

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.13 No.51 '89.7

本州四国連絡橋公団監修

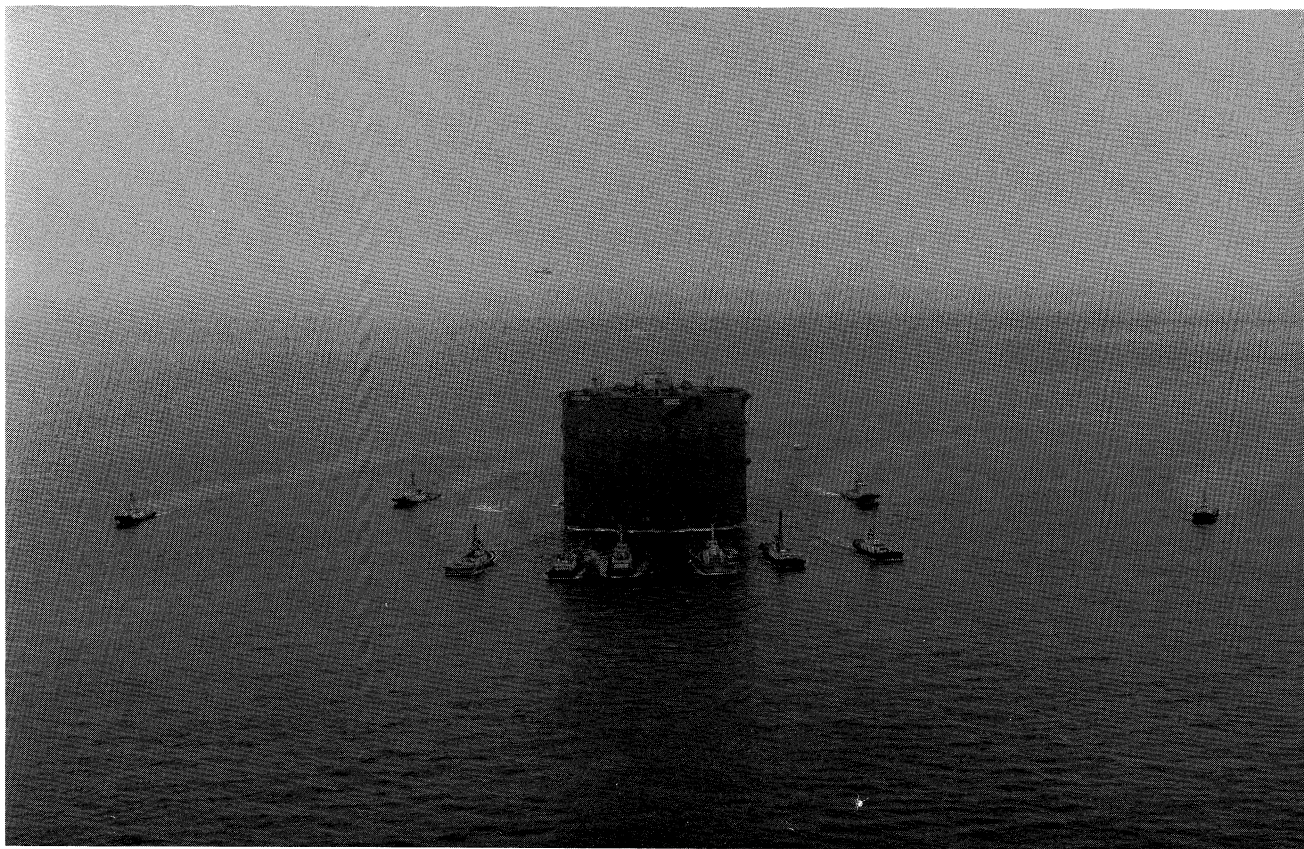
APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第51号 目次

着工一年	第一建設局 局長	森 元 隆 也 … 1
本州四国連絡橋におけるレーダー電波障害軽減策	工務部工務第二課	佃 長 次 … 2
明石海峡大橋 2P・3P ケーソン設計・製作	第一建設局垂水工事事務所	鈴 木 幹 啓 … 11
	同 上	佐々木雅敏
	同 上	鳥 海 隆 一
	同 上	土 谷 政 治
明石海峡大橋大規模水中コンクリート実験	第一建設局垂水工事事務所	坂 本 光 重 … 21
	設計部設計第一課	樋 口 康 三
	(前) 第一建設局垂水工事事務所	
	第一建設局垂水工事事務所	北 口 雅 章
岩黒島高架橋の設計・施工	第一建設局鳴門管理事務所	大 田 享 … 27
	(前) 第二建設局児島工事事務所	
	第一建設局舞子工事事務所	川 戸 彰
	(前) 第二建設局児島工事事務所	
改良型灯浮標の設計・製作	三井造船株式会社	石 橋 良 哉 … 36
	(前) 第一建設局機械課	
	第一建設局州本管理事務所	井 上 徹
	(前) 第一建設局機械課	
北欧5ヶ国の国際橋梁会議”Bridge 88”	第一建設局垂水工事事務所	加 島 聰 … 42
技術ニュース		45

本四技報 第52号 (1.10) 掲載予定

- ・ 明石海峡大橋補剛桁風洞試験
- ・ 明石海峡大橋下部工設計
- ・ 明石海峡大橋先掘防止実験
- ・ 明石海峡大橋の耐風性
- ・ 生口橋基礎工によるリバース杭の施工
- ・ 生口橋上部工設計
- ・ 第11回IRF世界道路会議報告



明石海峡大橋3P鋼ケーソン曳航中

(元年6月)



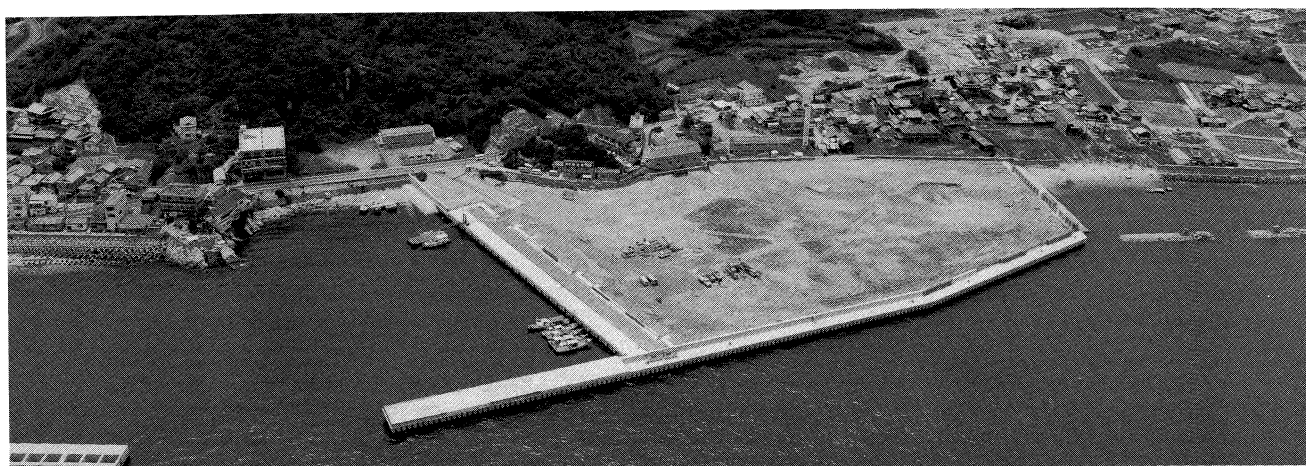
明石海峡大橋3P鋼ケーソン曳航中(淡路島から神戸方向を望む)

(元年6月)



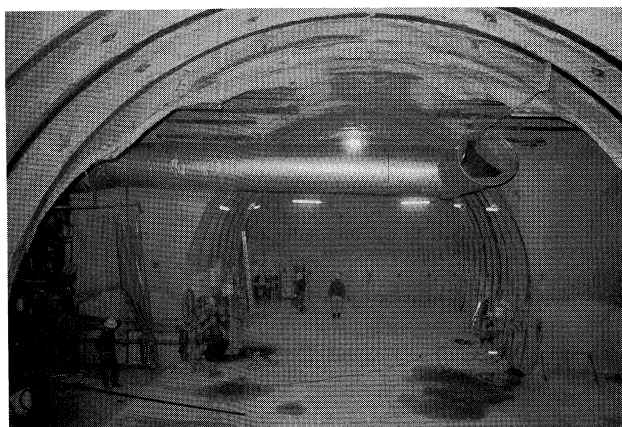
明石海峡大橋1A下部工（その1）工事 埋立工施工中

（元年6月）



明石海峡大橋4A下部工（その1）工事 埋立工施工中

（元年6月）

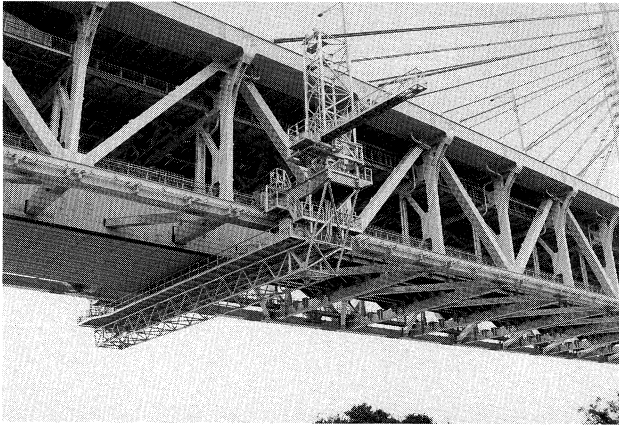


舞子トンネル試験坑地質調査（その2）（横坑・斜坑交差部）
（元年5月）

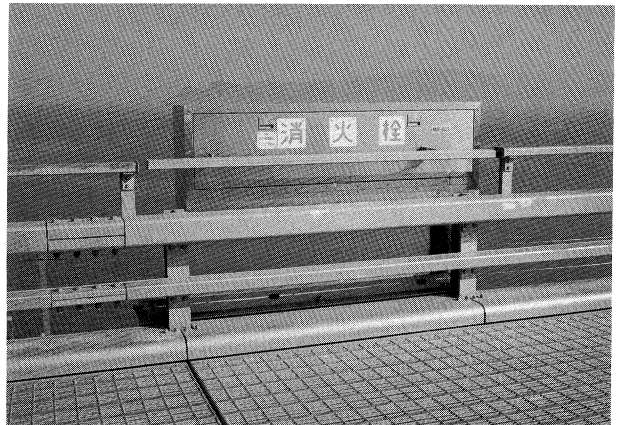


舞子トンネル試験坑地質調査（その2）（切羽断面）
（元年6月）

維持管理用機械設備



岩黒島橋用桁外面作業車



海峡部橋梁の消火設備（北備讃瀬戸大橋）



塔外面作業車（櫃石島橋）



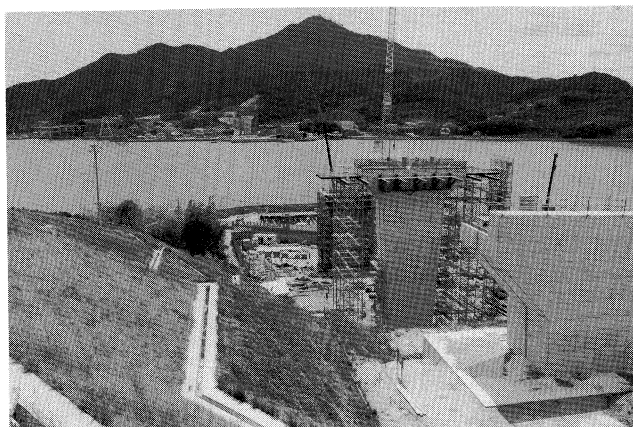
万能車（草刈り作業装置仕様）



ケーブル作業車（下津井瀬戸大橋）

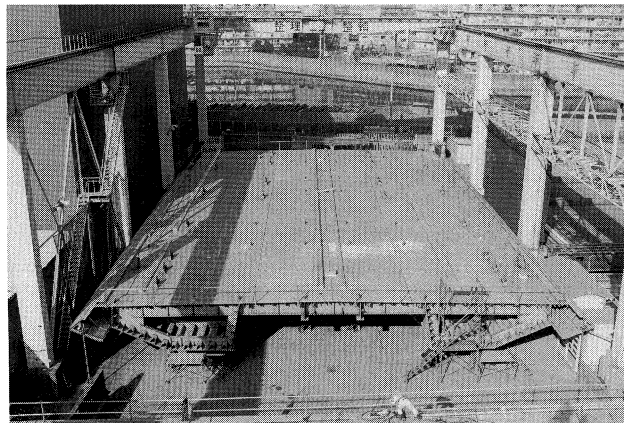


移動情報車



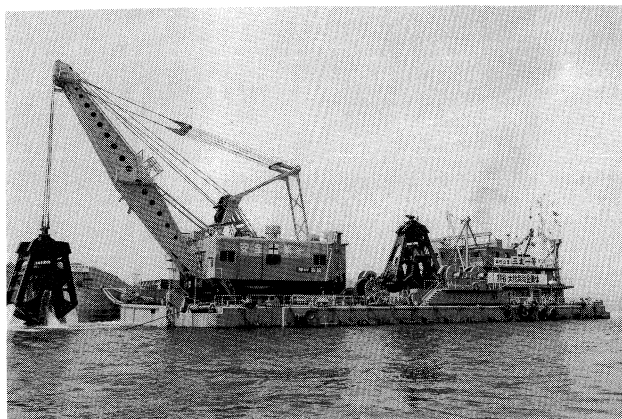
生口橋下部工田熊工事（因島側）

（元年5月）



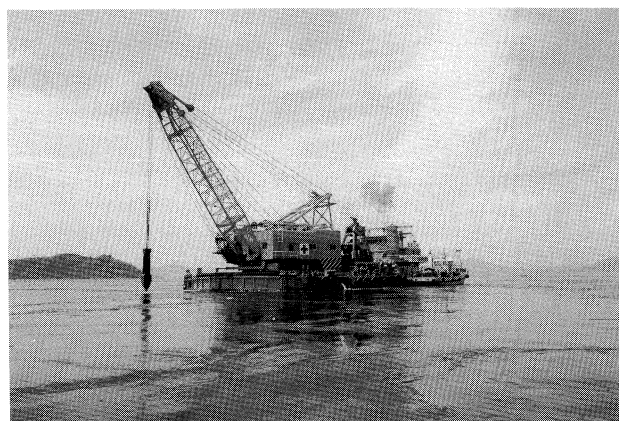
生口橋鋼桁製作における仮組立状況

（元年5月）



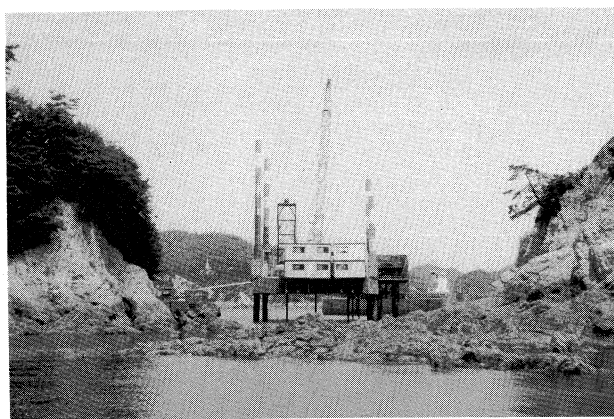
来島大橋岩盤掘削試験（5P）におけるグラブ掘削状況

（元年4月）



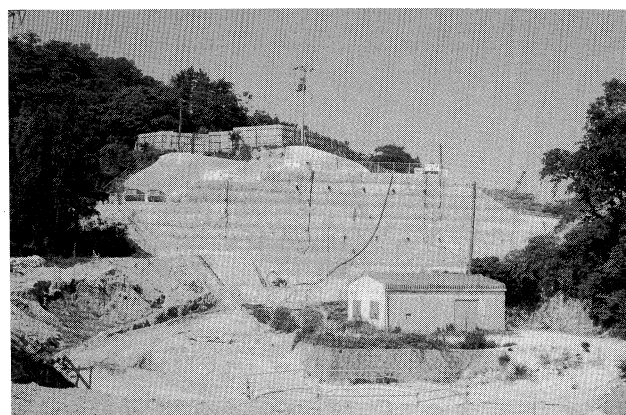
同左における碎岩状況

（元年5月）



来島大橋原位置載荷試験（4A）

（元年5月）



山留工試験における鉛直掘削状況

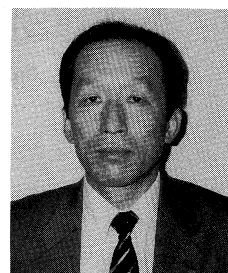
（元年5月）

着工一年

Akashi Kaikyo Bridge Now

第一建設局長 森 本 隆 也

Takaya Morimoto



ともしびの 明石^{あかし}大門^{だいもん}に 入る日にか 漕ぎ別れなむ
家のあたり見ず

天^{あま}離^{はな}る 箕^みの長^{なが}道^{みち}ゆ 恋ひ来れば 明石の門より 大
和島見ゆ

これらの詩は、柿本人麻呂が明石海峡にて詠んだもので、大和路から海路西方への行き帰りに際し、故郷大和への愛着、懐かしさを表している。

万葉の昔から明石海峡は、東西の重要な海路であったらしく、現在では、日1400隻もの航行船舶で輻輳する海の銀座となっている。

その明石海峡に、6月11日15時52分、明石海峡大橋3P鋼ケーソンが無事設置された。正確な位置測量後ケーソン上のポンプによる注水作業により数センチメートルの誤差で着底した。すでに3月末一足先に設置されている2P鋼ケーソンとともに夢のかけ橋と呼ばれてきた橋の主塔基礎がどっしりと根を下ろしたのである。

故原口神戸市長が、昭和15年に明石架橋構想を提唱されて半世紀、これまでどれほどの人々の努力や英知が積み重ねられてきただろうか。

私が本四架橋に係ったのは、昭和43年春建設省の調査事務所勤務からである。当時、明石海峡岩屋田之代沖で海上実験が土工協委託により実施途中であった。

海での初めての本格的実験ということで、当時としては大規模な鉄構を設置し、海底掘削、水中コンクリート、止水工、埋設アンカー、鋼材腐蝕、消波工等々、沢山のメニューで実施された。それまで大水深での経験が皆無に近く、相良所長のもとで、外国の文献等を頼りに試行錯誤の連続であった。大規模な施工機械、作業船も殆どなく、我が国でもようやく海洋開発がさげばれはじめた頃であった。

その後、本四公団設立時に日本道路公団から引継いだ鳴門海上実験の経験も貴重であった。明石を想定した多柱基礎の大口径掘削がメインであったが、45年8月、2度にわたる台風の襲来で大きな被害を受けたり、その他でもトラブルの連続であった。海の怖さ、スケールの差による工事の困難さを痛感したが、これらが大鳴門橋本

工事への貴重な教訓になったと考えている。

明石海峡での創成2号による調査、舞子沖施工調査等長期にわたる労苦や貴重な経験による技術の蓄積が今日を支えている。瀬戸大橋を始めとする内外の英知を集め、世界一の吊橋の完成にむけて邁進したい。現場をあらゆる局、事務所へのさらなる御支援をお願いする。

3Pケーソン設置が終了した数日後、思いついて原口さんの墓を詣でた。架橋現場を一望できる舞子墓園の一角に、顕光院徳翁常隣大居士として静かに眠られている。地下の大先達に、明石海峡大橋工事の進捗報告と今後の工事安全を祈念した。直接お話ししたことはないが、何度か拝顔したことがあり、お元気な頃がしのばれる。御存命であれば今年100才を迎えられるはずである。お墓の下近くを舞子トンネルが通過するのも因縁であろう。

5月末、明石海峡大橋上部工の設計変更を公表した。吊橋ケーブルへの高強度鋼線の採用に伴うものである。従来の引張り強さ160kg級から180kg級への変更で、それにより瀬戸大橋をはじめ他の吊橋と同様、ケーブル本数が片側1本となり、ケーブル定着、サドル類、補剛桁取付等の構造が単純化され、サグを小さくし主塔高さも海面上297mまで低くすることができた。

長らく、東京タワーと同じ高さ、が明石のキャッチフレーズだったので残念な気もするが、それでも大鳴門の2倍、南備5Pより100m以上高い。図面だけを比べれば同じように見えるが、その延長線上にあるとはかぎらない。今夏には塔工事を発注するが、さらに慎重な検討が必要である。

明石海峡大橋は、文字通り衆人環視の真直中に位置する。JR、私鉄、国道、数多くの住宅、通行船等々から毎日何十万の眼が注がれている。ギャラリーは多いがチョロやOBのないよう、伸々としかし慎重に、技術に謙虚さを(本誌No.47)をもって、最善の努力を結集し(本誌No.41)、工事を進めたい、が着工一年の所感である。

本州四国連絡橋におけるレーダ電波障害軽減策

Reduction Method of Radar Hindrance for Honshu-Shikoku Bridges

工務部 工務第二課長代理 佃 長次
Choji Tsukuda

1. まえがき

船舶の航行する海上部に橋梁が建設された場合、船用レーダの映像に偽像が発生することがある。このレーダ偽像が航路上に有害な形で現われるときには、この障害を軽減し、船舶の安全な航行を確保する必要がある。海峡部橋梁によりレーダ電波障害があると言われたのは、国内では昭和51年に完成した山口県大島瀬戸の大島大橋（日本道路公団施工）が初めてであり、その対策としてアルミのエキスパンドメタルが部分的に施工されている。外国では西ドイツのライン川に架設された橋梁の一部に対策が実施されているが、いずれも部分的なものである。

本州四国連絡橋は、海峡部に建設される多数の大規模橋梁であり、大三島橋が着工された昭和50年12月以降、レーダ電波障害の軽減策を検討する必要性が生じた。そこで、本格的な調査・検討を昭和52年度から開始し、昭和53年度には「橋梁構造によるレーダ電波障害軽減策の検討委員会」を設置した。そして、橋梁構造の形状及び電波吸収体の両面から種々検討を行い、アンカレイジの多段斜面構造、箱桁側面の斜面形状及び各種電波吸収体を研究・開発した。これらは因島大橋、大島大橋、南北備讃瀬戸大橋等に実用化されるとともに、さらに検討を進めているところである。

本報告は、レーダ電波障害及びその軽減策を述べるとともに、本州四国連絡橋への施工実施例について述べるものである。

2. 海峡部橋梁のレーダ電波障害

2.1 レーダ偽像

船舶から出されたレーダ電波が海峡部橋梁に照射された場合、図-1のように直接反射してくる電波 R_1 はレーダ映像上に実像として現われる。ところが、橋梁から2次反射体に当たって反射してくる電波 R_2 は、あたかも T' からの反射波としてレーダ映像に現われることがある。これを鏡面反射偽像という。

また、図-2のように海峡部橋梁に照射されたレーダ電波が橋梁部材間で複雑に反射を繰り返した後に受信されると、レーダ映像は実際の橋梁幅に比べて拡大されたり、点状に尾を引いたりすることがある。これを多重反

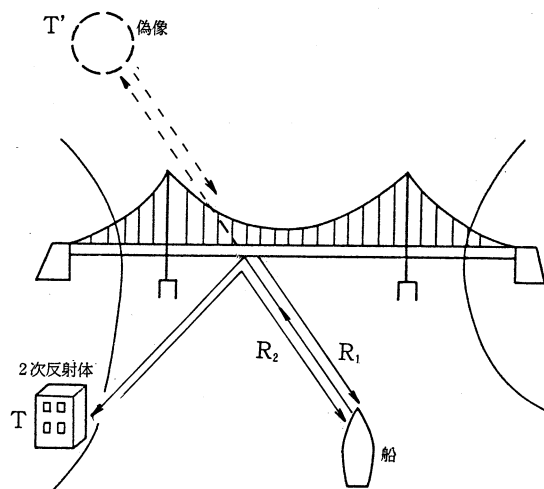


図-1 鏡面反射偽像

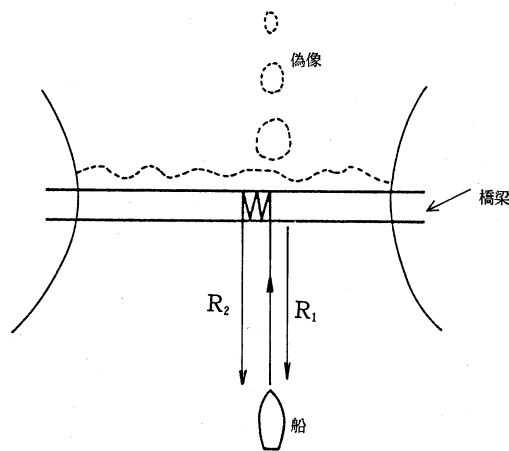


図-2 多重反射偽像

射偽像という。

これらの偽像はレーダ受信機の感度を調整することで消えたり、明らかに偽像と判断される場合もあるが、他船を隠したり、他船と見誤るおそれがある。特に、航路上に偽像が現われる場合には偽像を軽減することが望まれる。

2.2 レーダ偽像の軽減策

レーダ偽像のレベルは、橋梁構造、周囲の地形・物体、

船舶の位置などで異なってくるが、理論計算上 -20dBm 程度が最大偽像レベルであると予測されている。一方、レーダ受信機の感度は、高すぎると海面反射や自船構造物（マスト等）などにより反射妨害が生じるため、通常は -60dBm 程度に下げて使用している。したがって、 40dB 程度偽像レベルを下げれば、最大偽像でもレーダ映像上に現われないことになる。一般的な偽像である2次反射体による偽像は、橋梁面で2回反射しているの、1回の反射で 20dB 下げれば偽像レベルは 40dB 下がることになる、レーダ映像上問題がなくなる。

レーダ偽像のレベルを軽減する原理としては、主に次の方法が考えられる。

(1) レーダ電波を2次反射体のない上空などに反射散乱させるため、橋梁構造を斜面形状にする。

(2) レーダ電波の反射波を減衰させるため、橋梁または2次反射体に電波吸収体を装着する。

(1) では、橋梁構造上、施工上に限界はあるが、図-3のように吊橋のアンカレイジを多段斜面構造にしたり、図-4のように箱桁の側面を斜面形状にしたりする方法が考えられる。また、(2) は開発途上の段階であり施工上難しい面はあるが、シート状のものを貼付けたり、吸収材を混合した塗料状のものを塗布したりする方法が考えられる。

ただし、実際のレーダ電波は図-5のように垂直方向に約 20° のビーム幅を持っており、船舶が波で動揺しても対象物にレーダ電波が当たるようになっている（水平方向には約 1° の狭いビーム幅）。また、きわめてわずかな電力は主方向以外にも放射されており、これをサイドローブという。したがって、実際は図-3、4のように直線ではなく、ある幅を持っているため、反射現象は複雑であるが、ここではメインローブの中心線方向で単純化している。

上記の原理に基づき、以下に具体的な軽減策を述べることにする。

3. 構造形状によるレーダ電波障害軽減策

3.1 多段斜面構造による軽減策

(1) 理論検討

アンカレイジで反射した電波が2次反射体へ行かないようにするには、アンカレイジの側面の方位を変える方法もあるが、やはり反射電波を上空に散乱させる方法が現実的である。この場合、アンカレイジの最下部に入射した電波が付近の最も高い2次反射体を越えるような高さに反射できれば、アンカレイジに入射した電波は全て2次反射体を避けることができるはずである。そこで、南北備讃瀬戸大橋を例にとりアンカレイジの最下部の傾斜角を求めることにする。

備讃瀬戸航路を通航する船舶のレーダアンテナ高さは、通常海面上 15m ～ 50m の間に分布しており、また船舶は少なくとも1海里以上離れて障害物を認める必要がある。そこで、図-6のように 15m および 50m の高さのアン

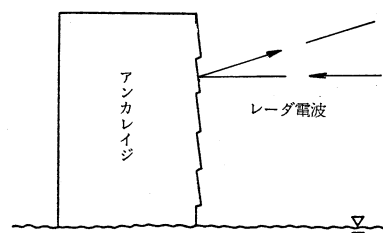


図-3 アンカレイジの多段斜面構造

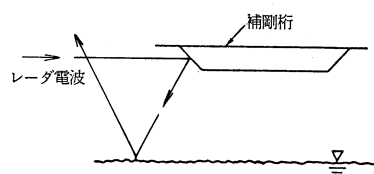


図-4 箱桁側面の斜面形状

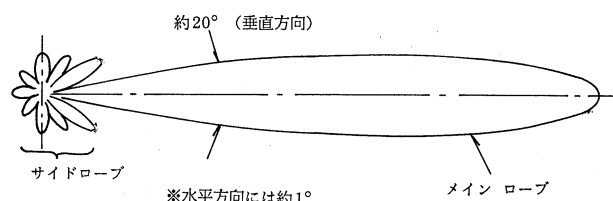


図-5 レーダ電波のビーム

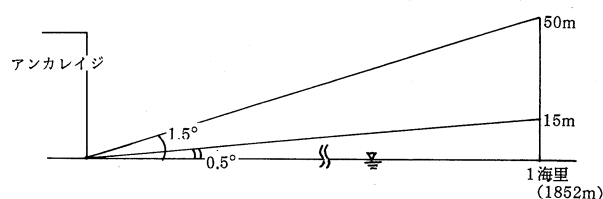


図-6 アンカレイジ最下部への入射角

テナがアンカレイジの最下部を見る俯角を求めると、各々 0.5 度および 1.5 度となる。次に、反射電波が南北備讃瀬戸大橋周辺の高い2次反射体（島しょ部の山等）を越えるための仰角を求めると約 4 度程度であり、 5 度見込んでおけば充分と考えられる。 1.5 度の俯角で入射する電波が 5 度の仰角で反射するためには、アンカレイジ表面の傾斜角は 3.3 度必要となり、余裕を見て約 5 度の傾斜角を設ければ良いことになる。

この傾斜を持たせる方法として、側面全体を傾斜させる方法と多段状に傾斜させる方法があるが、施工性・経済性・景観を考慮すると多段斜面構造が有利と考えられる。この多段斜面構造の場合（図-7）、各ステップ長 l が短いと効果が少なく、長ければ効果が大きくなる。しかし、 l を大きくしたり、 θ を大きくしたりすると、斜面の底辺 W が大きくなり、かえって効果が少なくなることが実験でも確かめられている。また、斜面の角が尖っていると、エッジ効果による回折現象があるので、角の部分は半径が数波長程度の曲率をつけた方が良いと考え

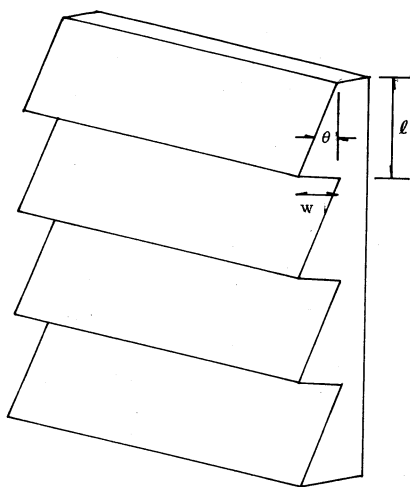


図-7 多段斜面構造

られる。

(2) 南北備讃瀬戸大橋への施工

南北備讃瀬戸大橋(写真-1)におけるレーダ偽像のシミュレーション結果によれば、アンカレイジ及び主塔に対策を講じることが望ましく、特に備讃瀬戸北航路を西航する船舶に対して、水島航路上に発生する偽像を軽減することが重要である。

主塔に対する軽減策は次項の電波吸収体で述べるとして、アンカレイジに対する軽減策は前項(1)で述べた理論検討に基づき、多段斜面構造を採用した。詳細な構造は施工面、景観面から図-8のように決定し、写真-2のとおり施工された。この多段斜面構造は1Aにも施工するとともに、主塔基礎の気中コンクリート部(写真-3)にも施工されている。

また、児島・坂出ルートの下津井瀬戸大橋の櫃石島側主塔基礎(3P)、アンカレイジ(4A)にも同様の多段斜面構造が採用されている。

3.2 箱桁構造による軽減策

(1) 理論検討

箱桁の側面形状によりレーダの反射電波を上空に散乱させるためには、次の方法が考えられる。(図-9)



写真-1 南北備讃瀬戸大橋

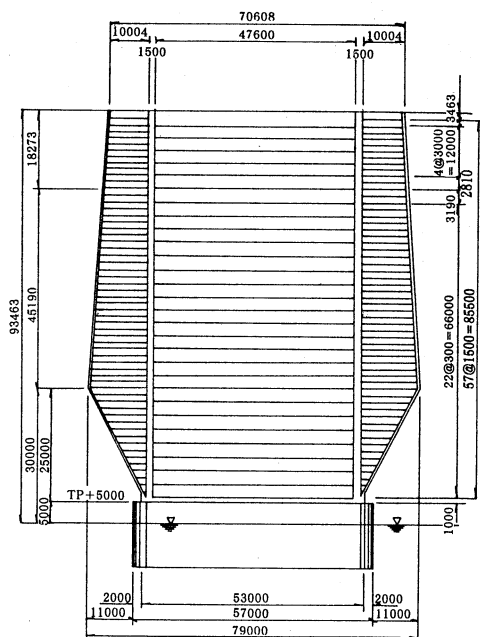


図-8 (1) 南北備讃瀬戸大橋 (4A)

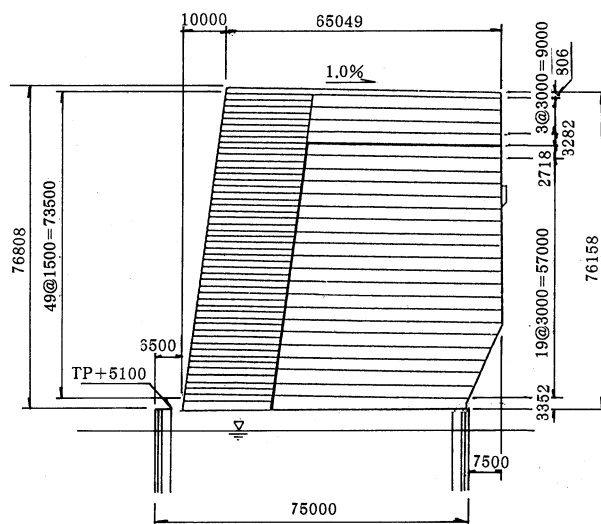


図-8 (2) 南北備讃瀬戸大橋 (7A)

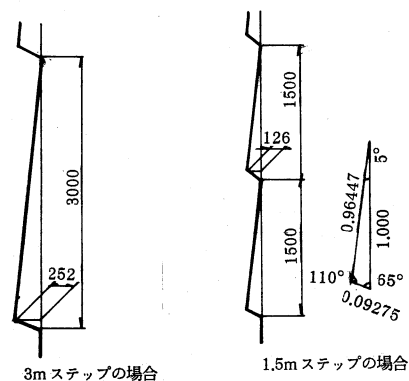


図-8 (3) 南北備讃瀬戸大橋の多段斜面構造

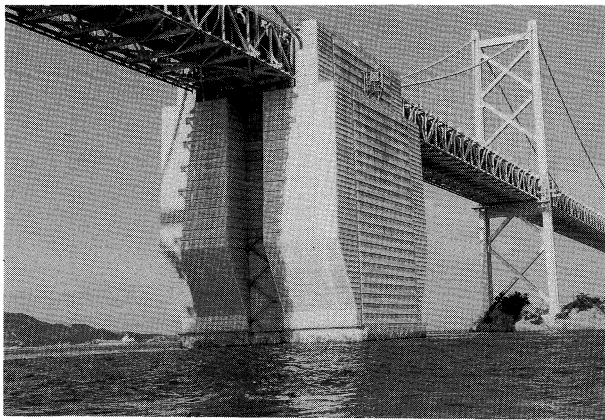


写真-2 (1) 南北備讃瀬戸大橋 4A

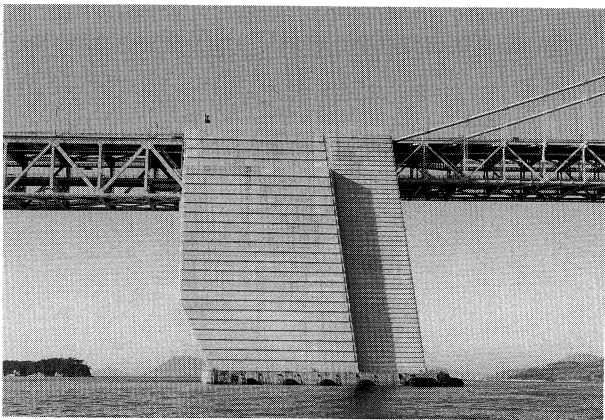


写真-2 (2) 南北備讃瀬戸大橋 7A

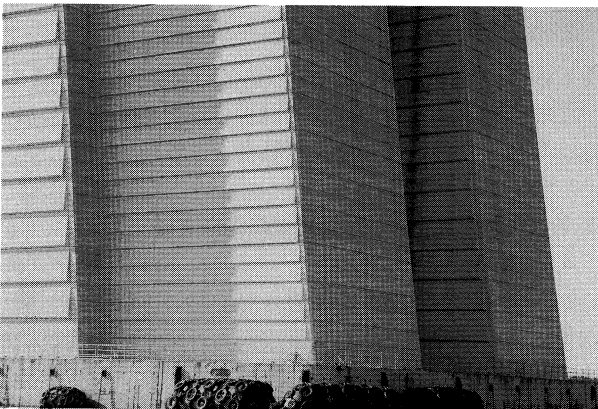


写真-2 (3) 南北備讃瀬戸大橋 7A の下部詳細 (北東面)

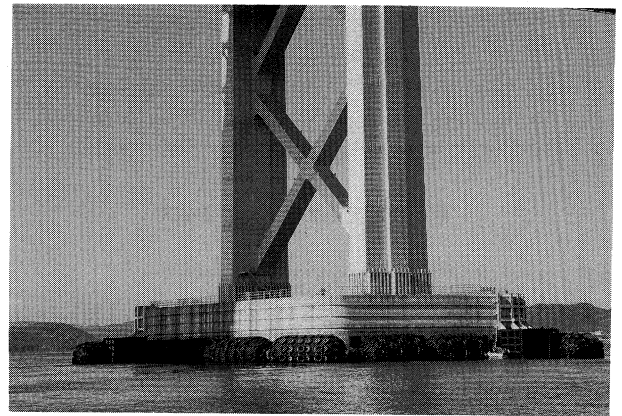


写真-3 南北備讃瀬戸大橋 6P 主塔基礎 (南東面)

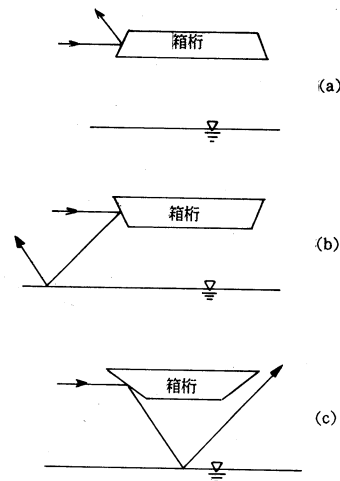


図-9
箱桁の側面形状による
上空への散乱方法



図-10 大島大橋位置図

- a) 箱桁の腹板を上向きにして、上空へ散乱させる。
- b) 箱桁の腹板を下向きにして、反射電波を一旦海上手前側へ落として、海上で2次反射させ上空へ散乱させる。
- c) 箱桁の腹板を大きく下向きにして、反射電波を海上向こう側へ落として、海上で2次反射させ上空へ散乱させる。

橋梁の箱桁としてはb) c) の方法が現実的であり、尾道・今治ルートの大島大橋を例にして、腹板の下向き角度を求める。

大島大橋付近の海域を航行する船舶のレーダアンテナ高さはおよそ12m程度と考えられる。いま船舶が能島付近(図-10)から大島大橋が見え出すときの仰角を求

めると、図-11のように約1度となりほとんど水平入射と考えられる。

上記b) の場合を図-12に示すが、レーダ電波が箱桁腹板に当たり、海面で反射してブラケット部と多重反射することを避ける必要がある。そこで、反射電波のメインビームがブラケット端部の直下で海面反射するよう想定すれば良いことになり、腹板の下向き角度は52度とな

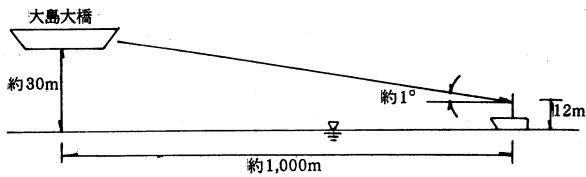


図-11 大島大橋に対する仰角

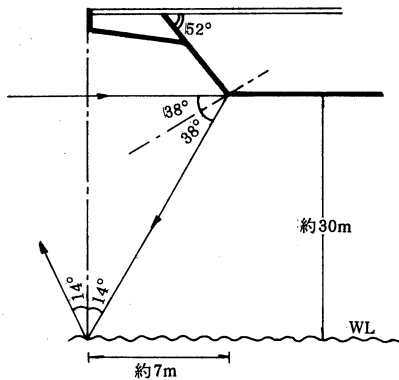


図-12 箱桁の手前側に反射する場合

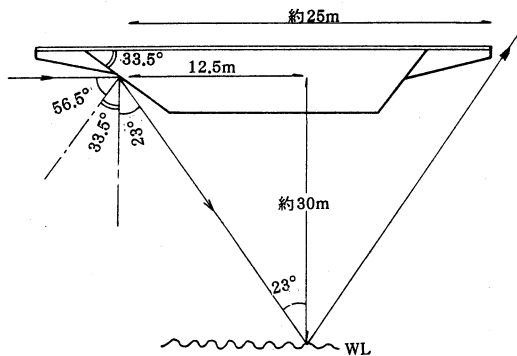


図-13 箱桁の向こう側に反射する場合

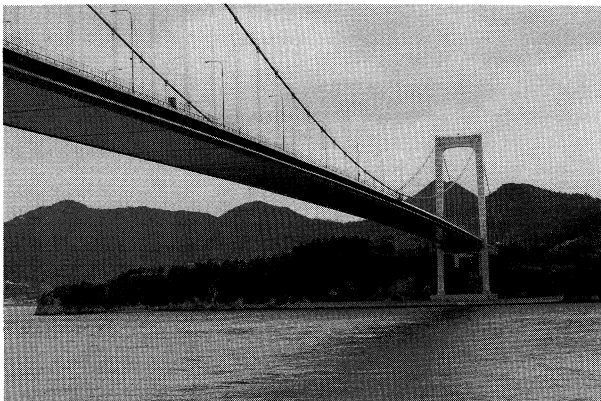


写真-4 大島大橋

る。また、下記c)の場合は図-13のようになり、腹板の下向き角度は約34度となる。どちらの方法を採用するかは、耐風安定性・施工性・景観等で判断されることになる。

(2) 大島大橋への施工

大島大橋(写真-4)におけるレーダ偽像のシミュレーション結果によれば、橋の東側にある能島付近から西航

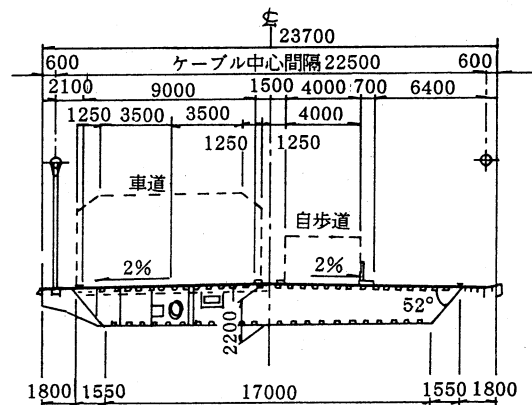


図-14 大島大橋の補剛箱桁断面図(暫定供用時)

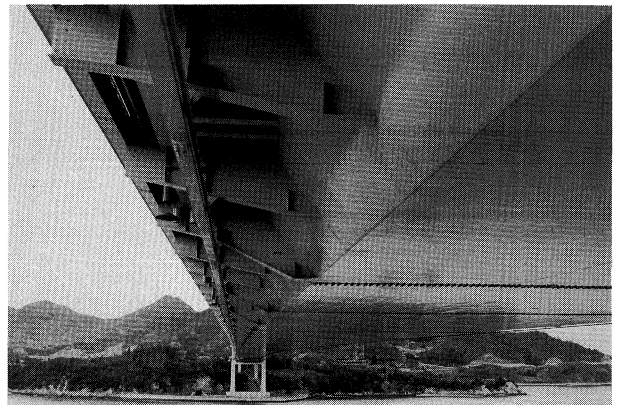


写真-5 大島大橋の補剛箱桁

する場合、補剛桁対策を講じることが望ましい。そこで、上記理論検討に基づき、図-14のような箱桁断面に決定し、写真-5のとおり施工された。

4. 電波吸収体によるレーダ電波障害軽減策

4.1 電波の吸収

レーダ電波の反射波を減衰させる電波吸収体は、第二次世界大戦以来、主として軍事面より技術的検討が始められ、現在では実験用電波暗室、パラボラアンテナ等電波機器部品、電子レンジ等の家電製品など多くの使用例がある。また、最近ではテレビ電波障害を軽減するため、高層建築物の外壁に電波吸収体を組み入れたJR大宮駅西口の産業文化センターや、敵レーダ網に見つかりにくい米国の戦略爆撃機B2(ステルス戦闘機)などがある。

しかし、これらは室内及び外壁内であったり、特定の小規模なものであり、海峡部橋梁のような大規模で、耐候性条件の厳しい場所での施工例は見られない。

(1) 電波吸収原理

電波吸収体には作用原理から大別して、吸収型と整合型がある。吸収型は、電波が吸収体内部を通過する間に電波の電磁エネルギーを熱エネルギーに変換させるタイプであり、実用的な効果を得るためには、比較的厚く電波の波長の2~6倍が必要となる。例としては、ウレタンフォームにカーボンブラックを分散させたものがあり、電

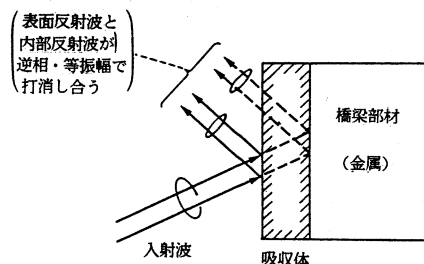


図-15 整合型電波吸収体の原理

波暗室等を使用されている。このタイプは、厚くて耐候性が不足しているため、橋梁用電波吸収体としては不適當である。

整合型は図-15に示すように、電波の一部が吸収体表面で反射され、残りが吸収体内部に入り、減衰しながら橋梁部材面で反射する。この表面反射波と内部反射波が逆位相で等振幅になると、互いに打ち消し合い、見かけ上電波を吸収した状態になる。したがって、吸収型に比べ、吸収体の厚さを薄くすることができ、橋梁用電波吸収体に適する。船舶用レーダ電波の周波数は9.4GHz程度のもが多く、この場合空気中での波長は32mmである。吸収体の物性により吸収体内の波長は異なるが、たとえば8mmに減衰するとすれば、吸収体の厚さは波長の1/4である約2mmと薄くすることができる。

(2) 電波吸収材料

電波を吸収する材料には各種あるが、磁性吸収材料と誘電吸収材料に大別される。前者にはフェライト等、後者にはカーボン等がある。

フェライトは磁性損失が大きいので、電波を減衰させる能力に優れており、しかも化学的に安定で、耐候性が良い。化学式は MFe_2O_4 （ここでMはFe、Mn、Zn、Ni、Coなどの二価金属を示す）で表わされ、各種マグネット、テレビ、通信機等に用いられており、高価な材料である。フェライトの製法には各種あるが、施工面積が大きい橋梁用には安価なことが必要である。そこで、製鉄工場等の重金属除去プラントから産業副産物として発生する副生フェライトを使用している。

カーボンは誘電損失が大きいので、薄くて高性能な吸収体を作るためには重要な材料である。カーボン系材料には多くの種類があり、カーボンブラック、グラファイト等がある。カーボンブラックは一般にガス、オイルなどの含炭素物質を不完全燃焼、または熱分解することによって造られる微粉末である。

これらの材料を用いて各種の橋梁用電波吸収体を研究開発してきたが、それらの概要を経時的に述べることにする。

4.2 橋梁用電波吸収体

(1) ゴムフェライト系電波吸収体

ゴムフェライト系電波吸収体は、クロロプレンゴムに副生フェライトと少量のカーボン（38：60：2）を混合し、一定の厚さのシート状にしたものである。これは整合型吸収材であり、9.4GHzのレーダー電波に対して20dB以上の吸収性能を有しており、厚さが2.0～2.3mm、重量は約5kg/㎡である。このゴムシートを塗装した橋梁部材に直接貼り付けると、塗装厚さのばらつきにより吸収性能が変化するため、ゴムシートの裏面にアルミ箔の電波反射層を設けている。（図-16）

しかし、その後通気性のないアルミ箔のために、部分的にふくれが発生することがわかった。これは橋梁塗装（本四塗装基準NO.5：厚膜型無機ジンクリッチペイント、ミストコート、厚膜型エポキシ樹脂塗料下塗り2層、ポリウレタン樹脂塗料中塗り・上塗り）のうち、ジンクリッチペイントと水との接触によりガス（主に水素ガス）が発生するためである。防止策としては電波吸収体のアルミ箔に、25mmピッチ千鳥状の十字型小穴を開ける（ブリッキング）とともに、貼り付け前に3日以上橋梁塗装を乾燥させれば良いことがわかっていてる。ただ、乾燥程度の判断が難しいため、さらに、このブリッキングをゴム表面まで開けることを検討した結果、橋梁塗装が水と接触しても4時間以上乾燥させればふくれが発生せず、橋梁塗装への悪影響もなく良好であることがわかった。

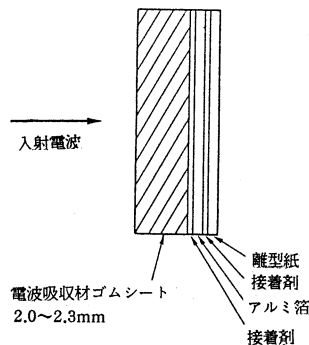


図-16 ゴムフェライト系電波吸収体の断面構造

(2) ゴムカーボン系電波吸収体

ゴムフェライト系は重量が約5kg/㎡と重いため、軽量にすることを研究し、フェライトの代わりにカーボンブラックをクロロプレンゴムに混合（重量比約50%）したゴムカーボン系電波吸収体を開発した。これは重量が約2.5kg/㎡とフェライト系の半分であり、厚さも約1.9mmと若干薄くなっている（図-17）。

なお、ゴム系電波吸収体は黒色であるため、橋梁部材と同色にする必要があり、吸収体保護も兼ねてポリウレタン樹脂塗料中塗り・上塗りの表面塗装を行っている。

(3) 導電性繊維抵抗布系電波吸収体

導電性繊維抵抗布系電波吸収体は、図-18に示すようにアルミ箔を裏打ちした無損失誘電体（発砲ポリエチレンシート）の前面に、導電性繊維で織った抵抗布を貼ったものである。発砲ポリエチレンシートの厚さは、レー

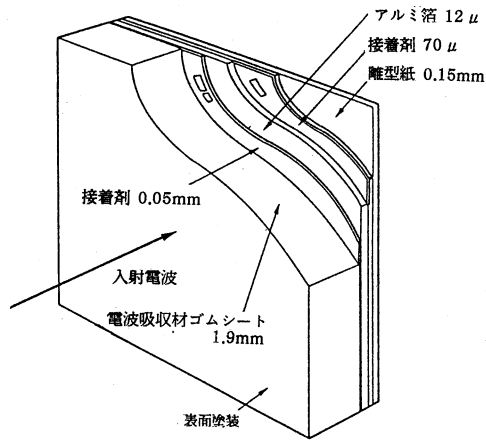


図-17 ゴムカーボン系電波吸収体

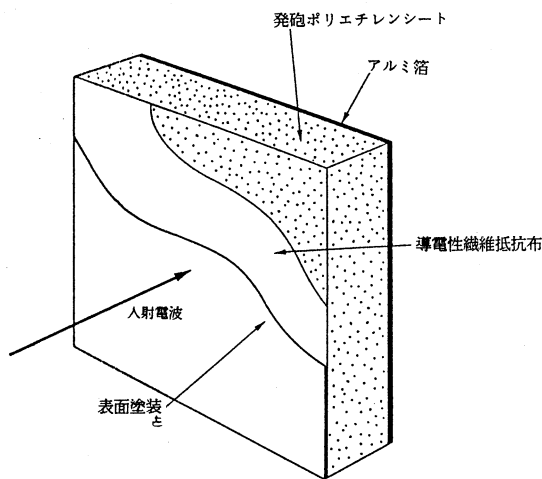


図-18 導電性繊維抵抗布系電波吸収体

ダ電波の $\frac{1}{4}$ 波長約8mmであり、典型的な整合型電波吸収体である。このタイプの電波吸収体は構造が単純であり、無損失誘電体として軽いものを使用することにより軽量化することができる。発砲ポリエチレンシートを用いたものでは約500g/㎡であり、ゴム系電波吸収体よりかなり軽い。

しかし、橋梁用電波吸収体としては、表面が柔らかすぎて破損しやすい欠点があるため、図-19に示すように導電性繊維抵抗布を合成ゴム引布で両側からラミネートしたものを採用することにした。このラミネートタイプでは、厚さ約10mm、重量約1kg/㎡程度である。

(4) 塗料型電波吸収体

前述の吸収体はすべてシート状のものであり、橋梁部材に貼り付けることになる。しかし、電波吸収性能を持つ塗料を塗布することによって、電波吸収体を施工できれば極めて有効である。この塗料型電波吸収体は、開発の初期段階（昭和53年頃）にも検討したが、塗装厚さが厚いため、垂直面に塗布すると垂れる欠点があった。また、垂れないよう流動性を少なくすると、塗料の耐候性

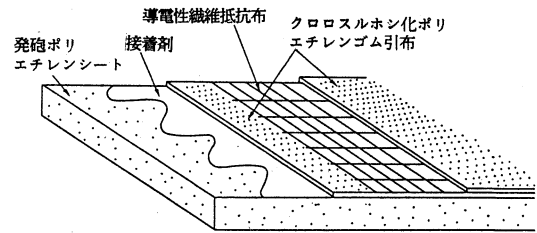


図-19 ラミネート型導電性繊維抵抗布系電波吸収体

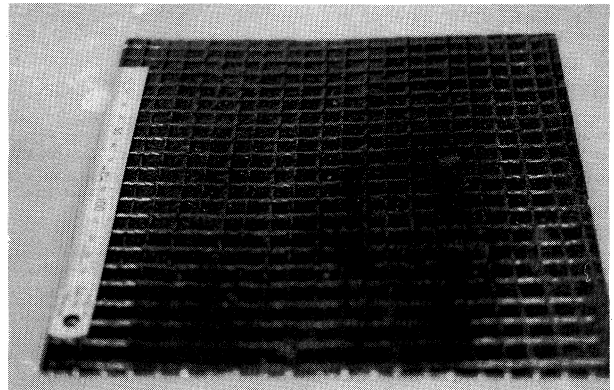


写真-6 クロス含浸塗料型電波吸収体

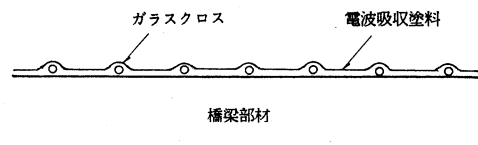


図-20 クロス含浸塗料型電波吸収体の断面構造

が悪くなってしまうなど、実用的なものが開発できなかった。

しかし、最近厚膜塗料の技術が進歩し、エポキシ系塗料では数mmの厚さまで可能となり、防錆効果も高いため、再び塗料型電波吸収体を研究している。

(a) クロス含浸塗料型電波吸収体（写真-6）

エポキシ系厚膜塗料にカーボン（グラファイト）粉末を混合したものであり、垂直面に一定厚さで塗布するため、ガラスクロスを含浸させている。（図-20）平均厚さは1mm、重量が約1.4kg/㎡の電波吸収体が開発されているが、量産性・施工性の検討をさらに実施する必要がある。

(b) 磁性粉体混合塗料型電波吸収体（写真-7）

低粘度の塗料型電波吸収体を作るために、エポキシ系厚膜塗料に磁性材料と金属粉体を混合したもの、またはメッキを施した磁性粉体を混合したものであり、厚さは各々1.2mm、1.6mmである。しかし、厚さに対する許容幅が非常に小さいため、現在のところ実用化は難しい。許容幅を大きくするためには、混合率を高める必要があり、厚さが2.4mm程度となる。いずれにしても、量産性・施工性をさらに検討する必要がある。

4.3 因島大橋の補剛桁への施工

因島大橋（写真-8）におけるレーダ偽像のシミュレー

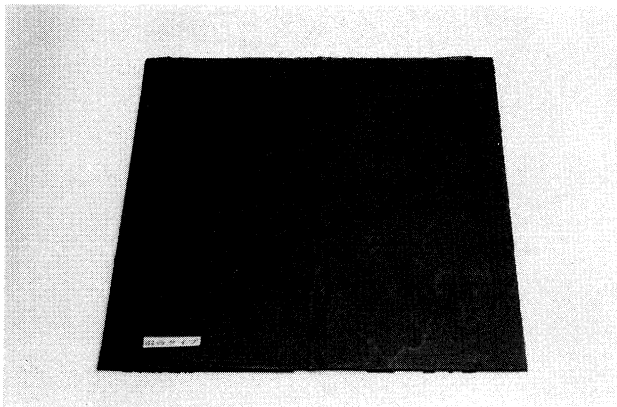


写真-7 磁性粉体混合塗料型電波吸収体

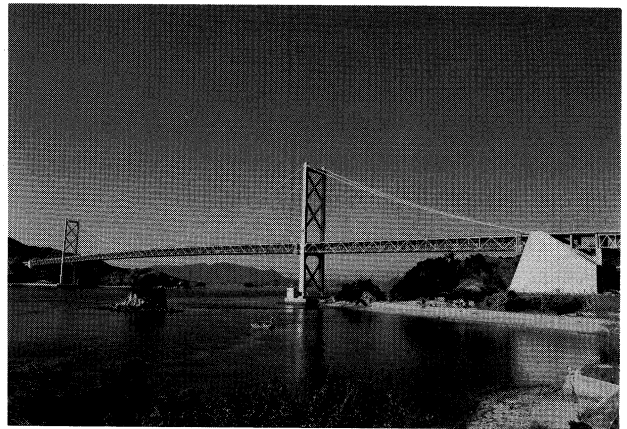


写真-8 因島大橋

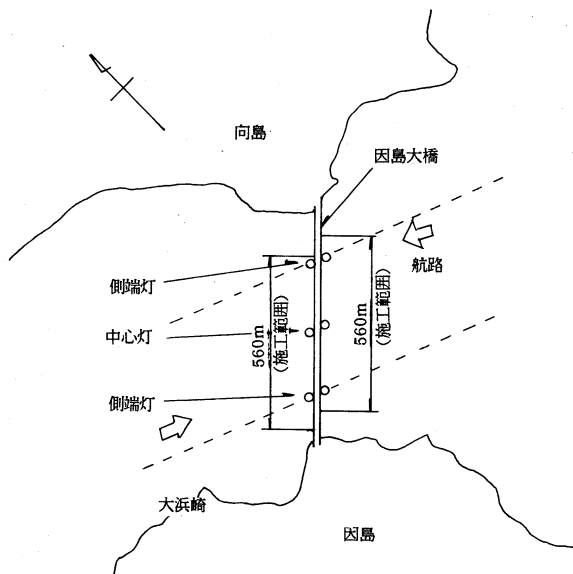


図-21 因島大橋電波吸収体施工範囲

ション結果によれば、補剛桁による偽像が航行上支障となり、塔及びアンカレイジによる偽像は陸上部に発生する等問題にはならないと考えられた。

施工範囲は図-21に示すように、中央径間部の航路に面する補剛桁外面（両側各560m）とした。詳細部材は主構の外側面、軌条桁外側面及び鋼床版端部縦桁外側面であり（図-22）、施工面積は2,413㎡となっている。装着した電波吸収体はゴムフェライト系であり、ブリッキング加工はしていない。

電波吸収体の貼付時期は昭和57年8月から11月であり、施工は補剛桁製作工場で行った。なお、施工後に一部の吸収体において、部分的に膨れが発生しており、定期的に点検しているが、現在では安定しており、進行していない。

4.4 南北備讃瀬戸大橋の主塔への施工

南北備讃瀬戸大橋においては、前述のとおりアンカレ

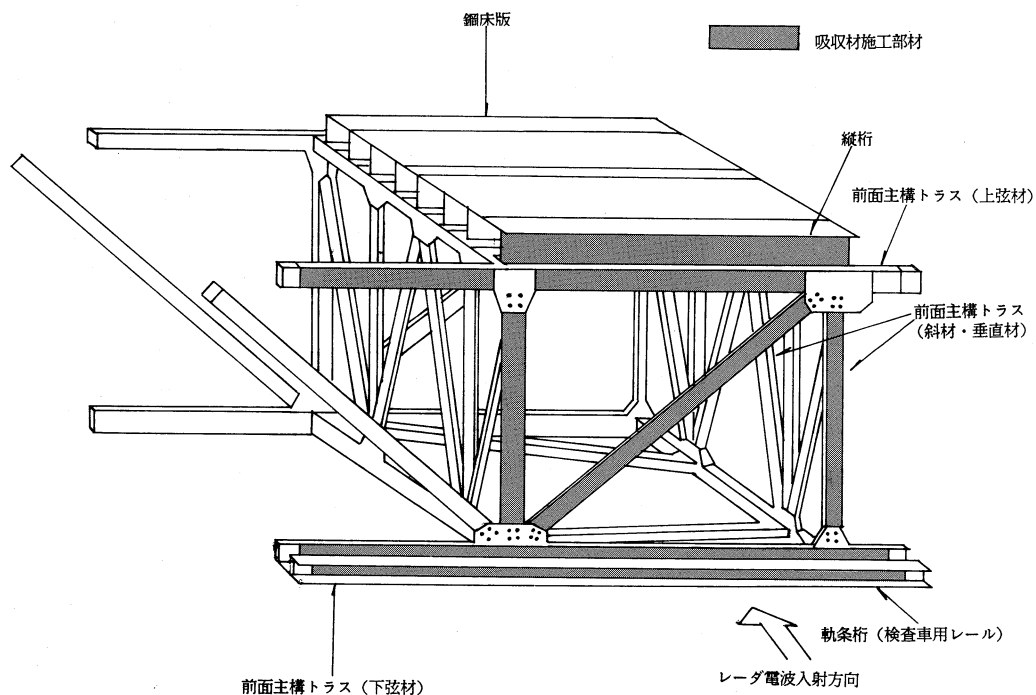


図-22 因島大橋電波吸収体施工部材

イジ及び主塔に対策を講じることが望ましいので、主塔に電波吸収体を貼付けることにした。なお、主塔に電波吸収体を貼付けたとき、レーダ反射断面積がどのように減少するかについて考察した結果によれば、補剛桁より下部に電波吸収体を貼付ければ良いことがわかっている。

(1) 北備讃瀬戸大橋 2P 主塔への施工

2P 主塔の施工範囲は図-23 に示すように、主塔の第1段から第12段までの東面であり、施工面積は1,342 m²となっている。装着した電波吸収体はゴムフェライト系であり、全数量の約 $\frac{2}{3}$ はブリッキング加工していないが、残りの約 $\frac{1}{3}$ は25mm 格子状にゴム中間までブリッキング加工している。この理由は、因島大橋の施工実績より施工条件によっては電波吸収体に膨れが生じることがわかり、改良方法として電波吸収体及びアルミ箔に小さい穴を空ける（ブリッキング加工）ことにしたためである。

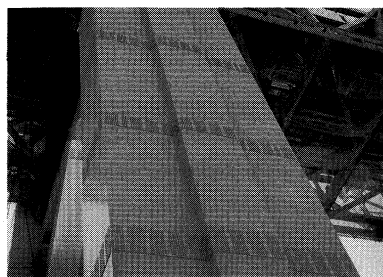
電波吸収体の貼付時期は昭和58年10月から昭和59年7月であり、施工は主塔製作工場内で行った。なお、施工後に膨れ及びはくりが発生したため、昭和62年10月から11月にかけて、ガス抜き再圧着、はくり部分の切り取り等の補修を現場で行い、再塗装した。

(2) 南備讃瀬戸大橋 6P 主塔への施工

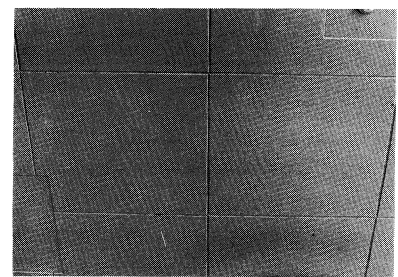
6P 主塔の施工範囲は、図-24 に示すように主塔の第1段から第7段までの東面及び南面であり、施工面積は1,142 m²となっている。装着したゴムフェライト系電波吸収体は全数量ブリッキング加工している。

電波吸収体の貼付時期は昭和59年6月から昭和59年8月であり、施工は主塔製作工場内で行った。なお、昭和59年6～7月に貼付施工した第1～5段に多数の膨れが発生し、59年8月に貼付施工した第6～7段にはほとんど膨れは発生しなかった。これは、梅雨期に施工したものは、橋梁部材塗装面が十分に乾燥していなかったと考えられる。膨れが発生した電波吸収体については、工場出荷時にエア抜き用針（ $\phi = 1\text{mm}$ 以下）でガスを抜き、ハンドローラーで再圧着する等の補修を行った。

6P 主塔の電波吸収体は、ブリッキング加工していることと、出荷時に膨れを補修したことにより、現場では膨れ・はくりが生じておらず、2P 主塔で実施した現場補修は行っていない。現在の状況を写真-9 に示す。



(a)



(b)

写真-9 南備讃瀬戸大橋 6P 主塔における電波吸収体

5. あとがき

本州四国連絡橋において、以上のようにレーダ電波障害軽減策を実施することにより、船舶の航行上有害な偽像が発生しておらず、航行安全に寄与しているところである。これらの軽減策効果をさらに把握するため、理論的検討も進めている。

これらの軽減策に加え、種々の航行安全対策を実施するとともに、海事関係者等のご理解・協力を頂いて、本

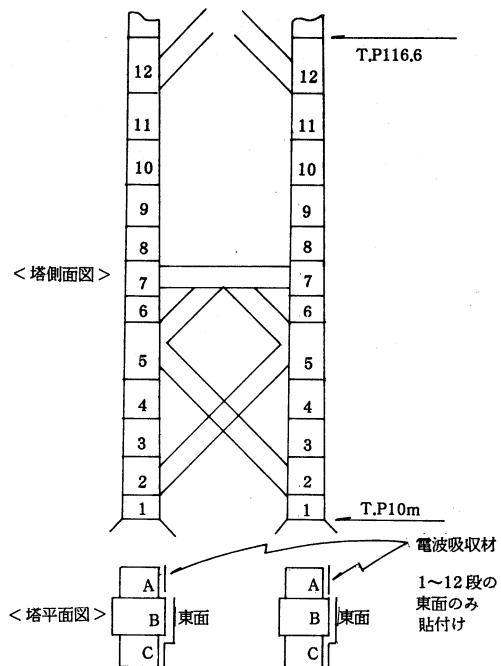


図-23 北備讃瀬戸大橋 2P 主塔施工範囲

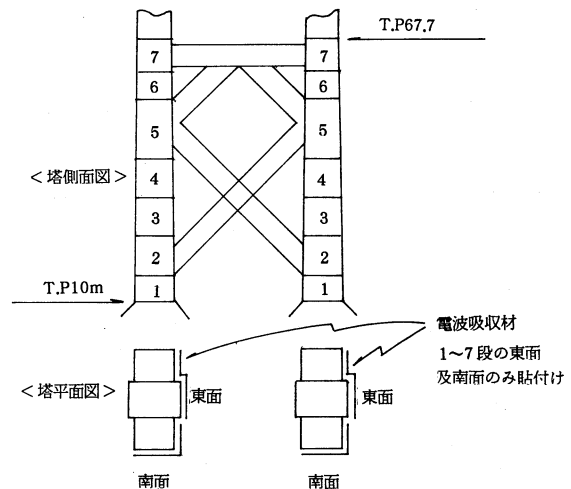


図-24 南備讃瀬戸大橋 6P 主塔施工範囲

州四国連絡橋は順調に進捗してきたところである。関係各位に感謝する次第である。

なお、ここに報告した内容については、芝浦工業大学の柳井学長を委員長とする「レーダ電波障害軽減策の検討委員会」で種々検討を重ねてきたものであり、本紙面をお借りして感謝の意を表する。

明石海峡大橋 2P・3P ケーソン設計・製作

Design and Fabrication of Steel Caisson for Akashi Kaikyo Bridge Foundation

垂水工事事務所 第二工事長 鈴木 幹 啓

Motohiro Suzuki

垂水工事事務所 第三工事長代理 佐々木 雅 敏

Masatoshi Sasaki

垂水工事事務所 第二工事長付 鳥 海 隆 一

Ryuichi Toriumi

垂水工事事務所 第三工事長付 土 谷 政 治

Masazi Tuchiya

1. まえがき

明石海峡大橋は、幅約4キロメートルの明石海峡に架けられる橋長3,910メートル、中央支間長1990mの3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である。この主塔を支えるのが2P・3P主塔基礎で大水深・強潮流下の海中基礎である。

これまで多年にわたる調査・検討の結果から、2P・3Pともに設置ケーソン工法による直接基礎で計画されている。昭和63年5月1日より本工事に着手し、現在、現地では海底掘削作業中であり、また工場では鋼ケーソンを製作中である。

2P・3Pケーソンは、型式的には南北備讃瀬戸大橋をはじめとする設置ケーソン工法の鋼製ケーソンと同様の二重壁鋼製ケーソンであるが、耐震性・耐潮流性等から円筒形をしていること及び特殊水中コンクリートを使用するため構造がシンプルであること等の特徴を有している。

本文は、明石海峡大橋2P・3P鋼製ケーソンの特徴を紹介するとともに、これらの設計・製作の概要を述べるものである。

2. 主塔基礎型式と施工法

2P・3P主塔基礎は、厳しい自然条件のもとで2000m級吊橋のタワーを支持する重要な構造物である。そのため、設計面で構造及び支持地盤の十分な安定照査を行うとともに、施工面での検討を詳細に行い確実な施工法を確立しなければならない。

大水深・強潮流下の海中基礎施工法として各種工法が検討されてきたが、何といても工種が少なく単純な工法が最も優れている。これに該当するのが設置ケーソン工法である。

しかし、明石海峡大橋主塔基礎に適用するため、いくつかの課題を解決してきた。その主なものを下記に示す。

① 強潮流下での鋼ケーソン曳航・係留・沈設

φ80m級の円筒形二重壁ケーソンのため浮体としての安定は高くタグボートでの曳航は可能である。

φ120m/mワイヤーロープによる8点係留で強潮流に対処でき、しかもクイックジョイントの開発により、短時間に係留できる。沈下はポンプにより16区画に分割された二重壁中に均等に注水されバックアップ・システムを設け確実にできるよう計った。

② 支持地盤の掘削

支持地盤は2P；明石層（固結砂礫）、3P；神戸層（軟岩級）であるが、大型グラブ浚渫船のウルトラヘビー級グラブバケットで掘削が可能であり、潮流による掘削面の埋戻に対して大型グラブ浚渫船の掘削能力で克服で

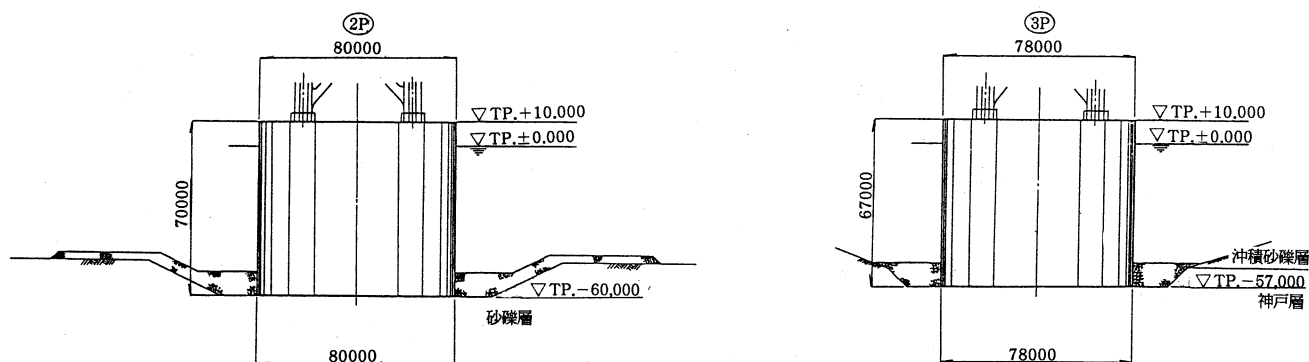


図-1 2P・3P主塔基礎一般図

表-1 2P・3Pの形式と寸法

	2P	3P	備 考
基礎形式	直接基礎	直接基礎	
基礎形状	円筒形	円筒形	
基礎寸法	φ80m	φ78m	
支持地盤高	明石層 (K1) T.P.-60m	神戸層 (Kb2) T.P.-57m	
基礎天端高	T.P.+10m	T.P.+10m	
施工法	設置ケーソン工法	設置ケーソン工法	

-2、図-3に示す鋼ケーソンである。表-3はその決定要因を整理したものである。

4. 3P鋼ケーソンの設計

4.1 設計基本項目

鋼ケーソンの設計は「鋼設置ケーソン設計要領(案)」¹⁾によった。

鋼ケーソンは、水中コンクリートの型枠となる板材とそれを支える骨組材で構成される(図-4)。板材は骨組材で四辺固定された板、骨組材は連続梁として設計される。更に、骨組材は鋼ケーソンの鉛直断面、水平断面の骨組系としての解析を行い断面決定を行った。また、最終断面に対しては、照査として三次元の板、骨組系の全体解析を行った。なお、板、連続梁として解析を行う場合、鋼ケーソンが円筒形で曲面となる影響を試算した結果、応力で1%程度であるため設計計算で

表-2 2P・3P安定計算結果

		2P		3P		備 考	
		φ 80m 円筒形		φ 78m 円筒形			
		FEM	CFM (K1層基礎)	FEM	CFM (Gr層基礎)		
応答値	1次固有周期 T_1 (sec)	-	1.015	0.847	0.71		
	1次減衰定数 h_1 (%)	-	6.1	7.8	-		
	重心最大加速度 A (gal)	151	153	217	224		
	回転変位 θ_d (rad)	-	6.01×10^{-4}	3.79×10^{-4}	-		
	天端水平変位 u_{α} (cm)	-	5.4	3.5	-		
	重心水平変位 u_{α} (cm)	-	3.3	2.2	-		
	底面水平変位 u_{α} (cm)	-	1.5	1.0	-		
底面諸力	鉛直力 N_B (t)	591,738	590,930	527,050	524,311		
	モーメント M_B (t・m)	7,733,286	8,130,900	10,306,000	9,780,711		
	水平力 H_B (t)	152,869	148,560	191,720	209,879		
	偏心量 e (m)	13.1	13.8	19.6	18.7		
	荷重傾斜角 θ (°)	14.5	14.1	20.0	21.8		
	有効載荷面積 A' (㎡)	3013.5	2188.9	1958.3	2082.7		
	有効荷重強度 P (t/㎡)	191.3	197.7	269.4	251.3		
	有効載荷幅 B' (m)	47.3	46.0	33.5	35.1		
	有効奥行幅 L' (m)	80.0	80.0	77.2	77.6		
	形状係数 a	1.777	1.173	1.130	1.136		
	常時圧密強度 P_{sc} (t/㎡)	130.0	130.0	127.4	127.4		
	接地面積 A'' (㎡)	4628.3	4506.1	3084.0	3267.4		
	極限支持力 Q_v (t)	1,646,847	1,616,607	1,189,313	1,169,724		
	安全率 F_s	2.78	2.74	2.28(1.89)	2.23(1.87)	≥ 2.0(1.7)	
	滑動	せん断抵抗力 H_u (t)	578,795	563,513	584,133	618,870	
		安全率 F_s	3.79	3.79	3.05	2.95	≥ 1.2
		偏心率 d	0.337	0.328	0.249	0.261	≥ 0.205

きる。

③潮流による支持地盤の洗掘

支持地盤の洗掘対策としては、捨石工で十分な対策が得られ、特に初期洗掘対策としてはフィルターユニットを急速施工し鋼ケーソンの安定を計る。

④特殊水中コンクリート

基礎構築に使用するコンクリートは、これまでの設置ケーソン工法で用いられたプレパクト・コンクリートに変えて特殊水中コンクリートが開発された。このコンクリートは流動性に優れ、しかも打継処理が簡便なため、鋼ケーソンの区画割等で経済性が計れ、しかも強度発現が大きい。

以上より2P・3P主塔基礎の施工法として安全・確実・迅速な「設置ケーソン工法」を選定した。

2P・3Pの基礎寸法及び安定計算結果は表-1及び表-2に示すとおりであり、基礎構造は図-1に示すとおりである。

3. 鋼ケーソンの特徴

2P・3Pの基礎形式及び施工法から、鋼ケーソンには次の役割が荷されている。

①特徴水中コンクリート打設のための型枠

②基礎構築の足場

以上の点を考慮して設計されたのが図

は曲面の影響を無視している。

鋼ケーソン設計における荷重の組合せ、許容応力度の割増しを表-4に示す。

鋼ケーソン設計の特色として、主要荷重の中にコンクリート側圧が含まれている。これは、鋼ケーソン内に打設する水中コンクリートが、硬化するまでは液体として挙動することによる。設計に用いるコンクリート側圧は、φ5×10mの円筒供試体に打設実験を行い決定した。二重壁部水中コンクリートは3日間(72時間)連続打設で約60mを打上げることから、打設面より13m下までは液状となり、サーチャージの2.5t/㎡を加算して最大コンクリート側圧を20t/㎡とした。なお、内核部は層状打設となるため、コンクリート側圧は大きなものとなら

表-3 2P・3P鋼ケーソンの主要構造の決定要因

項 目	寸 法 等	決定要因
基礎寸法	2P φ80m×h70m 3P φ78m×h67m	完成時(地震時)の安定計算
鋼ケーソン構造	二重壁式鋼ケーソン	鋼ケーソン自重及び構築品重量が2万ton近い重量となるため、浮体としての機能を持たせて輸送するため
鋼ケーソン天端高	外壁 T.P.+5m 内壁 T.P.+2.5m	下部工事中の波高 鋼ケーソン沈設後のサーチャージ水高等
二重壁間隔	12m	浮体としての鋼ケーソンの吃水を10m以下とする。
鋼ケーソン刃口部の形状	刃口部底面幅 3.0m 刃口部傾斜角 1:5	特殊水中モルタルの充填性
二重壁部の区画割	16区画	コンクリート打設1回当たり10,000㎡以下で軸対象区画割
その他	防錆対策 コンクリート側圧 係留	錆代を考慮 特殊水中コンクリートの側圧 8点係留(Tmax=400t/索) 現地気象・海象条件

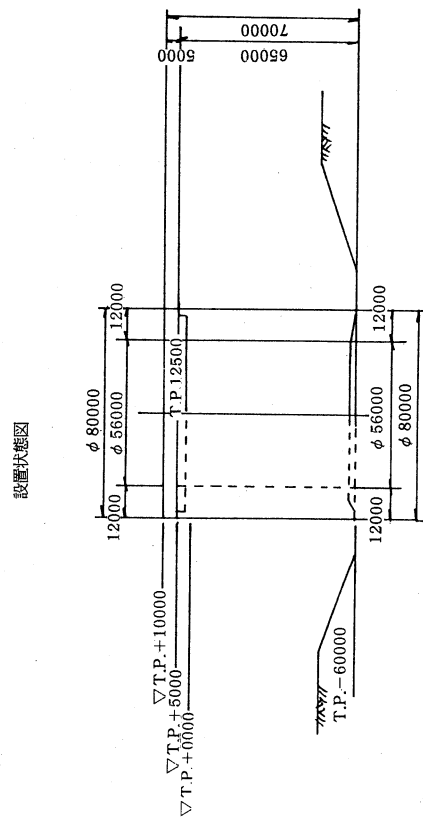
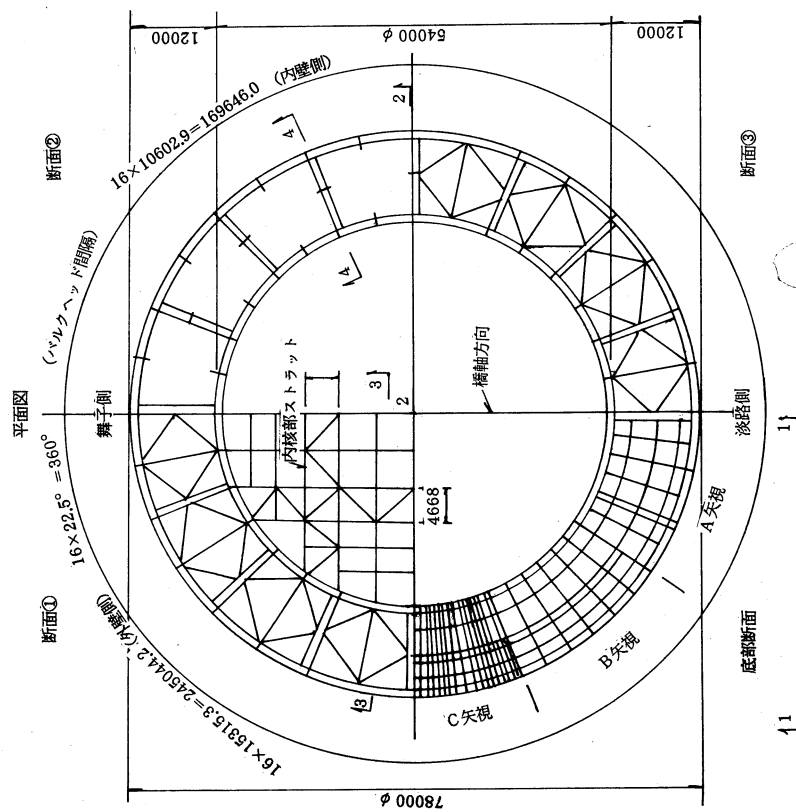
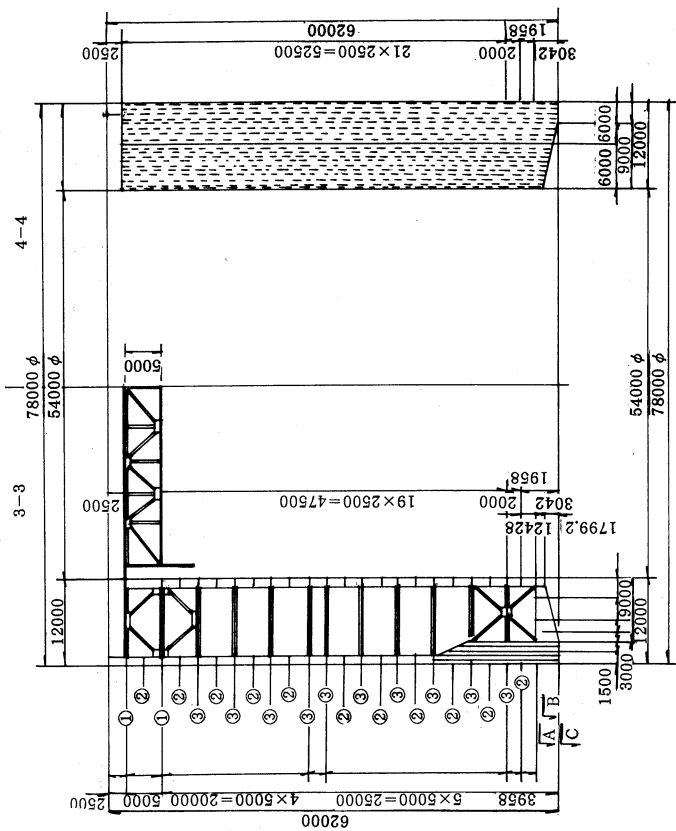
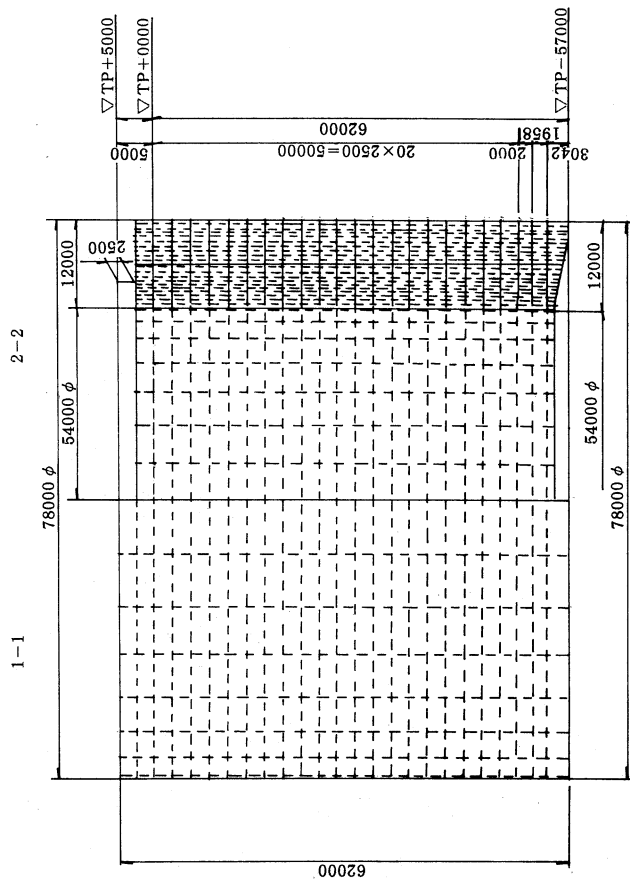


図-2 2P鋼ケーソン一般図



設置状態図

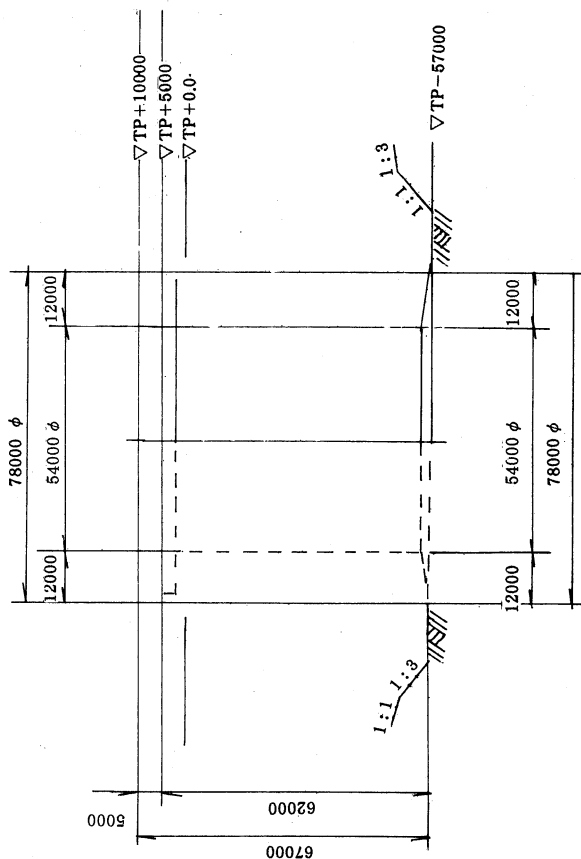
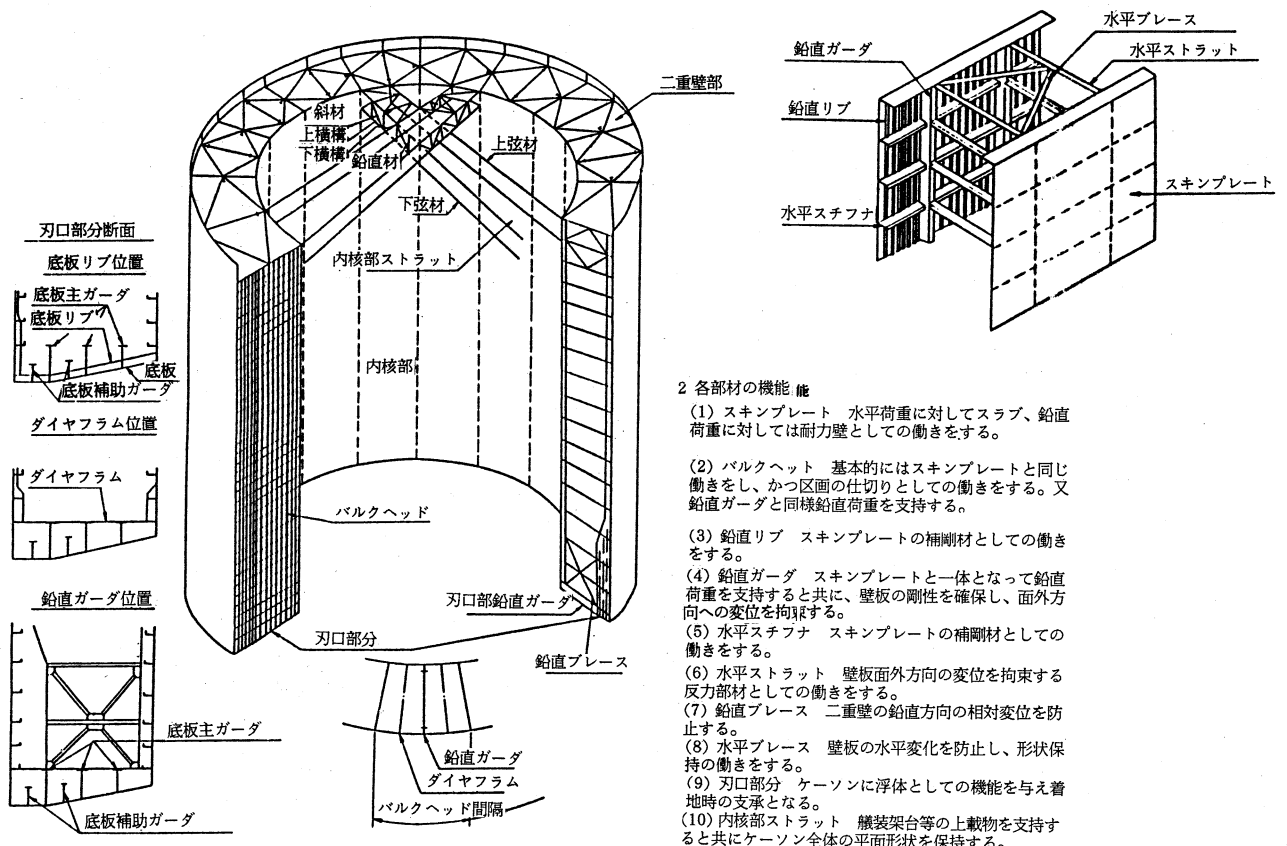


図-3 3P鋼ケーソン一般図



2 各部材の機能

- (1) スキンプレート 水平荷重に対してスラブ、鉛直荷重に対しては耐力壁としての働きをする。
- (2) バルクヘッド 基本的にはスキンプレートと同じ働きをし、かつ区画の仕切りとしての働きをする。又鉛直ガーダと同様鉛直荷重を支持する。
- (3) 鉛直リブ スキンプレートの補剛材としての働きをする。
- (4) 鉛直ガーダ スキンプレートと一体となって鉛直荷重を支持すると共に、壁板の剛性を確保し、面外方向への変位を拘束する。
- (5) 水平スチフナ スキンプレートの補剛材としての働きをする。
- (6) 水平ストラット 壁板面外方向の変位を拘束する反力部材としての働きをする。
- (7) 鉛直ブレース 二重壁の鉛直方向の相対変位を防止する。
- (8) 水平ブレース 壁板の水平変位を防止し、形状保持の働きをする。
- (9) 刃口部分 ケーソンに浮体としての機能を与え着地時の支承となる。
- (10) 内核部ストラット 艀装架台等の上載物を支持すると共にケーソン全体の平面形状を保持する。

図-4 鋼ケーソン構造図

表-4 荷重組合せ、許容応力の割増し

荷重の種類	施工段階	曳船時	係留時 暴風時	沈常時	着底時	自立時	（艀装架台等） 係留時 バッチ	コンクリート 打設時
自重	重	○	○	○	○	○	○	○
上載荷重	死荷重	○	○	○	○	○	○	○
浮力	活荷重	○	○	○	○	○	○	○
コンクリート圧								○
静水圧		○	○	○	○	○	○	○
潮流圧		○	○	○	○	○	○	○
波浪圧		○	○	○	○	○	○	○
風荷重		○	○	○	○	○	○	○
曳船航重		○						
係留力			○	○	○			
着地時衝撃荷重						○		
船舶係留荷重								○
許容応力度の割増率 (%)		35	65	35	35	65	35	35

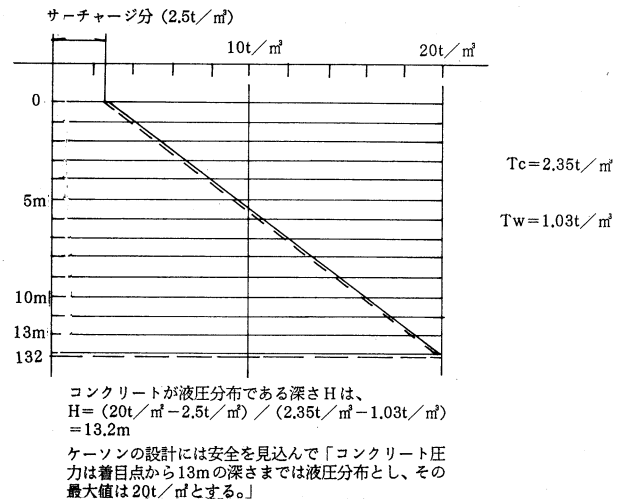


図-5 二重壁部水中コンクリート側圧

ない。

また、水中コンクリートの打設順序は、温度応力等の面より有利であることから、内核部から二重壁部の順に打設することとした。このため、内壁については二重壁部の水中コンクリート打設による大きなコンクリート側圧を受けないため、主として鋼ケーソン沈設時の水圧によって部材断面が決定された。

困みに、児島一坂出ルートの設置ケーソンは、プレバッドコンクリートを用いていたために、骨材投入時の骨材圧が大きな比重を占めていた。

ケーソン底板部分は、水中コンクリート打設までは、ケーソン自重、上載荷重を地盤に伝える重要な部分である。底板部の設計に当っては上載荷重として、水中コン

クリート打設資機材が載った状態で潮流による転倒モーメントが作用した場合の反力を用いた。また、ケーソン底面は、児島一坂出ルートのような掘削面の仕上げ精度が期待できないため、ケーソン設置現場においてシンカー等の接地率調査を行い、設計上の接地率を30%とした。この結果、最も厳しい条件での接地圧を、200t/m²が作用するものとして底板部を設計した。なお、この接地圧は鋼材でもつように設計されているが、着底時の安全性を考慮して、ケーソンと地盤が直接接する部分には高さ50cm程度のコンクリートをあらかじめ打っておくこととした。

4.2 施工に対する考慮

鋼ケーソン設計時に、ケーソンの曳航・係留、水中コンクリート、気中コンクリート打設時の施工、及び完成後を考慮した点について下記にまとめて記す。

i) 鋼ケーソン曳航・係留

a. フェアリーダー、リーディングブロック取付補強

鋼ケーソン係留時には、8本の係留索を用いる。係留索に働く最大荷重は3Pで400t/本であり、切断荷重を1000tとしている。フェアリーダー、リーディングブロック取付部の補強は設計荷重を1000tとし、許容応力度割増しを1.65として設計を行った。フェアリーダーについては、首を振る構造であるため、どの方向に張力がかかっても良いように、180°の全方向に対して設計を行った。

また、フェアリーダーからケーソン本体に伝えられた力が鉛直、水平面系骨組により広がってゆく状況を二次元解析を行い、この結果をもとに一部スチフナ等の断面を決定している。

b. 曳航用アイプレート

曳航用アイプレートは、鋼ケーソンを曳航する時に曳索を取付るものである。

主曳船は2Pで10000PS、3Pで3400PSを想定し、けん引力（ボラードプル）として各々150t、75t（衝撃を含む）を設計荷重とした。また、曳船の振れを考慮して、フェアリーダー同様に180°の全方向に対して設計を行った。

ii) 水中コンクリート施工

a. 水中コンクリート充填性

水中コンクリート打設時には、気中コンクリートのようパイプレーターの使用やディストリビューターによる筒先の移動を行わず、8m以上を流動させて打設する。このため、鋼ケーソン細部にまで水中コンクリートを充填するために、各所にコンクリートの回りを良くすることを目的とした孔を明けた（図-6）。孔による開口率については、水中コンクリートの充填性に関する打設実験を行い、水平スチフナについては10%、水平ストラット、ブレースについては3%の開口率を目安とした。また、ウェブが鉛直に立上り、上フランジが水平にとりつく構造の場合、上フランジ下面とウェブの交点に気泡が残しやすいことが打設実験より明らかとなった。このため、底盤ダイヤフラムについては、上フランジ直下のウェブに100φの孔を設け、気泡が残らないよう配慮している。

b. 鋼ケーソン周辺張出し足場

水中コンクリート打設時には、鋼ケーソンの東西にC.P.台船、資材台船を係留し、C.P.台船で製造したコンクリートを鋼ケーソンより張出した足場上のアジテーターに供給する。アジテーターからはコンクリートポンプにより鋼ケーソン上に載せたコンクリート打設管に圧送しコンクリートを打設する計画となっている。

鋼ケーソンの設計に当っては、周辺に張出し足場（図-7）が取付くことを考慮し、鋼ケーソンに仕口をとりつ

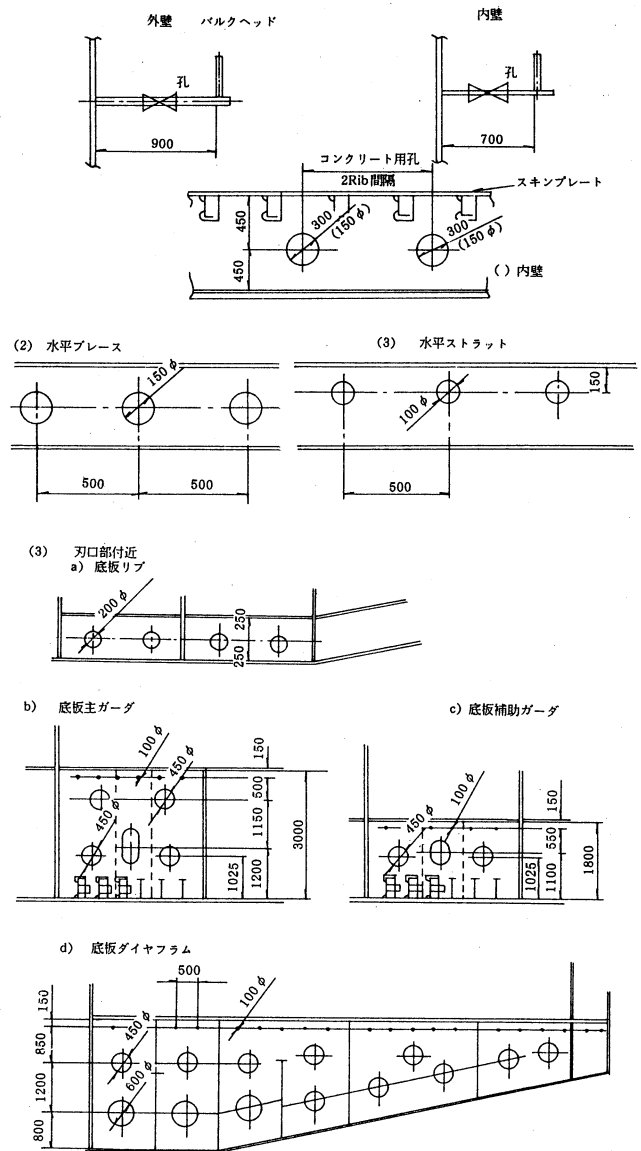


図-6 水中コンクリート充填性のための孔明例

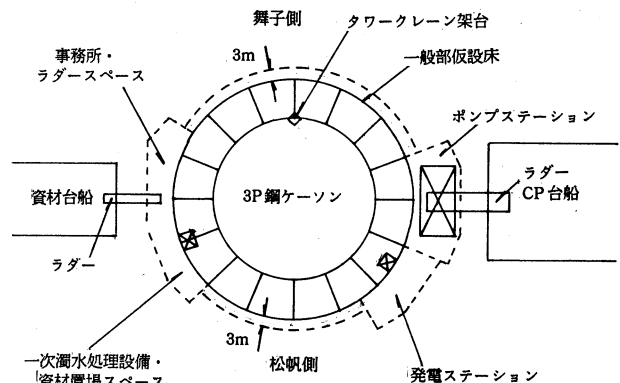


図-7 鋼ケーソン周辺張出し足場 (3P)

けるとともに、足場からの荷重をうける部材は材質、断面の増加、及び補剛材の追加を行った。

c. 鋼ケーソン上足場

鋼ケーソンの二重壁部、内核部には全面に覆工板を敷くこととなる。このため、二重壁部、内核部とも、T.P.+2.5mで外壁関係部材以外は全ての部材の上面が一面と

なるよう継手構造に配慮した。

内核ストラットは、コンクリート打設装置、覆工板重量によって設計されている。また、小梁については各種装置の移動、内核への吊込み等で現地において撤去、設置をくり返すことが考えられるため、全てボルト接合とした。

d. タワークレーン

水中コンクリート打設中は、コンクリート打設管、及び各種装置をタワークレーンにより移動することとなる。最大吊荷重は打設管引上げ装置と考えられ、分解時で10tonとなる。サービスエリアはケーソン全面はもとより、C.P.船、資材台船からの資材の搬入を考慮し、400t. mのタワークレーンを2基を外壁に1基を内壁に取付けることとした。

鋼ケーソンの設計においては、これら3基のタワークレーン架台をケーソンに取付けた。

iii) 気中コンクリート施工

T.P.-5mより上のコンクリートは、塔からの反力により引張りが生じるため鉄筋コンクリートとなる。このため、外壁部はT.P.-5m内核部はTP-12mより上は気中コンクリートとして計画されている。

鉄筋コンクリートは、二重壁、内核部を連続して鉄筋を組むことが必要となる。このため、T.P.-5～+5mの範囲は鋼ケーソン外壁を残して撤去し、外壁が自立した状態で足場荷重を支えられる構造としている(図-8)。

また、この範囲は鋼ケーソン沈設後、スプラッシュゾーンとなるため外壁の腐食が速いと考えられる。上記のよ

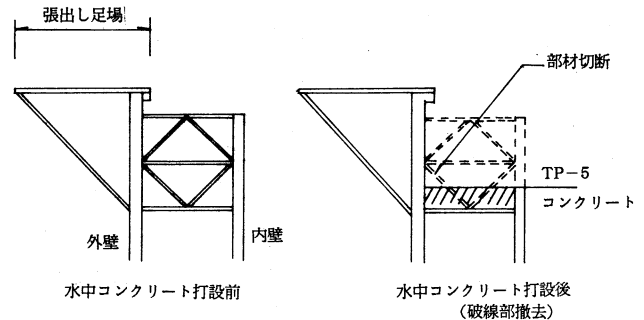


図-8 鋼ケーソン撤去範囲

うに鋼ケーソンの内側を撤去することにより、腐食が基礎内部にまで侵入することを防ぐ効果も持っている。

iv) その他(船舶緩衝工)

本橋の架設地点は航路をまたぐため船舶緩衝工を設けることが考えられる。緩衝工の構造は今後検討を進めることとなるが、鋼ケーソンの設計においては、現在、Dルートで設置されている形式の緩衝工を想定し、鋼ケーソン外周に取付け用の仕口を設けた。なお、これらの一部は、前述の水中コンクリート打設時の周辺張出し足場の仕口と兼ねている。

4.3 鋼ケーソン本体設計結果

上述のように設計を行った結果、鋼ケーソンの鋼重は2Pで約15300ton、3Pで約14000tonとなった。両ケーソンの代表的な部材断面をDルートのものと比較して表-5に示す。

表-5 鋼ケーソン代表断面

		南 北 備 讃 瀬 戸 大 橋						明 石 海 峡 大 橋			
		5P		6P		7P		2P		3P	
基礎寸法(長×幅×高)(m)		27.0×59.0×42.0		38.0×59.0×55.0		75.0×59.0×55.0		80.0 φ×70.0		78.0 φ×67.0	
基礎浮度(T.P.-m)		32.0		50.0		50.0		60.0		57.0	
主 要 部 材 断 面	形 状	形状寸法(mm)	材質	形状寸法(mm)	材質	形状寸法(mm)	材質	形状寸法(mm)	材質	形状寸法(mm)	材質
		w=2500 h=500 (470) t=12~9	SM50	w=2000 ~3000 h=500 ~513.9 t=10~12	SM50	w=2500 h=500 t=10~30	SM50 SS41	w=2500 h=500~655 t=10~20	SM50 SS41	w=2500 h=289~638 t=10~20	SM50Y SS41
		w=90 h=200 L200×90 ×9/14	SS41	w=90 h=200 L200×90 ×9/14	SM50	w=90 h=200 L200×90 ×9/14	SM50 SS41	w=90 h=200 L200×90 ×9/14	SM50 SS41	w=90 h=200 L200×90 ×9/14	SM50 SS41
		w=400 (280) h=700 (600) tf=16~36 tw=12~19	SM50	w=400 h=700 tf=13~28 tw=10~28	SM50	w=320 (240) h=700 tf=10~38 tw=14~36	SM50	w=150~300 h=700~900 tf=14~30 tw=15~32	SM50Y	w=140~270 h=700~900 tf=14~30 tw=12~30	SM50Y
		w=400 h=1140 tf=16~36 tw=12~19	SM50	w=400~500 h=1300 ~1850 tf=13~48 tw=18~46	SM50	w=450 h=1400 tf=15~25 tw=18~38	SM50 SS41	w=260~300 h=1300 tf=12~16 tw=15~18	SM50Y	w=260~330 h=1000 ~1200 tf=12~16 tw=15~18	SM50Y
		w=400 h=1000 (800) tf=16~36 tw=12~19	SM50	w=400~500 h=800~1500 tf=13~46 tw=18~46	SM50	w=480 (430) h=900~1400 tf=22~34 tw=19~38 H700×300×13/24~ H900×300×16/28	SM50 SS41	w=400 h=400 H400×400× 13/21	SS41	w=400 h=400 H400×400× 13/21	SS41

4.4 艀装品の設計

鋼ケーソン艀装品の概念図を図-9に示す。

係留システムは、3Pの沈設時の索張力で決定され、使用可能なワイヤー径の範囲で係留点数をできるだけ少なくすることとし、120φのワイヤーによる8点係留とした。索張力は最大使用荷重400ton（破断荷重1000ton）となった。ウインチは、艀装架台上への据付けが容易で、曲げモーメントによる反力の生じないリニアウインチを採用した。

沈設システムは、最も確実な全タンクポンプ注水とし、潮止まりをねらって沈設が行えるようポンプ能力を決定した。また、鋼ケーソン着底に不具合が生じた場合に備え各タンクに再浮上用の排水ポンプを設けた。

作業管理システムは、鋼ケーソン沈設時の位置を陸上からの測量結果、水深計等からのデータにより即時に画面上に表示し、位置修正の判断資料を与えるものである。また、同システムは係留計算能力を持っており、ウインチを作動させた場合のケーソンの移動、各索張力の変化を算出でき、オペレーターの判断の援助をするシステムを兼ねている。

上記の係留、沈設、作業管理システムは2Pで使用された後、艀装架台ごと3Pに移設、転用される。これらの設計に当っては、転用を前提とした設計を行った。

5. 3P鋼ケーソン製作

5.1 ブロック分割

図-10に示すように高さ方向を8段分割、平面的には1段目を32分割、2～8段目を16分割とした。150ton吊りタワークレーンで渠中大組立を行うのでブロックの最大重量は135tonとした。

5.2 原 寸

ブロック完成時の寸法を、表-6に示す寸法とし渠中大組立のための伸し量をとった。

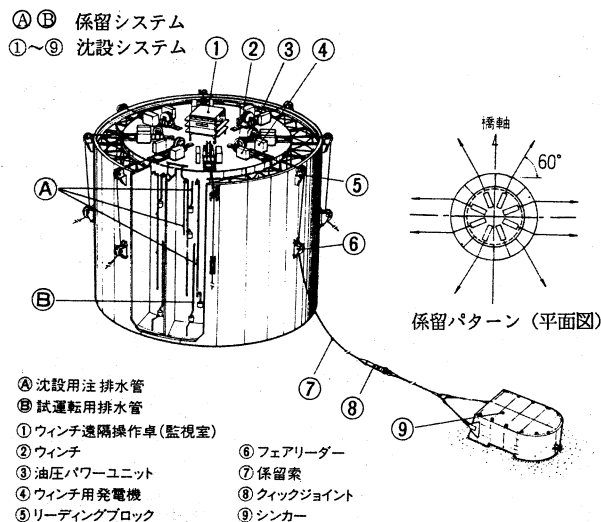


図-9 艀装品概念図

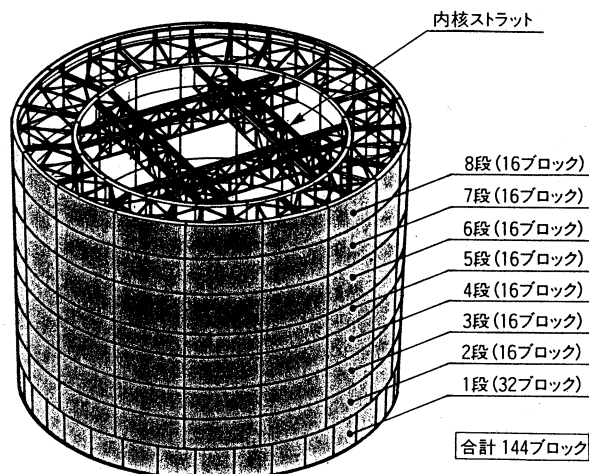


図-10 ブロック分割図

表-6 原寸時寸法

	1 段		2～8 段		高 さ
	外 径	内 径	外 径	内 径	
設 計 寸 法	78,000	54,000	78,000	54,000	62,000
ブロック完成時寸法	78,050	54,050	78,035	54,035	62,035
伸 し 量	50	50	35	35	35

5.3 ブロック製作

図-11にブロック製作手順を示す。外側、内側およびバルクヘッドの3つのパネルを製作し、それらのパネルを立体組みし、水平骨組部材を取り付け立体ブロックとした。

5.4 渠中大組立

(1) 大組立ドック

大組立は三井造船（株）玉野事業所のドック「海洋」で行なった。その主要寸法を図-12に示す。

(2) 基準点

41個の基準点を渠底に鋼板を埋め込んで設置した。

その配置を図-13に示す。

(3) 組立方法

図-14に示すように4点を起点に建造する4点建造法を採用した。ブロックの製作誤差が累積しないので、直径精度管理が行ない易い長所がある。

(4) 溶接

外壁（ $t=20\text{mm}$ ）の縦継手はエレクトロガス溶接、その他は CO_2 ガスシールド半自動溶接および、手溶接で行った。

5.5 精度管理及び出来形

鋼ケーソン製作基準に規定されている寸法許容値に対し、その $\frac{1}{2}$ を管理目標値とした。出来形寸法は表-7に示す通り満足できるものであった。

5.6 艀装架台搭載計画

艀装架台は2Pより転用する。4000ton吊級クレーン船にてドックゲート前より搭載する（図-15参照）

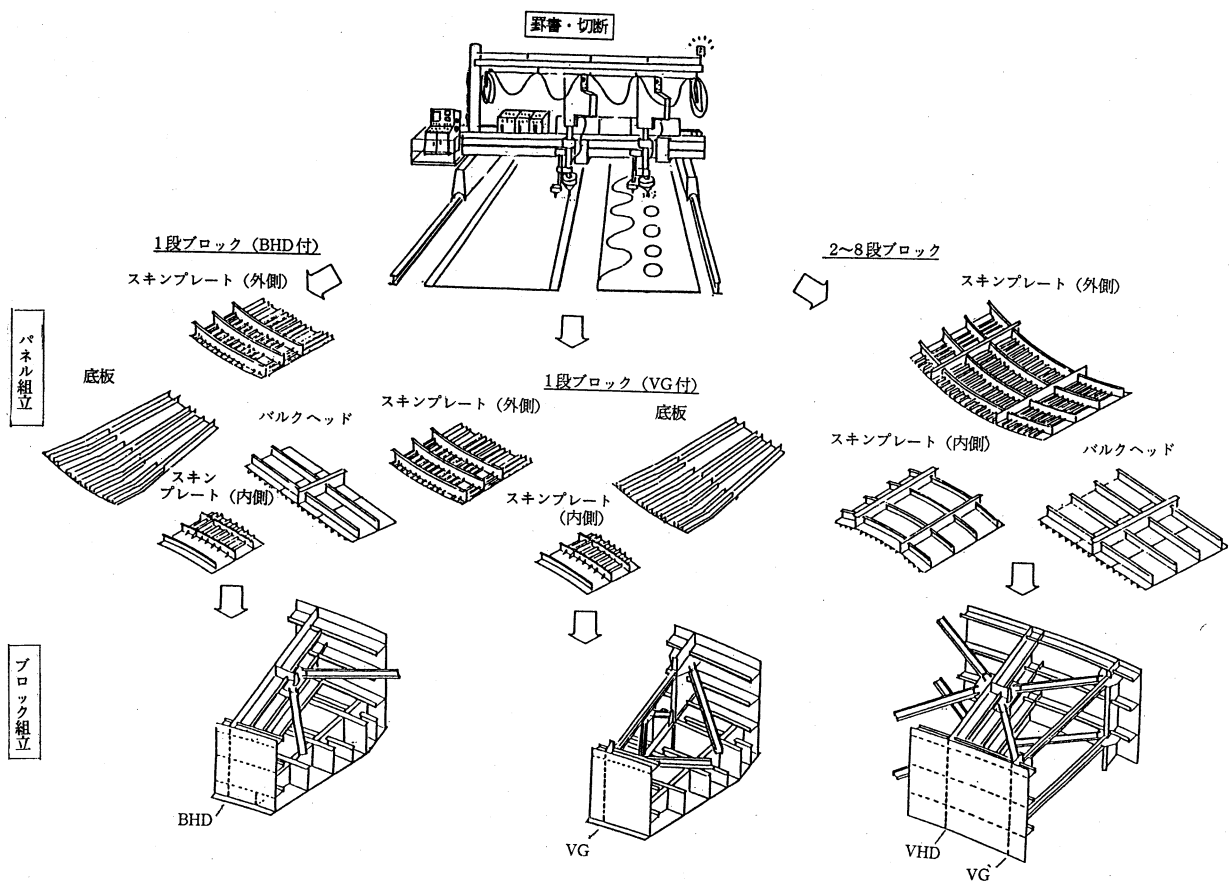


図-11 ブロック制作フロー

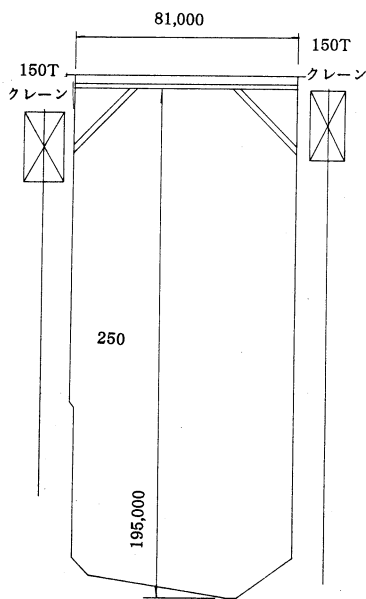
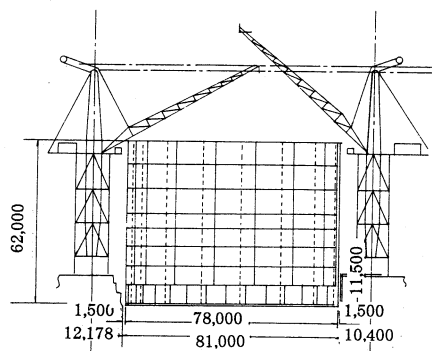


図-12 大組立ドック“海洋”



長さ	幅	深さ
195M	81M	11.5M

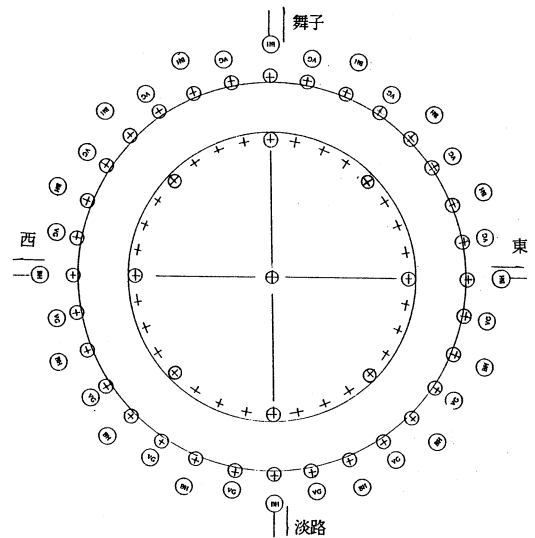


図-13 大組立基準点配置

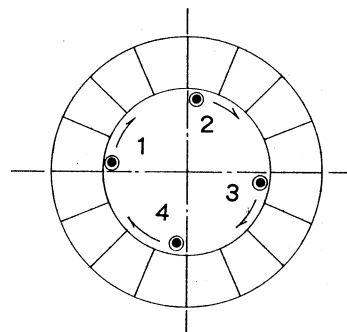


図-14 ブロック搭載順序

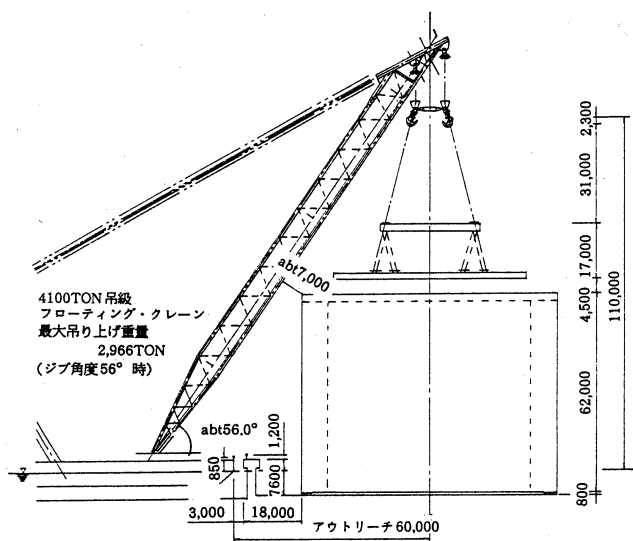


図-15 艀装架台搭載

表-7 許容寸法および出来形寸法

	項目	許容寸法精度	管理目標値	出来形寸法
ブロック	長さ	±8	±4	
	幅	±8	±4	
	高さ	±8	±4	
大組立	ケーソン外径	±78	±39	+19~+23
	ケーソン内径	±54	±27	+16~+21
	ケーソン高さ	±62	±31	

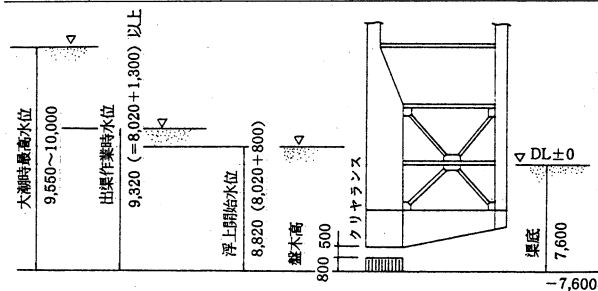


図-16 出渠時水深

表-8 明石海峡大橋3P鋼ケーソン制作 全体工程表

	62/9	10	11	12	63/1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	64/1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
契約工事	9/29	鋼ケーソンの設計					鋼ケーソンの製作・艀装																			10/17
主要事項						設計変更				安全祈願祭								完成検査	架台搭載	出渠	沈設					
1. ケーソン本体の設計																										
1.1 構造検討																										
1.2 詳細設計																										
1.3 補強構造の設計																										
2. 艀装品の設計																										
2.1 施工法の検討																										
2.2 艀装品の基本設計																										
1. ケーソン製作																										
1.1 材料手配																										
1.2 ブロック製作																										
1.3 渠中組立																										
底盤コンクリート																										
防汚・防錆塗装																										
艀装品の製作取付																										
転用品の取付管理																										
曳航																										
総合試運転																										

5.7 出渠計画

出渠時のケーソン重量は1963tonで浮上時吃水は8.02mである。出渠は平成元年5月初旬を予定している。

潮高H.W.L、2.18mの潮を利用して出渠する。(図-16参照)

5.8 製作工程

製作工程は当初計画通りであった。予定及び実施工程表を表-8に示す。

6. あとがき

明石海峡大橋の2P・3P鋼ケーソンは、現在製作を完了し、平成元年4月には2P鋼ケーソンが、平成元年6月には3P鋼ケーソンが現地海域に設置される予定である。

最後に、鋼ケーソンの設計、製作において、よく連携し施工を進めた2P鋼ケーソンの鋼管・石播・川重・日立共同企業体および3P鋼ケーソンの三井・三菱・住重共同企業体の方々に感謝すると共に本報告が今後の鋼製ケーソン設計・製作の参考になれば幸いである。

参考文献

1) 奈良平；鋼設置ケーソン設計要領（案）、本四技報 Vol.3 No.7-22'79.1

明石海峡大橋大規模水中コンクリート実験

Some Experiments on Underwater Concrete for Akashi Kaikyo Bridge

垂水工事事務所 機電課長 坂本 光重

Mitsushige Sakamoto

設計部 設計第一課長代理
(前)垂水工事事務所 第三工事長

樋口 康三

Kozo Higuchi

垂水工事事務所 第三工事

北口 雅章

Masaaki Kitaguchi

1. まえがき

明石海峡大橋の主塔基礎は設置ケーソン工法を採用している。

設置ケーソン工法における水中コンクリートとしては①児島・坂出ルートの中基礎で実績のあるプレパックドコンクリートと、②普通のコンクリートに分離抑制機能を持つ特殊な混和剤を添加した特殊水中コンクリートに大別されるが、品質・工期・工費・施工性等についての総合的判断から主塔基礎では特殊水中コンクリートを採用している。

特殊水中コンクリートは、近年建設各社等において技術開発が進められ実用化の試みがなされているが、大規模な施工例が無く、本工事の施工規模との間に大きなギャップがある。このため、昭和61年度以降、特殊水中コンクリートの主塔基礎への適用性を主目的として各種の実験検討を進めてきた。

実験は、特殊水中コンクリートの基本性状の確認、最適配合の検討等の室内試験から開始し、徐々に実験規模を大型化しながら流動に伴う強度特性等を調査（基礎実験）し、最終的には品質、施工設備、施工管理方法等の確認を得るための実際の規模を想定した実験（大規模施

工実験）を実施した。

本稿はこの大規模施工実験について報告するものである。

2. 実験概要

2.1 実験規模

主塔基礎の打設は図-1に示すように二重壁部は外・内壁とバルクヘッドにより16分割された各区画をそれぞれ一括打設、内核部はスライム処理を行うことによって所要の打継ぎ面強度が得られることから3~4m程度のリフトで層打ちを行う計画である。

このため、実験は二重壁部（外区画）、内核部（内区画）それぞれを対象として行うものとした。

型枠の大きさは図-2に示すように内区画は30m（長さ）×30m（巾）×3.5m（深さ）、外区画は5m（長さ）×12m（巾）×16m（深さ）である。

打設概要は図-3に示すとおりであり、内区画についてはモルタル（配合2種類）およびコンクリート（セメント2種類）の打設を計4回に分けて実施、外区画はコンクリート1回の打設とした。実験における時間当たり打設量はコンクリート等の上昇速度（内区画モルタル4cm/hr、内区画コンクリート6cm/hr、外区画コンクリート80cm/hr）を本工事計画と合わせるべく定めた。

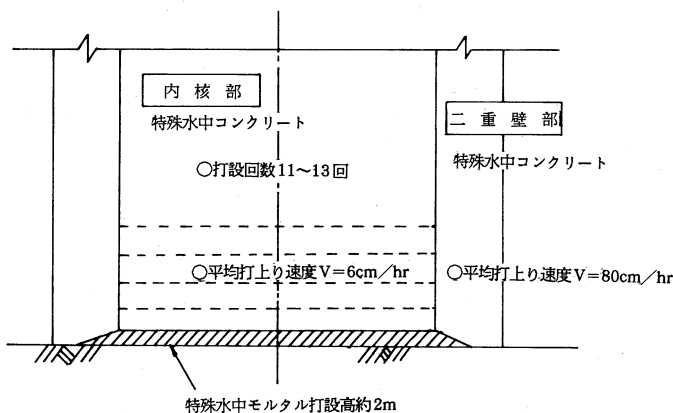


図-1 施工要領

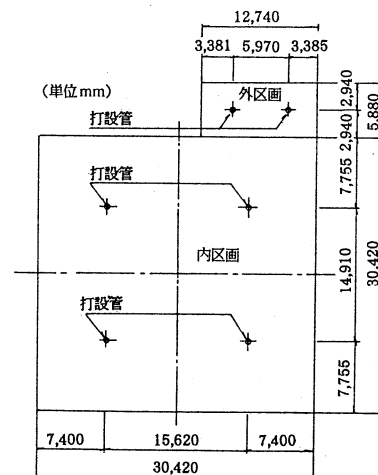


図-2 実験平面図

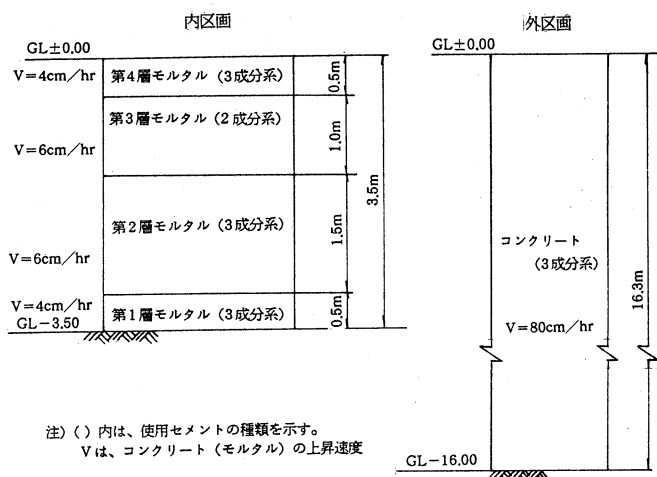


図-3 施工要領

打設数量は、外・内区画合わせてコンクリート約3,300 m³、モルタル約900 m³である。

打設管の配置も打設管1本当たりの受け持ち範囲を本工事計画と合わせるべく決定した。内区画での最大流動距離は約10mである。

なお、打設は昭和63年7月30日に第1回を行い、第5回 (外区画) は9月16～17日に行った。

2.2 主要設備

実験に用いた主要設備は表-1に示すとおりである。

設備計画における主な留意点は次のとおりである。

(i) コンクリートポンプ3基の内1基は予備であり、2基を稼働させる。内区画の打設においてはポンプ1基当り打設管2本を分担させ、このため圧送管の途中に分岐弁を設置している。

(ii) 特殊水中コンクリートは特殊混和剤のため高粘性を示し、普通コンクリートに比べ2～4倍の圧送抵抗を示すと云われている。このため基礎実験において配管径、圧送速度を変えて圧送抵抗を定量的に調査したが、普通コンクリートに比べ約4倍の圧送抵抗を示した。よって圧送管径は圧送速度当り圧送抵抗を減らすべくφ200mmとした。

実験の状況を写真-1に示すが、写真の左側にあるの

表-1 主要打設設備

設備項目	仕様	数量
製造設備		
第17神昭 (OBF30)	製造能力180 m ³ /H (特殊水中コンクリート) 無補給打設能力1,000 m ³	1隻
第5芳光 (B90)	製造能力240 m ³ /H (普通コンクリート) 無補給打設能力2,000 m ³	
輸送設備		
ポンプステーション	貯蔵能力40 m ³	1基
ポンプ	貫入シリンダー式40 m ³ /h	3基
圧送管	φ200mm	1式
分岐弁	φ200mm×2 ロータリー式	2台 (0)*
打設装置		
打設管引揚装置	引揚げ能力8t	4基 (0)*
ストップバルブ (上部)	φ200mm	4台
ゲートバルブ (先端部)	φ200mm カットオフゲート	4台
濁水処理装置	90 m ³ /h	1式
打継目処理装置	水中走行式 巾1m×600mm/h	1式

* () 外区画打設時

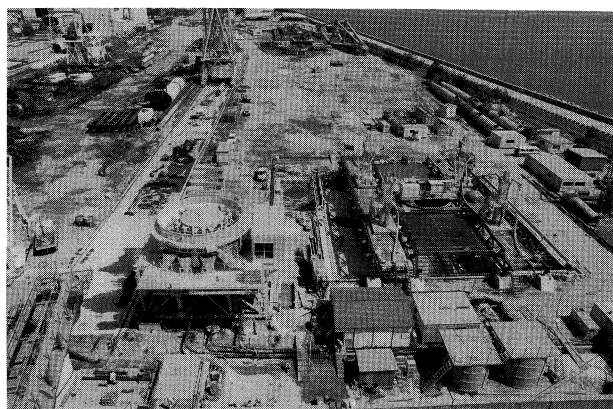


写真-1 打設設備全景

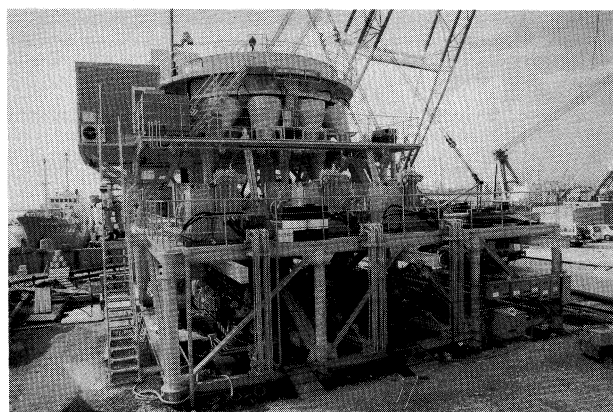


写真-2 ポンプステーション全景

がコンクリートプラント船で製造したコンクリートを受け入れるアジテータでその下部にコンクリートポンプを収納している (写真-2にポンプステーションの全景を示す)。写真の右側に見えるのが、4本の打設管で内区画を打設している状況である。

2.3 要求品質

実験におけるモルタル、コンクリートの要求品質を表-2に示す。特にコンクリートの要求品質は1.まえがきに述べた各種の基礎実験の結果を踏まえ決定したものであるが特に留意した点を以下に記す。

①特殊水中コンクリートはセルフレベリング性を有し、また流動に伴う品質劣化が少ないため、ある程度の距離を流動させる事を前提に施工計画を立案している。

このため、流動性の良さとともに流動性の長時間保持が必要であり、これを確保するためスランプフロー値に加え、その保持時間を規定した。

表-2 要求品質

項目	特殊水中モルタル	特殊水中コンクリート
設計基準強度 (91日)	180kgf/cm ²	180kgf/cm ²
水中・気中供試体強度比	0.8以上	0.8以上
スランプフロー	第1回: 60±2.5cm 第2回: 65±2.5cm	52.5±2.5cm
スランプフロー保持時間	8時間以上	8時間以上
凝結始発時間	—	30時間程度以内
断熱上昇温度	—	30℃以下

②特殊水中コンクリートは一般のコンクリートに比べ凝結始発が相当遅れる。しかし、特に二重壁部のように50mもの高さを一度に打上げる場合、始発が大幅に遅れる事は型枠（鋼ケーソン）への側圧の問題から好ましくない。よって凝結始発時間を規定した。

③マスコンクリートとしての温度ひびわれを防止するためコンクリートの最大温度を50℃以下にする事とした。

このため、夏期にはプレクーリングを実施してコンクリートの打設温度を20℃程度とする事を前提にコンクリートの断熱上昇温度を30℃以下を目標とした。

2.4 使用材料

主要な使用材料について記す。

(1) セメント

要求品質を満たすためにはポルトランドセメントと高炉スラグ微粉末およびフライアッシュを適量組合せたいわゆる低発熱セメントの使用が必要である。このため、実験ではポルトランドセメント：高炉スラグ微粉末=1：9としたセメント（B90）およびポルトランドセメント：高炉スラグ微粉末：フライアッシュ=3：4：3としたセメント（OBF30）を用いた。これらのセメントは低発熱セメントの特殊水中コンクリートへの通用性を調査した基礎実験で使用したものであり、コンクリートとしての強度・温度等の品質の確認を行っている。

なお、今回用いた低発熱セメントは試験的に用いたものであり、その後、セメントメーカー各社においてポルトランドセメント、高炉スラグ微粉末、フライアッシュをそれぞれ組合せた低発熱セメントの研究開発がさらに進められており、その後の実験結果より所要の品質を確保できる低発熱セメントの実用化の見通しを得ている。

(2) 粗骨材

一般のコンクリートでは単位水量、単位セメント量を少なくする効果から経済性の点で粗骨材の最大寸法を大きくする事がある。

しかし、特殊水中コンクリートではコンクリートの粘稠性によって必要な単位水量がほぼ決まる一面があり、一

般のコンクリートに比べ粗骨材の最大寸法を大きくして単位セメント量を減少させる効果が少くなる。

基礎実験において、粗骨材の最大寸法20mmと40mmについて比較したところ、単位セメント量の差は10kg/m³程度であった。さらに、流動距離が長くなるほど粗骨材が少なくなる現象（流動の過程で粗骨材の沈下が生じ、下層は粗骨材が多く、上層はモルタルが多いという不均一が生じる）が粗骨材の最大寸法が大きくなるほど顕著に現われることを合せ考え、粗骨材の最大寸法は20mmとした。

(3) 特殊混和剤

特殊混和剤の量は、水中不分離性という特殊水中コンクリートの性能を支配するとともに、コンクリートの経済性も左右する項目である。

特殊混和剤使用量は、基礎実験の結果を踏まえ、コンクリートの水中強度比を0.8以上確保すること、流動に伴う強度低減を抑えることなどから総合的に判断し、m³当たり2.3kgとした。

2.5 配合

示方配合を表-3に示す。

一般の場合には耐久性の必要から水セメント比に制限を設け、例えば土木学会標準示方書での海洋コンクリートでは60%、水中コンクリートでは50%と規定されている。

しかし、特殊水中コンクリートは一般の水中コンクリートに比べ飛躍的に信頼性に優れ、また低発熱セメントの使用により内部構造が密になり耐久性、耐海水性に優れたものとなる。さらに主塔基礎に用いるため凍結融解のおそれもない。よって概ね70%程度を制限の目安と考えた。この結果、単位セメント量は約320kg/m³であり、この程度の量であれば流動性、流動時の品質劣化に対しても問題ないと判断される。

2.6 測定項目

測定項目の一覧を表-4に示す。

表-3 示方配合表

打設種類	水 W	セメント C 2成分系	セメント C 3成分系	細骨材 S	粗骨材 G	特殊混和剤 USCA	その他の混和剤			打設量 (㎡)	スランプ フロー値
							UC-150	Poz No.70	Poz No.89		
							(kg/㎡)				
内区画 第1層 特殊水中モルタル	305	-	449	1196	-	3.98	11.2	1.57	-	452	60,0±2,5cm
内区画 第2層 特殊水中コンクリート	215	-	316	642	986	2.3	3.16	1.26	-	1,355	52,5±2,5cm
内区画 第3層 特殊水中コンクリート	215	316	-	652	1001	2.3	3.16	-	1.90	903	52,5±2,5cm
内区画 第4層 特殊水中モルタル	342	-	503	1028	-	4.6	5.03	2.07	-	452	65,0±2,5cm
外区画 特殊水中コンクリート	215	-	316	642	986	2.3	3.16	1.26	-	1,049	52,5±2,5cm

表-4 測定項目一覧表

コンクリートの性状調査		施 工 調 査	
コンクリートの性状調査	フレッシュコンクリートの品質試験 硬化コンクリートの品質試験	コンクリートプラント船 設備調査	ブレーキング能力の調査 混練状況の調査 サイクルタイム調査 ミキサー等の損耗調査
コンクリートの流動性調査	測深調査 流動状況調査 水質調査 コアボーリングによる強度試験		アジテーター内の品質状況の経時変化 コンクリートレベルの検出方法 最適レベルの確認 モルタル、コンクリートの付着状況 ポンプへの供給能力の確認 損耗状況
打継性状調査	打設面の流動状況 打設面のレイタンス状況 打設面を含む強度試験	アジテーター設備調査	
コンクリートの温度上昇 及び温度応力の調査	温度測定 温度応力測定 温度応力解析	コンクリートポンプ 設備調査	圧送圧 圧送量 すりへり 摩擦状況 長時間連続打設時の状況
側圧測定	土圧計による側圧測定	圧送管	管内圧 付着状況 すりへり 損耗状況
3. 実験結果 主要な実験結果を以下に記す。		分岐弁	性能調査 操作性の確認 すりへり 損耗状況
		先端バルブ	性能調査 操作性の確認
		打設管 引上装置	性能調査 操作性の確認 打設管切離し時の作業性
		打継目 処理装置	性能調査 濁水の水質調査 溢流量の把握 洗浄排水量の把握
		濁水処理装置	凝集剤等の有効性
		打設状況調査装置	測深機の精度・安定性調査 打設管先端の状況調査
		施工体制の 調査	施工管理体制 通信連絡方法、系統の確認 その他仮設備の配置方法

3.1 流動性状

内区画の各層の打設途中及び打設後の打設面の測深結果を図-4に、また1例として第2層コンクリート面、第4層モルタル面の状況をそれぞれ写真-3、4に示す。

長い流動距離を必要とする内区画でのモルタルおよびコンクリートの流動性は以下のとおりである。

(1) モルタル

流動は打設管を中心とする同心円状に進む。

打設管から半径6～6.5mの範囲はほぼ平坦で良好な打上り面となっており、スライム厚は5～10mm程度である。

合流附近の性状は、第4層のモルタルが合流部近傍でしわ状の流れ模様が生じている程度であったが、第1層のモルタルでは合流部に深さ8～30cmのV字型の溝が形成され、かつ先端部には分離したと思われる厚さ8cm程度のスライム層を生じた。

よって、主塔基礎のような長距離流動を要求する場合、第4層に用いた程度の配合が必要と考えられる。

(2) コンクリート

流動性状はモルタルと同様である。

第2層、第3層とも大差なく、打設管から半径6～6.5m

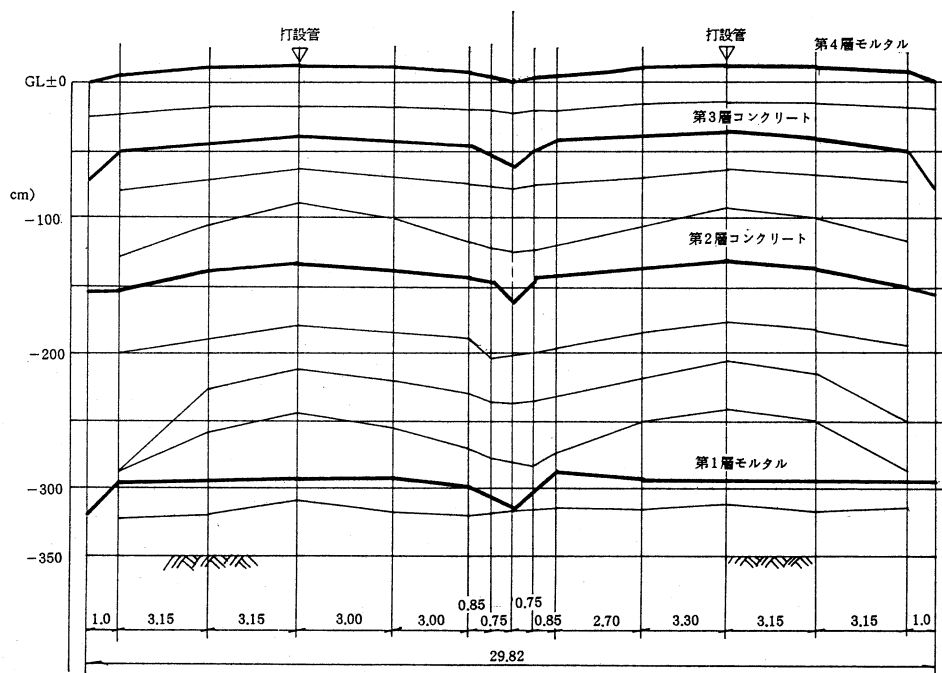


図-4 打設途中及び打設中の
各層の流動勾配

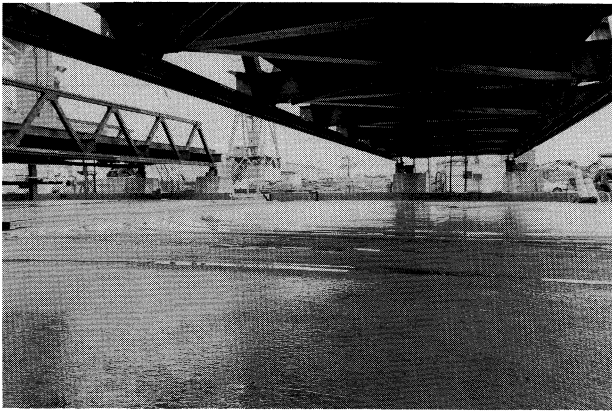


写真-3 第2層コンクリート流動状況

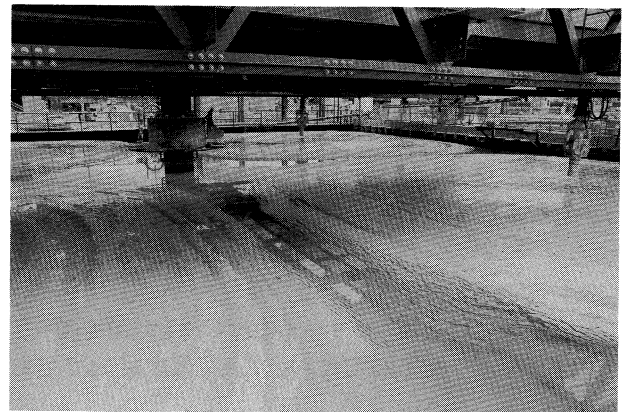


写真-4 第4層モルタル流動状況

の範囲は勾配1/50~1/70程度で良好なコンクリート面であり、また合流部近傍ではしわ状の流れ模様を生じており、合流部では深さが最大15cm程度のVあるいはU字型の溝が形成された。流動に伴う材料分離は生じていない。

3.2 強度特性

第2層コンクリート及び第4層モルタルのボーリングコア強度をそれぞれ図-5、図-6に示す。

コンクリートコア強度は流動距離5m程度以内では殆んど低下していないが、これを超えると低下傾向を示す。

これは基礎実験でも確認されているが、長距離および合流の影響と考えられる。

この低下の程度は、流動の距離、特殊混和剤量など打設、配合条件によって変化する。したがって配合強度を決定する場合にはこの点に留意する必要がある。

特殊水中コンクリートの配合強度は次式で設定することが考えられる。

$$f'_r = f'_{\alpha} \times 1 / \beta \times r \dots \dots \dots \text{式 (1)}$$

ここに f'_r : 目標配合強度 (水中供試体)

f'_{α} : 設計基準強度

β : 水中打設と水中流動による強度低下を考慮する係数

r : 材料、製造の変動を考慮した割増係数

上式における β が水中施工に対する配慮であり、(コア強度/供試体強度) で求めることができる。

今回の実験での配合、打設条件下では例えば流動距離

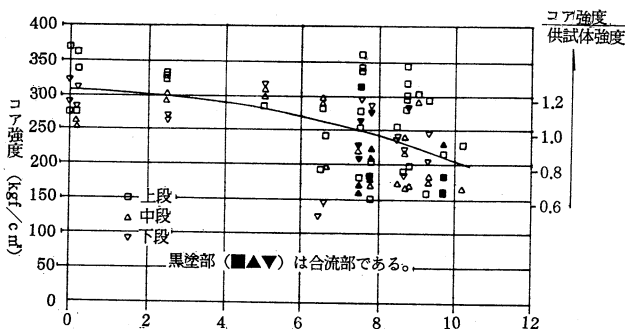


図-5 コンクリートの流動距離と91日強度

が5m以内であれば $\beta \approx 1.2$ 、8m程度を期待する場合は $\beta \approx 0.9$ を考慮する必要がある。

モルタルのコア強度に関しては、ほぼ流動距離に対して直線的に低下する傾向が見られる。

3.3 打継性状

特殊水中コンクリートはレイタンスの発生が小さいため通常のコンクリートに比べて打継ぎ面の付着強度は大きいと云われている。しかし、コンクリートの打込み時にコンクリートから分離する空気に連行して水中に微粒子が拡散すると、これらが打込み後沈降してスライム状に沈殿する。したがって表面の処理を行わなければ打継ぎ強度は小さくなる。

基礎実験におけるコアボーリングによる引張強度試験の結果では、打継面無処理ではコアの採取が不可能であったが、打継面のスライムを吸引処理した範囲では2.2~5.0kgf/cm²程度の引張強度が得られ、表面処理の有効性ととも、コンクリート基礎としてある程度の一体性が確保できる見通しが得られた。

よって大規模施工実験では打継ぎ面の表面については、回転ブラシと吸引装置を組合せた打継目処理装置 (水中走行式、巾1m×600mm/hr) を用いて処理を行った。ただし処理機が走行不能なエリアについてはハイウォッシャーで処理を行った。

コア採取の結果からは、打継面にスライムをかんだコアが多く、特にその傾向はコンクリート同士の打継ぎ面に多く見られた。打継ぎ面を含むコアを用いた純引張

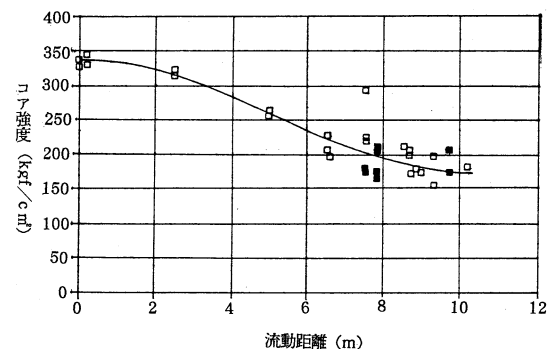


図-6 モルタルの流動距離と91日強度

り試験の結果は、コンクリート～モルタルでは引張強度 3～20kgf/cm²、コンクリート～コンクリートでは 0.6～8kgf/cm²であった。

以上より、今後打継ぎ処理装置の移動装置の改良、打継ぎ面処理の時期、回数等について検討を行うものの、基本的に主塔基礎内核部の層打設の可能な事が確認された。

3.4 温度特性

外区画におけるコンクリート温度の測定結果を図-7に示す。練上り温度 22℃ において最高温度は 54℃ であった。

3.5 ポンプ圧送性

2.2に示したように特殊水中コンクリートは普通コンクリートに比べて粘性が高く、吸込効率や圧送効率が悪いので、この点を考慮してコンクリートポンプの選定等の打設計画を立案する必要がある。

今回の実験で得られた圧送量～管内圧力損失の関係を基礎実験の結果と合せて図-8に示す。

通常ピストンタイプ型のポンプを用いた場合の特殊水中コンクリートの吸込効率は、普通コンクリートの 0.9 に対し 0.7～0.8 であり、また同一管径に対し圧送効率も普通コンクリートの 1/3～1/4 程度である。

4. あとがき

主塔基礎への特殊水中コンクリートの適用にあたって特筆すべきことは、特に内核部において長距離流動と打継ぎを前提とした計画を立案したことである。この2点においてかなりの施工の合理化が図られているといっても過分でもない。が、そのために従来にない検討が要求された。

それらの集大成として実施された大規模施工実験の結果、特殊水中コンクリートの主塔基礎への適用に関し、品

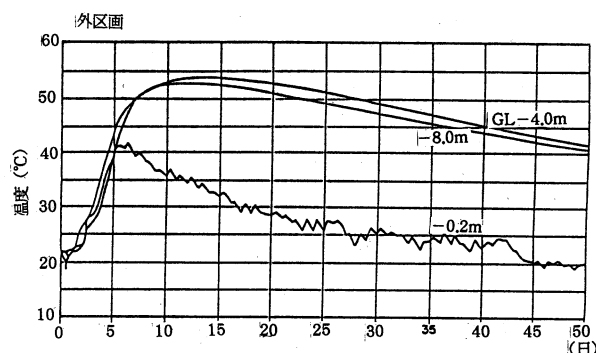


図-7 コンクリート上昇温度経時変化

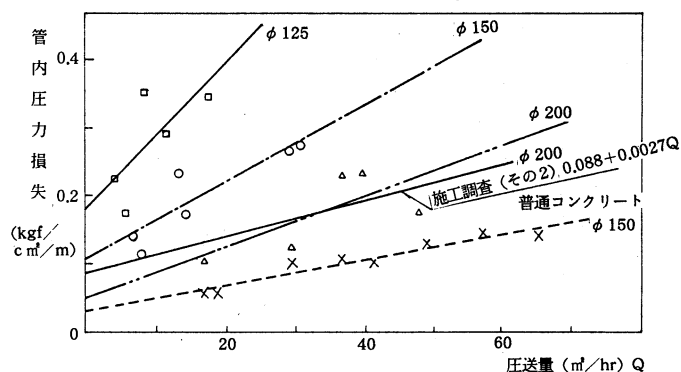


図-8 圧送量と管内圧力損失の関係 (施工調査)

質、設備、施工管理、品質管理等施工システム全体としての確認を得ることができた。

紙面の都合で報告できなかったが、充填性、ミキサー練混ぜ性能、ポンプ圧送性、側圧特性等についても確認し、施工計画に反映している。

ただし、低発熱型特殊水中コンクリートという事でセメントを始めとして各材料の品質のばらつきがコンクリートとしての品質に影響を及ぼすことも確認されており、本工事においては特に品質管理を適確に行うことが必要と考えられる。

最後に、大規模施工実験にあたり御指導頂いた関係各位に深く謝意を表します。

岩黒島高架橋の設計・施工

Design and Construction of Iwakurojima Viaduct

鳴門管理事務所 橋梁技術課長
(前) 児島工事事務所 第三工事長

大田 亨
Toru Ota

舞子工事事務所 第一工事長代理
(前) 児島工事事務所 第三工事長付

川戸 彰
Akira Kawato

1. まえがき

岩黒島高架橋は、児島～坂出ルート
の岩黒島の西側を縦断する橋長約
90mの高架橋である(図-1)。本
州側は櫃石島橋に、四国側は岩黒島
橋に、また、岩黒島連絡路へ接続す
る。本橋の上部構造は、道路と鉄道
の2層部構造であり、道路にはバス
ストップを有する2径間連続のPC
箱桁橋である(写真-1)。

本報文は、岩黒島高架橋における
上部構造の設計と施工について報告
するものである。

2. 岩黒島高架橋の構造

平面線形は直線で、縦断勾配は四
国側に1%の上り勾配である。全体
一般図は図-2に示すが、本橋の特
徴として、

- (1) 道路部の幅員は、バススト
ップがあるために、支間と同じくら
いに広い。
- (2) 岩黒島への連絡路、バスス
トップ連絡用エレベータ設備および
バスストップ連絡用通路を有する(図
-3、図-4)。
- (3) 道路部に加速、減速車線があ
るので、幾何構造が複雑である。
- (4) 両端部の下部工は、斜張橋の
下部工と併用である(図-5)。

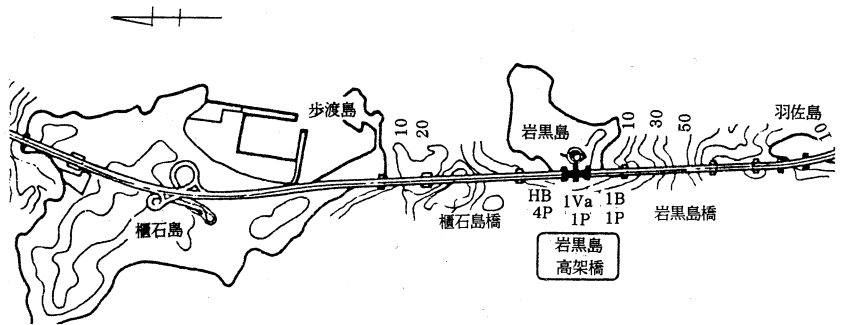
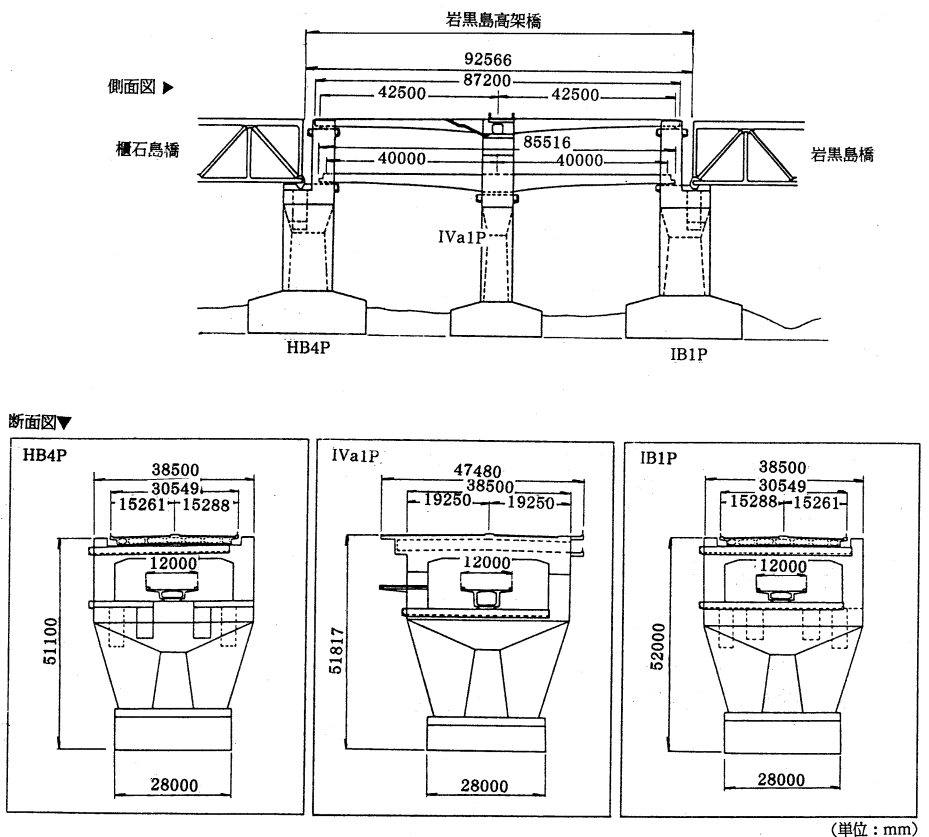


図-1 位置図



(単位: mm)

図-2 全体一般図

道路部は、IVa1P橋脚と水平梁が一体に剛結された構造（以下、剛結部と云う）で、上下線が一体化した2径間連続の8主桁7室のPC多重箱桁形式である（図-7）。

バスストップの幾何構造は、本線上での加減速をある程度認めるもので、路面標示（マーキング）によって本線から分離した第2種のバスストップである。変速車線は、岩黒島高架橋区間のみでなく、櫃石島橋および岩黒島橋の側径間まで延びている（図-6）。

主桁は、バスストップによる拡幅のために、端主桁を変化させ、乗降場は、横桁を張出して床版を支えている。上り線バスストップへの連絡は、剛結部に通路を設けて、また、岩黒島へ乗入れる車両を制限するための設備を橋上に備えている（図-8、図-9）。

鉄道部は、中間支点に固定沓を設けた2径間連続のPC箱桁形式である。主桁形状は、2主桁1室で、桁高は中間支点で4m、端支点で2mである。

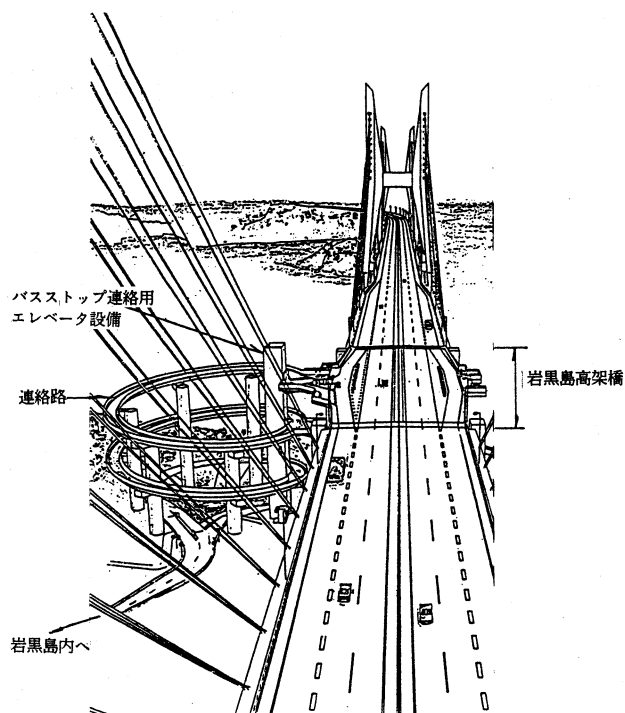


図-3 全体の概要図

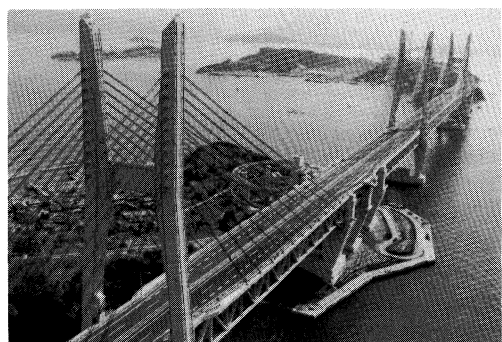


写真-1 完成写真

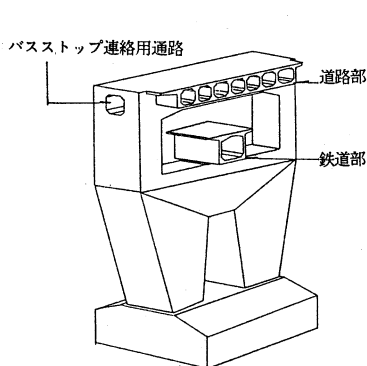


図-4 IVa1Pの概要図

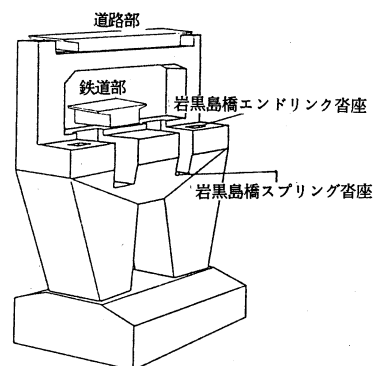


図-5 IB1Pの概要図

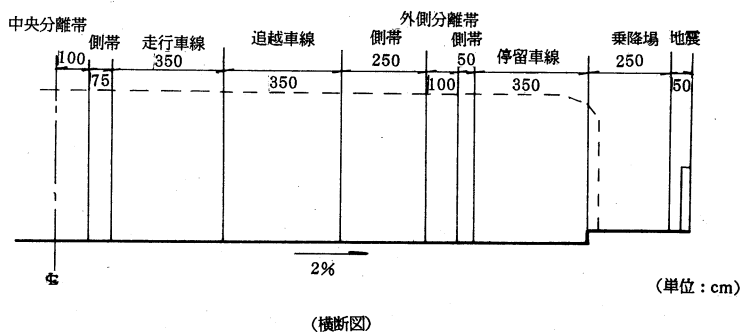
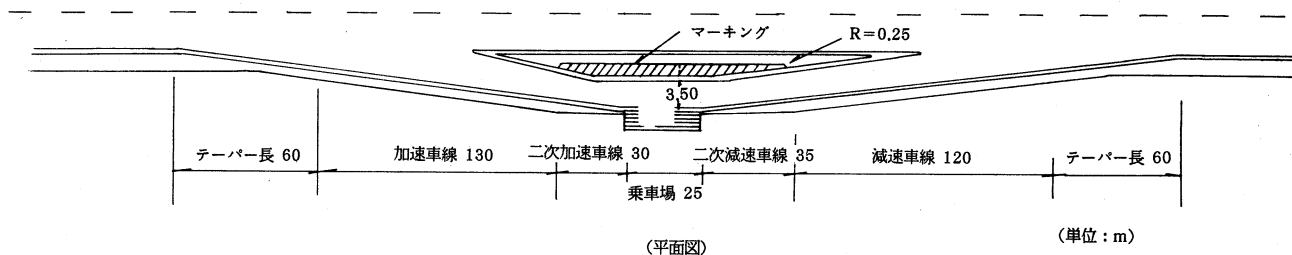


図-6 幾何構造図

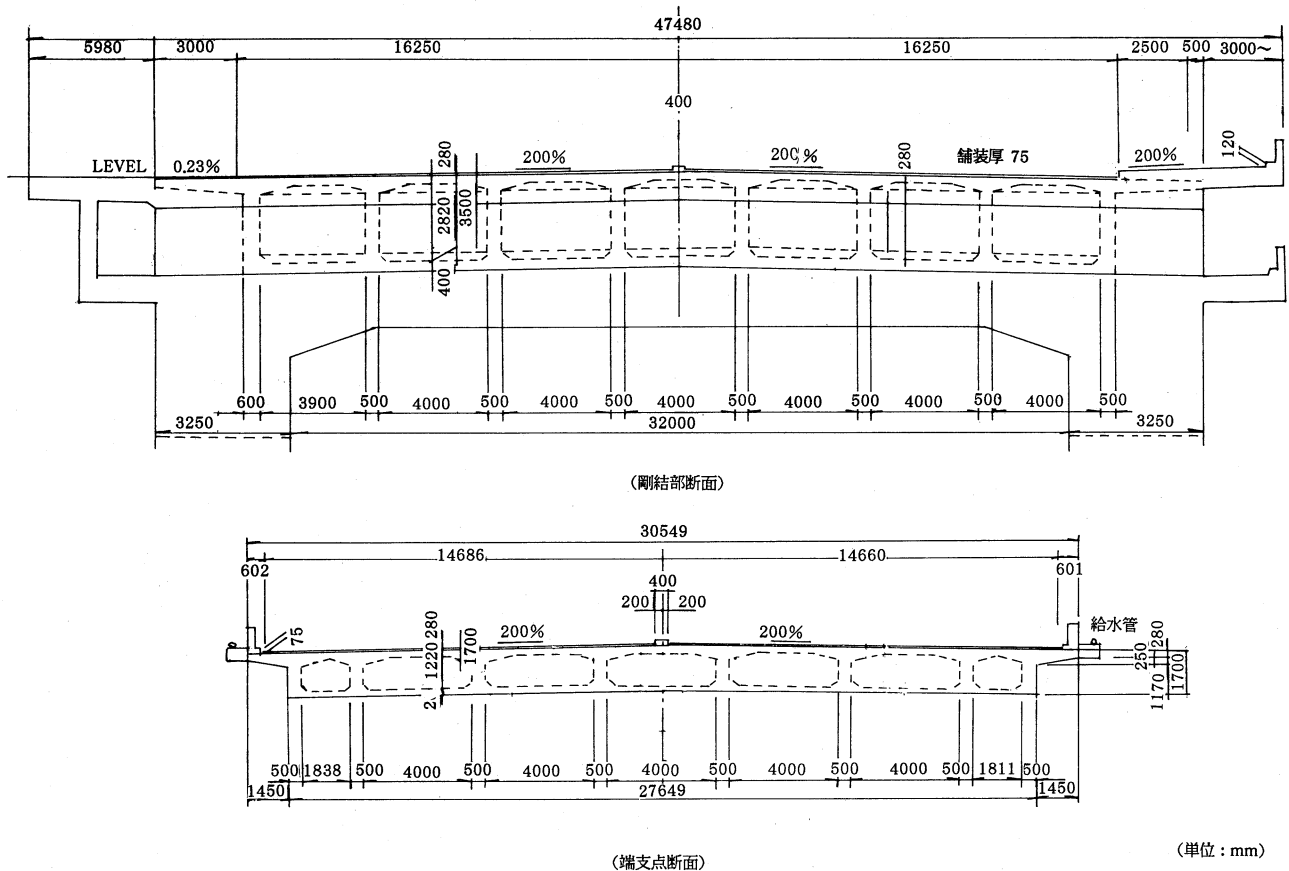


図-7 道路部標準横断面図

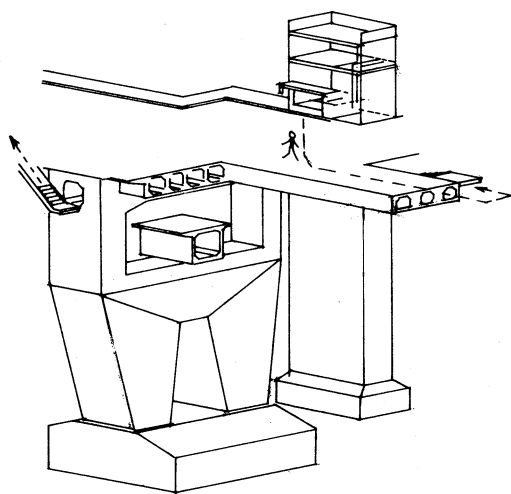


図-8 バスストップ連絡概要図

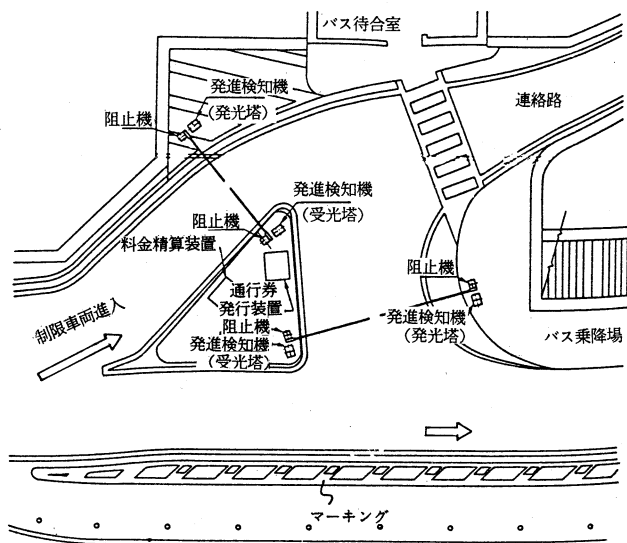


図-9 橋上設備

3. 岩黒島高架橋の設計

3.1 設計条件

岩黒島高架橋の設計条件を表-1に、断面力算出モデルを表-2に示す。

道路部の活荷重以外による断面力は、主桁相互の影響

を的確に把握できる立体骨組モデルで算出して、活荷重による断面力は、線荷重を橋軸直角方向に任意に移動して最大、最小値を算出するために影響線を利用するので、平面格子モデルに置換えた。

表-1 設計条件

事項区分	道 路 部	鉄 道 部																																																			
規 格	第1種第2級…4車線 + 変速車線2線	在来線…複線 新幹線…複線 暫定施工として在来線のみを施工し、将来新幹線を併設できるよう配慮している。																																																			
死 荷 重	<table><tr><th colspan="2">単位体積重量</th></tr><tr><th></th><th>重量 (t/m³)</th></tr><tr><td>鉄筋コンクリート</td><td>2.3</td></tr><tr><td>プレストレスコンクリート</td><td>2.5</td></tr><tr><td>アスファルト舗装</td><td>2.3</td></tr></table> <table><tr><th colspan="2">添 加 荷 重</th></tr><tr><td>防音壁</td><td>ω 1=0.30t/m</td></tr><tr><td>ガードレール</td><td>ω 2=0.15t/m</td></tr><tr><td>給水設備</td><td>ω 3=0.07t/m</td></tr></table>	単位体積重量			重量 (t/m ³)	鉄筋コンクリート	2.3	プレストレスコンクリート	2.5	アスファルト舗装	2.3	添 加 荷 重		防音壁	ω 1=0.30t/m	ガードレール	ω 2=0.15t/m	給水設備	ω 3=0.07t/m	<table><tr><th colspan="2">単位体積重量</th></tr><tr><th></th><th>重量 (t/m³)</th></tr><tr><td>鉄筋コンクリート</td><td rowspan="2">2.5</td></tr><tr><td>プレストレスコンクリート</td></tr></table> <table><tr><th colspan="2">スラブ軌道重量 (軌道当り)</th></tr><tr><th></th><th>重量 (t/m)</th></tr><tr><td>在来線</td><td>1.50</td></tr><tr><td>新幹線</td><td>1.80</td></tr></table> <table><tr><th colspan="3">付属物荷重</th></tr><tr><th></th><th>重量 (t/m)</th><th>備考</th></tr><tr><td>電気設備</td><td>0.400</td><td>ダクト1箇所当り</td></tr><tr><td>管理用水道</td><td>0.100</td><td>1条当り (但し、条添加)</td></tr><tr><td>巡回車用ガードレール</td><td>0.040</td><td>片側当り</td></tr><tr><td>箱桁内ケーブル</td><td>0.200</td><td></td></tr></table>	単位体積重量			重量 (t/m ³)	鉄筋コンクリート	2.5	プレストレスコンクリート	スラブ軌道重量 (軌道当り)			重量 (t/m)	在来線	1.50	新幹線	1.80	付属物荷重				重量 (t/m)	備考	電気設備	0.400	ダクト1箇所当り	管理用水道	0.100	1条当り (但し、条添加)	巡回車用ガードレール	0.040	片側当り	箱桁内ケーブル	0.200	
単位体積重量																																																					
	重量 (t/m ³)																																																				
鉄筋コンクリート	2.3																																																				
プレストレスコンクリート	2.5																																																				
アスファルト舗装	2.3																																																				
添 加 荷 重																																																					
防音壁	ω 1=0.30t/m																																																				
ガードレール	ω 2=0.15t/m																																																				
給水設備	ω 3=0.07t/m																																																				
単位体積重量																																																					
	重量 (t/m ³)																																																				
鉄筋コンクリート	2.5																																																				
プレストレスコンクリート																																																					
スラブ軌道重量 (軌道当り)																																																					
	重量 (t/m)																																																				
在来線	1.50																																																				
新幹線	1.80																																																				
付属物荷重																																																					
	重量 (t/m)	備考																																																			
電気設備	0.400	ダクト1箇所当り																																																			
管理用水道	0.100	1条当り (但し、条添加)																																																			
巡回車用ガードレール	0.040	片側当り																																																			
箱桁内ケーブル	0.200																																																				
活 荷 重	TL-20、TT-43	在来線：KS-16 新幹線：N-18、P-19																																																			
設 計 震 度	橋軸方向 KH=0.19 直角方向 KH=0.19 固有周期は T=0.90sec	橋軸方向 KH=0.19 直角方向 KH=0.19 固有周期は T=0.90sec																																																			
衝 撃 係 数	主桁 i= $\frac{10}{(25+L)}$ 横桁 i= $\frac{20}{(50+L)}$	主桁 i=0.312 横桁 i=0.474																																																			
風 荷 重	活荷重作用時 風上側 220kg/m ² 風下側 110kg/m ² 活荷重無載荷時 風上側 440kg/m ² 風下側 220kg/m ²	ω =413kg/m ²																																																			
温 度 差	+5℃	-																																																			
温度変化の影響	主方向 t=±15deg 横方向 t=10deg	t=±20℃																																																			
荷重の組合せと許容応力の割増係数	<table><tr><th>荷重の組合せ</th><th>割増係数</th></tr><tr><td>主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 温度 変化の影響 (T)</td><td>1.15</td></tr><tr><td>主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 風荷重 (W)</td><td>1.25</td></tr><tr><td>主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 温度 変化の影響 (T) + 風荷重 (W)</td><td>1.35</td></tr><tr><td>活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)</td><td>1.50</td></tr><tr><td>架設時荷重 (ER)</td><td>1.25</td></tr></table>	荷重の組合せ	割増係数	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 温度 変化の影響 (T)	1.15	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 風荷重 (W)	1.25	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 温度 変化の影響 (T) + 風荷重 (W)	1.35	活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)	1.50	架設時荷重 (ER)	1.25	<table><tr><th>荷重の組合せ</th><th>部材の引張部 許容引張応力度 (kg/cm²)</th><th>部材の圧縮部基準 の許容圧縮応力度 に乗じる係数</th></tr><tr><td>i) 主荷重のみ</td><td>10</td><td>1.15</td></tr><tr><td>ii) 主荷重と1つの従荷重</td><td>15</td><td>1.15</td></tr><tr><td>iii) 主荷重と2つの従荷重</td><td>20</td><td>1.25</td></tr><tr><td>iv) 主荷重と3つの従荷重</td><td>25</td><td>1.5</td></tr><tr><td>v) 死荷重と地震の影響</td><td>-</td><td>1.5</td></tr></table> 主荷重：死荷重、列車荷重、衝撃、遠心荷重、プレスト力、クリープの影響、乾燥収縮の影響 従荷重：温度変化の影響、風荷重、車両横荷重、群集荷重	荷重の組合せ	部材の引張部 許容引張応力度 (kg/cm ²)	部材の圧縮部基準 の許容圧縮応力度 に乗じる係数	i) 主荷重のみ	10	1.15	ii) 主荷重と1つの従荷重	15	1.15	iii) 主荷重と2つの従荷重	20	1.25	iv) 主荷重と3つの従荷重	25	1.5	v) 死荷重と地震の影響	-	1.5																					
荷重の組合せ	割増係数																																																				
主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 温度 変化の影響 (T)	1.15																																																				
主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 風荷重 (W)	1.25																																																				
主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 + 温度 変化の影響 (T) + 風荷重 (W)	1.35																																																				
活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)	1.50																																																				
架設時荷重 (ER)	1.25																																																				
荷重の組合せ	部材の引張部 許容引張応力度 (kg/cm ²)	部材の圧縮部基準 の許容圧縮応力度 に乗じる係数																																																			
i) 主荷重のみ	10	1.15																																																			
ii) 主荷重と1つの従荷重	15	1.15																																																			
iii) 主荷重と2つの従荷重	20	1.25																																																			
iv) 主荷重と3つの従荷重	25	1.5																																																			
v) 死荷重と地震の影響	-	1.5																																																			
終 局 荷 重 の 組 合 せ	1) 1.3× (死荷重) + 2.5× (活荷重 + 衝撃) 2) 1.0× (死荷重) + 2.5× (活荷重 + 衝撃) 3) 1.7× (死荷重 + 活荷重 + 衝撃) 4) 1.3× (死荷 + 地震の影響) 5) 1.0× (死荷重) + 1.3× (地震の影響)	1.7+ (死荷重 + 活荷重 + 衝撃)																																																			
材 料 強 度	PC部材 σ ck=400kg/cm ² RC部材 σ ck=240kg/cm ² 鉄 筋 SD 30	PC部材 σ ck=400kg/cm ² RC部材 σ ck=240kg/cm ² 鉄 筋 SD 35																																																			

3.2 剛結部の設計

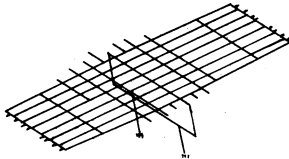
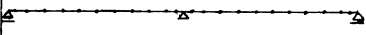
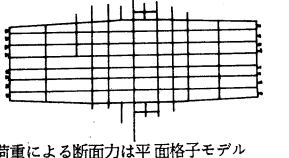
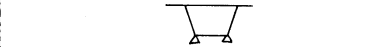
剛結部は、曲げモーメント、せん断力および、ねじりモーメントの作用を同時に受け複雑な応力状態となり、ねじりモーメントが卓越した部材であるために、図-10により設計を進めた。

また、梁または柱の寸法がとくに大きい場合には、隅角部に剛域を考え、部材の曲げ変形とせん断変形を考慮すると、その変形が断面力に与える影響について無視することはできないので、その断面力の解析と応力度の検討を行い照査した。

ひびわれを制限し、ひびわれ耐力の向上とひびわれ発生後の剛性の確保のためには、横

方向のプレストレスの導入が有効であることから、PC鋼より線を採用した。また、FEM解析によると、設計荷重作用時の鉛直方向応力度が、通路付近に引張領域として存在するので鉛直鋼棒を配置した(図-11)。

表-2 断面力算出モデル

項 目	道 路 部	鉄 道 部
断面力算出モデル		
橋軸方向	 活荷重以外の断面力は 図心を軸線とした立体骨組モデル	 図心を軸線とした棒梁モデル
橋軸直角方向	 活荷重による断面力は平面格子モデル	 部材の軸線によるラーメンフレーム

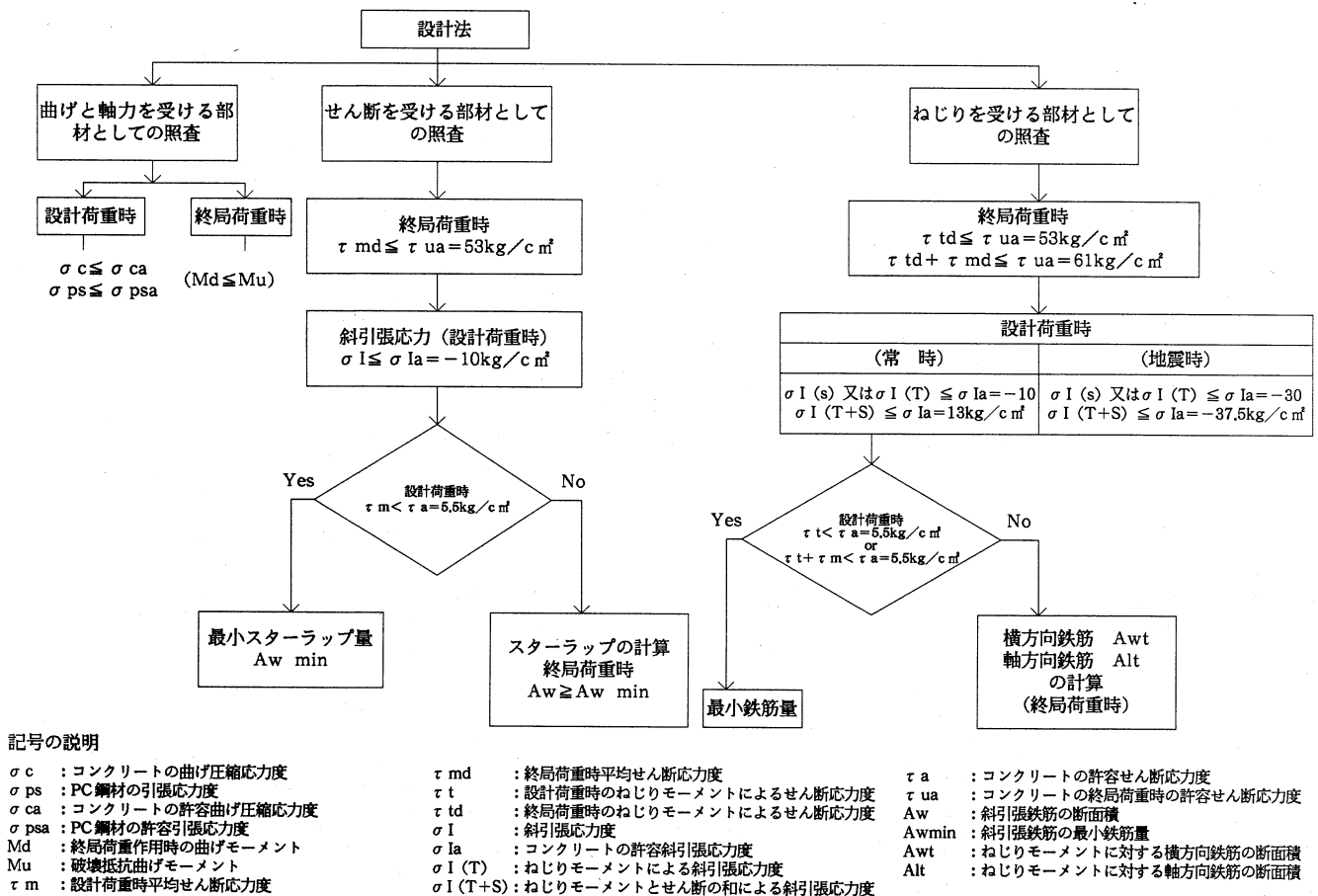


図-10 応力照査のフローチャート

3.3 橋軸方向、橋軸直角方向の設計

設計の手順は、図-12により進めた。

道路部の床版は、以下の理由によりPC床版とした。

(1) 床版支間 ($l = 4.5\text{m}$) が長く、多室の一体化を図る。

(2) 上り線、下り線の分離施工後の一体化を図る。

(3) 端主桁からの床版の張出しが長い。

鉄道部の床版についても、床版支間 ($l = 5.6\text{m}$) が長くPC床版とした。

道路拡幅部は、変速車線に沿って配置された端主桁から床版を張出す構造としたが、床版の張出し長が5m~9mと長く、端主桁への影響が大きいため、横桁と縦桁、下床版で格子を構成して上床版を支持する構造とした(図-13)。

3.4 施工時の応力等照査

施工時の応力等照査として、

(1) 施工時の応力度照査

(2) 緊張力の計算(図-14)

(3) 上げ越し計算(図-15)

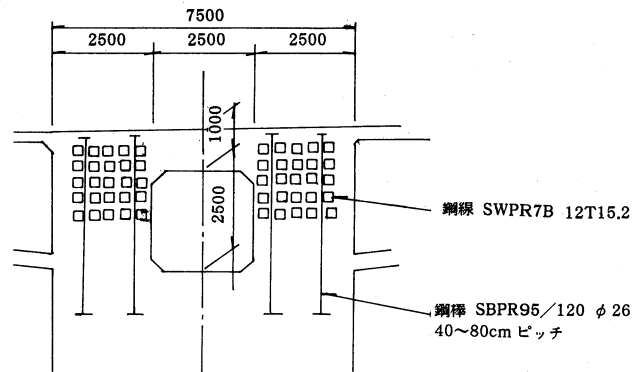


図-11 剛結部のPC鋼材配置図

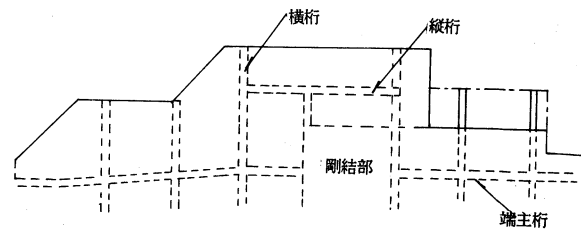


図-13 道路拡幅部の床板支持構造

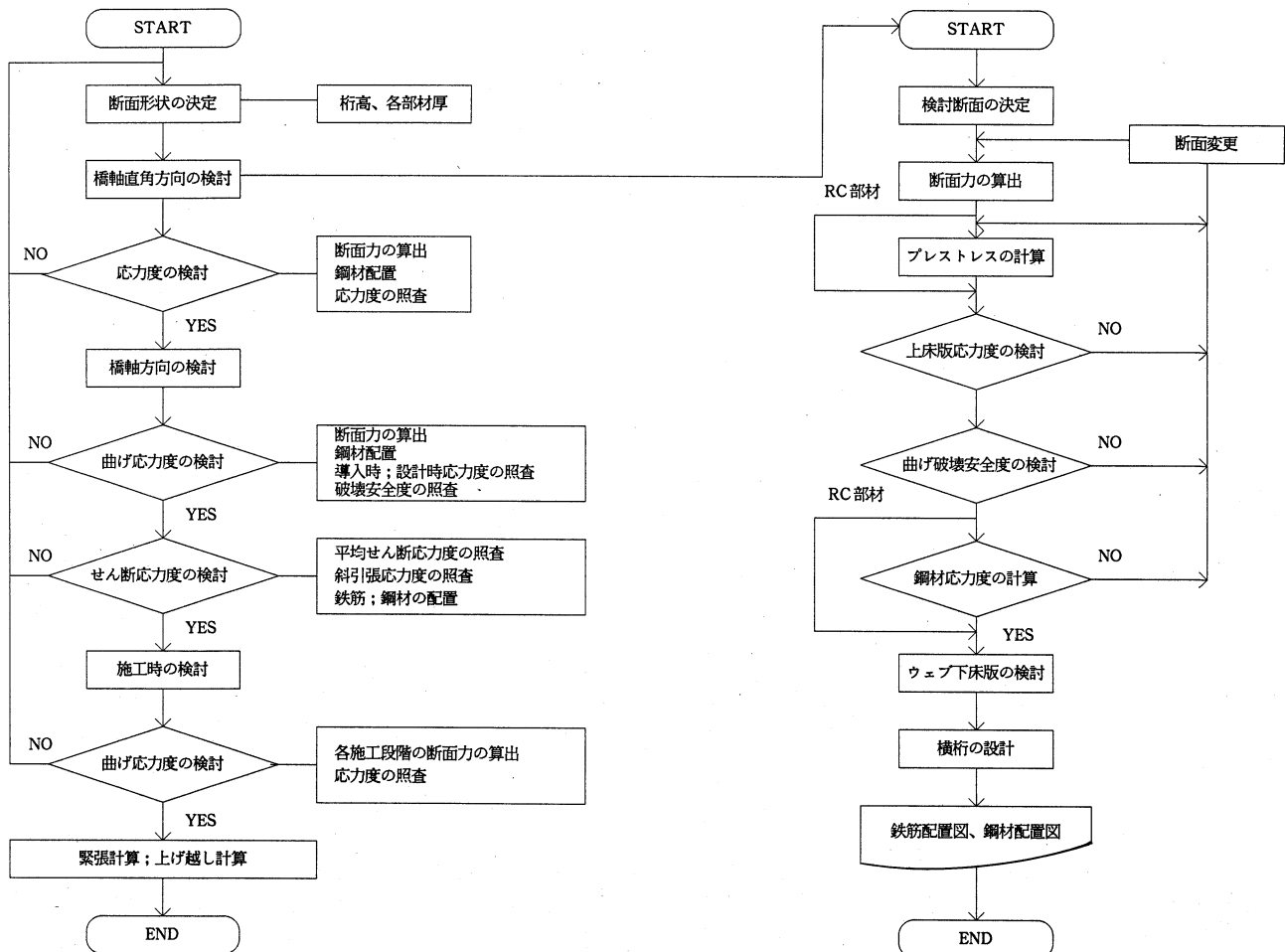


図-12 設計の手順

(4) 剛結部のコンクリートブロック割および緊張順序

(5) 拡幅部の施工順序を検討した。

(4) については、PC構造に到るまでの施工期間が6ヶ月と長いために、リフト毎にRC部材としての検討を行い、補強方法と適正なブロック割を決めた。

また、PC鋼より線の設計導入緊張力が大きく ($P_o=185.5t/\text{本}$)、通路があることによる特有の応力分布をなしているために、それぞれの鋼材応力度の減少を考慮して、緊張段階毎の所定のコンクリート応力度が得られるように緊張順序を決定した。

(5) は、ワーゲン施工時に拡幅部の施工が可能かどうかについて、施工時の断面力を算出し、橋軸方向、橋軸直角方向への影響を照査した。

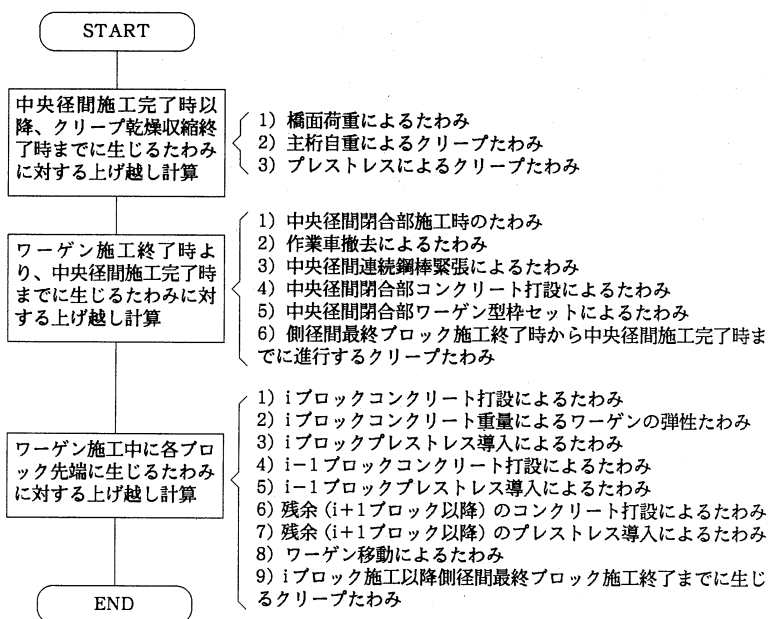


図-14 上げ越し計算のフロー

4. 岩黒島高架橋の施工

4.1 工事数量

主要材料は表-3に示す。

4.2 施工順序と工程

施工順序は以下の条件に留意して、工程計画を作成した。

- (1) 上下作業の安全上より鉄道部を先行する。
 - (2) 剛結部の施工期間が長いので、鉄道部の中央支点部を、剛結部と同時期に施工する。
 - (3) また、道路部張出し施工時に、拡幅部を施工する。
 - (4) 隣接工区との競合部分では、工程を調整する。
- したがって、工程管理は、工種毎の工程を短縮することに重点を置いた。

実施工程表を表-4に示す。

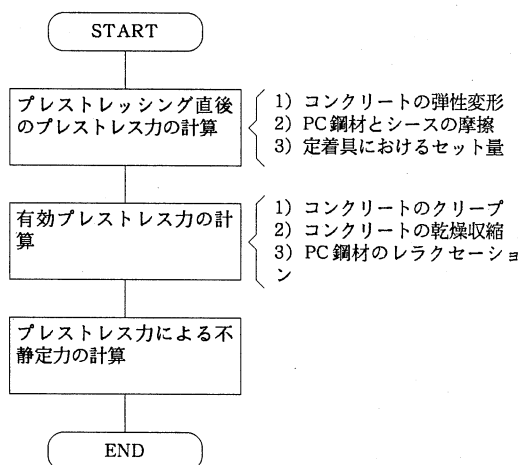


図-15 プレストレス力の計算のフロー

4.3 剛結部の施工

リフト割は、以下に留意して図-16のとおりとした。

- (1) 施工時はRC構造であること。
- (2) コンクリート打設能力は、高所 (40m) を考慮して $25\sim30\text{ m}^3/\text{m}$ とする。
- (3) 作業時間は、日出から日没とする。
- (4) 支保工に悪影響を与えない。(特に初期)

また、応力状態が、完成時と異なるために、各リフト毎の施工時断面力を算出し、各リフト毎に累積される応力にも考慮して、補強鉄筋を各リフトに、補強PC鋼材を①リフトに配置した。

施工は、コンクリート打設前、打設中、打設後においての支保工のたわみ量を照査して安全性を確認しながら、かつ、単位当り鉄筋量、PC鋼材量が多いために、シースの固定と破損には、特に留意するように努めた。

PC鋼より線の緊張は、緊張順序に配慮するとともに、試験緊張を実施し、摩擦係数、ヤング係数を求め、管理

表-3 主要材料表

項目	道路部 (剛結部含む)		鉄 道 部	
コンクリート	4,450 m^3	1.3 $\text{m}^3/\text{橋面積}\text{m}^2$	1,050 m^3	1.0 $\text{m}^3/\text{橋面積}\text{m}^2$
型 枠	10,100 m^2	2.3 m^2/m^3	3,400 m^2	3.2 m^2/m^3
鉄 筋	640 ton	144 kg/m^3	100 ton	95 kg/m^3
P C 鋼材	120 ton	27 kg/m^3	50 ton	48 kg/m^3
主 方 向	50 ton	11 kg/m^3	10 ton	10 kg/m^3
横 方 向	10 ton	2 kg/m^3	5 ton	5 kg/m^3
鉛直方向				

表-4 実施工程表

区分	年	昭和61年	昭和62年	昭和63年
剛 結 部	6ヶ月			
鉄 道 部	11ヵ月			(20ブロック)
道 路 張 出 部	13ヵ月			(22ブロック)
道 路 拡 幅 部		7ヵ月		(6ブロック)
橋 面 階 段 工		3ヵ月		
全 体	25ヶ月			

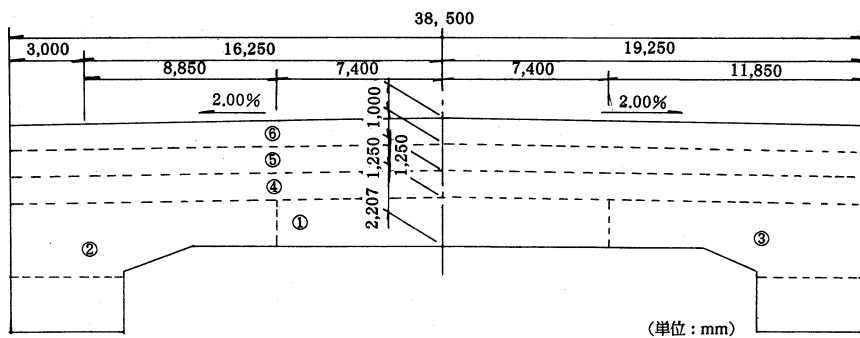


図-16 剛結部の施工順序図

コンクリート数量表

リフト	V m ³	備考
①	236.5	
②	225.0	
③	225.0	
④	305.7	
⑤	268.1	
⑥	339.7	
計	1600.0	

図の引止線を補正して、設計緊張力が得られるように圧力計示度と伸び量で管理した。(図-17)

4.4 張出し部の施工

道路部は4主桁ワーゲン×4基、鉄道部は2主桁ワーゲン×2基の組合せで行い、鉄道部の張出しを常に、2ブロック以上先行した(写真-2)。ブロック割は、ワーゲンの能力(2主桁-200tm)より、中央支点部で3m、桁高の変化している支間中央部より3.5mに分割した。

道路部は8主桁であるので、4主桁ワーゲンのバランス施工となり、平面的に対角に張出して、中央分離帯部分を追随して一体とした(図-18)。また、端主桁のウェブ間隔が変化しているので、特殊ワーゲンにより対応した。従来のワーゲンは、主体トラスと前方横梁、中央横梁が固定されて主体トラスの間隔は一定であるが、主桁間隔が変化すると、主体トラスは主桁上に配置されなくなる。ワーゲンにより支えられている荷重は、主体トラスを経てワーゲンアンカーにより主桁に伝達する必要があるので、横移動可能な主体トラスを持った特殊ワーゲンを採用した(図-19)。

桁端部には隣接工区の埋込金物として、斜張橋の伸縮装置の据付用ボルト、緩衝桁の一部である渡り桁のアンカーフレームを、工程の調整をしながら埋設した。

また、鉄道部の中間支点支承は、反力3400t×2基の高硬度ローラー支承(CWA肉盛型)を採用した。反力が大きく、品質の確認をする目的で、弾性限界、耐荷重、圧縮疲労の各試験を行った。特に、圧縮疲労試験では、設計荷重の2倍を与え、2×10⁶回の載荷を繰返したが、疲労による異常は認められなかった。

なお、留意点として、中間横桁は以下の理由により、張出しブロックの手前側にあることが望ましいと思われる。

(1) コンクリートは、主桁、床版が一体打設となると、トラブル(コンクリート設備、型枠のはらみ等)に対応するためには、午前中にコンクリート打設を終えることが望ましい。

(2) ワーゲンの負担を軽くする。

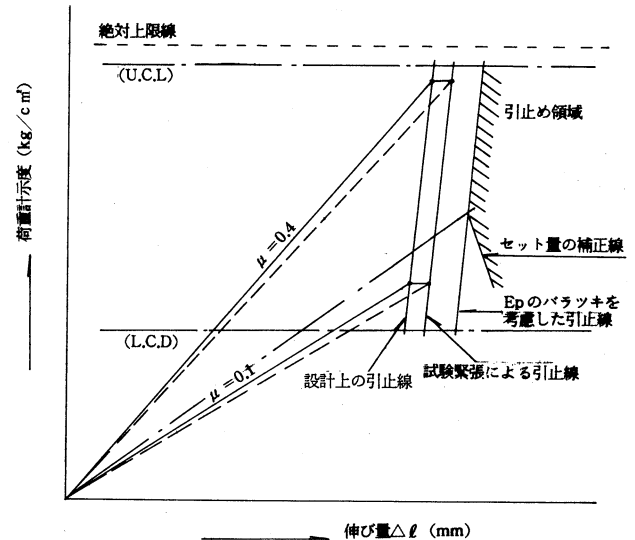


図-17 緊張管理図

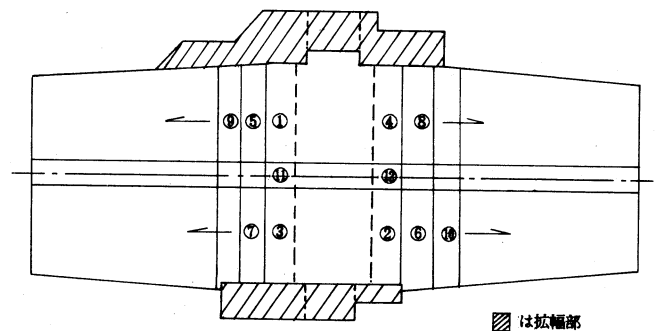


図-18 道路橋張出し施工部の施工順序

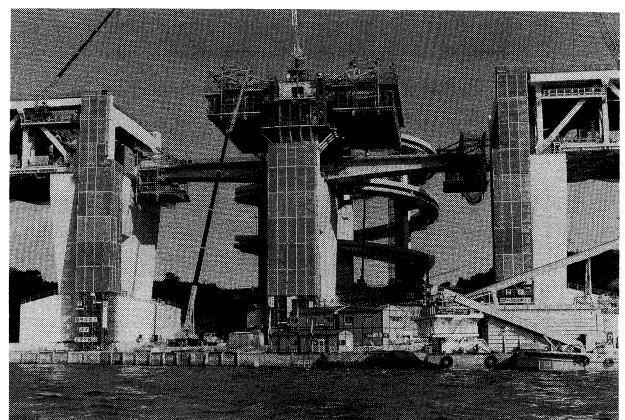


写真-2 張出し部の施工状況

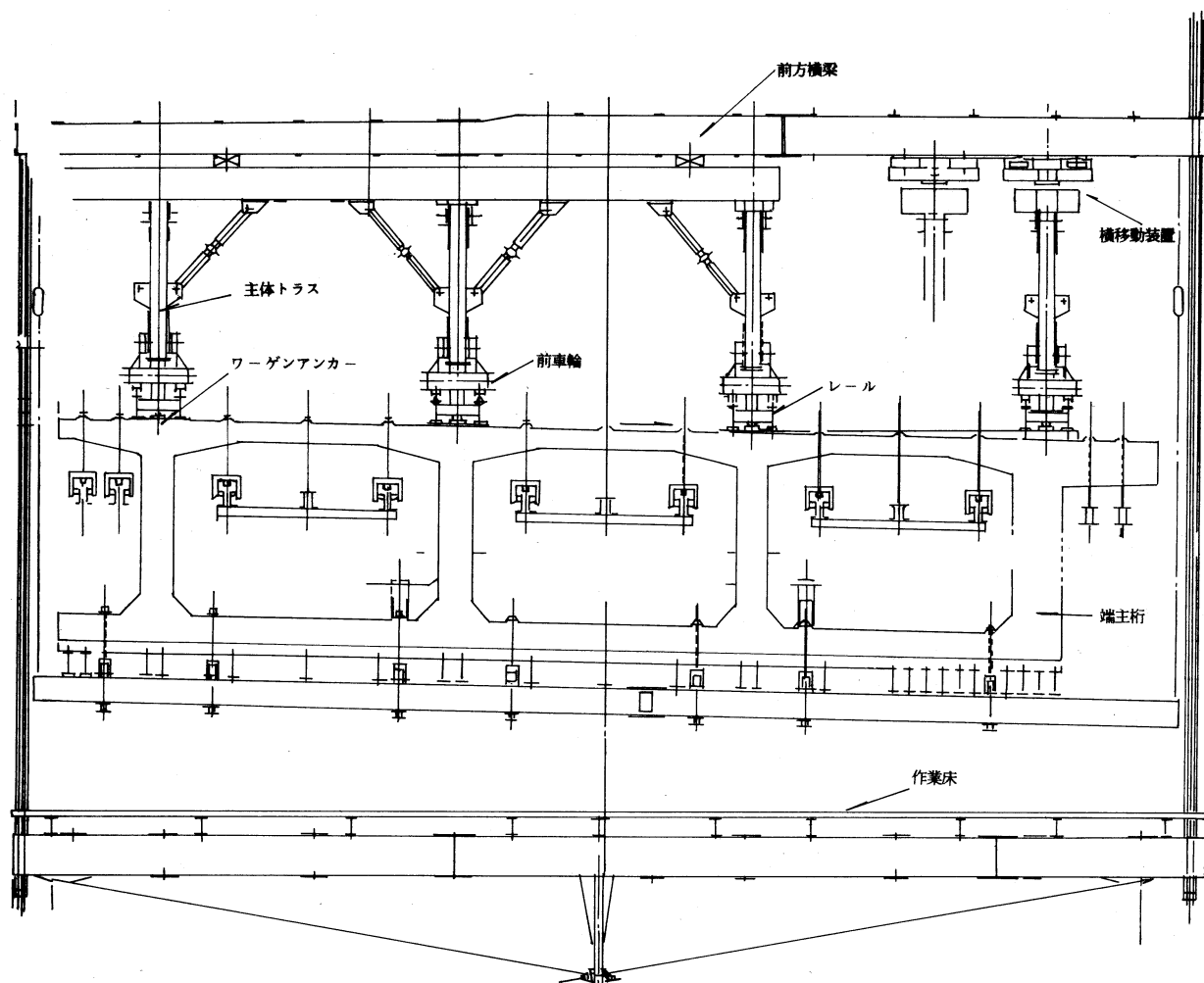


図-19 特殊ワゴン概要図 (4主桁)

4.5 道路拡幅部の施工

施工時の照査において、以下の条件を考慮した上で、張出し施工と並行して拡幅部を施工することにした。

(1) 端主桁のウェブ厚を部分的に600mm(一般部は500mm)として、せん断鋼棒を3段配置とする。

(2) 拡幅量の大きい部分のコンクリート打設は、張出し部のワゴン撤去後に行う。

施工は、吊支保工を主体として、階段部分も含めて、40㎡～50㎡/ブロックに分割して行った(写真-3)。

5. あとがき

岩黒島高架橋は、工程に厳しいものがあったが、関係者各位の御指導を賜り、無事完成させて、供用を迎えることができた。バスストップ併設ということで、設計、施工、岩黒島との連絡施設の工夫などに綿密、かつ、複雑な検討を実施してきたが、今後は、万全の維持管理のもとに、永く利用されることを希望します。

最後に、本工事に当り御協力、御理解を頂いた関係者の方々に厚く御礼を申し上げます。



写真-3 拡幅部の施工

参考文献

- (1) 大町武司・吉田茂司・北口雅章
檀石島高架橋剛結横梁の設計 本四技報 No.33
- (2) 設計要領(第四集) 日本道路公団
- (3) 島しょ部PC高架橋の設計施工に関する調査研究報告書 昭和55年3月 海洋架橋調査会

改良型灯浮標の設計・製作

Design and Fabrication of New Type Lighted Buoy

三井造船株式会社 鉄鋼土木事業部
(前) 第一建設局 機械課長

石橋 良哉

Yoshichika Ishibashi

州本管理事務所施設課長
(前) 第一建設局 機械課長代理

井上 徹

Tohru Inoue

1. まえがき

「本州四国連絡橋公団が計画を進めている架橋予定海域は、いずれも潮流が強く、しかも船舶交通の頻繁な海域であり、これらの海峡部に設置される工事用施設または橋脚などの存在を表示するための標識が、航行安全対策あるいは施設防護のうえから必要なことは論をまたないところである。特に明石海峡のように強い潮流がありかつ、水深が深い海域に設置する浮標は、これまでに例がないため、このような特殊な条件下にある海域に設置できる浮標の開発が当面の問題とされた。」

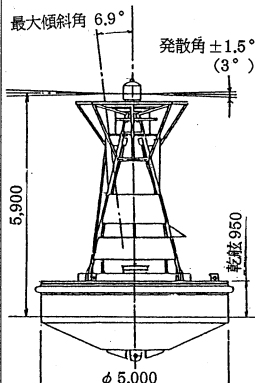
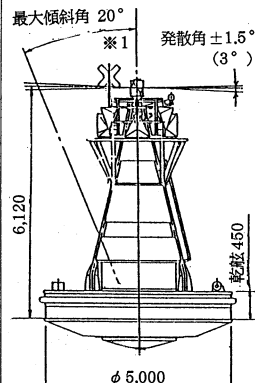
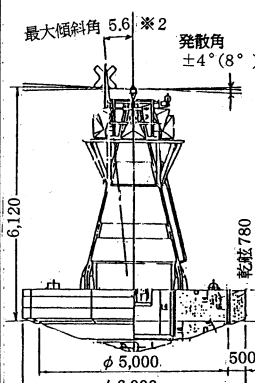
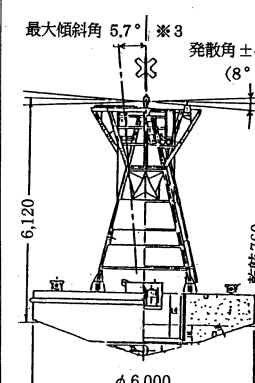
本州四国連絡橋公団における大型灯浮標の開発は、公団設立の昭和45年度より本格的に始まり、社団法人・日本海難防止協会に「強潮流、高波浪、深海用特殊浮標」の

調査を委託した。

その成果を受けて、昭和47年度に大型灯浮標が17基製作され「明石海峡海底地質調査」ならびに「Dルート調査実験工事」の現地へ投入され、時を経てその後同種のもの(HLB-50と称する)がさらに15基製作され「南北備讃瀬戸大橋工事」、「明石海峡大橋試験工事」において用いられてきた。

昭和47年5月の誕生以来、現地における幾多の試練を経て整備改良が加えられてきたが、老朽化、数量不足から昭和63年5月より始まる明石海峡大橋工事海域における設標に備え、さらに①耐潮流速・耐波性の向上、②視認性の向上、③信頼性の向上、④耐衝突性の向上、⑤整備性の向上、⑥経済性の向上、等をねらいに、改良型灯浮標(HLB-60と称する)の設計・製作を実施した。

表-1 新旧灯浮標等比較表

型 式	海上保安庁 L-6	① 本四公団・HLB-50A (ゼニライトブイ 501型)	② 本四公団・HLB-50B (ゼニライトブイ 501型改)	③ 本四公団・HLB-60
概 要				
設 置 場 所	明石海峡航路(東西及び中央計5基)	備讃瀬戸(与島南・三つ子島の州沖計22基)	明石海峡地質調査・C海域(7基)	明石海峡地質調査・B海域(7基)
価 格 比	106(推定価格)	121(60年度購入実績)	改造費30	100(61年度積算)
総浮力-自重=余裕浮力	24.5-10.3=14.2ton	21.0-6.8=14.2ton	30.0-7.5=22.5ton	31.0=8.1=21.9ton
重心よりメタセンタまでの距離(GM)	2.3m	3.8m	5.7m	5.6m
標体固有振動周期	1.5sec	1.1sec	0.8sec	1.0sec
光 達 距 離	12浬	6.5浬	9浬	9浬
電 源	空気湿電池 AWZ-2000N×20コ	空気湿電池 AWZ-2000N×10コ	太陽電池電源装置 (太陽電池+鉛蓄電池)	太陽電池電源装置 (太陽電池+鉛蓄電池)
材 質	(浮体) 鋼板等(やぐら) 鋼管等	(浮体) AⅡ合金板等(やぐら) AⅡ合金管等	(浮体) AⅡ合金板等(やぐら) AⅡ合金管等	(浮体) AⅡ合金板等(やぐら) AⅡ合金管等
備 考		※1 潮流速8.5kt時(模型実験) 6.9kt時……傾斜角-30°	※2 潮流速9.1kt時 (模型実験より類推)	※3 潮流速9.1kt時(模型実験) 8.8kt時……傾斜角4°

2. 耐潮流速・耐波性の向上

2.1 改良前の問題点

昭和61年2月より「明石海峡水理実験」の実験海域の設定のため、大型灯浮標（HLB-50）を7基設標（2P海域）したところ潮流速6.7kt（微風時）において灯浮標の傾斜角が20度にも達し（写真-1）浮体甲板部が潮流に洗われる現象が発生した。

その後、昭和61年6月に入って潮流速8.4～8.6kt時における傾斜角が40～55度にも達し浮体が完全に水没するものまで、現出した。（表-2）

灯浮標の灯光は、全周にわたり放射状に、想定水平面より上下に、或る角度をもって発散されており（これを

「発散角」という）、発散角の $\frac{1}{2}$ を ϕ 、灯浮標の傾斜角を θ とすると、水平面から常に灯光を見ることが出来る条件としては、 $\theta \leq \phi$ でなければならない。

灯光の発散角は、電球フィラメントの長さでレンズの焦点距離より決まり、この場合3.5度に設定されていた。

このことより、灯浮標の許容傾斜角 θ_a は1.75度となり潮流速6～7kt時の傾斜角20度においてもすでに潮流方向よりの灯光の確認が困難となることわかる。（図-1）

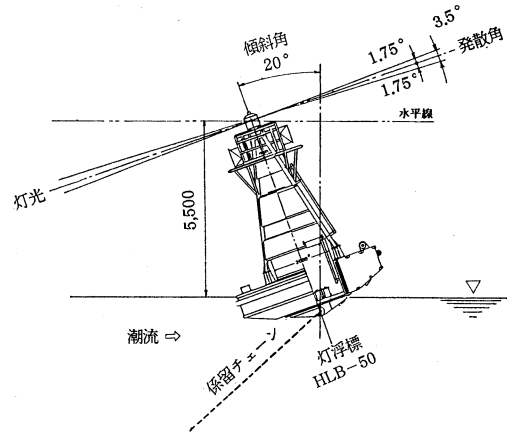


図-1 灯光の発散角と灯浮標の傾斜

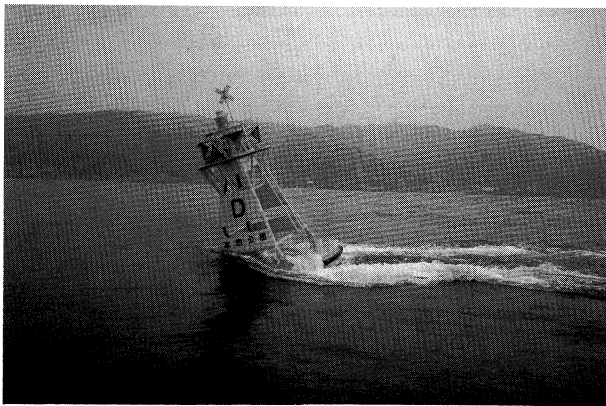
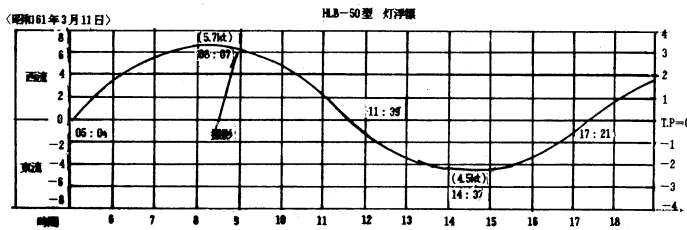


写真-1 灯浮標異常傾斜

2.2 問題点の確認

灯浮標の異常傾斜（55度）の報告を受け、直ちに原因究明調査に乗り出し、原因の一つが、灯浮標係留チェーンのシンカーへの絡み付きの結果、チェーン長が短くなり張力が異常に増大したため海中に灯浮標の浮体が引きずり込まれ異常傾斜が発生したと想定される点、灯浮標

浮体の余裕浮力の不足からくる乾舷の減少が主原因であると推定し、その現象を再現し確認するため、1/20模型による水槽実験を実施することとした。

実験は、段階的に精度を高めていく方法とし、とりあえず、第一段階として屋外25mプールを用い、水面上に浮かべた模型（浮体のみ）とプール底面に置いた台車を細ロープ（係留チェーンを想定）で結び、プール端より台車を低速度で別ロープを用いてたぐり寄せ、潮流速に相当する潮流を模型に当てる方法を採用した。

この実験により、6.7kt時に傾斜方向が反転し、異常に傾斜角が増大（模型が完全水没）することが判明し、現地で発生した

表-2 強潮流による浮標傾斜調査

項 目	明 石 海 峡 作 業 区 域		
種 類	A ブイ	D ブイ	E ブイ
年 月 日	61年6月23日	61年6月22日	61年6月22日
潮流速、流向	8.6kt（西流）	8.4kt（西流）	8.6kt（西流）
風速、風向	5m（南東）	1m（南）	1m（南）
状 況			
摘 要	フロート全体が潮流によって、80%沈み、その後潮がフロート上を流れると同時に傾斜水没する。	フロート上端まで潮流によって沈み、フロート上を潮が流れると同時に急に水没傾斜し、西側から灯光が視認不可能。	7kt前後時の潮流による傾斜は、大体この程度である。

状況を再現することができた。

引続き、同一方法により、改良型 (HLB-50B) の模型 (実物直径 5.0m → 6.0m、乾舷 0.45m → 0.64m) を用いて再度実験した。

実験の結果は、図-2に見られるとおり、現地最大潮流速と想定した 9.1kt においても傾斜角は 16.7 度におさえられ、浮体甲板が潮流に洗われる心配も解消し、特に実用域と考えられる潮流速 7kt 未満における傾斜角を 2 度以内におさえられる、という成果が得られた。

2.3 改良設計

模型実験による成果を得て、浮体外径の増大 (5.0m → 6.0m)、乾舷の増大 (0.45m → 0.64m) により余裕浮力の増大をはかり、浮心位置を上げることににより GM (メタセンタ高) を増大し、傾斜角をおさえ、さらに重心位置を下げる改良をはじめとする一連の後述する改良を加えた改良設計を行い、設計完了後の完璧を期するため、精密全形模型 (縮尺 1/20) による回流水槽を用いた実験を行うこととした。(写真-2)

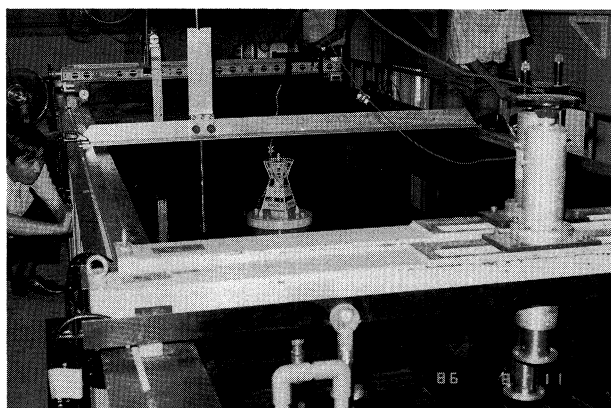


写真-2 回流水槽大型灯浮標改良模型水槽実験

2.4 模型実験

回流水槽を用いた実験は、潮流速 5kt から 11.5kt の範囲で実施し、図-2に示す結果を得た。

実験にあたっては、灯浮標の浮心・重心を完全に現物と合致させたが、水槽の水深の関係で、灯浮標係留チェーンの対潮流角は再現したもの、チェーン長は短くなり、チェーンの受ける潮流圧により灯浮標への微妙な影響については無視することとなり、また実験設備の関係で、潮流圧と風圧の同時負荷の再現は望めず、波力の負荷にも到らなかった。

3. 視認性の向上

灯浮標の灯光の視認性に、灯光の発散角が大きく影響することは前述したが、発散角を大きくとれると灯浮標の許容傾斜角も大きくとれ、視認性が向上することとなる。

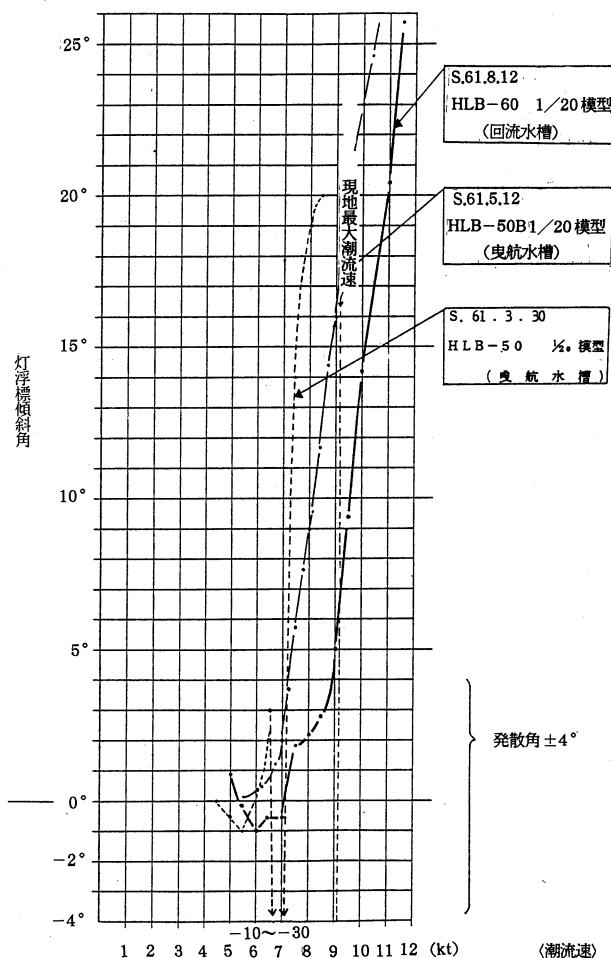


図-2 潮流速 - 灯浮標傾斜角

発散角の 1/2 を ϕ とすると、 ϕ は次式によって求められる。

$$\tan \phi = \frac{h}{d} \times \frac{1}{2}$$

h : 電球フィラメントの有効長さ (mm)

d : レンズの焦点距離 (mm)

上式より、 ϕ を大きくするためには、電球を変えないものとすればレンズの焦点距離を縮めればよいことがわかる。図-3からもわかるようにレンズの焦点距離の小さいものは、内部の容積が小さく、管理の信頼性を向上させるねらいで球切れに備えた電球交換器の収納という命題がある以上その寸法は制約を受け、レンズ直径は最小で 155mm となり (従来は、300mm)、改良前の発散角の 1/2 (ϕ) は、1.75 度であるのに対し、改良後においては、4.0 度となり、模型実験より得られた実用域 7kt 未満 (潮流速) における傾斜角 (θ) 2 度以内 ($\theta \leq \phi$) に充分対応できるものとなった。

また、灯具の変更 (300mm レンズ → 155mm レンズ) により、約 50kg の重量軽減ができ、GM の増大による安定性の向上にも若干ながら寄与したことを付記しておく。

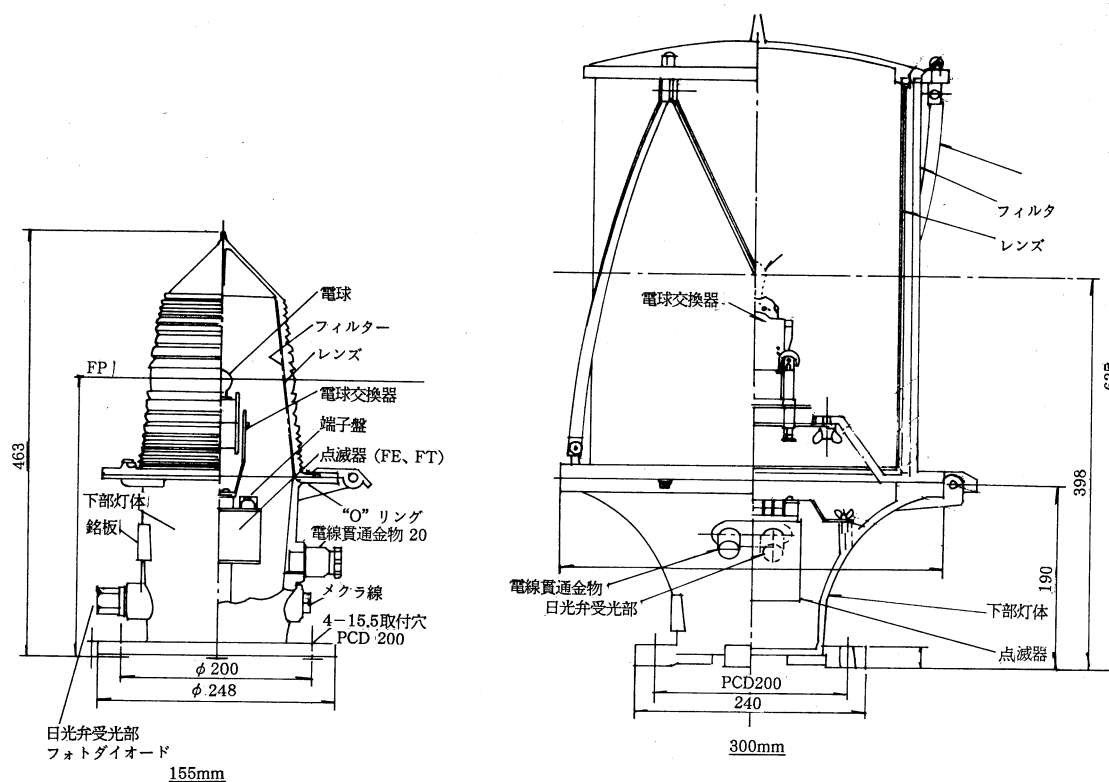


図-3 灯ろう (レンズ)

表-3 新灯浮標 (HLB-60) の塗装仕様

	下地処理	プライマー	アルミ容射	塗 装				合計膜厚	備 考
				下 塗	上 塗	上 塗	上 塗		
アルミ部	目荒し	-	-	エピコンA-100 プライマー 1回塗 30 μ /回	エピコンマリン HB AL 1回塗 100 μ /回	ユニマリン (黄) 2回塗 70 μ /2回	-	200 μ	
鉄部	浮体外面 側板	-	アルミ容射 AS2	ガルボンS-HB 1回塗 75 μ /回	ビスコンHB-NT ミストコート含む 3回塗 625 μ /回	エピコンマリン 中塗 (黄) 1回塗 45 μ /3回	ユニマリン (黄) 1回塗 35 μ /回	780 μ	
	浮体外面 斜板下	-	アルミ容射 AS2	ガルボンS-HB 1回塗 75 μ /回	ビスコンHB ミストコート 1回塗 125 μ /回	ビスコンHB 2回塗 500 μ /2回	-	700 μ	
	浮体甲板 上	-	アルミ容射 AS2	ガルボンS-HB 1回塗 75 μ /回	エピコンマリン HB AL 1回塗 50 μ /回	エピコンマリン HB AL 2回塗 200 μ /2回	ユニマリン (黄) 2回塗 70 μ /2回	395 μ	ノンスリップ 塗装
	浮体内面	ショット材 Sa 2.5	ウェルボンド 1回 15 μ	エピコンマリン HB AL 2回塗 200 μ /回	-	-	-	215 μ	
	電源室内面	ウェルボンド 1回 15 μ	-	エピコンマリン HB AL 2回塗 200 μ /2回	ユニマリン (白) 2回塗 70 μ /2回	-	-	285 μ	
	係留 ブラケット	ウェルボンド 1回 15 μ	-	ガルボンS-HB 1回塗 75 μ /2回	ビスコンHB ミストコート 1回塗 125 μ /回	ビスコンHB 2回塗 500 μ /2回	-	715 μ	

4. 浮体材質の検討

一般的に灯浮標の浮体には、アルミニウム合金材 (主として、A5052) を用いるものが多く、当公団の灯浮標も一部の小型灯浮標を除き、アルミニウム合金製として

きた。

すでに15年を経過したアルミニウム合金製灯浮標を点検調査したところ、良好な塗膜の保護もあってほとんどアルミニウム合金材に特有な孔食腐食も見うけられなかった。まさしく、アルミニウム合金材 (A5052) が海水

環境に適することを実証したものと言えよう。

しかし、今後新たに製作する灯浮標の材質について吟味する場合、その耐用年数と経済性について検討する必要はあり、以下のとおり検討した。

①明石海峡大橋で用いる新規製作の灯浮標の耐用年数を10年とする。

②浮体内の中心部を除く全区画に発砲樹脂を充填（従来どおり）し、万が一の外板破損時の浸水による浮力損失を防ぐものとする。

③浮体はすべて、一般構造用圧延鋼材（SS41）とし、浮体外表面は全面アルミニウム溶射としたうえに、重防食塗装（タールエポキシ樹脂塗装）を施すものとする。

④アルミニウム溶射被覆＋重防食塗装の有効年限を5年とする。

⑤鋼材（SS41）の腐食速度は、年間0.3mmとする。

⑥浮体に用いる鋼板の最低板厚は、6mmとする。（加工を考慮した最低板厚）

⑦2年サイクルの係留チェーン交換時に、浮体の陸上における点検整備が期待できるものとする。

⑧構造強度計算による浮体各部の必要板厚は、3.0～3.5mmとなる。

⑨最低2.5mmの腐食代が見込めるため、 $2.5\text{mm} \div 0.3\text{mm/年} \approx 8\text{年}$ となり、④項の有効期限5年と合せて13年が見込め、充分な耐用年数と言える。

⑩上記検討の結果、大幅なコスト低減（約20%）がはかれた。

⑪さらに、材質変更による下部重量の増加により、重心が下がり、GMが増大し安定性の向上もはかれた。

5. 電源方式の改良

灯光に用いる電球を点灯する電源方式としては、実用

的なものでは次のようなものがある。

- (1) 空気湿電池方式
- (2) 太陽電池電源装置方式（太陽電池＋鉛蓄電池）
- (3) 波力発電装置方式（波力発電機＋鉛蓄電池）

(1)の方式は、従来用いられてきた方式で、結線上のトラブル以外の故障は考えられないが、2年間に3回の全数電池交換（1回当たり、電池16kg/コ×10コ）が海上作業となるとところから、作業の不安全要素を極力減らすことを重視すると不利な方式と言え、交換後の不要電池の処分も数量が多いため労力と経費の無視できないものとなる。

(2)の方式は、図-4に示すとおり、イニシャルコストは(1)の方式にくらべ高くつくが、10年間のトータルコストにおいては(1)の方式にくらべ1/5のコストで済むうえ電池（鉛蓄電池）寿命が5年（電池31kg/コ×6コ）見込めるため、電池交換は陸上作業で行えるため作業上の安全もはかれるものである。

(3)の方式は、明石海峡では必要な波浪が見込み薄であり、作動部の長期にわたる信頼性に充分な確証がもてないため、ここでは採用しがたい。

以上の結果より、太陽電池電源装置方式を採用するものとした。

6. 灯浮標係留用シンカー及びチェーンの検討

6.1 灯浮標システム

灯浮標システムは、①灯浮標、②係留用チェーン、③係留用シンカーより構成される（図-5）灯浮標1基分が、ある距離を隔てて数基設標されることにより工事海域を区画標示するもので、これらの灯浮標が同期点滅することにより夜間における視認性をより強めようとするものである。そのためには、それぞれの灯浮標が決められた位置を確実に守り、区画を変えないことが重要である。

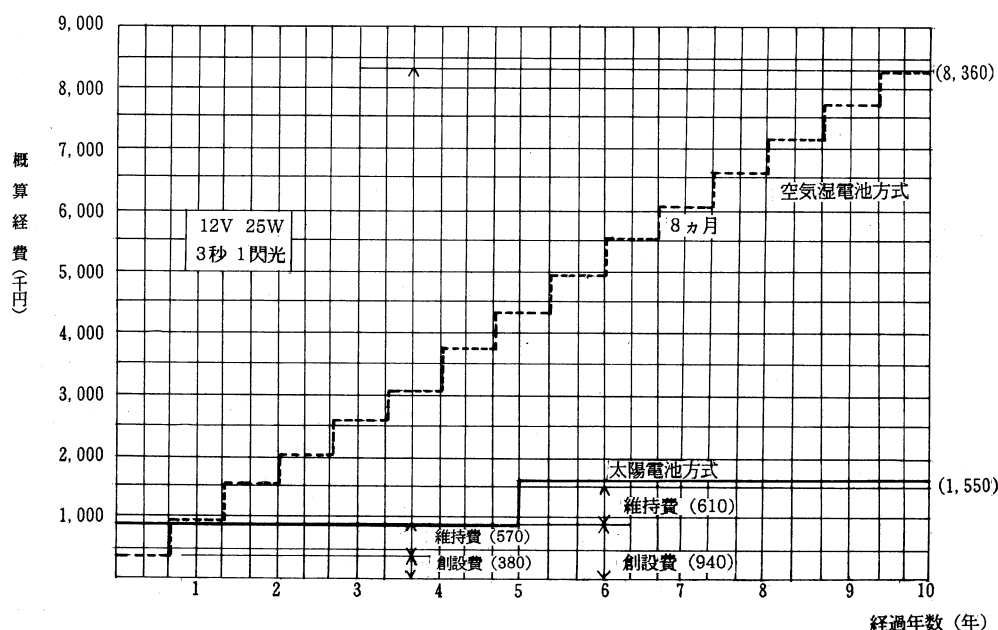


図-4 空気湿電池・太陽電池 概算経費比較

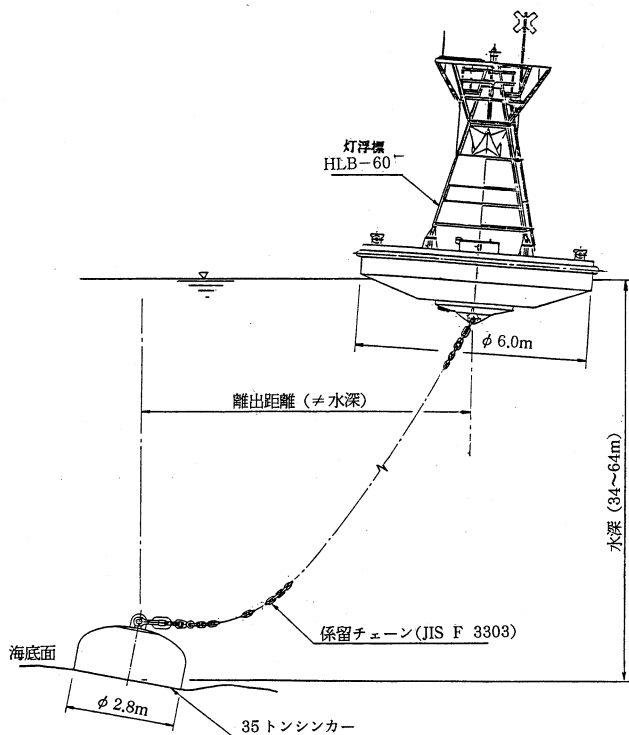


図-5 灯浮標システム

6.2 係留用シンカーの問題点と改良

係留用シンカーは、潮流力、波力、風圧力等の外力により流されようとする灯浮標を係留用チェーンを介してシンカー自身の重力により位置決めするものであるが、外力バランス及び潮位差（明石海峡の場合 2m）の関係でチェーン長を通常の場合、水深の1.5倍程度とするため、転流時に海底にたるとチェーンがシンカーに巻き付く現象が生じ、チェーン長が短くなり、チェーン張力が増大して灯浮標を水没させ、またチェーンの摩耗と重なればチェーンを切断させるというケースが生じることがある。これは、シンカーの形状に起因するところが大きく、絡み付きにくい形状とすることで解決をはかった。外形は、半だ円体鏡板を用いた理想的な偏平吊鐘型とし、外部には中央上部に係留金具を設ける他は一切の突起を除き、内部空間には、鋼スラブを積層、空隙をモルタルで重填し、コンパクト化及び重量効率の向上（気中重量34.7ton、海中重量29.2ton、重量効率約84%）をはかった。

6.3 係留用チェーンの検討

係留用チェーンは過去に摩耗、腐食等に起因する切断事故が発生し灯浮標の流出を招いている。

今回の検討においてはチェーン以外の特殊樹脂製ロープ及び特殊ゴム被覆ワイヤロープ等についても検討を加えたが使用実績、経済性に問題があり採用は見合せた。

チェーンについては普及型チェーン（JISスタッ付チェーン）と増肉型リンクチェーンについて耐久性、経済性を検討したが、普及型チェーンを2年毎に定期的に更新することが経済的に有利となった。

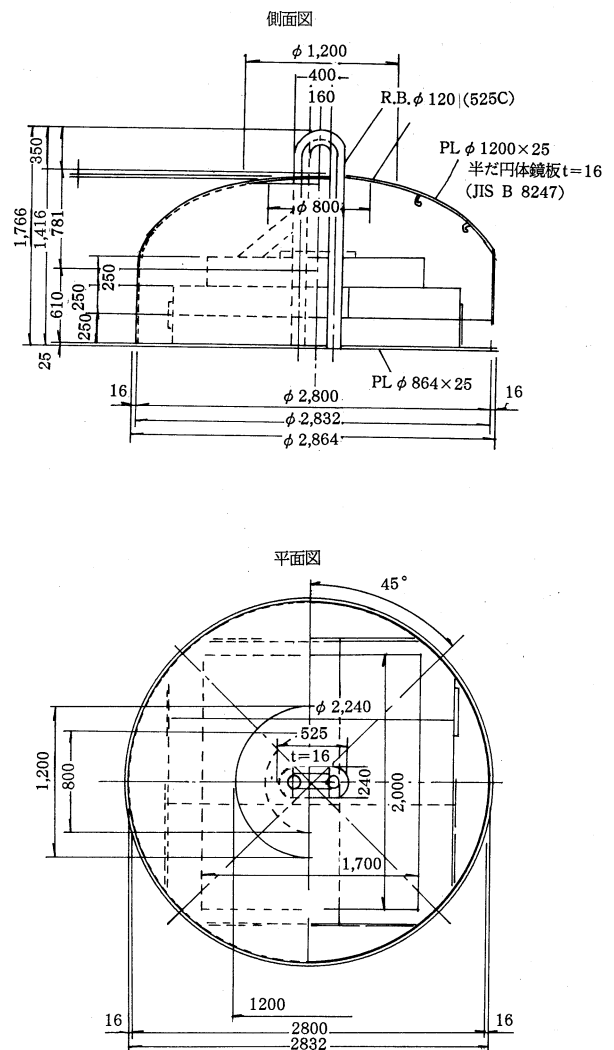


図-6 灯浮標係留用シンカー（35ton）

7.あとかぎ

冒頭にも述べたとおり、昭和45年度より開発に着手し昭和47年5月の原型（HLB-50）完成以来、昭和63年3月の改良型（HLB-60）完成を経て、昭和63年5月の明石海峡大橋工事海域への設標に至り、すでに1年余を経た。

改良型灯浮標の成果を問うには、その原型の歴史からみれば早計ではあるが、関係者の言を借りれば、充分初期の目標とする成果には到達しているようである。

ここに到るまでに、初期の調査・研究を行うため設置された「特殊灯浮標調査委員会（委員長・永井莊七郎大阪市立大学教授）」で原型を生み出された諸先生方に敬意を表するとともに、改良型の調査・実験にあたり、ご指導ご協力をいただいた海上保安庁、大学の研究機関、工事関係者、海事関係者及び灯浮標メーカー等の皆様方に感謝の意を表します。

北欧五ヶ国の国際橋梁会議 “Bridge 88”

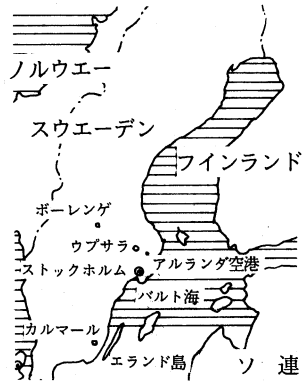
North Europe International Conference "Bridge 88"

第一建設局 垂水工事事務所長 加 島 聡
Satoshi kashima

1. まえがき

スウェーデンのボーレンゲで昭和63年10月18日～20日の3日間、北欧五ヶ国橋梁関係者の国際会議“Bridge 88”が開催された。主催者のスウェーデン道路公社から大使館を通じて本四公団に講演の依頼があり、10月12日から21日の10日間スウェーデンに派遣された。出張の日程は表-1に示している。北欧五ヶ国以外の招待者は日本人1名のみであった。事前に担当部長が講演内容の打合せに来日する熱の入れようであり、それに応えるべく会議前に各地の技術者に会って橋梁技術の現状を把握できるような日程を組んでいただいた。本文では“Bridge 88”および見学した橋梁について紹介する。

表-1 出張日程

月 日	場 所	
12月12日	アルランダ空港着	
13日	カルマル	
14日	カルマル	
15日	ストックホルム	
16日	ストックホルム	
17日	ストックホルム→ ウプサラ→ボーレンゲ	
18日	ボーレンゲ	
19日	ボーレンゲ	
20日	ボーレンゲ→ コペンハーゲン	
21日	東京着	

2. Bridge 88

Bridge 88が開催されたボーレンゲはストックホルムから飛行機で約30分のところにある人口約5万人の町である。10年前にストックホルムの人口増を押える政策のために、道路公社の本社がボーレンゲに移転したそうで、近いうちに鉄道公社も移転して交通関係の中心地になるとのことである。

Bridge 88の開会式は市の展示場の一角で行われ、道路公社総裁の挨拶によって始まった。総裁挨拶の要旨は次のとおりである（写真-1参照）。

”橋梁建設において、工事中の品質管理を厳



写真-1 道路公社総裁による開会あいさつ

しくしてできるだけ良い品質のものを作り、維持管理費を低減しなければならない。最終目的は橋梁の寿命を現在の65年から少なくとも100年に延ばすことにある。

また、橋梁は数世代にわたって存在するので、多少コスト増になっても周辺の景観に調和した美しい橋を作らなければならない。

現在、供用中の橋桁の中には増加交通量に見合うよう架けかえ又は補修工事をするものがあり、1,000億SEK（約2,700億円）の工費が見込まれており、1990年代には橋梁の建設工事が増加する。それに対応するためには財政および技術両面において各分野の協力が必要である。そこで、橋梁建設にかかわる全分野の者が集まって橋梁建設技術を発展させる事を目的として3日間の展示会およびシンポジウムを開催した。”

開会式終了後、主催者の記者会見があり、翌日の新聞に報道された。写真-2には本四関連の一部を示す。

Bridge 88のプログラムは次のように進められた。

- ① 教育セミナー（第1、第3日目）
施工技術、材料工学、プロジェクトの管理技術、計測技術等について小人数のセミナーが約50開催された。
- ② 講演会およびパネルディスカッション（第2日目）
コミュニティーセンターで本四架橋プロジェクトの紹介の他、各分野の専門家による講演やパネルディスカッションが行われた。
- ③ 展示会（全期間）

Doktor Satochi, Kaishi-
man (föreläser i dag på brom-
mässan. Ämnena är det
egna förordnandet hemman
i Japan. Där bygger han
världens längsta snigbo.

Det är hundra tusen år i 990
meters som sätter världens stör-
sta Åkachi-Kaiby-bro över klara,
djupa, 1910 meter långa
flödar, och gör Åkachi-bro-
närmar Satochi Kaishi.

Han är på sitt tredje världsbesök
och har varit i Japan för att
förstärka under byggandet.
— Vi vill ha ett speciellt drägligt
och enklare sätt att bygga
tekniska Måttan Nilsson. Det
som har varit konstruktion med Sato-
chi.

Åkachi Kaiby-bro ingår i ett
bygge av tre nya broar och en vägtunn-
nel som ska öppna vägen förbindande
med motorvägen fyra vägarna öst-
väst.

Händ värd och förvaltare här till
de som har varit i Japan för att
beräkningar och Åkachi Kaiby-
bro byggs.

Det är en stor, låg rickshäsk
som på ett 8,5 på rickshäskan
i en väntställe på 80 meter i
skredens moten den gränslina
och en stor, låg rickshäsk som på ett 8,5 på rickshäskan

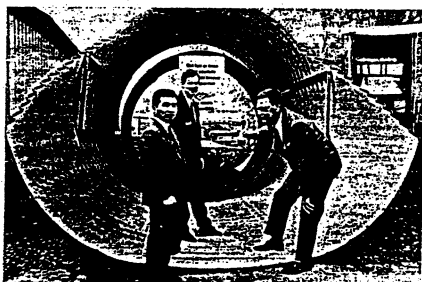


写真-2 本四関連の記事

Bridge 88への参加者は約1,000名であった。

スウェーデンでは、コンクリートの耐久性向上に非常に興味を持っており、塩害を受けた橋脚の補修工事に日本製の布型枠を使うなどしているが、講演の中では特に日本における系統的なコンクリートの品質管理について関心をひいたようである。

国内の道路建設および管理は道路公社によって行われ、橋梁や舗装工事、特殊工事以外は直営で実施されている。道路延長⁽¹⁾は約41万kmあり、そのうち約10%の主要道路が舗装されている。自動車専用道路や高速道路は1,400kmであるが、すべて無料である。

エランド橋（写真-5参照）はカルマルとエランド島を結ぶ全長6,070mの多径間のコンクリート橋（1972

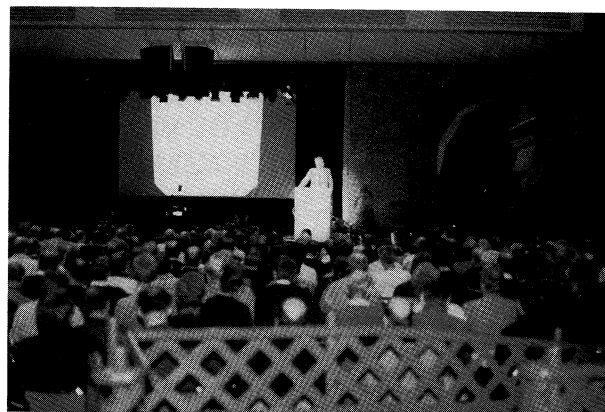


写真-3 講演会の状況

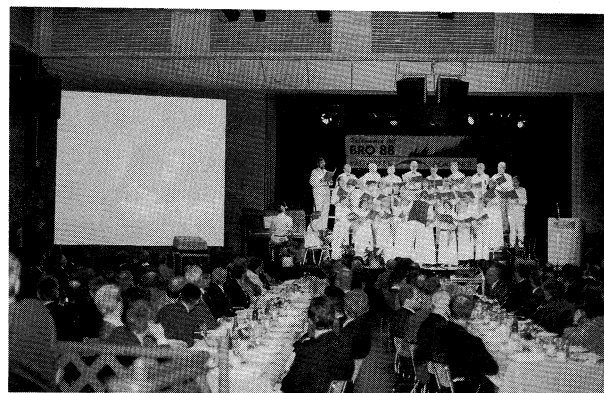


写真-4 バンケットでの地元住民によるコーラス

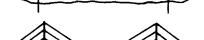
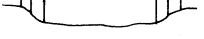
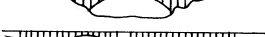


写真-5 橋長6070mのエランド橋

表-2 橋長の比較⁽¹⁾

	Length m	Completed year
1. Oland Bridge	6072	1972
2. Stallbacka Bridge, Trollhattan	1392	1981
3. Bridge over Sann Sundet in Storsjön Lake Jämtland	1332	1981
4. Bridge over Lake Malaren, Strängnäs	1164	1981
5. Northern part of Essinge, Expressway	1137	1970

表-3 長大支間長の橋梁⁽¹⁾

1. Alvsborg Bridge		417m
2. New Tjorn Bridge		366m
3. Sando Bridge		264m
4. Vasterbron, Stockholm		204+168m

年完成)であり、ヨーロッパ最長と言われている。エランド島は細長い島でリゾート地である。人口は約2万人で橋梁完成時の8倍、通行車両は1日平均12,000台で、完成時の6倍に増えている。特に夏場は別荘に来る人が増え、7月には1日当り30,000台の通行車両がある。

写真-6はストックホルム郊外にあるファスタ橋で1985年に完成した106-200-160mの3径間連続PC橋であり、PC橋の支間長は国内最大である。

湖とバルト海にはさまれたストックホルムは北欧のベニスと呼ばれる美しい水の都である(写真-7参照)。14の島を橋で結んで都市が形成されており、多くの橋が架かっている。市内を案内してくれたストックホルム市の主任技師によると、周辺環境との調和をはかるために橋の景観を重視し、建築家の意見も参考にしているとのことであった。全般にコンクリート橋(写真-8参照)の方が鋼橋(写真-9)に比べ多い。なお、写真-9のアーチ橋は1936年に完成し、1987年に50年ぶりに再塗装したとのことであった。50年も塗装がもつのは例外で、一般には15~20年サイクルで塗りかえているようである。

4. あとがき

スウェーデンでは10月になると、気温も下がり天気も悪くなるので、技術者が現場を離れやすい時期を選んで会議を開催したようである。しかし、滞在期間中天気に恵まれ、現場見学等を楽しむことができた。

毎日2~3人の技術者が同行して橋梁の現場、道路の管理事務所の他、ドーム競技場の建設現場、ガラス工場、自動車工場、博物館等を案内していただいた。ガラス工場や自動車工場の入口には歓迎の言葉を書いた紙がはられてあったり、日本の国旗が掲揚されたりして歓迎ムードが一杯であった。また、博物館やドーム競技場は時間外や休日に訪問したのだが、そこでは各専門分野の学生がアルバイトとして働いており、技術的にかなり細かいところまで説明してくれるというサービスの行き届いたシステムになっていた。

ストックホルムではオペラハウスのバレーにも招待され、フォーマル好みのスウェーデン人の日常生活も垣間見ることができた。

全般に美しい都市で、インテリジェントな雰囲気が出た。だいたい学ぶことが多かった。

参考文献

- (1) The Swedish National Road Administration ;
FACTS ABOUT The Swedish National Road
Administration.

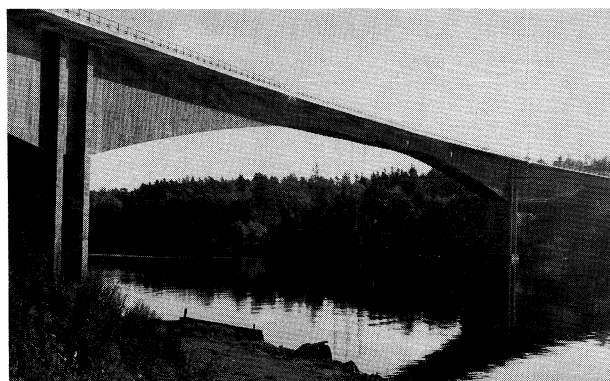


写真-6 ファスタ橋

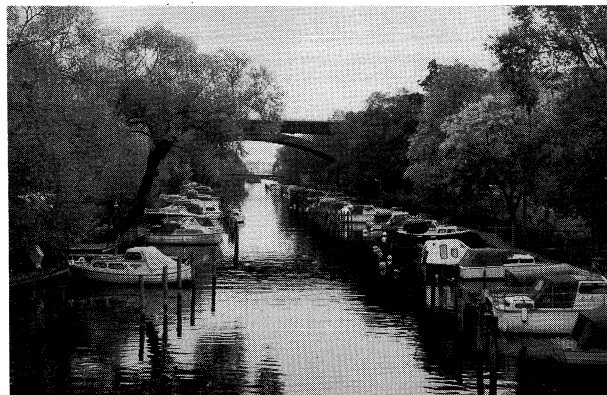


写真-7 北欧のベニスと呼ばれるストックホルム市内

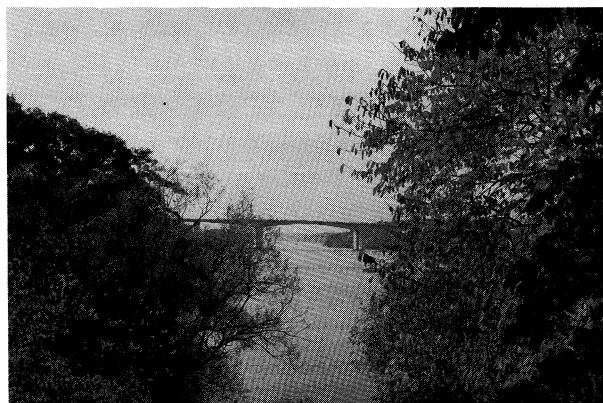


写真-8 スtockホルム市内のPC橋

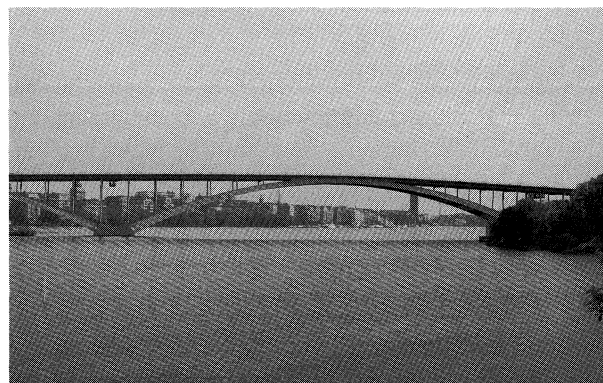


写真-9 スtockホルム市内の鋼アーチ橋 (1936年建設)

瀬戸大橋に土木学会賞

昭和63年度の土木学会賞のうち土木事業の計画、設計、施工等に関する総合的な業績に与えられる技術賞が「瀬戸大橋の建設」に授与された。

瀬戸大橋の建設には、わが国の橋梁技術、土木技術、科学技術の進展を基盤に長年にわたる調査、研究、大規模実験、現地試験などが積み重ねられ、さらに種々の技術開発、技術改良等が総合的に結集され安全確実かつ効率的な事業の遂行とともに、風向明眉な瀬戸内海との調和がはかられている。なかでも特筆すべき事項は次のとおりである。

- ①長大橋の耐風設計手法および耐震設計手法の確立
- ②列車の高速走行安全確保のため連続形式主構の採用と緩衝桁軌道伸縮装置等の開発
- ③疲労設計基準の策定と調質高張力鋼に対する溶接施工法、自動超音波探傷システムなどの非破壊検査手法の開発
- ④設置ケーソン工法の確立
- ⑤改良エアスピニング工法などケーブル架設工法の開発
- ⑥大ブロック架設工法、多格点同時引込み方式による吊橋補剛桁の無ヒンジ逐次剛結工法の確立
- ⑦長期防錆型塗装仕様の採用
- ⑧鋼床版橋面舗装の開発
- ⑨点検補修用作業車などを含む維持管理システムの確立
- ⑩自然景観との調和に配慮した形状、色彩の選択
- ⑪厳しい自然条件、社会環境下での大規模長大橋梁群の工事を遅滞なく完成させた運営技術

以上のように種々の新技術を開発しそれらを総合的に結集して建設された瀬戸大橋は、20世紀を代表する技術的所産であり、その業績はわが国はもとより世界の橋梁技術・土木技術の発展に大きな貢献をすると認められたものである。

また、土木学会田中賞（作品部門）が瀬戸大橋海峡部6橋（下津井瀬戸大橋、櫃石島橋、岩黒島橋、与島橋、北備讃瀬戸大橋、南備讃瀬戸大橋）に与えられた。同賞は橋梁および関連する構造物で、計画、設計、施工、美観などの面において優れた特色を有する作品に授与されるものであり、瀬戸大橋が田中賞に値するものと認められたものである。

山根顧問、George S. Richardson Medalを受賞

6月12日、米国ピッツバーグ市で開催されたInternational Bridge Conference (IBC) において、山根顧問が、瀬戸大橋完成の功績により、その年の世界の橋梁分野における顕著な業績を果たした人に授けられるGeorge S. Richardson Medalを受賞された。

同時に、著名な吊橋技術者Blair Bildsallが長年の橋梁分野の功労に対し授けられるJohn A. Roebling Medal



受賞後の写真

を受賞した。

IBCは比較的歴史が浅く、今年で開催6年目であるが、回を重ねる毎に規模も拡大し、今回も米国内のみならず、世界各国より1,200名を超える参加者があり、橋梁新形式、新工法、規準の改正、維持管理等今日のテーマで充実したセッションが組まれていた。

400名以上出席する受賞式で、本四連絡橋は多くの人々の努力の結晶であり、それはまた、米国におけるGeorge Washington橋をはじめとする多くの長大橋の技術の上に成り立っているともし、この賞を工業や技術の面で歴史あるピッツバーグで受けることは、たいへん光栄である旨の英語による顧問のスピーチは、出席者に大いに感銘を与えるものであった。

明石海峡大橋2P・3P鋼ケーソン曳航・沈設

明石海峡大橋2P鋼ケーソンの沈設が3月29日、3P鋼ケーソン沈設が6月11日、それぞれ無事完了した。

2P鋼ケーソン（直径80m・高さ65m・本体重量16,500t）は、1月23日にNKK津製作所（三重県）を出発し、伊勢湾から熊野灘、潮ノ岬、日ノ御崎など太平洋沿岸を経由し、紀伊水道から大阪湾に入り、明石海峡を通過して瀬戸内海の小豆島沖までの302マイル（483km）を9日間かけて、2月1日朝到着した。

小豆島沖では、作業管理装置、ウィンチ、注水ポンプ作動確認、鋼ケーソン沈下及び浮上などの総合試運転並びに係留、操船、位置決め、沈設の作業員習熟訓練を行い、本番の沈設に備えた。

3月26日午後、小豆島沖を出発して、播磨灘、明石海峡航路を東進して、神戸灯台190°、5マイル地点で潮待をして、2P海域に東側より入域した。

2P海域に入域後は、鋼ケーソン艀装架台上に搭載したリニアウィンチ8基（最大張力400t）により、係留索の巻込操出操作で、係留、位置決めを行った後に沈設作業に入る。

沈設は、ケーソンの二重壁（16分割）内に計32台（1ブロック当り2台）の水中ポンプで、海水を注入することにより行う。係留当日は、一次沈下として22m（吃水30m）沈下させ、翌日は、基礎地盤1m（吃水59m）ま

で二次沈下させた後、ケーソンの最終位置決めを行う。位置決めは、舞子側陸上に据えた光波測距儀2基によりケーソン中心を視準し、三辺測量法により行った。最終沈設は、設置精度規定値を満足することを確認した後、注水を行い着底させた。

設置位置を再度確認後、ケーソンの安定を図るためすみやかにサーチャージ注水を行い、3月29日沈設作業全工程を完了した。

3P鋼ケーソン(直径78m・高さ62m・本体重量14,700t)は、5月10日に三井造船玉野事業所(岡山県)を出発して、小豆島沖までの39マイル(62km)を3日間かけて、5月13日朝到着した。小豆島沖では、2P鋼ケーソンと同様、総合試運転と習熟訓練を行い、沈設に備えた。6月8日朝、小豆島沖を出発した鋼ケーソンは、播磨灘、明石海峡航路を通過して淡路島東沖で潮待をした後、3P海域に東側より入域した。

3P海域に入域後は、2P鋼ケーソンより転用した艦装架台上に搭載したリニアウィンチ8基により、南北方向の4点の係留を完了させ、他の4点の係留、位置決めを行った後に沈設作業に入った。

係留当日は、一次沈下として12m(吃水20m)沈下させて翌日は二次沈下として47m(吃水55m)沈下させてここで最終位置決めを行った。位置決め方法は2P鋼ケーソンと同様で、6月11日午後、沈設作業全工程を完了した。2P・3P鋼ケーソン沈設精度を図-1に示す。

今回の沈設作業は厳しい自然条件にもかかわらず、非常に良好な精度を得ることができた。

DルートのBB6Pでの沈設結果は、最大6.4cmであるのを見ても、今回の沈設作業は今迄蓄積された公団の技

術が発揮され、高い成果を得ることができたと言える。

沈設後は、洗掘防止工を施工して、水中コンクリート打設に備える運びとなる。

明石海峡大橋ケーブルに高強度鋼線を採用

本州四国連絡橋をはじめ吊橋のケーブルには引張強さ160kgf/mm²級の亜鉛メッキ鋼線が用いられている。

近年、橋梁の長大化に伴い高強度材料の需要が高まり、ケーブル材料においても高強度鋼線の開発研究が進められ、その結果JIS G 3502に規定されるSWR82B材をベースにSi成分を約1%添加した低合金鋼として引張強さ180kgf/mm²級の高強度亜鉛メッキ鋼線が開発された。

この高強度鋼線の各種特性試験を実施した結果、従来の鋼線と同等以上の諸特性を有しており、吊橋ケーブル用鋼線として実用可能であることが確認された。

よって明石海峡大橋では180kgf/mm²級の高強度亜鉛メッキ鋼線を採用することとした。

この結果、明石海峡大橋のケーブル本数は、従来計画の4本から2本となった。

また、これによりケーブル定着、塔頂サドル、補剛桁取付等の構造が単純化されるとともにケーブル形状の変更も可能となり、結果としてサグ比を1/10とし、主塔の高さも従来計画の海面上333mから297mとなった。

明石海峡大橋の主要な橋梁諸元を下記に示す。

形式	: 3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋
ケーブル支間割	: 960+1990+960=3,910m
塔の高さ	: 海面上約297m(ケーブル理論項)
ケーブル径、本数	: φ1.1m×2本
補剛トラス高さ、幅	: 14.0×35.5m

来島大橋岩盤掘削及び原位置載荷試験の現況

本試験は、来島大橋の基礎である4A及び5P地点において地盤の特性、岩盤掘削の施工性等を調査するものであり、海峡部ボウリングに引き続いて実施している。

4Aにおいては、来島大橋最大の基礎である4Aを合理的かつ経済的に設計するために、小型海上作業足場(泉1号)を用いて大口径掘削を行い、その孔底で公団所有の深層載荷試験機を用いて平板載荷試験及びクリープ試験を実施し、4A支持層の支持特性を確認する。5月末現在、平板載荷試験は全数(6箇所)終了し、6月2日～9日までの間クリープ試験を行う予定。

5Pにおいては、潮流が速く、最も施工条件のきびしい地点であるので、大型グラブ船(3,200PS)及び砕岩棒付きグラブ船(2,200PS)による基礎岩盤の掘削を行い、岩盤掘削の施工性、掘削能率等を調べるものである。5月末現在、大型グラブ船(三友1号)の硬土盤用ヘビーバケット(13m³、125t)を用いて、4月4日より4月24日までDH級岩盤及びCL級岩盤(表層1m)をグラブ直接掘削した。その後、砕岩棒付大型グラブ船(三友2号)の砕岩棒(50t)及び硬土盤用ヘビーバケット(8.5m³、80t)を用い、試験を継続している。(巻頭写真を参照)

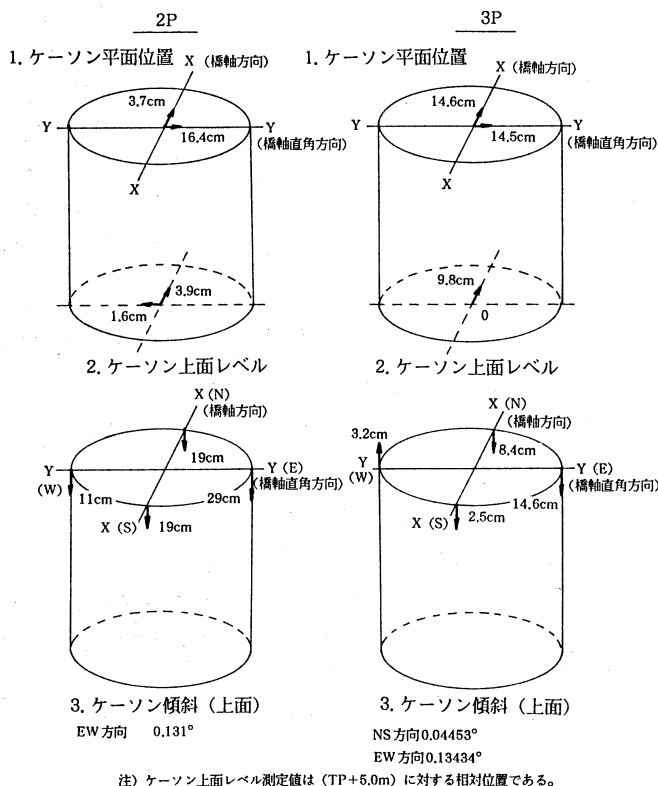


図-1 鋼ケーソン沈設位置確認測量結果

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適用している基準類は以下のとおりです。この基準類は、(財) 海洋架橋調査会 (TEL03-555-8361) で販売しています。

* 仕様書・要領等

土木工事共通仕様書 [62.2一部改訂]	昭和 59 年 8 月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和 60 年 8 月
電気通信施設標準仕様書集	昭和 61 年 4 月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和 60 年 4 月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物保安規程	昭和 60 年 10 月
電気通信施設保守基準	
電気通信設備標準図集	昭和 58 年
図面作成要領	昭和 59 年 10 月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生の一例	昭和 58 年 1 月
植生のり面工施工要領	昭和 62 年 4 月

* 設計基準類 (上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説 [59.2一部改訂]	昭和 55 年 6 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 (案)・同解説	昭和 55 年 3 月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領 (案)	昭和 52 年 3 月
鋼床版設計要領 (案) [58.10一部改訂]	昭和 53 年 3 月
ハンガー設計要領 (案)	昭和 53 年 3 月
ケーブルバンド設計要領 (案)	昭和 53 年 3 月
トラス格点構造設計指針 (案)	昭和 51 年 3 月
吊橋リンク・支保構造設計指針 (案)	昭和 51 年 3 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
下路管理路設計マニュアル (案)	昭和 53 年 9 月

* 設計基準類 (上部工・製作・材料編)

鋼橋等製作基準・同解説 [60.3一部改訂]	昭和 52 年 3 月
鍛鋼品製作基準・同解説	昭和 55 年 3 月
鋼橋等塗装基準・同解説 [58.5一部改訂]	昭和 55 年 3 月
橋面舗装基準 (案)	昭和 58 年 4 月
鋼床版現場溶接施工要領 (案)	昭和 54 年 3 月
鋼上部構造用鋼材選定要領 (案) [60.3一部改訂]	昭和 48 年 9 月
材料規格	昭和 60 年 8 月
〔高力ボルト類規格	
リンク支保関係規格	
HBS 鋼材規格	昭和 53 年 10 月
鋼材規格解説	
HBS ケーブル材料規格	昭和 54 年 6 月
HBS 塗料規格	昭和 55 年 3 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施工基準・同解説	昭和 50 年 3 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

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	飯島 武 明	
編集委員	井根 勝 重	糸日谷 淑 光
	梶原 博 通	黒田 大三郎
	斉藤 哲 男	篠崎 博
	汐崎 慎 二	嶋 貫 勝 彦
	高城 信 彦	佃 長 次
	戸沢 隆	富田 大 造
	中村 守	新田 篤 志
	樋口 康 三	藤井 秀 夫
	森 邦 久	山名 至 孝
	山中 清	吉田 好 孝
	吉岡 正 道	
	小暮 三 郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第51号

発行 平成元年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 東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話 03 (555) 8361

発行者 井上 義 光

印刷 中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

