村　守・岡野　哲	No.14	'80.10
因島大橋塔工事施工報告	竹内覚夫・池田　博	No.14	'80.10
因島大橋塔の製作	松崎　実・池田　博	No.15	'81.1

因島大橋塔の振動観測　松崎　実・池田　博……No.17　'81.7
因島大橋ケーブル製作　香川祐次……No.18　'81.10
因島大橋ケーブル架設　香川祐次・平野信一……No.20　'82.4
因島大橋補剛桁架設　香川祐次・平原伸幸……No.25　'83.7
因島大橋の橋面舗装　岸本良孝・小林義弘……No.29　'84.6
因島大橋の維持管理設備　第三建設局機械電気課……No.29　'84.6
因島大橋上部工工事の回想　旭　一穂……No.29　'84.6
因島大橋と関連区間の概要　松崎　実……No.29　'84.6
因島大橋関連区間の陸上部工事　越智啓登……No.29　'84.6
因島大橋の補剛桁閉合と架設時の計上測定・応力測定・振動測定　青野　宏……No.29　'84.6
因島大橋アンカレイジ上屋工事報告　槇原房之助・池田　博……No.29　'84.6
因島大橋のケーブル後期工事　香川祐次……No.29　'84.6
点検補修用作業車を利用した因島大橋のメインテナンス　高橋　信・平野　茂・末広弘靖……No.41　'87.1
因島大橋に於ける塗装の維持管理報告　松井　勉・平野　茂・金子正猪……No.43　'87.7
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　松井　勉・平野　茂・金子正猪……No.44　'87.10
因島大橋塗膜調査　山本紀夫・古家和彦・杉山剛史……No.61　'92.1

・生口橋

生口橋の計画と下部工設計　富岡　紘・天野弘也・仁木清貴……No.44　'87.10
生口橋接合部実験報告　森　邦久・帆足博明・木村一也……No.49　'89.1
生口橋基礎工におけるリバース杭の施工　岡田凌太・岡本正美……No.52　'89.10
生口橋下部工工事（締切～完成）　山本茂樹・竹本祐造……No.55　'90.7
生口橋の耐震固定法と支承構造　山岸一彦・西本　聡……No.56　'90.10
生口橋鋼桁の疲労に関する検討　山岸一彦・矢野保広……No.57　'91.1
生口橋 PC 桁ケーブル定着部の設計　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
生口橋上部工の設計・製作（その 2）　藤原　亨……No.64　'92.10
生口橋照明設計　山中　清……No.63　'92.7
生口橋実橋振動実験　藤原　亨・玉越隆史……No.65　'93.1

・大三島橋

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

・伯方・大島大橋

伯方橋上部工の設計製作　谷中幸和・越智節雄……No.40　'86.10
伯方橋上部工の架設　越智節雄……No.46　'88.4
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
伯方・大島大橋下部工施工報告　重村公登・高畠　豊……No.35　'85.10
伯方・大島大橋の橋面舗装　日高裕司……No.46　'88.4
伯方・大島大橋関連陸上部工事　高嶋　勉……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・大島大橋の開通　小川英信……No.46　'88.4
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
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　勧……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　勧……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
大島大橋の耐風安定性	平塚義久……No.46	'88.4
大島大橋補剛桁直下吊上げ工法	平野信一……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

・多々羅大橋

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

・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　勧……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　勧……No.58	'91.4
来島大橋主塔の耐風特性	大橋治一・楠瀬栄樹……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	冨田大造・吉田茂司……No.75	'95.7

・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	槇原房之助・山中鷹志・芹川省三……No.17	'81.7
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
尾道大橋橋体点検	上原靖視・杉山剛史……No.53	'90.1
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
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

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“Bridge 88”	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
ロマプ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ュウム	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察(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	高畠　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

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㈶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６年４月
調査等共通仕様書	平成５年７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（貸出しのみ）	昭和60年４月
電気通信施設管理規程 自家用電気工作物保安規程 電気通信施設保守基準	昭和60年10月
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れつの発生の一例	昭和58年１月
植生のり面工施工要領	昭和62年４月
維持修繕等共通仕様書	平成４年４月
施工管理試験要領	平成３年４月
機械設備工事共通仕様書（案）	平成５年11月
測量作業規定	平成７年４月

＊設計基準額（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設計要領・同解説	昭和59年３月
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

＊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
鋳鍛鋼品製作基準・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［平.元.6一部追加］	昭和54年６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・高力ボルト製作要領(案)	平成５年９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	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

お知らせ

新規	平成７年５月販売開始
測量作業規定	平成７年４月 平成７年７月販売開始
尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説	平成６年11月

※表紙右上記号（ISSN 0912-6953）説明

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

この番号は、国立国会図書館 ISSD 日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

（アイウエオ順）

編集委員長	多田和夫	
編集委員	有坂均	高城信彦
	有馬勇	土谷政治
	江田征機	鳥海隆一
	大橋治一	長谷川芳己
	大廣始	日里正夫
	尾上一馬	辺見泰造
	金崎智樹	那須清吾
	栗野純孝	藤原亨
	栗原敏広	藤田和朗
	黒木隆晴	古家和彦
	小出憲博	眞邉保仁
	古村学	山本茂樹
	佐藤清隆	
	原澤秀久（海洋架橋調査会）	

本四技報　第75号

発　行　平成７年７月15日
監　修　本州四国連絡橋公団
発行所　財団法人　海洋架橋調査会
〒104 東京都中央区入船3-1-13
エーユー入船ビル４F
電話　03（3555）8361
発行者　井上義光
制　作　ニッセイエブロ株式会社

定価 2,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION