本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 3 No. 9 '79. 7

本州四国連絡橋公団監修

本四技報　第9号　目次

或る連想——大三島橋の開通式に出席して…理　事……富樫勘七…1
大三島橋と関連区間の概要……第三建設局建設部……大島　久…2
陸上部工事……第三建設局今治工事事務所……日高誠一…8
同　上……神野隆義
大三島橋架設時の耐風対策……第三建設局今治工事事務所……山岸一彦…17
大三島橋の塗装……第三建設局計画課……村上憲司…23
大三島橋の床版と橋面舗装……第三建設局今治工事事務所……山県　守…31
同　上……福本英一郎
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……40
本州四国連絡道路(大三島橋)公表論文および報告書一覧表……49
技術ニュース……51

●大三橋特集号の発刊にあたって

本州四国連絡道路（大三島橋）は、50年12月21日の起工以来、総額184億円の建設費と、3年5か月の歳月を要して、54年5月12日に開通した。本道路は愛媛県越智郡上浦町（大三島I.C）から、鼻栗瀬戸を大三島橋（スパン297m、2ヒンジソリッドリブアーチ橋）で跨ぎ、同郡伯方町（伯方島I.C）までの6.8km、4車線(当面は2車線を供用）の自動車専用道路と、幅員4mの自転車歩行者道路であり、本州四国連絡橋公団としては初の供用開始路線である。

本四技報においても、この開通を記念して、本号を大三島橋特集号として発刊することとした。構成は、調査から、完成までを網羅し、既発表の文献については、巻末文献目録に掲載し、その内容については、重複を避けるため、本文では略述するにとどめている。

編集委員長

本四技報　第10号（54・10）　掲載予定

- ●欧米長大橋視察報告（2）
- ●舞子沖試験工事中間報告
- ●大三島橋載荷試験
- ●大鳴門橋多柱基礎の施工報告
- ●因島大橋下部工工事報告

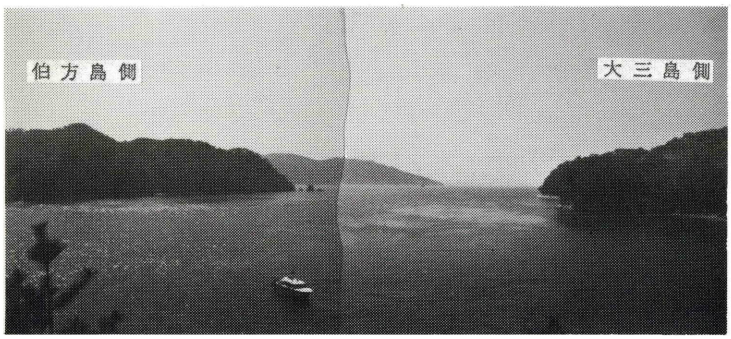
大三島橋

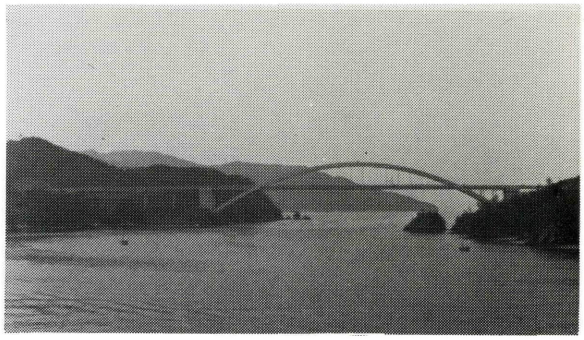


完成した大三島橋（54年5月）



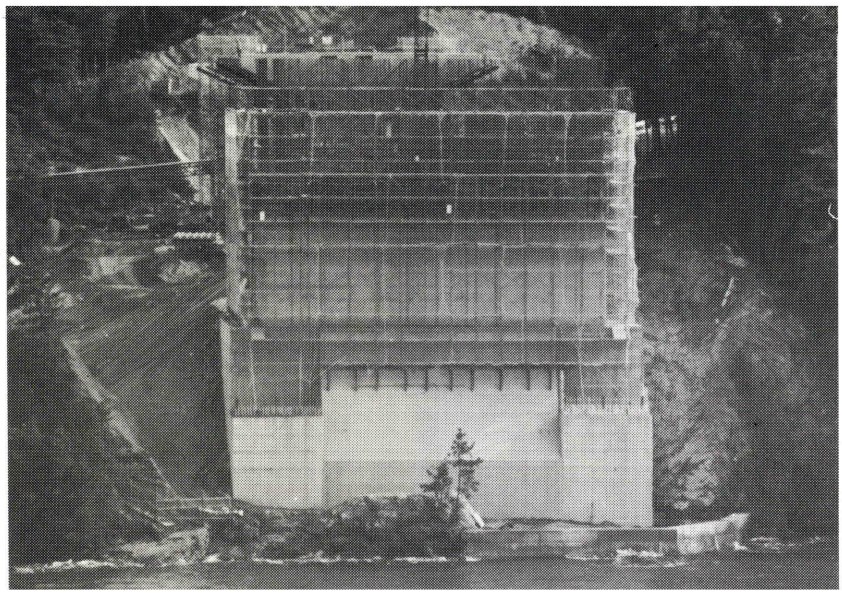
開通式（54年5月12日）



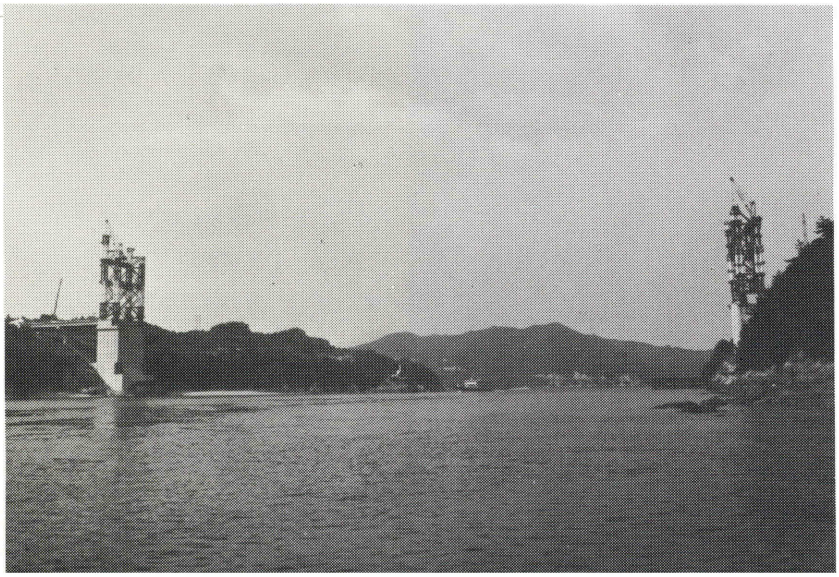


架橋の前後

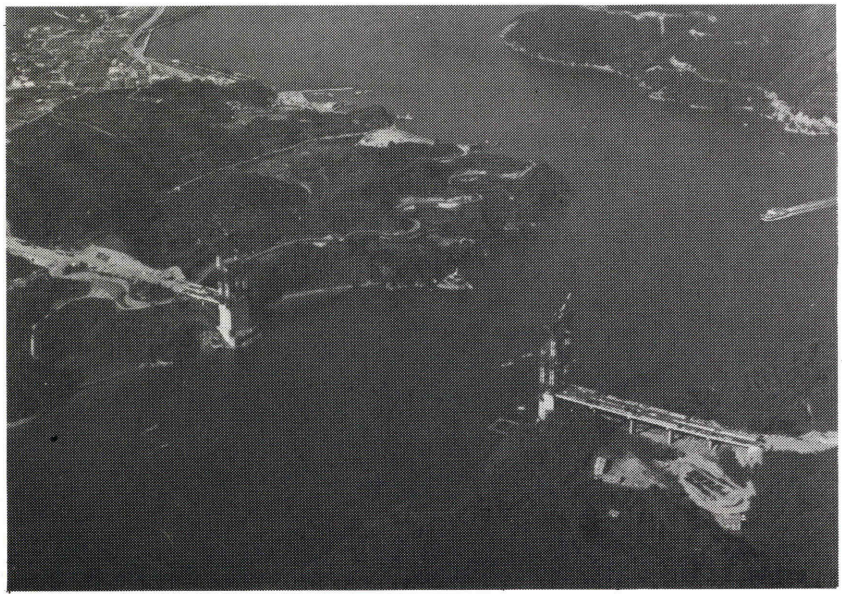
大三島橋



伯方島側４Ａ橋台コンクリート工事
（51年11月）

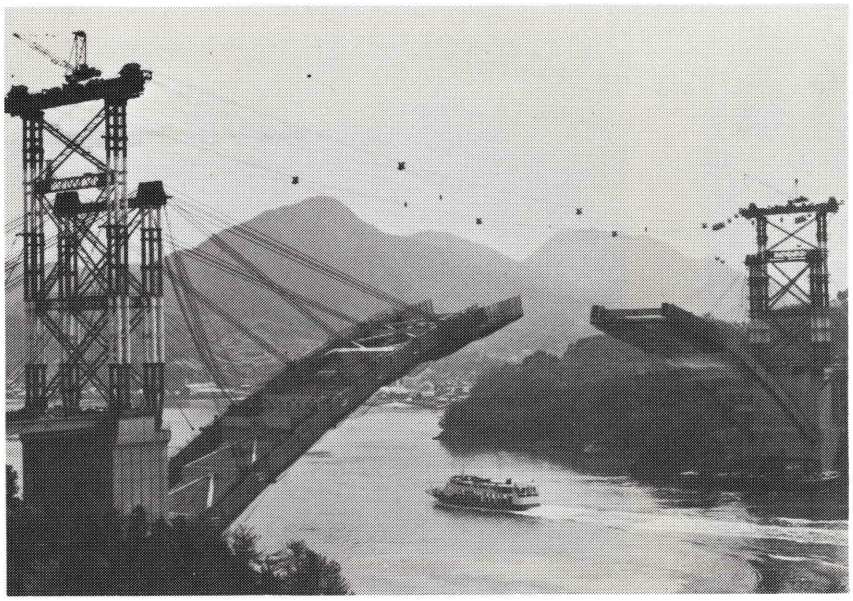


架設用鉄塔が立つ。（52年７月）

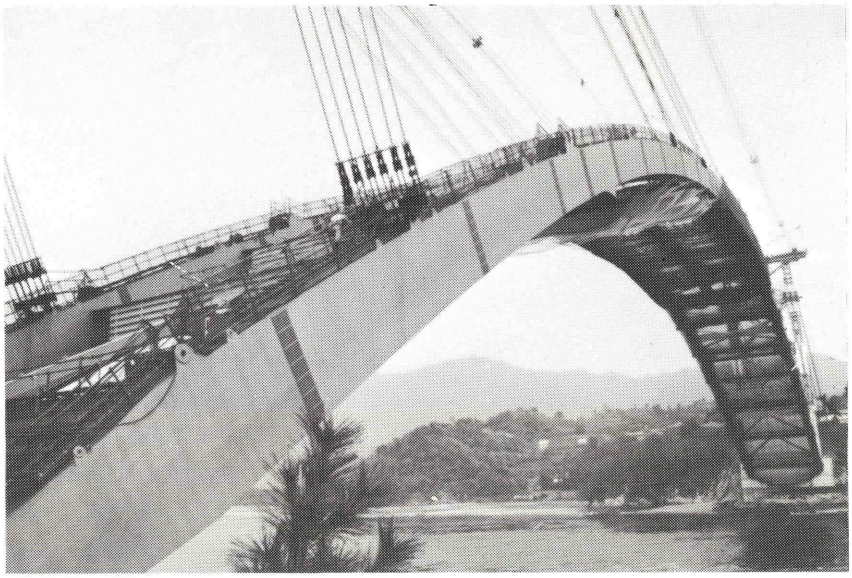


ケーブルが張り渡される。（52年10月）

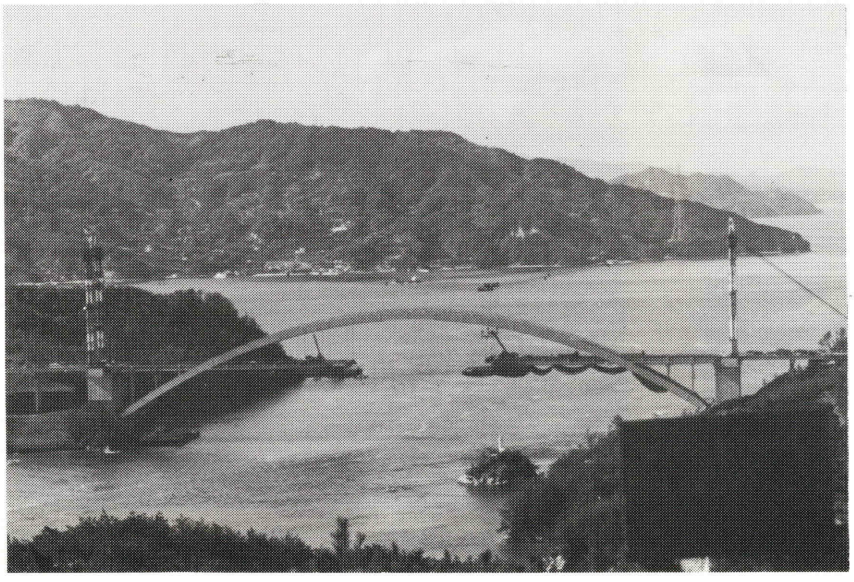
大三島橋



架設中のアーチリブ(53年4月)

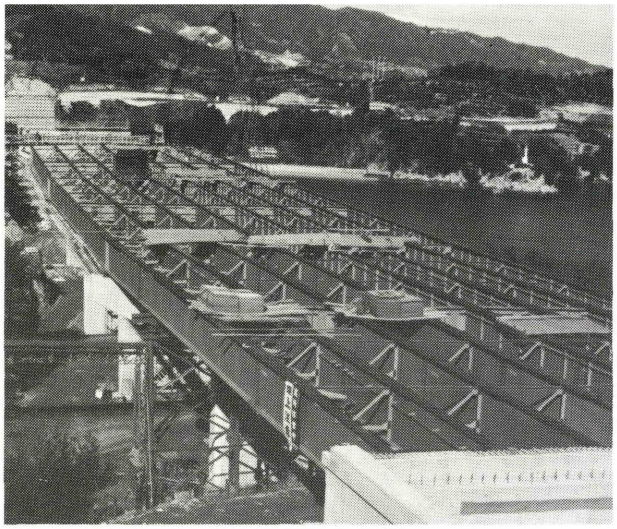


アーチリブの閉合(53年6月)



床組の架設(53年9月)

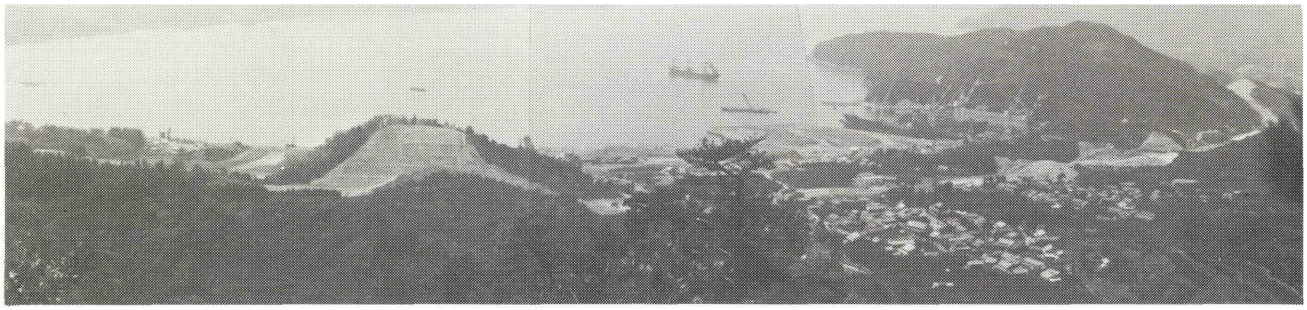
大三島橋関連陸上部工事



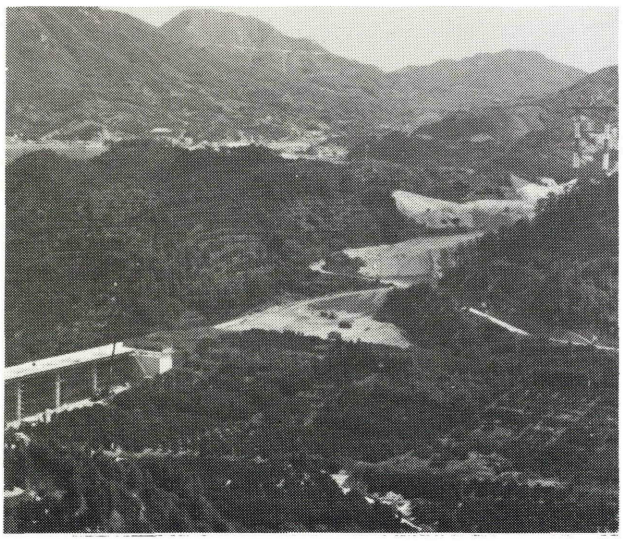
大三島東高架橋(伯方島側取付橋)(52年3月)



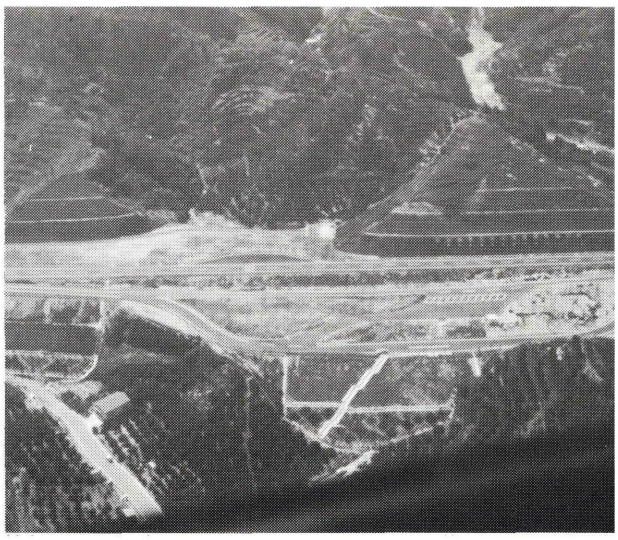
大三島島内陸上部(54年2月)



伯方島島内(53年9月)



瀬戸高架橋付近(52年8月)



上浦パーキングエリヤ(54年5月)

或る連想

大三島橋の開通式に出席して

Imagination

理事 富樫勘七
Kanshichi Togashi

昭和54年5月12日(土)の空は真に素晴らしい快晴であった。この日は本州四国連絡橋公団にとって最初の海洋架橋第一号である大三島橋（橋長 328米）を含む一般国道317号の大三島I.C.から伯方島I.C.間延長6.8kmの完工を祝う開通祝賀の式典が執行された日である。

大三島橋の建設工事が始まったのは、昭和50年12月であり、大三島I.C.と伯方島I.C.を結ぶ延長6.8kmを3年5か月の期間で完成し54年5月12日に、時の渡海建設大臣、白石愛媛県知事、尾之内本州四国連絡橋公団総裁等の出席を得て、晴れの開通式を催すこととなったのである。このための建設費として約 184億円余を使用した。

この日渡り初めをした大三島及び伯方島両島の三代夫婦7組の方々の顔は、事の晴れがましさに些か緊張し過ぎているように見受けられた。然し実感としては「長生して良かった」、「夢の架け橋を見た」、「生活空間が広がった」、という気持を島の人々は一様にもったもののようである。

両島の住民各位にとって、今回完成した大三島橋は巨大な構築物の建設と映ったに相違ない。地域開発、地域格差の是正を大義名分とする、この開発橋は本州四国間に架橋を実現する一里塚として、昭和の歴史的な構築物の一部をなすものである。

ところで、我が本州四国連絡橋公団が最初に完成し、本州と四国を道路と鉄道で連絡する児島一坂出ルートに南北備讃瀬戸大橋を架け、下津井瀬戸の大橋を架け、櫃石島から岩黒島、羽佐島、与島を結んで世紀の大動脈を完成する昭和62年を予想するとき、不図、天平文化の華が開いた奈良時代の総国分寺と称される東大寺及び盧舎耶仏鋳造・創建を思い出すのである。昭和40年代後半の国家的大事業として関西近畿以西に展開した本州四国連絡橋の建設は、これによって本州と四国間の交通の円滑化を図り、国土の均衡ある発展と国民経済の発達に資することを狙いとしており、一方奈良時代の文化を代表するものと見做される国分寺、国分尼寺と総国分寺としての東大寺並びに盧舎耶仏の創建とは、共に、その時代の技術の粋と経済力の限りも傾けて、統一国家の実力を誇示するものとして、又後世に残る民族文化の一時期を画する歴史的構築物の創造という点で非常に似通ったものを感ずるのである。

御存知のとおり、奈良時代とは平城京を都とした時代のことで、元明天皇の和銅3年（710年）から元正、聖武、考謙、淳仁、称徳、光仁と7代を経て恒武天皇の延暦3年（784年）までの75年間を称するが聖武天皇の天平年間（729年～749年）を転換期として前后に2分することができる。前期は皇室を中心に貴族が団結して律令制の実施に努力した時期であり、後期は特定の貴族、僧職者が皇室と結びついて支配階級内部の均衡を破り、権力闘争を繰返した時期である。

この奈良時代に国分寺、国分尼寺という二寺を各地方に創建するという発想を実現させたものは、741年（天平13年3月）の聖武天皇の詔に依ってであるが、その狙いは、地方政治における政教一致を企図したもので、国司が俗界を支配し他方国分寺が宗教（佛教）界を支配し両者相俟って、地方政治の実を挙げんとしたものである。因みに国分寺とは別名を金光明四天王護国之寺と称し僧侶の寺で、国分尼寺とは別名を法華滅罪之寺と称し尼寺である。その規模は釈迦如来を本尊とし七重の塔を有し、僧侶の寺には封戸50戸、水田10町の保有を認め僧20人を常住させ、尼寺には水田10町の保有と尼僧10人を常住させる官の寺とした。然し此等地方の国分寺、国分尼寺の造営は朝廷で期待した程の効果が挙がらず種々の方途を講じて造営の促進を図らねばならなかったと云われる。

一方総国分寺と称される東大寺と盧舎那佛の創建について見るに、打続く天災、ききん、疫病と戦乱（橘氏と藤原氏の勢力争いに起因する）に悩まされていた聖武天皇が743年（天平15年10月）に大佛造願の詔を公布して始められたものである。この時民間僧の行基が一躍登用されて勧進僧となり、諸国を行脚して貴族・豪農達の間に寄付を求めて歩くこととなるのである。

743年近江国信楽の甲賀寺において最初の鋳造が開始されたが745年平城遷都と共に工事が再開され749年まで8度に及ぶ鋳継ぎによって完成するのである。

この盧舎那佛は現在では奈良の大佛として有名だが像高14.9米（台座まで入れると約17米）で使用した材料としては、熟銅739,500斤（1斤＝0.6kg）、白鑞（ハンダ）12,600斤、錬金10,400両（1両＝37.5g）、水銀58,600両が使用され、大佛師の国中連公麻呂、大鋳師の高市真国、及び柿本男玉等の技術者を中心にして金工技術者372,000人余、人夫515,000人余が参加したと伝えられている。

752年（天平勝宝4年4月）に盛大な開眼供養があり、聖武大上天皇、光明皇太后老謙天皇の行幸を得て開眼導師の菩提遷奈の手で盛大に行なわれたという。

盧舎那佛の造願という大事業に当って、天皇は広く一般の寄付を求められたが、貴族・豪農達の意を迎えるためか、墾田永代私有令を発布している。又一方この世紀の始め以来諸国の正倉に蓄積されて来た正税を始めとする莫大な国富を費消しなければならなかったと云われる。

大三島橋と関連区間の概要

Outline of Omishima Bridge and the Highway on the Land between Omishima I.C. and Hakatajima I.C.

第三建設局　建設部長　大島　久
Hisashi Oshima

1．はじめに

大三島橋は尾道一今治ルートのほぼ中間の大三島と伯方島との鼻栗瀬戸に架けられ、大三島橋関連区間とは、大三島I.Cから伯方島I.Cとの間である。

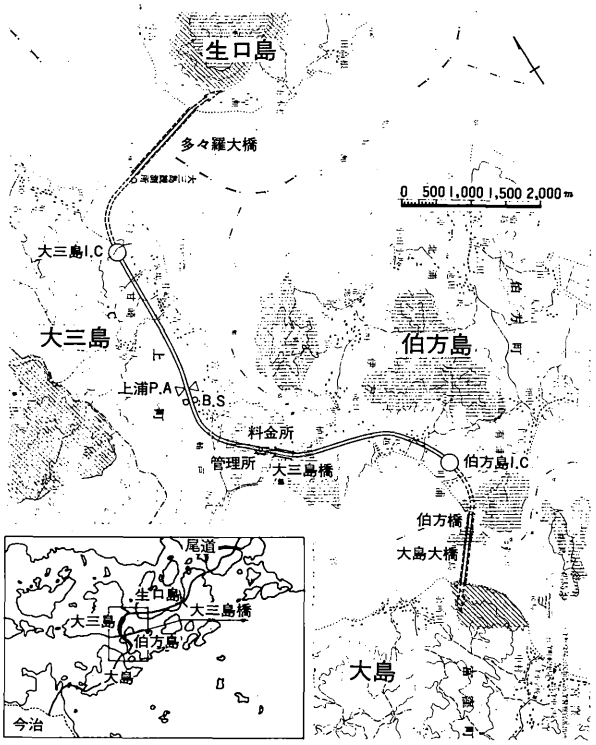
尾道一今治ルートは、昭和48年10月26日工事実施計画が大臣認可となり、48年11月20日大三島橋下部工工事の入札が行なわれた。本四公団として工事入札の第1号であったが、入札日は総需要抑制策により政府が本四公団の着工延期を発表した日でもあった。

50年8月1ルート3橋として再開が指示され、自然公園法に基づく環境庁との協議や海事関係者との協議が整った後、50年12月21日に大三島橋の起工式が行なわれ、工事が着手された。

以来、3年4か月経て、54年3月29日に、建設省による一部工事完了検査が行われ、54年5月12日開通式が行われた。

本文では、大三島橋との連区間の技術的な事項について概要を記すものである。

なお本誌の末尾に、大三島関係文献総目録が掲載されているので詳細はそれらによられたい。



図－1　大三島橋関連区間平面図

2.路線の概要

2.1　沿道の概要

(1) 位置、自然条件

大三島、伯方島は、瀬戸内海のほぼ中央部に位置する。地質は花こう岩が広く分布している。島の中心部には300～400m程度の山地があり、低地には沖積平野があるが比較的狭小である。年平均気温は15～17°C、降水量は年間1,200～1,400mmで、温暖寡雨の瀬戸内気候帯に属している。このため水資源が乏しい。また、冬期から春にかけて濃霧が発生し、海上交通の障害となる。島々が密集しているため潮流が複雑に変化し、架橋地点である鼻栗瀬戸の最大潮流速は約8kt（約4 m/sec）であり、干満差の最大は約4mである。鼻栗瀬戸は水際間隔約280mで、最大水深約50mである。年間最多風向は北北東風であり、年平均風速は3m/sec、最大風速は24.5m/sec（北東、1975.）である。波浪高は2.1m程度を推定している。

(2) 人口、産業、交通等

大三島は本四道路が通過する東部は上浦町であり、大山祇神社のある西部は大三島町で、一島が2町に分かれている。伯方島は全島が伯方町である。

昭和50年の人口は、上浦町が5,779人、大三島町7,150人、伯方町10,300人である。総体的に過疎化が進んでいる。

昭和50年の各町の1次・2次・3次の産業別就業構造は、上浦町49：27：24、大三島町57：16：27、伯方町20：34：46である。1次産業は農業でありミカン栽培が主体である。2次産業は造船業が主である。

伯方町は、越智諸島（大三島、伯方島、大島など）における行政機関の出先があり、警察、消防などがある。

西島の島内道路は、舗装はかなり良く行なわれているが、改良率が低い。

大三島、伯方島とも今治との海上交通が多い。

越智諸島には診療所は12を数えるが病院がなく、基準診療所数に対する充足率は48%である。

鼻栗瀬戸は、今治と尾道および三原との間を結ぶ旅客船の定期航路であり、一日約250隻の通航船があり、そのうち旅客船が150便以上を占めている。

2.2　区間、線形、施設等

(1) 区間

大三島I.Cから伯方島I.Cまでの供用延長は、本線延長

が6.2㎞、ランプ延長が大三島0.8㎞・伯方島0.6㎞であり、総延長7.6㎞である。(I.C間距離は6.8㎞)

(2) 線形の選定方針

本四連絡道路は、まず海峡部橋梁の最適の架橋地点を決定し、次に海峡部橋梁の計画高とI.Cの位置と高さ(ランプの縦断勾配と曲線半径等から高さが決定される)を考えて、地域への影響と事業費が最小になる線形を選定するよう努力した。

大三島、伯方島とも人家は海岸線より標高20m程度の平地および丘陵地に存在しており、これを避けて20m～40mの高さで、人家の山側を通るよう選定した。また、切土量を少なくすること、灌漑用のための池を潰さないことなどに留意した。

(3) 交通管理施設、附属施設等

管理所・料金所を大三島橋付近に暫定施設として1か所に集中して設け、駐車場(P.A)を1か所、バスストップ(B.S)を2か所・非常駐車帯を2㎞間隔に・I.Cと料金所および大三島橋に道路照明灯などを設置した。

大三島橋には附属施設として、航空障害灯・橋梁灯・風向風速計・避雷針・強震計・加速度・視界自動応答装置・船舶動静自動探知表示装置・検査車などを設置した。公共添架物として電々公社の通信線路が添架されている。

2.3 構造規格等

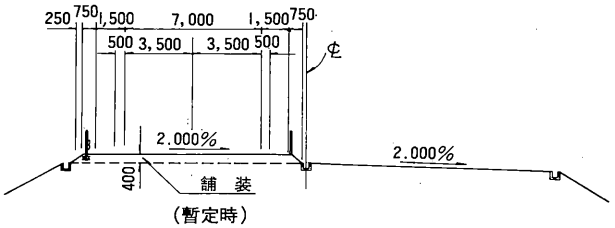
構造規格基準を表—1に、盛土部標準横断面を図—2に示す。

表—1 構造基準

				大三島I·C～伯方島I·C
道路の区分				第1種第3級
道路の各部分の幅員	車道の幅員	車線の数		2
		車線の幅員		3.50m
	中央帯の幅員	海峡部		—
		陸上部		—
	路肩の幅員	道路の左側に設ける路肩	海峡部	1.25m
			陸上部	1.50m
		道路の右側に設ける路肩		—
道路の設計速度および最小曲線半径	設計速度			80km／hr
	最小曲線半径			400m
	最急片勾配			10.0%
	最急縦断勾配			4.0%
	最急合成勾配			10.5%
	最小縦断曲線半径	凸形曲線		4,500m
		凹形曲線		3,000m
	最小視距			110m
舗装の種類				アスファルトコンクリート舗装

2.4 建設費、工事数量、工程等

建設費内訳を表—2に、大三島・伯方島陸上部主要工事数量を表—3に、陸上部・海峡部の工事工程を表—4に示す。



図—2 盛土部標準横断図 (単位：mm)

表—2 建設費内訳(大三島I.C～伯方島I.C暫定施工分)

建設費	184
一般国道317号建設費	183
工事費	123
施工管理委託費	1
測量および試験費	7
用地費および補償費	35
用地事務委託費	3
船舶および機械器具費	4
営繕費	5
工事雑費	5
建設事業事務費	1

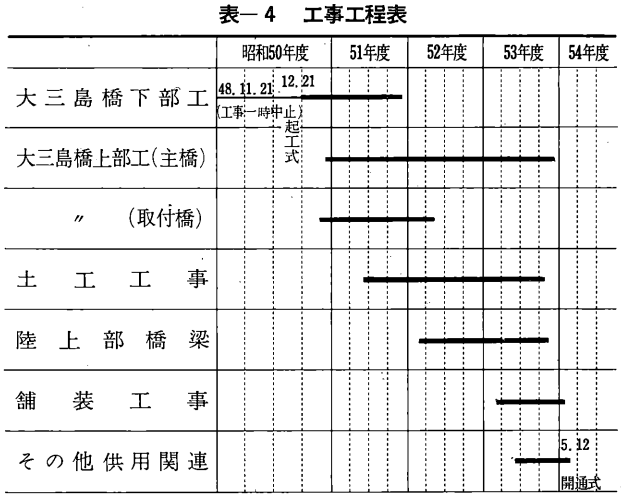
表—3 大三島・伯方島陸上部主要工事数量

区間	道路掘削(m³)	捨土掘削(m³)	のり面工(m³)	擁壁工(m²)
大三島	636,189	111,572	104,388	3,802
伯方島	174,018	370,857	71,452	4,542
計	810,207	482,429	175,840	8,344

表—3 つづき

区間	溝渠工(か所)	跨道橋(か所)	陸上部橋梁(橋)
大三島	12	3	9
伯方島	10	2	6
計	22	5	15

表—4 工事工程表



3. 大三島橋

3.1 概要

(1) 諸元等

大三島橋の一般図を図－3に、設計基本事項を表－5に、下部工主要工事数量を表－6に、上部工主要工事数量を表－7に示す。

表－5 設計基本事項

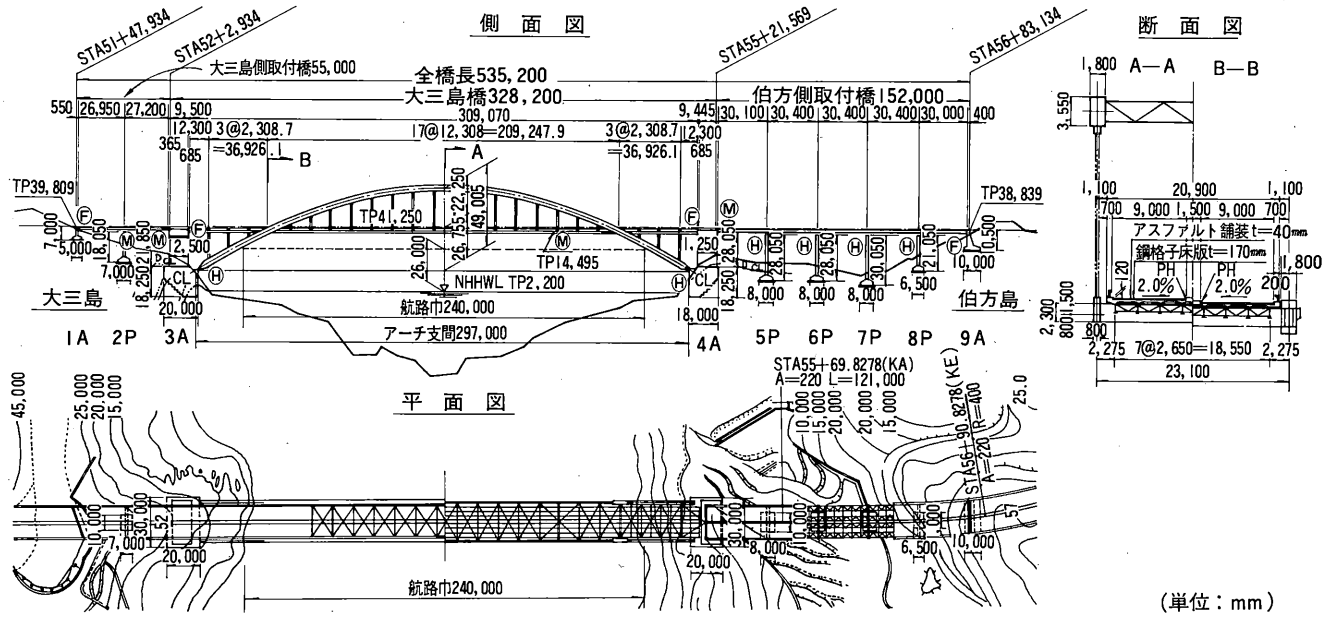
橋長	309.070 m
形式	単径間ソリッドリブ2ヒンジアーチ
アーチ支間	297.0 m
アーチライズ	49.0 m
アーチリブ間隔	23.1 m
幅員構成	4車線(1.75m＋2@3.50m＋2.50m＋2@3.50m＋1.75m)
設計速度	80 km／h
路面線形	縦断勾配0.5％放物線勾配
	横断勾配2％直線勾配
舗装	アスファルト舗装4.0 cm厚
床版	軽量コンクリート充填鋼格子床版18.5 cm厚
桁下空間	所要航路高 NHHWL（TP＋2.2m）上26m以上

表－6 大三島橋下部工主要工事数量

	掘削(m^3)	コンクリート(m^3)	鉄筋(t)	のり面工(m^2)
大三島橋西高架橋	3,172	840	46	1,298
大三島橋(大三島側)	14,394	11,372	332	821
〃 (伯方島側)	10,190	9,318	331	902
大三島橋東高架橋	10,637	3,264	181	3,993
計	38,393	24,794	890	7,014

表－7 大三島橋上部工主要工事数量

	鋼重(t)	塗装(m^2)	床版(m^2)
大三島橋西高架橋	176	5,835	992
大三島橋	5,110	70,577	5,904
大三島橋東高架橋	489	15,873	2,738
計	5,775	92,285	9,634



図－3 大三島橋一般図

(2) 架橋位置等

尾道－今治ルートの調査を最初に実施したのは建設省であり、計画架橋位置は現ルートより約100 m北東寄りであったが、実施架橋位置は大三島と伯方島とが最も狭小であり、基礎地盤支持力も十分な箇所が選ばれた。

地質が硬く、瀬戸が狭いところは、地形も急峻であり、瀬戸内景観と呼ばれる松と崖の景勝地であって、大三島橋の両端の岬部分は自然公園法の第二種特別地域に指定され、環境上の配慮が特に必要な区域である。

(3) 橋種、支間、形式等

建設省の当初案は、支間300 m のブレースドリブ固定アーチ橋であった。その後、斜張橋、トラス、アーチ、連続桁、吊橋などについて比較検討した。

基礎地盤の許容支持力500 t/m^2、潮流が早いこと、伯方島側の線形に曲線が入ること、景観との調和などから、上部工形式は支間300 m のソリッドリブ固定アーチ橋が認可実施計画形式とされたが、49年以降、更に検討され、アーチの変形を拘束し補剛するため、橋台上端とアーチリブを床組の高さに設けたタイ材で連結した特殊な形式であるソリッドリブ2ヒンジアーチ橋（支間297 m ）と決定された。

下部工は、潮流が早く、干満差が大きく、地形が急峻で水深が深く、航行船舶が多く、航路幅が狭い海峡に基礎を設けることが困難なため、陸上部にアーチ、橋台を設けることとした。

アーチ橋台は、アーチリブに沿った反力だけでなく、

橋台上端とアーチリブとを連結しているタイ材からの反力も加わるので、箱断面型式の橋脚軀体と橋台とを一体構造としたものである。

(4) 施工計画

下部工は数m表土を堀削して岩盤上に直接基礎コンクリートを打設した。

工事用の資材・機材置場、コンリートプラントからの汚水、工事用道路の建設などの準備工では自然公園法第二種特別地域内であることから、環境への十分な配慮を行った。

上部工については、鼻栗瀬戸という狭小で、潮流早く通航船の多い海峡での施工ということを重視して、海上に足場を設ける工法と部材を直接吊り上げる工法、海上を使わず陸送する工法、アーチの主要部分を工場で組み立て数千トンの大ブロックとして架設する工法などが検討された。決定された工法は、伯方島側橋台前面に部材仮置き用の機橋を設けて水切リレ、ケーブルクレーンによって運搬し、斜吊索により片持ち式に架設する工法である。

(5) 諸試験等

1) 座屈に関する試験

アーチ橋では、アーチリブが全体強度を支配する部材であり、アーチリブの荷重に対する挙動を把握することが大切である。本橋のような長大径間で、ソリッドリブ構造については、十分な研究成果がないので、アーチ橋全体としての強度についての模型実験と、縦リブ、横リブで補剛されたアーチリブ（箱断面）の強度についての模型実験を行った。前者は、大阪大学前田研究室、後者は石川島播磨重工㈱に委託して行った。

2) レーダー問題に関する試験と対策調査

海上を航行する船舶のレーダー映像上には、海上橋梁の実像が映ると共に、橋梁付近に存在する山や建物などの反射物によって、船から見た橋梁の背後に島などが存在するかのような映像（偽像）がレーダーに映る。

この実像と偽像によって、航行船舶はレーダーに映るはずの小舟がマスクされて映らなくなり、操船に問題が生ずる場合が考えられる。

これらの実態を解明するため次のような諸試験と対策調査を行った。

a) 偽像の範囲と電波強度の推定

b) 電波吸収材の開発

c) 橋梁構造による軽減対策

d) 航行援助対策施設の開発

これらは、日本海難防止協会と海洋架橋調査会に委託して実施した。

試験調査結果から、大三島橋の航行援助施設として、橋梁燈（航路中心燈、側端燈）と視界情報自動応答装置を設け、船舶動静自動探知表示装置を実験局として開発中である。

3) その他

その他の試験・調査では、架設時の風による変化・応力などについての風洞実験、塗装について向島・今治での塗装の曝露試験、軽量コンクリート床版上のゴム、樹脂等を入れたアスファルト40mm厚の薄層舗装の試験施工、工事完了後に行った載荷試験による軽量コンクリート充填鋼格子床版・アーチの振動・アーチ部材の変位と応力などの測定などを行った。

3.2 下部工の設計

アーチ橋台3Aおよび4Aの基礎底面は、TP−1.0mのCLおよびCM層に設けた。設計地盤定数としては、表−8の値を用いた。

アーチ支承を支える橋台部は直接基礎として設計し、橋台上部の橋脚部は、鉄筋コンクリート2室箱断面として設計した。

橋脚頂部とアーチリブとを連結するタイには、常時で＋754t、−450tの力が働き、重要な構造であるので、タイを橋脚頂部に定着する方法としてPCストランドを用いたSEEE定着工法を実施した。

表−8 地盤定数

		岩区分	E_{SP} (kg／cm²)	C(t/m²)	φ (°)
3A	底面	CL	1,500～2,600	20	30
	斜面	CL	1,500～2,000	20	30
4A	底面	CL～CM	5,000～7,000	30	30
	斜面	CL～CM	2,000～3,000	30	30

3.3 上部工の設計

本橋は力学モデルとして、2ヒンジアーチの約1/6点を橋脚頂部とタイで結ばれている構造を採用した。この構造では、死荷重に対しては支間297mで作用するが、活荷重に対しては、アーチとタイの交点部間をアーチ支間（約200m）とする挙動となる。

アーチを補剛するタイは重要であり、タイには活荷重・風その他による正負の軸力が作用し、伸縮を繰返すので、床組とは一体としていない。また、アーチとタイ交点部の横梁部では床組を切断し伸縮継手部を設けた。

設計に用いた解析理論を表−9に示す。

設計活荷重は、主構造に対して線荷重11.46t/m、等分布荷重300kg/m²、床版・床組に対してTL−20およびTT−43を用いた。設計風速は、海面上10mでの再現期間150年の10分間平均風速を37m/sとし、主拱で56m/sを用いた。地震荷重は下部工は震度法により水平震度0.2を用い、上部工は震度法により水平震度0.2を用い、水平180ガルの基盤加速度で動的解析により検証した。（紀伊半島沖および土佐沖において100年に1～2回発生を予想されるマグニチュード8程度の地震）

アーチリブの主要諸元を表−10に示す。

なお、床版は軽量コンクリートを充填した鋼格子床版を用いた。

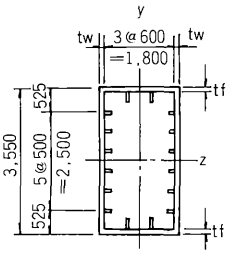
表—9　設計に用いた解析理論

	解析理論	構造モデル	設計荷重	算出項目
アーチリブ	変形法(微小変形)影響線載荷	平面骨組（床組剛性無視橋台バネ常数 $R=20,000$ t/m)	$D,\ L$	$\sigma u,\ \sigma_t$ max時の L載荷長, $S,\ R$
	変形法(大変形)	平面骨組（同上）	$D.D+L$	$N(\sigma\ \max)$ $M(\sigma\ \max)$
	〃（微小変形）	〃（同上）	$SD.PS.E$	$N.M.S.R.\delta$
	〃（〃）	立体骨組（床版無視 $R=20,000$ t/m)	$(D).T.EQX$	$N.M.MT.S.R.\delta$
	〃（〃）	〃（〃 $R=\infty$ t/m)	$W.EQZ$	〃
タイ	変形法(微小変形)影響線載荷	平面骨組（床組剛性無視）橋台バネ定数 $R=20,000$ t/m)	$D.\ L$	$N.M.R$
	変形法(微小変形)	平面骨組（同上）	$SD.PS.E$	$N.M.S.R.\delta$
	〃（〃）	立体骨組（同上）	$(D).T.EQX$	$N.M.MT.S.R.\delta$
	〃（〃）	〃（床版考慮 $R=\infty$）	$W.EQZ$	〃
アーチ内面座屈照査	変形法(大変形座屈解析)	無限弾性，平面骨組	$D+L$	
アーチ面外	〃（〃）	同上（アーチ横構平面展開）	$D+W$	
座屈照査	〃（〃）	無限弾性，立体骨組	$D+W$	

備考　☆アーチリブ面外方向に対する床版剛性
○曲げ剛性——換算断面をタイ断面に付加したモデルとする。算出タイ応力はすべてタイの設計応力とする。　○せん断剛材——換算断面を横構斜材に付加したモデルとする。算出斜材応力の1½を横構の設計応力とする。ただし伸縮継手により床版の切れる格間においては床版の共同作用は無視する。

表—10　アーチリブ主要断面諸元

項目		諸元		備考
支間		297 m 000		上路区間42 m 304×2，下路区間212 m 392
ライズ		49 m 000		
ライズ／支間		0.165 ／ 1/6.06		
格間長		12 m 300		7050+23@12300+7050=297000
アーチリブ間隔		23 m 100		
最大応力	クラウン水平力	4196 t（$D+PS+L+T$）		$D+PS$=3648 t
	面内曲げモーメント	4913 t·m（$D+PS+L+T$）		$D+PS$=754 t·m 支間中央より4.5格点で発生
	面外曲げモーメント	2642 t·m（$D+PS+W+T$）		橋門構取付け部にて発生
断面		最小断面（クラウン）	最大断面（交点横はり部）	
	鋼種	SM58	SM58	
	フランジ	2—PL 1800×22	2—PL1800×38	
	同縦リブ	4—PL 220×25	4—PL 220×25	
	腹板	2—PL 3550×	182—PL3550×28	
	同縦リブ	12—PL 190×19	12—PL 190×19	
	断面積（A）	2723 cm²	4009 cm²	
	断面2次モーメント(Iz)	47173000 cm⁴	72054000 cm⁴	
	断面2次モーメント(Iy)	15717000 cm⁴	23321000 cm⁴	
	捩り係数（Ix）	29528000 cm⁴	47501000 cm⁴	



3.4　下部工の施工

1）自然公園法第二種特別地域内の施工であるため、工事用道路、作業用地などの仮設備、工事後の修景緑化、主橋部橋脚に景観用の目地を設けること、工事中および完成後の騒音・振動・排気ガスなどへの対策などについて環境庁および地元との協議を行って、実施した。

2）大三島側主橋橋台を施工するため、海面を1部仮締切をした。この施工計画については、神戸海難防止研究会(公団委託)の尾道—今治ルート航行安全対策地方協議会で海事関係者の合意を得て実施した。

3）主橋橋台の掘削後、基礎底面について地耐力および孔内載荷試験を行った。測定結果では、許容支持力を上廻る値が得られ、変形係数(Esp)は設計値の約70%であった。

4）コンクリートは、普通ポルトランドセメントを使用し、硬化熱については、理論推計と諸試験を行い、打設高さ1.2 m、4～5日サイクルで施工した。打設にはポンプ車を使用した。養生はマット養生とし、ブロック相互のズレ防止のための波形の型枠を使用し、脱型後はチッピングを行った。

コンクリートの温度測定結果では、中心部では打設後36時間で+36°C上昇し、表面部は24時間で+19°C上昇したが、+36°Cはセメント280 kg/m³を用いたコンクリートの断熱温度上昇と一致した。

3.5　上部工の施工

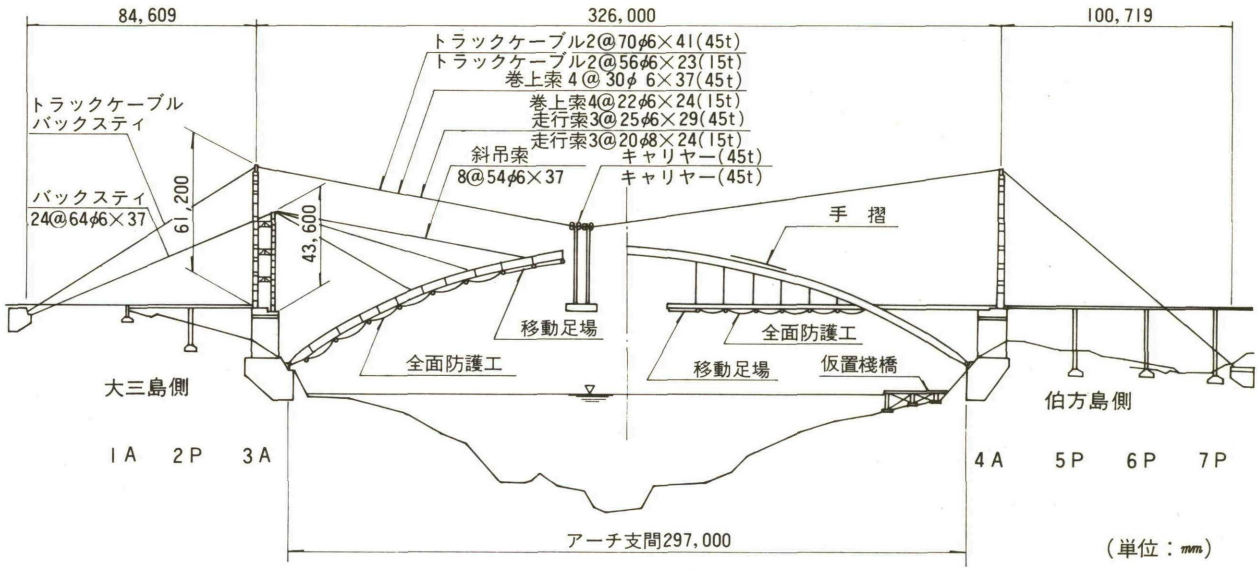
1）アーチ支承は、上沓12.2t、下沓27.5t/個、ピンを含めた全重量は約43 t である。沓はSCW49を使用し、鋳込み姿勢は、ピン周辺部を下側とした。下沓は鋳込み重量35 t とし、鋳込み後機械仕上げを行った。

2）アーチリブの製作に先立って、各種の溶接施工性試験を行って溶接条件を設定した。

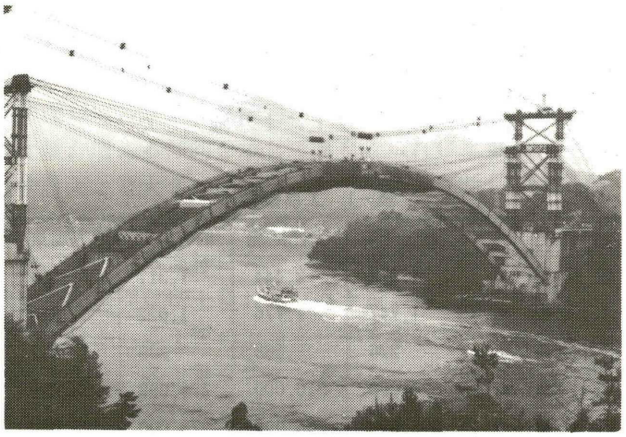
製作は、スパン中央を境に、大三島側とをJ.V 2社がそれぞれ分担して製作した。

アーチリブ現場継手部の孔明は、大三島側はアーチリブブロックの両端面を切削後に孔明し、伯方島側はリブ板に孔明してブロックを組立て、その後端面切削し、継手板の孔をブロックの孔に合わせて孔明した。

仮組立ては、大三島側は支材、横構とアーチリブを立組みし(3回に分割)、伯方島側はアーチリブのみ全長を平面仮組みした。



図－4　架設要領図



写真－1　架設状況

中央閉合部は、1ヶ所に集めて大三島側・伯方島側をそれぞれ切削してメタルタッチで閉合するよう調整した。

3）　架設設備として、海上運搬してきた部材を荷揚げするために、伯方島側橋台前面に仮置機橋を設置し、橋脚上にケーブルエレクション用の鉄塔とアーチリブを片持ちするための斜吊用の鉄塔を建て、ケーブルと塔を支えるアンカレイジを設けた。図－4参照。

4）　架設順序は、片弦あたり26ブロックに分割して製作した単材を両島橋台より片持ち架設し、斜吊索によって支持し、閉合した。(写真－1参照)

斜吊索張力の管理は、アーチリブ形状を光波測距儀で測量し、斜吊索張力をロードセルとコンタクトボールにより測定し、斜吊索のマーキングを確認して行った。

5）　アーチリブの閉合は、閉合部をメタルタッチさせる方針で添接板はすべて工場で孔明し、添接部に閉合用ガイド金物を設けて、斜吊索をゆるめながら閉合端面を順次メタルタッチさせ添接した。

6）　現場継手部は工場で無機ジンクリッチペイントを75μ塗布し、ボルトには潤滑性特殊プライマを施した防錆処理高力ボルトを使用した。

7）　塗装、床版、舗装などについては、本号の他の報文を参照されたい。

4．あとがき

大三島橋は48年10月に工事実施計画について大臣認可があり、48年11月に下部工工事を契約し、工事一時中止があって、50年12月着工され、54年3月に工事完了した。

大臣認可に至るまでの計画・調査期間を含めると非常に長い年月を費して完成に至ったものであり、その間には多くの関係者による多大の御苦労があった。関係者としては、公団職員以外に各種委員会・協議会などの委員がおられる。

大三島橋に関係された多くの方々のご指導、ご努力によって完成したものであることを感謝致すとともに、これまでの経緯が受け継がれて大三島橋が後世まで立派に維持管理されるよう期待するものである。

陸上部工事

Highway Construction on the Land

今治工事事務所　大三島支所長　日高誠一 Seiichi Hidaka
今治工事事務所　工務技術課　神野隆義 Takayoshi Jinno

1．まえがき

大三島橋関連陸上部道路は、愛媛県越智郡上浦町甘崎の大三島インターチェンジから同郡伯方町叶浦の伯方島インターチェンジまで延長 7.1㎞(海峡部を除く)である。

この道路は第1種第3級の規格で4車線の計画であるが、当面の交通需要に応じ暫定2車線の段階施工とした。その考え方は次の通りである。

① 国立公園特別地域内は自然環境の保全に留意し二度の改変を避けるため当初より四車線施工とする。

② 上記以外の土工部は、二次施工時の手戻りとなる箇所、および発破作業等通過交通に支障のある箇所は四車線施工とする。

③ 橋梁部は、橋台を四車施工とし、橋脚、上部工は二車線施工とする。

④ インターチェンジのランプは一車線ランプを往復二車線供用とし、両インターチェンジ共一つのランプのみ施工する。

⑤ 舗装は全線二車線施工とする。

上記の考え方を適用すると土工部では上浦パーキングエリアおよび伯方島インターチェンジの未供用側本線を除き四車線施工となった。

2．土工事

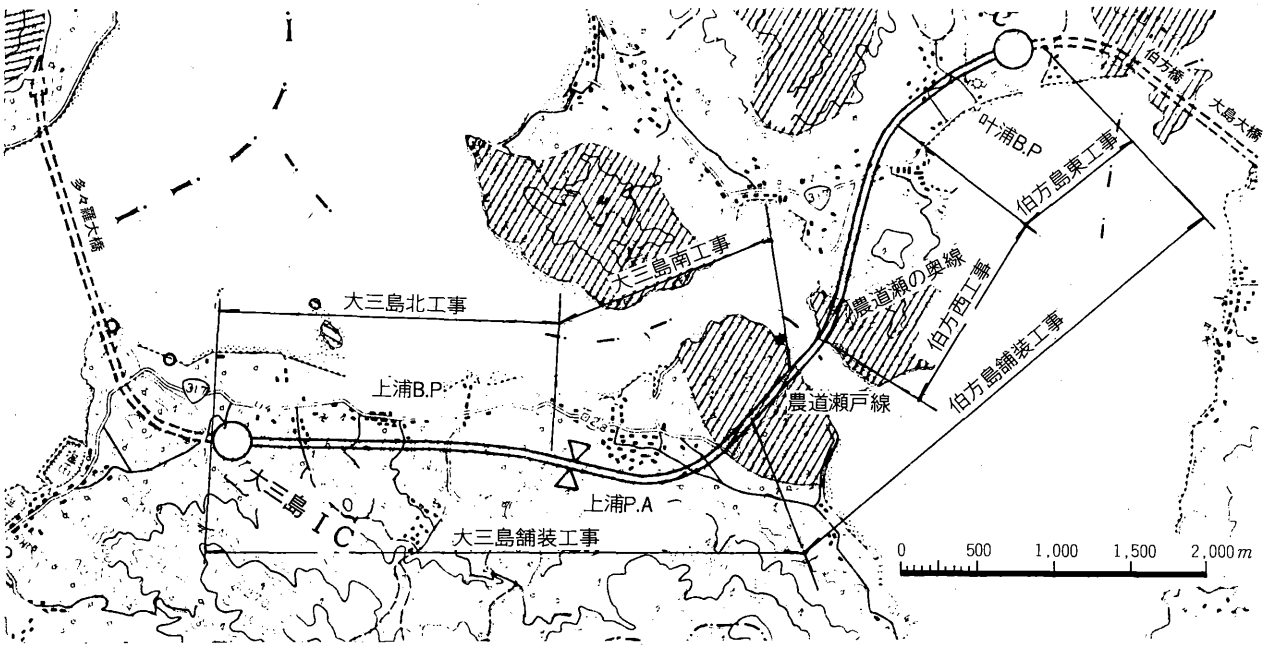
2.1 土工の施工概要

土工の工区は大三島側を大三島北工事、大三島南工事の2工事区、伯方島側を伯方島西工事、伯方島東工事の2工事、計4工事区に分けたが、その工事概要は表－1の通りである。

本道路は標高30ｍ～40ｍの丘陵地帯(果樹園)を通過する関係上橋梁および高架橋が多く、土工の道路堀削工は一部を除いてスクレーパー等の使用が不利で、ブルドーザーおよびショベルダンプ工により施工した。

表－1　工事概要

諸元＼工事名	大三島南	大三島北	伯方島西	伯方島東
総延長(m)	1,973	2,444	1,317	1,364
土工延長(m)	1,747	1,776	1,022	1,253
橋梁延長(m)	226	668	295	111
切土量(m³)	506,000	210,000	274,000	253,000
盛土量(m³)	395,000	266,000	73,000	96,000
捨土量(m³)	111,000	−56,000	201,000	157,000
橋梁か所(か所)	2か所	7か所	3か所	3か所



図－1　陸上部道路概要図

捨土堀削は、大三島側で約111,000m^3あったが、海岸沿いに、同時期に愛媛県により施工された一般国道317号上浦バイパスの盛土に利用すると共に、バイパスと本線間に4～5mの工事用道路を3本付け、それとバイパスを利用して大三島インターチェンジの盛土および多々羅作業基地に捨土した。

伯方島側では約35万m^3の捨土掘削があったが、これは瀬の奥農道、一般国道317号叶浦バイパスおよび現国道から本線へ付けた巾員4.0mの工事用道路を利用して、伯方町が計画・施行した枝越港整備計画の一環である埋立地に捨土した。

本土工工事の土質は風化花崗岩およびマサ土であるが、その土量変化率、土砂軟岩硬岩の区分および橋梁等の基礎工が大巾に変更になった。

また大三島橋を挟んで大三島側0.7km伯方島側0.5kmが国立公園特別第二種地域に指定されているので、周辺の景観との調和を図るため硬岩部のり面においても緑化を考慮した。以下各々について述べる。

(1) 土量変化率

土工配分計画および積算の土量変化率は伯方島試験切土工事（S.51年）の試験結果のものを用いたが、土工工事が進むにつれ、土軟硬岩の変更に併う土量変化以上に捨土量が増える傾向を示してきた。これは土量変化率が当初計画より大きい傾向を示していると判断し、大三島南工事における土量変化率を下記により求めた。

土工事の工事進捗に合せて最終を含め前後3回、土砂、軟岩、硬岩別に切土量および盛土量、捨土量を把握し、この土量から各土質の土量変化率を未知数にして連立方程式を作り、各土量変化率を求めた。その結果土砂1.04、軟岩1.24、硬岩1.35を得た。

(2) 土砂、軟岩、硬岩の判定

調査段階において、各切土の山毎にボーリング等の地質調査および伯方島試験切土工事において、各土質の土砂、軟岩、硬岩の区分は表—2の通りであったが、実際施工してみると、土砂、軟岩の境はC_Lの中間で、軟岩、硬岩の境はC_Mの中間にあった。

表—2 土質区分に対する土砂・軟岩・硬岩

岩分類	当初計画	変更後
E	土砂	土砂
D		
C_L		
C_M	軟岩	軟岩
C_H	硬岩	硬岩
B		
A		

判定方法は表—3の通りであるが、判定試験作業量が基準作業に達するか否かで判定した。

表—2でわかるように当初計画より硬めになったのは、調査段階でのボーリングコアが、風化花崗岩では土砂状で採取されたことなどから判定が難しかったものと思われる。

表—3 土軟硬岩判定要領

項目	土砂・軟岩の判定	軟岩・硬岩の判定	摘要
作業ヤード	10m×20m		勾配±5%以内
使用機種	21tブルドーザー	32tR付ブルドーザー	
作業内容	堀削、押土作業	リッピング、押土作業	
作業時間	30分		
作業量の把握	試験前及び後でヤード高さを測定して求める。		
基準作業量	約65m^3	約70m^3	勾配により若干変わる。作業効率E等は積算と同じ。

2.2 のり面保護工

のり面保護工は原則として次により施工した。

切土のり面

土砂部……種子吹付工

軟岩部……植生穴工、種子吹付工併用植生穴工

硬岩部……種子吹付工併用ロックネット工（国立公園特別地域内はモルタル植生吹付工）

盛土部……種子散布工（盛土高10m以上については盛土上段を除き枠工の併用）

切土のり面保護工の実施に先だっては、土壌硬度の測定、湧水の有無、亀裂の有無等の目視判定を行い、工種を決めた。土砂部、軟岩部、硬岩部の判定の目安には山中式土壌硬度計を用い、土壌硬度が27以下は土砂部、27～36は軟岩部、測定不能は硬岩部としたが、この区分は土工事における土砂、軟岩、硬岩の基準と一致せず、柔らかめであった。

切土、盛土のり面保護工に用いた種子配合の代表例は表—4の通りであるが、初期緑化を図りエロージョンを防止するために外来種であるウィーピング・ラブ・グラス、ケンタッキー31フェスク、バーミューダグラスと永続的緑化および周辺植生との調和を考慮して郷土種であるハギ類、ヨモギ等の混播とした。

表—4 種子配合表

たね	発生期待本数 G 本/m^2	平均粒数 S 粒/g	有効率 E %	重量 W g/m^2
ウィーピング・ラブ・グラス	1,000	3,300	73	0.4
ケンタッキー31・フェスク	1,000	440	75	3.0
バミューダーグラス	1,000	3,530	75	0.4
メドハギ	2,000	560	60	5.9
ヨモギ	2,000	3,750	7	7.6
ヤマハギ	1,000	150	35	19.0
合計	8,000			36.3

(1) 硬岩部の緑化（モルタル植生吹付工）

硬岩部を緑化する工法としてコンクリート等の枠工を行ない、その中に土砂、土砂袋を間詰めする法、植生生育基盤材を直接のり面に吹付けるモルタル植生吹付工等がある。

前者は植生のためには有利な工法であるが、硬岩部で凹凸の激しいのり面で枠の据付が難しく、施工上、経済的に不利であり、後者は施工上、経済的には有利であるが、開発されて新しいので長期緑化に疑問が残る等一長一短があるが、本工事ではのり面の凹凸が激しく枠等の施工が不可能であると判断しモルタル植生吹付工を採用した。

モルタル植生吹付工は植生生育基盤材であるピートモス、いねわらにセメントを若干混入し吹付材の強度を高め、のり面保護をすると共に前述の種子肥料を吹付け緑化を図る工法でありその配合は表－5の通りである。

表－5　モルタル植生吹付工の配合表

材料	規格	単位	数量 第一層(3cm)	第二層(2cm)	第三層(1cm)	計	摘要
たね		式	0	0	1	1	
セメント	普通ポルトランドセメント	kg	3.3	1.4	0.7	5.4	
植生基盤剤	ハイグロコンポ	ℓ	40	27	13	80	
肥料	いねわら	kg	0.20	0.13	0.07	0.40	N10(8)－P10－K10
	緩効性高度化成肥料	kg	0.20	0.13	0.07	0.40	
	有機質肥料	kg	12	8	4	24	
緩衝剤	過燐酸石灰	g	49	21	11	81	
用水		ℓ	10	7	3	20	

施工は、吹付前にのり面のゴミ、浮石、浮土等を除去し、第一層3㎝、第二層2㎝、第三層1㎝の計6㎝をモルタルガンを用いて吹付ける。

大三島側はS.53年3月～5月、伯方島側は53年9月～10月に施工した。大三島側ではウィーピング・ラブ・グラス、バーミューダグラス、メドハギ等が発芽生育したが、7月、8月の干天でメドハギが枯死し、ウィーピング・ラブ・グラスは地上部が枯れた。また、植生生育基盤材に30㎝～50㎝の亀甲状のひびわれが生じた。伯方島側では冬草であるケンタッキー31フェスが発芽生育し、現在（54年4月）では、ほぼ全面緑化している。今後、イタチハギ、メドハギ等が発芽生育し、目的を達するものと思われる。

なお、大三島側ではS.54年3月に種子、肥料を再散布した。今後、夏期を迎えるまでに植生が充分に繁茂しているように、施工時期および施工後の管理を考慮する。（硬岩部は幅射熱が高い）

また、亀甲状のひびわれ防止に、第一層吹付前または後に亀甲金網を張って施工すれば、経済性、施工性、工期に有利に硬岩部の緑化が図れると思われる。

2.3　コンクリートブロックを用いた補強土工法（テールアルメ工法）

伯方島西工事の第三伊方高架橋8Aから終点にかけての約150 m間については、当初計画では現場打コンクリート杭を基礎とする逆丁式および扶壁式擁壁であったが、地下5 m前後に転石層が存在することが判明し、現場打コンクリート杭の施工が不可能となった。

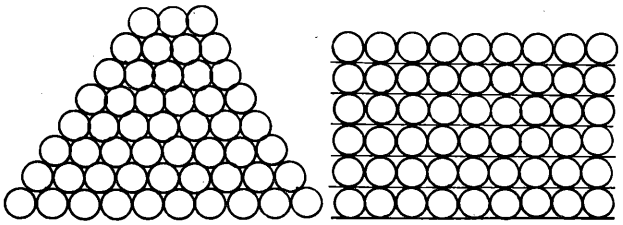
この対処方法として、大口径岩盤掘削機による方法、深礎工法、オープンケーソン工法および無基礎である補強土工法（テールアルメ工法）等が考えられたが、経済性、施工性、工期等を比較検討し、補強土工法を採用した。

(1)　補強土工法の原理

本工法は、10年ほど前にフランスで開発され、わが国には数年前に技術導入された全く新しい工法である。

その原理は、土と引張強度の大きい補強材（ストリップ）とを摩擦力を介して両者を一体として挙動させることにより自重や外力に対して格段に強化された盛土体を構築し、さらに壁面材（スキン）を用いて垂直なのり面をもった土構造物とすることである。

粒状体（土砂）が斜面を保ちうるのは、ミクロ的にみると、粒子間相互のかみ合いによって自重を含む外力に抗しているためである。（図－2）



図－2

粘着力のない土粒子間相互に抗張力の大きい補強材を敷き込み、土粒子の移動を補強材と土粒子間との摩擦力で拘束することにより、この土粒子にみかけの粘着力が付与され、垂直に近い角度で自立できる、これがテールアルメの原理である。（図－2）

(2)　補強土工法の施工

施工は次のような順序で行った。

① 載荷盛土およびその取除き
② 基礎工の施工
③ スキンの組立およびストリップの取付
④ 土砂のまき出しおよび転圧
以上③④のくり返し

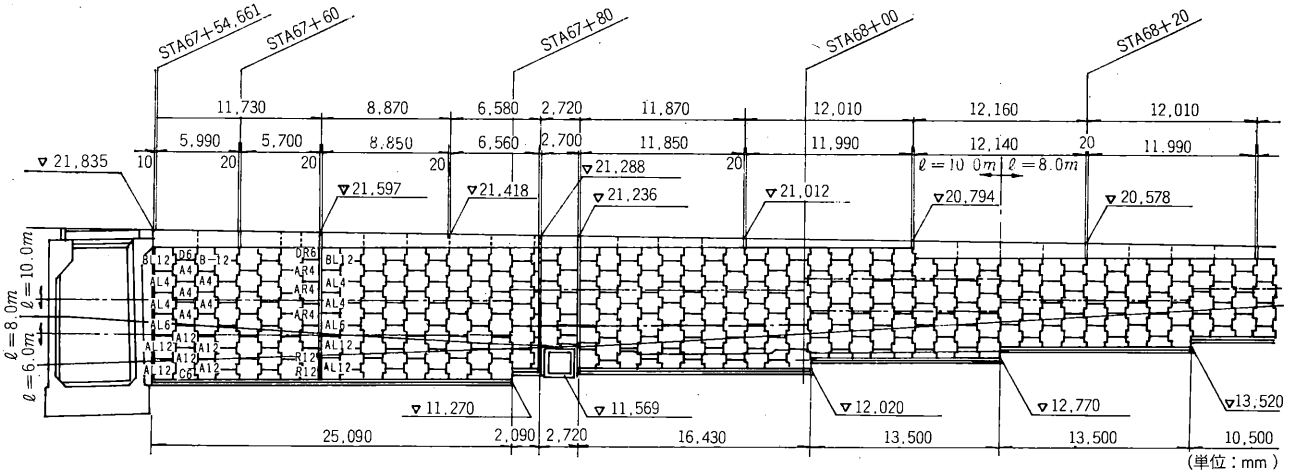
1） 載荷盛土およびその取除き

当施工箇所は地下4～5 mで2 m前後の軟弱層があり、直接盛土すれば相当の沈下が予想されたので、設計盛土高の載荷盛土を施工した。

補強土工法にとっては、沈下はあまり問題とはならないが、ここでは補強土工法による盛土が即道路となっており、用途上問題があるので載荷盛土を実施した。

載荷盛土前に沈下測定器具を9か所および間隙水圧計を3か所設置し、沈下量、間隙水圧を測定しつつ盛土を施工していった。

沈下量は計画高さまで盛土したとき、最小5㎝から最



大15cmを示した。間隙水圧は余り変化は見られず、圧密沈下の可能性は少ないと思われる。

2） 基礎工の施工

基礎としては巾60cm厚さ15cmの切込砕石の上に巾40cm厚さ30cmのコンクリートである。

3） スキンの組立、ストリップの取付け

プレキャストコンクリート製で1.5m×1.3m（標準タイプ）のスキンをトラックレーンにより所定の位置に設置し、次にスキンに埋込まれた連結用のストリップに厚さ3.2cm巾10cmのストリップ(亜鉛メッキ塗布量610g/m²)をボールトで連結し、連結部分約50mに防錆塗料を塗布した。次にスキンの縦目地には土砂流出を防止するため透水防砂材を設置した。

4） 土砂のまきだしおよび転圧

盛土材料は現地発生材を利用し、まき出し厚17.5cmでストリップ上5cmほどで余盛しタイヤローラーにより転圧締固め、またスキンから1.5m間については人力によりまきだしランマーにより締固めた。

締固め密度は95%以上となるよう管理した。

盛土材質は次のとおりである。

内部まさつ角　ϕ 37～40°

単位体積重量　γ =1.9t/m³

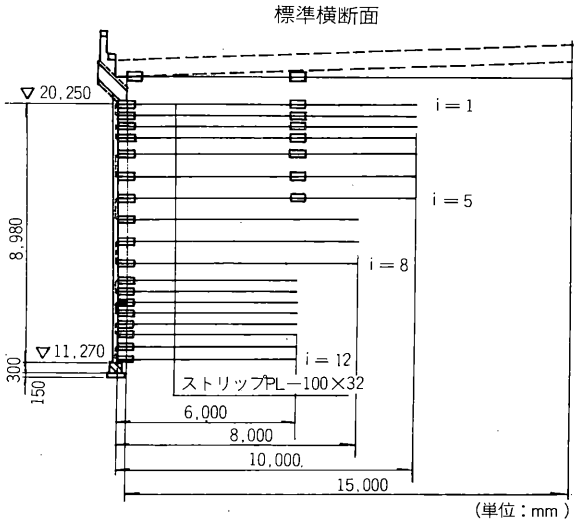
(3) 補強土工法に関する試験

補強土工法は数年前フランスより技術導入された全く新しい工法であり、設計上いくつかの仮定があり、また当現場ではスキン天端上に壁高欄が設置されるという全く初めての課題もあるところから、建設省土木研究所の技術的指導を受け、次の試験を行った。

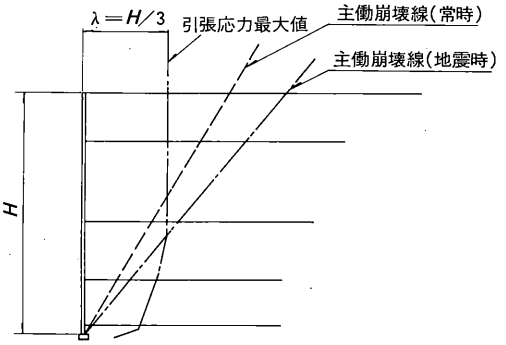
① ストリップの引張応力測定
② ストリップの引抜き試験
③ 衝突荷重によるストリップの引抜き試験
④ 沈下量の測定
⑤ スキンの変位量の測定

試験結果を簡略に述べると次の通りである。

① ストリップの最大引張応力の分布は図－4の通りとなり、崩壊線が垂直に近くなる。
② 土とストリップの摩擦係数はf =0.4以上ある。



図－3　コンクリートブロック組立土留工一般構造図



図－4　最大引張応力分布図

③ 衝突荷重によるストリップの最大引抜抵抗力は9～11t程度ある。（ストリップ1本に期待している引抜抵抗力は2.2t）
④ スキンの鉛直変位は最大83mm、水平変位は最大25mmである。

以上から、当初の設計法で十分満足のいく結果であった。

当初計画に比して、基礎工を含めれば工期で⅓、工費で約⅓有利になったことから、今後ストリップの腐食を十分考慮すれば有利な擁壁工と思われる。

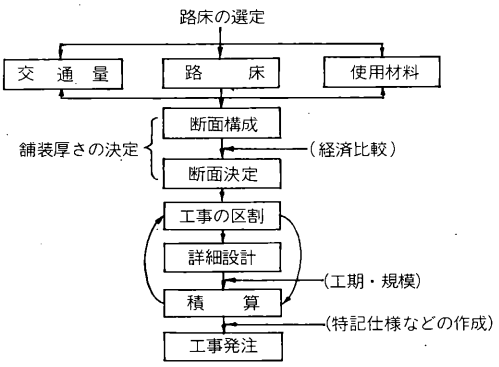
3．舗装工事

3.1 設計

(1) 舗装構造設計のための基本的な考え方

舗装工事実施計画、設計段階での業務の流れは、図―5のとおりである。

今回、供用する大三島I.C～伯方島I.Cについては、前述のとおり暫定二車線施工であるため、舗装についても二車線施工とし、なおかつ当分の間、交通量が少ないため、舗装断面についても将来完成時の舗装断面を考慮しつつ暫定時の舗装断面の設計を行った。



図―5　計画、設計段階の主な業務の流れ

1)　舗装厚

舗装厚および断面構成の詳細については後述するが、土工部は、暫定時40cm厚、完成時50cm厚、陸上部高架橋においては完成時断面の7.5cm厚とした。

2)　縦断計画

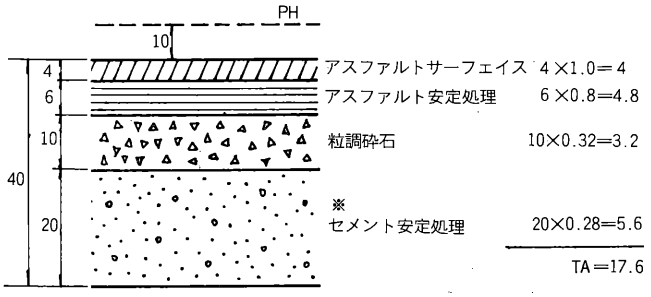
上記舗装厚の結果、土工部から高架橋部において10cmの段差が生じるため、走行性等を考慮して20m区間で0.5%勾配にてすりつけを行うこととした。また、高架橋と高架橋の区間が短い場合（今回は200 mとした）については、すりつけを行うことにより走行性が悪くなるため、暫定供用ではあるが完成時断面厚（50cm）を採用した。

(2) 交通量の解析

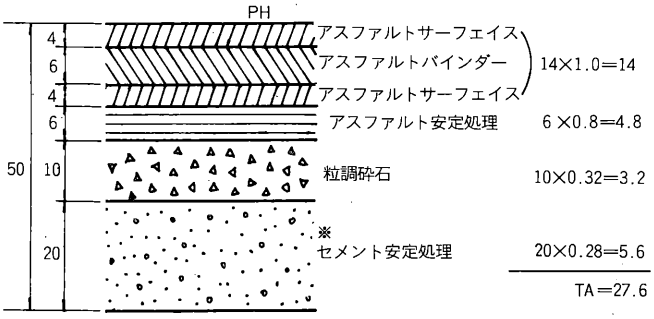
交通量の解析に当っては、初年度の交通量に伸び率を加味して10年間の累積交通量を求め、そのうちの大型車のみを対象として累積10ｔ換算軸数を算定した。ところが、今回供用区間については大三島I.C～伯方島I.C間だけであり全線供用時期が確定していないため交通量の解析が困難である。そのため暫定供用時においては、S.54年開通時470台/日をベースにして、なおかつ大島まで開通した場合でも1,000～2,000台/日であると推定し、アスファルト舗装要綱(日本道路協会)によりB交通(250以上～1,000未満台/日・一方向）を採用することとした。また完成時においては、昭和65年推定交通量（昭和48年4月)20,440台/日をベースに累積10ｔ換算軸数を求めると1.3×10.7(軸・一方向)となる。(道公設計要領第1集舗装編より算出)

(3) 断面構成

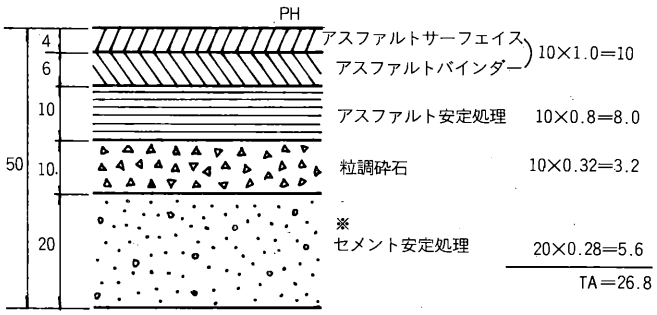
上記で得た交通量を元にして、目標T_Aを暫定時はT_A＝17.5cm、完成時T_A＝26cmとした。このT_A値により経済的断面構成の検討を行い、下記図―6、図―7、図―8、図―9、図―10のような断面構成にて決定した。



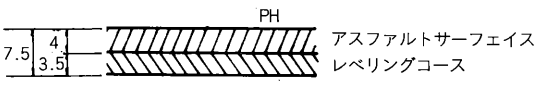
図―6　暫定時



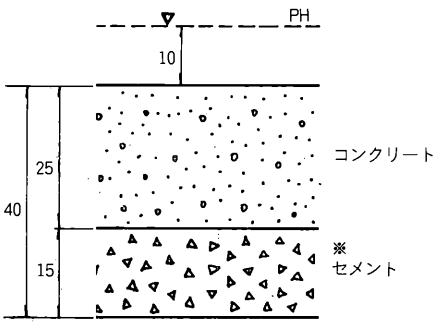
図―7　完成時(1)



図―8　完成時(2)



図―9　橋面舗装（大三島橋を除く）



図―10　料金所

注)　TA：等値換算係数
完成時(1)：暫定時＋オーバーレイ(10cm)
完成時(2)：高架橋区間が短く、すりつけが無理な区間

3.2 施工

舗装は、5層の舗装構成で施工したが、その中で特に施工管理に配慮したセメント安定処理路盤工と、加熱混合物の配合設計について記述する。

(1) セメント安定処理路盤工（路上混合）

セメント安定処理路盤工の路盤材料は、一部分を除いて土工工事において敷均し転圧済である。

セメント安定処理工の等値換算係数a_n=0.28は修正CBRが60以上でなければならない。現場試験では表—6に示すように2％のセメント量で修正CBR60以上が十分期待できる路盤材料である。

3層92回突固めの条件で、含水比をかえた場合のCBR値は表—7に示す。表に示すように、最適含水比より乾燥側（含水比5～6％）ではCBR値の減少はほとんどないが、含水比が増加するとCBR値が著しく低下する傾向にある。施工にあたっては最適含水比が目標であるが、これを越えることなくむしろ乾燥側で施工する必要がある。

施工にあたって特に次の点を配慮した。①含水比の調整は、事前にモータグレーダでかき起こし撒水車で含水比調整を行った後含水比の変化を防止するため仮転圧を行い、セメント混合後、最終含水比まで調整し転圧を行った。②セメント量の管理は、最大乾燥密度の2％になるようにマス目の中に、袋詰セメント（高炉セメントB種）を並べ、人力により敷均し、スタビライザにより混合を行った。③混合深さの管理は、路上混合であることから非常に困難であるが転圧前後の施工深さの検測により管理した。④構造物近くの路肩の混合は、機械の使用が不可能なため人力にて中央方向へ堀削しておき、混合したものをグレーダにて整形した。

表—6 セメント量と修正CBR

セメント量（％）	突固め回数（回）	乾燥密度（g/cm³）	CBR値（％）	修正CBR	規定値
0	92	2,010	19	12	修正CBR 60以上
	42	1,975	15		
	17	1,882	10		
1	92	2,014	100	80	
	42	1,973	90		
	17	1,883	74		
2	92	2,023	175	128	
	42	1,979	140		
	17	1,891	123		
3	92	2,029	209	151	
	42	1,988	166		
	17	1,896	145		

表—7 CBR値

工区別／含水比の条件／セメント量	大三島			伯方島	
	乾燥側	最適含水比	湿潤側	最適含水比	湿潤側
0	39.8	61.8	7.6	19	7
	50.8	61.9	———		
1	———	———	———	100	34
	———	———	———		
2	223.7	225.4	50.8	175	62
	253.9	257.9	87.6		
3	———	381.9	204.0	209	88
	———	330.9	158.9		

(2) 加熱混合物の配合設計

1） アスファルト安定処理

アスファルト安定処理に使用する骨材は、一般には現地材料またはこれに砕石等の補足材料を加えたもの等経済的に入手できる骨材を使用したクラッシャランにより施工を行っている。

しかし、今回の配合設計にあたっては、島しょ部という特殊事情により安価で良質なクラッシャランの入手が困難であったこと、および施工面積の大部分は表層工4㎝、アスベース6㎝の舗装構成であり、交通量が少ないとはいえアスベースを基層工として考慮する必要があると思われたことにより、骨材は単粒砕石および砂を使用して配合設計を行った。

2） 表層工

a．粒度配合

粒度配合の決定にあたって、下記の影響を検討した。

(a) 2.5㎜ふるい通過量の検討

2.5㎜通過量とマーシャル特性値の関係を調べてみると、2.5㎜通過量が少ない程密度が増加し空隙率が減少しておりよく締まる傾向にある。

(b) 石粉量の検討

石粉量5％と6％の時のマーシャル特性値を比較してみると、6％の方が空隙率が大きくなり安定度も増大する傾向にある。これは6％の場合2.5㎜以下が多くなり、アスファルト量をさらに多く必要とするからだと思われるので5％程度の方が望ましい。

(c) 7号砕石の検討（5～2.5㎜）

7号砕石の使用量がマーシャル特性値におよぼす影響を調べたが、7号砕石が多くても少なくても締固め効果はあまり変らない結果を得た。

(d) マーシャル安定度試験

表層工の配合設計では、流動によるわだち堀れを考慮してアスファルト量を決定する必要がある。これはアスファルト量を少なくする必要があるが、開通時大型交通量が少ないことにより老化による破壊を考慮すると、アスファルト量を多くする必要がある。流動に対しては、大型交通量が増しても2.5㎜通過量をかなり低めにしていることから一応心配ないものと思われる。また全線開通時には10㎝のオーバーレイの計画があることにより現在の表層工が基層工としての役目をする。

これらのことからアスファルト量を多くせず、マーシャル試験の中央値によりアスファルト量を決定した。

大三島、伯方島両工区混合物の配合割合、配合粒度、マーシャル特性値を表—8に示す。

表－8　混合物の配合および性状試験結果

		アスベース			バインダー			サーフェース		
		基準値	大三島	伯方島	基準値	大三島	伯方島	基準値	大三島	伯方島
配合割合（%）	30～20mm		27	20		—	—		—	—
	20～13mm		22	20		29	26		—	—
	13～5 mm		11	23		22	22		45	36
	5～2.5mm		10	7		10	17		14	19
	スクリーニングス		20	20		20	15		15	18
	粗　砂		10	10		16	6		10	6.5
	細　砂		—	—		—	10		11	16
	フィラー		—	—		3	4		5	4.5
配合粒度（加積通加重量百分率%）	30　mm		100	100	—	—	—	—	—	—
	25　mm	70～100	92	98	100	100	100	—	—	—
	20　mm	55～90	73	82	95～100	96	98	100	100	—
	13　mm	—	—	—	70～90	75	79	95～100	95	100
	10　mm	30～70	52	59	60～83	71	73	75～95	89	94
	5　mm	17～55	42	37	42～67	52	51	55～75	60	63
	2.5　mm	10～42	31	30	30～53	41	34	38～58	43	45
	0.6　mm	5～28	14	16	15～30	19	22	21～36	26	27
	0.3　mm	3～22	7	11	9～22	11	13	13～25	16	15
	0.15 mm	—	—	—	4～14	7	7.5	6～16	9	9
	0.074mm	1～10	3.2	3.3	3～7	5.1	5.3	4～8	6.2	6.4
マーシャル特性値	アスファルト量(%)		4.3	4.5		5.2	5.5		6.0	6.0
	密度(g/cm³)		2,326	2,284		2,402	2,331		2,394	2,321
	安定度(kg)	400以上	630	730	600以上	1.040	1.030	600以上	1,070	1,345
	空隙率(%)	3～10	9.2	7.3	3～6	4.7	4.2	3～5	3.8	3.8
	フロー値(1/100mm)	15～45	24	27	15～40	37	28	20～40	30	33
	飽和度(%)		51.1	57.6	65～80	71.9	74.5	75～85	78.4	77.9
	残留安定度(%)	75以上	82.4	86.0	75以上	86.7	86.9	75以上	86.7	87.7
	突固め回数(回)	50			75			75		

表－9　型式別橋梁数（暫定側のみ）

		RC橋	PC橋	PC橋+RC橋	鋼橋	計
大三島	本　線	2(1)	2	1	2	7
	ランプ	1	1	—	—	2
伯方島	本　線	4(1)	—	1	—	5
	ランプ	1	—	—	—	1
合　計		8	3	2	2	15

注：（　）は本線橋ではあるが、ランプの線形のために、バチ形に拡巾されている橋の数を示す。

4．陸上部橋梁

4.1 計画

橋梁計画地点の地質は概して強度の風化花崗岩地帯であり、部分的に貫入岩または転石が存在する。著しい軟弱層はないが、谷部には第4紀の堆積層が分布している。上部工の型式別に分けた橋梁数は表－9の通りである。このほかにオーバーブリッジが大三島側に3橋、伯方島側に2橋あり、いずれもPCホロースラブである。ランプ部分も含めた橋梁延長は、大三島側894 m、伯方島側406 m、計1,300 mであり、陸上部道路延長に占める割合は約18%である。

また橋梁の概要を表－10、表－11に示す。

表－10　大三島側陸上部橋梁

橋　名	橋長(m)	支間割(m)	上部工	橋台	橋脚	基礎	主な比較検討案
第1大三島ランプ橋	102	(16.6+17+16.65)×2	RC3径間連続ホロースラブ2連	箱型 扶壁	壁式	杭	PC2径間連続ホロースラブ 鋼3径間連続非合成桁
第2大三島ランプ橋	171	(28+28.5+28)×2	RC3径間連続合成桁2連	逆T	T型	直接 杭 ケーソン	鋼3径間連続非合成桁 鋼単純合成桁+PC4径間連続桁
永江川橋	60	14.6+15+15+14.65	RC4径間連続ホロースラブ	逆T	2本柱	直接 杭 (深礎含)	PC3径間連続桁
第1甘崎高架橋	105	32+41+31.7	鋼3径間連続非合成桁	逆T 箱型	T型	直接	鋼単純合成+鋼単純トラス+鋼単純桁 RCアーチ
第2甘崎高架橋	60	29.5×2	PC2径間連続合成桁	扶壁	T型	直接 杭	RC4径間連続ホロースラブ
第3甘崎高架橋	102	25+25.5+25.5+25	鋼4径間連続非合成桁	逆T	T型	直接 杭	PC4径間連続合成桁 RC連続ホロースラブ
大川橋	68	18×2+30	RC2径間連続ホロースラブ+PC単純合成桁	箱型 扶壁	T型	直接	RC4径間連続ホロースラブ
八股川橋	80	31.1+23+23.1	PC3径間連続合成桁	逆T	ラーメン型	直接	RC5径間連続ホロースラブ RCアーチ
瀬戸高架橋	146	5×16+4×16	RC5径間連続ホロースラブ+RC4径間連続ホロースラブ	扶壁	2本柱	直接 杭 (深礎含)	鋼連続非合成桁

表—11　伯方島側陸上部橋梁

橋　　名	橋長(m)	支間割(m)	上部工	橋台	橋脚	基礎	主な比較検討案
第1伊方高架橋	79	15.668×5	RC5径間連続ホロースラブ	逆T	2本柱	直接	PC単純合成桁3連 PC3径間連続変断面箱桁
第2伊方高架橋	61	20×3	RC3径間連続ホロースラブ	逆T 中抜	2本柱	直接 杭	PC単純合成桁
第3伊方高架橋	155	(17+19+17) +(20+40+20) +20	RC3径間連続ホロースラブ +PC3径間連続変断面箱桁 +RC単純ホロースラブ	逆T 箱型	2本柱 T型 ラーメン型	杭 ケーソン	PC単純箱桁(等断面) +RC連続ホロースラブ PC3径間連続箱桁(等断面)+RC連続ホロースラブ
西側川橋	15	14.7	RC門型ラーメンホロースラブ	ラーメンの脚	———	杭(深礎)	RCボックスカルバート RC単純ホロースラブ PC単純桁
神田川橋	35	17×2	RC2径間連続ホロースラブ	逆T	2本柱	杭 (深礎含)	PC単純合成桁
第1伯方ランプ橋	61	15×4	RC4径間連続ホロースラブ	逆T	T型	直接 杭	PC単純合成桁2連

4.2 下部工の施工

(1) 基礎

直接基礎は現地盤からの掘削深さが3～6m程度のものが多い。支持地盤が露出すると、明らかに良好な岩盤である場合を除き、平板載荷試験を行い、地耐力を確認した。地盤が土砂や粘性土を含み、やや軟弱な場合は砕石または割栗石を30cm厚に敷均し、岩盤の場合は20cm厚の均しコンクリートを施工した。傾斜地等で支持地盤が部分的に不良となっている場合は、その部分を捨コンクリート（D配合）によって置換えた。

一般に直接基礎は、下部工からの外力が直接地盤に伝達されるので、機械による必要以上の掘削を避け、底面の整形は入念に行い、掘削部分の排水は速やかに行う等、支持地盤の強度を確保するために十分な注意を払って施工した。

杭基礎は全て場所打杭であり、ϕ 1.0mのものはベノト工法によった。杭長は10m前後の比較的短い杭が多い。N値50付近を一応杭基礎の支持地盤と考えていたが、N値がそれ以上であってもベノト機による掘削は可能なようである。ただし地下に転石層が存在する場所があり、ハンマーグラブで処理できない時は、ビットを落下させて転石を破砕するのであるが、それでも施工不可能な箇所については、直接基礎、深礎またはオープンケーソン等に変更せざるを得なかった。

深礎はϕ 1.6m、2.0mおよび3.0mの3種類を施工した。深礎基礎を有する橋台および橋脚は全部で6基あるが、その内4基はベノト杭が変更になったものである。

瀬戸高架橋3P（ϕ 2.0m）では掘削は主にピックハンマーによったが、転石、岩盤等の掘削にはダイナマイトを使用した。掘削土砂はバケットで搬出し、鉄筋を吊込み、グラウト注入を行い、コンクリートを打設した。ライナープレートは全て埋殺しである。

オープンケーソンは第二大三島ランプ橋2P（ϕ 7m、ℓ＝7m）と第3伊方高架橋8A(8.2×8.2、ℓ＝12m、2基）の2か所である。刃口金物は転石とD級以上の岩盤の掘削を考慮し、砂れき用を用いた。掘削方法は第二大三島ランプ橋の場合、主に人力掘削とクラムシェルの併用であるが、第三伊方高架橋では小型のバックホウをケーソン内に降して掘削し、クラムシェルで土砂を搬出した。湧水は比較的少なく、4インチの水中ポンプ1～2台で充分に水替えができ、また沈下に際して圧縮空気によるジェット工法も有効であった。

表—12　ケーソン基礎の平板載荷試験結果

	ジャッキ容量(t)	極限支持力度(q_{max}×1.5)(t/m²)	①許容支持力度(t/m²)		②地盤反力度(t/m²)		②／①	
			常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
ϕ7.0m	10	212	71	106	42.2	67.0	0.59	0.63
8.2×8.2m	30	636	212	318	69.2	93.8	0.33	0.29

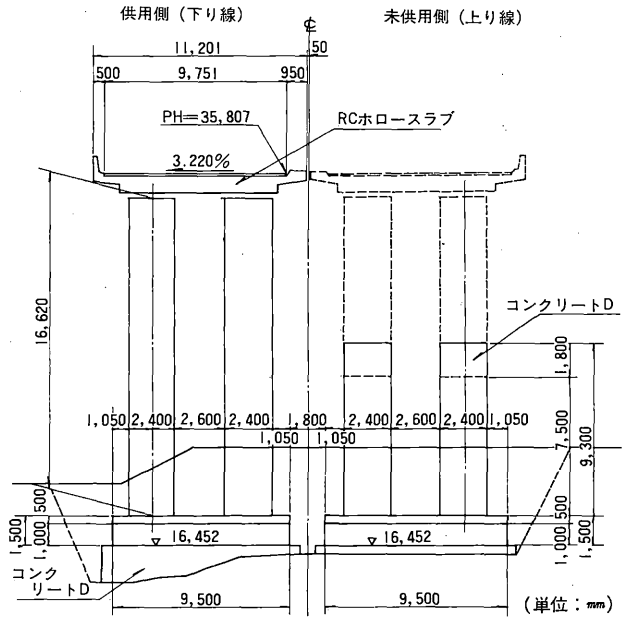
(2) 橋脚および橋台

本工事は暫定施工であるので、未供用側の下部工の施工が、供用側の構造物に影響を与える場合は、現時点で未供用側も施工することとした。この場合、橋脚は鉄筋の継手位置まで施工し、将来の継手区間となる約2mの部分を貧配合のコンクリート(D配合)で被覆した。

橋台はランプ橋の二・三の橋台以外は、全て未供用側の橋台と一体になっているため、四車線分を完成させた。

鉄筋はSD30でϕ 13～32mmまでを使用し、型枠はメタルフォームと合板を状況に応じて使い分けた。

フーチングコンクリート（B_{2-1}）の打設はシュートまたはポンプ車、橋台軀体および橋脚のコンクリート（B_{1-1}）は主にポンプ車で打設した。使用したコンクリートはそれぞれの島内の生コン製造業者（各島2社ずつ）の製品である。大三島側のあるコンクリート打設の場合、90体の供試体破壊試験に基づいた結果では、標準養生における強度の平均値が10日目にほぼ240 kg/cm² (＝σ_{ck})



図—11　第一伊方高架橋4P

に達し、28日目には280kg/cm²以上であった。生コン車の3台目、20台目および40台目間で特に差はなかったが、現場養生との比較では、現場養生の供試体（6体）の平均値がσ_{28}=260kg/cm²とやや低目であった。

(3) RCホロースラブ橋およびオーバーブリッジ

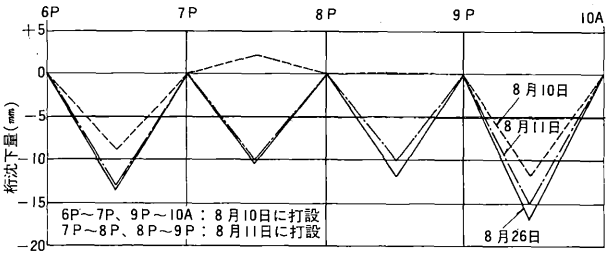
土工工事で施工した構造物には、このほかにRCホロースラブ橋とオーバーブリッジがあるので、以下に述べる。

RCホロースラブ橋では、支保工は安全性の高い鳥居型ビティー枠による全面支保工で施工した。ただし神田川橋2P～3A間のみ、橋下道路の確保等の理由から、ペコガーダーを用いた。ビティー枠の場合、橋下は整地後必ず平板載荷試験を行い、床版コンクリート打設後の沈下量の把握を行ってから、シートパイルまたは角材を敷並べ、支保工を立上げた。永江川橋の例をあげると、ビティー枠近傍の地盤に作用する荷重は6.9t/m²であるが、平板載荷試験で、その2倍の13.8t/m²を載荷しても、地盤の沈下量は0.42～0.72mmであり、しかも載荷後2分以内に沈下の進行は止まっている。従って床版コンクリート打設後の最終沈下量（4～17mm）は殆ど型枠、支保工の変形等によると思われる。支保工の足回り、ブレース材および部材と部材が重なる部分等は特に念入りにチェックすべきであろう。

コンクリートの打設はポンプ車によった。円筒型枠は打設時に偏圧や大きな浮力を受けるので、コンクリートは上下2層に分けて打設し、また円筒型枠の固定は、鋼製バンドとボルトによるのであるが、1本のボルトには1t以上の力が作用するため、固定点では必ず鋼製バタ角を介して反力を分散させるように注意した。

さらに連続桁の場合、必ず支間部分を支点上付近より先に打設することにより、打設後の沈下のために、桁に予想外の応力が入ることを防いだ。このときの施工打継目には金網(5mm×5mm)を用いた。桁の沈下量は全径間測定し、特に打設中に異常な沈下が生じた場合に、早朝に発見できるよう人を配置した。瀬戸高架橋（9径間）の場合、最終的な沈下量は7～18mmであり、打設4時間後の沈下量は、最も遅いものでも最終沈下量の60%以上に達した。

瀬戸高架橋の6P～10Aは8月中旬にコンクリートを打設したが、プラント能力は時間当り公称75m³に対し50m³程度が限界であったため、遅延型減水剤を用いて有効であった。コンクリート打設後は養生マットを敷き、配水を行って湿潤養生に努めた。



図—12　瀬戸高架橋（6P～10A、16.0m×4）桁沈下量

オーバーブリッジはPC斜材付π型ラーメン橋とPC三径間連続桁の2型式である。π型ラーメンの場合、コンクリート打設は下部工、外側斜材、内側斜材、中央径間部、側径間部、床版コンクリートの順に施工した。

緊張作業は主桁については、PC鋼線(12—φ7)をフレシネジャッキで両引きし、外側斜材についてはPC鋼棒(φ23)をセンターホールをジャッキで片引きした。支保工は5橋ともビティー枠を用いたが、本線内であるため、H鋼を利用して5m×5m程度の空間を確保し、工事用道路とした。

4．あとがき

陸上部工事は、昭和51年9月より昭和54年3月まで、2年7か月を要し、土工事、橋梁上部工工事、舗装工事と施工を進めてきた。その間、現場状況等による工事変更も多く、10件の工事のうち、6件の工事において、諸々の状況により工期延期を要したが、無事、工事を完了したことに対し。ご尽力いただいた工事関係者に深く感謝します。

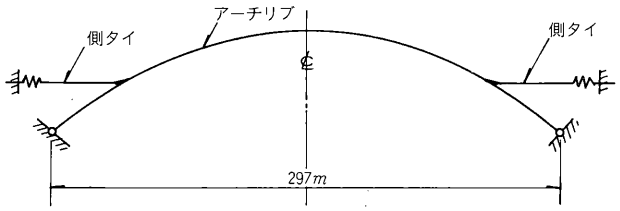
大三島橋架設時の耐風対策

On the Methods of Controlling Wind Induced Oscillations during Erection Stage in Omishima Bridge

今治工事事務所　大三島支所　工事長付　山岸一彦
Kazuhiko Yamagishi

1．まえがき

本橋の主構造系は2ヒンジアーチリブの約$\ell/6$点を側タイで橋台に固定し、この点の橋軸方向の変位を拘束する特殊な構造系をなしている。(図－1)このため、活荷重による曲げモーメントはアーチリブと側タイの交点部を支点とした支間200 mのアーチを考えた曲げモーメントのように小さくなる。またアーチリブには高強度の材料(S M58)を使用している。以上の2点の理由により、本橋は桁高3.55 m(アーチ支間の1/84)というスレンダーな構造の設計を可能にしているが、その反面アーチリブの剛度はその支間長に比べると小さくなり、荷重に対する変形特性は大きくなる。



図－1　大三島橋構造基本系

本橋の架設はアーチリブ、支材、横構を斜吊工法で張り出し架設するもので、その規模は既往の実績を上廻るものである。斜吊工法によりアーチを閉合した後、斜吊設備を撤去し、全体系としては2ヒンジアーチとなる。それから側タイおよびその区間の支柱、横桁、横構の架設を行い、側タイをアーチ橋台に固定する。さらに側タイ部床組を架設し、そして中央タイおよびその区間の床組、ハンガーを1パネルづつ交点部より中央に向って架設してゆき、床組を閉合する。以上の架設段階の中で、本橋の全体剛性は構造上の特徴から側タイを橋脚に固定して初めてその所定の剛性を有するものであり、斜吊時や、またアーチ閉合後でも側タイが橋台に固定されていない2ヒンジアーチのときには、アーチ全体は変形し易い。また耐風性の面からみても、この段階の固有振動数は小さく、架設時の風による振動の問題を検討しておく必要があった。したがって、工程上は側タイの橋台への固定を台風の到来する時期の前に行うよう配慮し、また架設段階のうち剛性が最も低下するアーチ閉合直前の斜吊系について風に対する特性と耐風対策の方法を検討するため風洞実験を行った。本報告ではこの風洞実験の概略を述べ、さらに施工時の各段階での実際の強風記録、強風による本橋の挙動、また台風時の耐風対策などについて以下に述べる。

2．架設時の耐風対策の検討

2.1 仮設備の耐風設計

ケーブルクレーン設備、斜吊設備などの仮設備の設計は静的設計で行っており、それらの基本とするところは、ケーブルクレーン設備については、クレーン構造規格、斜吊設備などについては本四連絡橋耐風設計基準によっている。しかし安全率などの設備の安全性についての考え方は、事故の重大性を考慮して永久構造物のそれと同等程度としている。

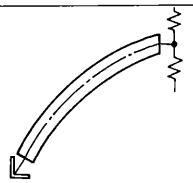
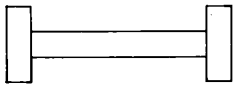
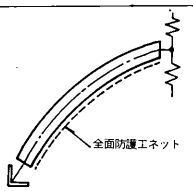
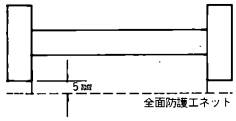
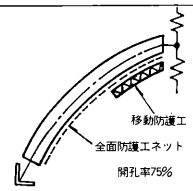
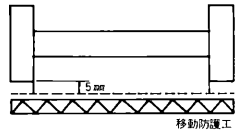
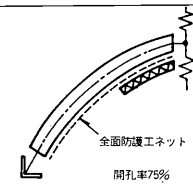
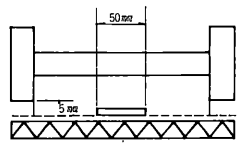
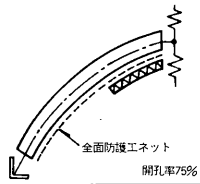
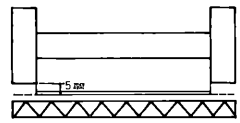
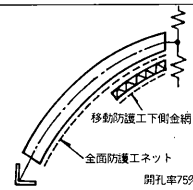
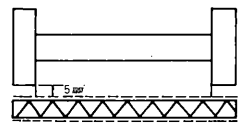
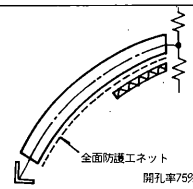
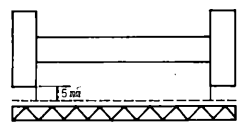
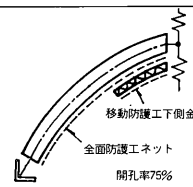
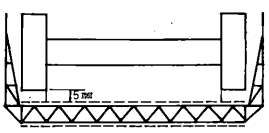
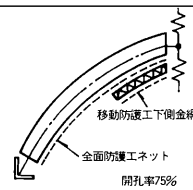
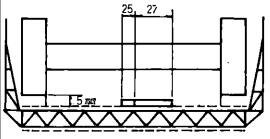
2.2 風洞実験

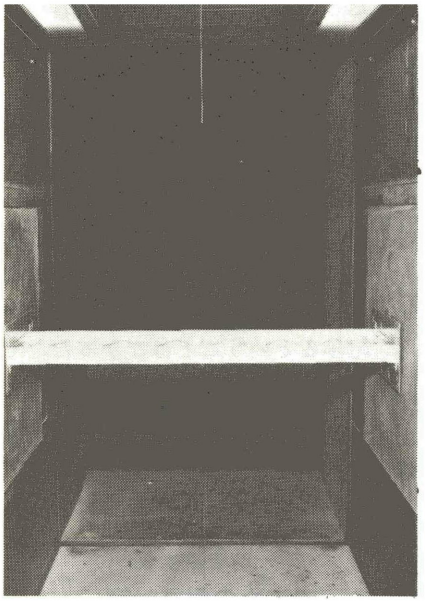
前述のごとく、本橋の各部材剛度が同スパンのそれに比して低く、特にアーチリブについては架設中の耐風安定性が問題になるところから、橋体の防振対策をあらかじめ検討しておく必要があった。防振対策としては付加減衰器により防振する方法として、a)油圧ダンパーを用いる方法　b)斜面を利用してその上においたブロックの摩擦を利用する方法　c)付加設備による空気力学特性の改善などが考えられたが、結局、現実的な解決方法として、c)の方法を主体とした検討を行った。以下の実験は架設中のアーチリブの空気力学的特性を知るとともに、主として安全設備として取りつけた防護工を利用して、その空力特性を改善するということを主眼として行ったものである。表－1に実験ケースおよび結果の一覧表を示す。

風洞実験は2次元模型(縮尺1/60)(写真－1)のバネ支持実験を行い、発振風速や動的揚力係数C_{LD}を測定し、その後アーチ閉合直前の斜吊状態を想定した三次元模型(縮尺1/62.5)(写真－2)によるバネ支持実験を行った。三次元模型実験はアーチの曲弦の影響を考慮し、移動防護工および全面防護工、そしてそれに装着するネットの開孔率の影響、また付加減衰量や空気力学的改善による振動防止などについて検討した。このほかにも、参考としてアーチリブ1ブロックの単材の吊上げ時の振動についても検討した。ここでは、その内のいくつかを報告する。

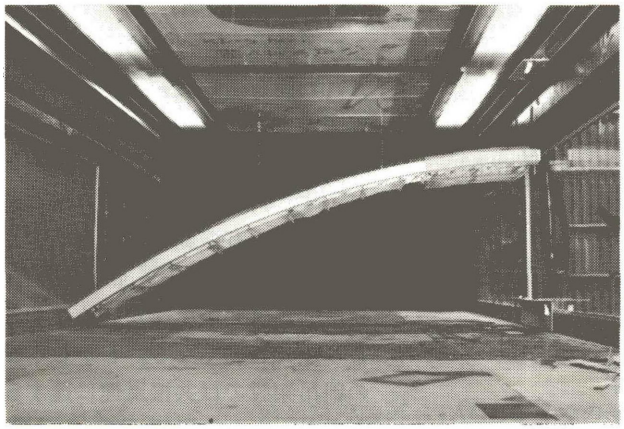
図－2および図－3は二次元風洞実験で模型断面が単

表—1　風洞実験結果一覧表（三次元模型実験）

No.	側面図	断面図	模型の最大両振幅(mm)（実橋 m）	対数減衰率 δ	その他	備考
1			58.0 (3.63)	δ =0.016	——	防護工が全くないとき
2			10.0 (0.63)	δ =0.070	ネット開孔率 17.0%	全面防護工のネットのメッシュを変えたとき
			16.0 (1.00)	δ =0.039	ネット開孔率 39.7%	
			20.0 (1.25)	δ =0.031	ネット開孔率 75.0%	
3			10.0 (0.63)	δ =0.024	——	全面防護工のネットと移動防護工があるとき
4			5.0 (0.31)	δ =0.026	——	全面防護工ネットの中央にシートを付けたとき
5			14.0 (0.88)	δ =0.050	——	全面防護工ネット全面にシートを付けたとき
6			10.0 (0.63)	δ =0.024	移動防護工下側金網なし	移動防護工下側に金網をはったとき
			13.0 (0.81)	δ =0.024	移動防護工下側金網開孔率75%	
			12.5 (0.78)	δ =0.032	移動防護工下側金網開孔率50.6%	
			10.5 (0.66)	δ =0.051	移動防護工下側金網開孔率6.3%	
7			9.5 (0.60)	δ =0.023	偏角 θ =−10°	偏角 (Yawing Angle) のあるとき
			8.0 (0.50)	δ =0.023	偏角 θ =+10°	
8			19.0 (1.19)	δ =0.035	——	移動防護工設計変更後の実験結果
9			11.0 (0.69)	δ =0.032	——	移動防護工の床上面を部分的にふさいだときの実験結果



写真－1
二次元風洞実験模型
（複合断面）



写真－2　三次元風洞実験模型

体のものを複合断面（実橋断面）のものである。共振のときの無次元風速$V/f\cdot h$は前者で約8、後者では共振振幅のピークが2つの山に分かれているが7～9で、ほぼ一致している。作用空気力を

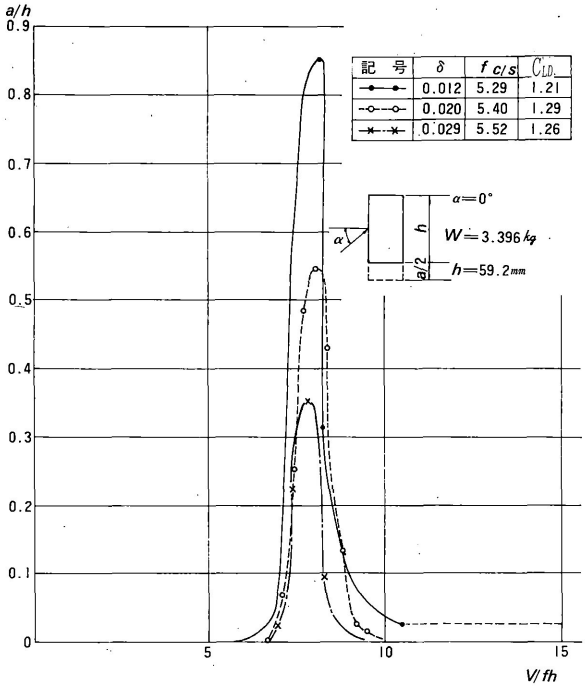
$$P=Qsin\,wt、\ Q=\frac{1}{2}\rho\cdot v\cdot C_{LD}\cdot A$$

と仮定したときの係数C_{LD}を動的揚力係数と呼ぶと、C_{LD}と構造減衰（対数減衰率）δおよび振動振幅aの間には一定自由度系の振動と仮定

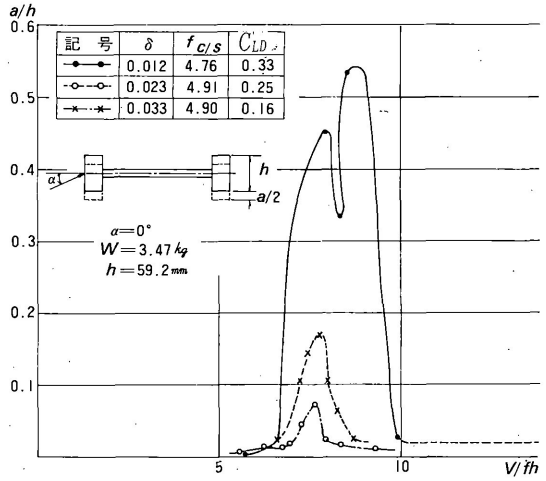
$$C_{LD}=\frac{M\cdot w^2}{\frac{1}{2}\rho v^2 A\pi}(a\cdot\delta)$$

の関係がある。ここに、ρ：空気密度$(0.12kg\cdot sec^2/m^4)$、v：共振風速(m/sec)、A：風の受圧面積(m^2)、w：共振振動数(rad/sec)、M：模型の質量$(kg\cdot sec^2/m)$である。実験で構造減衰δを変化させたところ、単体のものはC_{LD}が一定で比較的この仮定にあっているが、複合断面のC_{LD}はδが大きくなると小さくなる傾向があり、またその大きさは単体のC_{LD}の1/4～1/8と小さい。

図－4は空力特性におよぼす全面防護工および移動防護工の影響を三次元模型により検討したものである。防護工がない場合、共振は無次元風速で6.5位から始まり



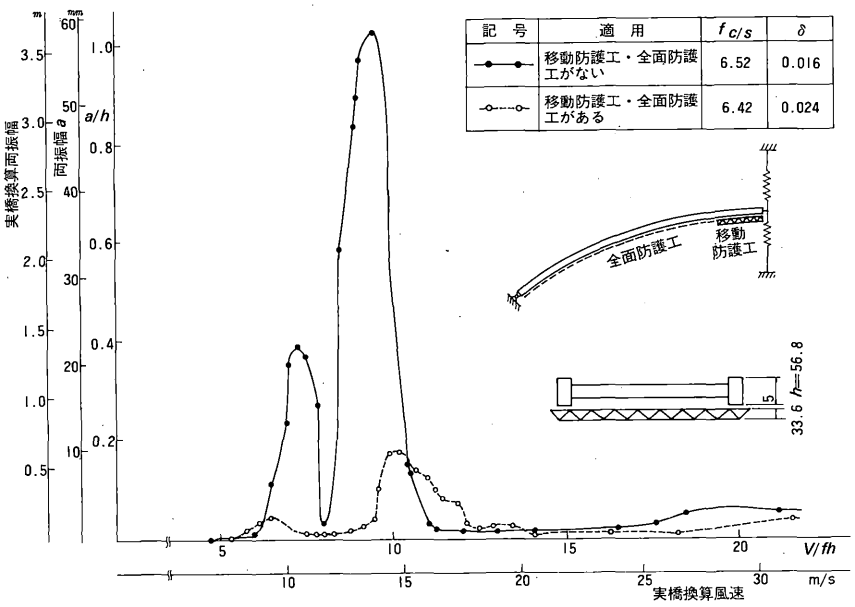
図－2　構造減衰を変化させたときの二次元風洞実験結果
（矩形断面$h/b=2/1$）



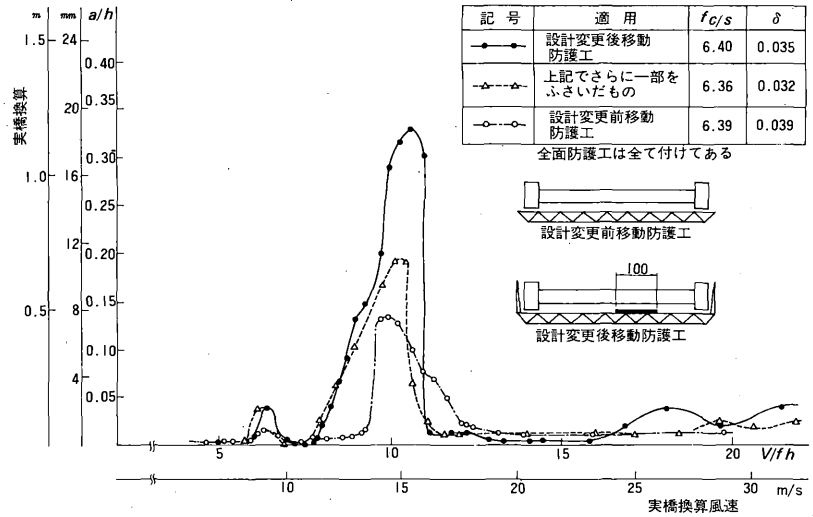
図－3　構造減衰を変化させたときの二次元風洞実験結果
（複合断面）

2つのピーク、$V/f\cdot h=7.5$および$V/f\cdot h=9.5$をもつが、防護工を付けると防護工がない場合の最初のピークはほとんどなくなり、共振は$V/f\cdot h=9.5$付近より始まり、$V/f\cdot h=10$で最大となる。また防護工を付けたために構造減衰は$\delta=0.024$となり防護工がないときの1.5倍と増加しているが、これに対して共振振幅は防護工があるときは$a/h=0.17$で、ないときの$a/h=0.98$と約1/6に小さくなっており、防護工により大きく空力特性が変わり、これにより共振振幅が小さくなっていると思われる。

図－5は移動防護工の両サイドにネットフェンス（高さ5m）を立てることに変更したため行った実験で、ネットフェンスの空力特性におよぼす影響は大きく変更後の共振振幅は変更前に比べて約2倍となり、実橋換算で1.2mにもなる。また変更後の移動防護工の中間部をふさい



図－4　三次元風洞実験結果、移動防護工・全面防護工の応答振幅への影響



図－5　三次元風洞実験結果、応答振幅への移動防護工変更の影響

だところ、この空力特性におよぼす影響も大きく振幅は約1/2になっている。

風洞実験の結果では、橋体は斜吊時に風によってかなりの振幅で振動する可能性を示していた。しかし、経験的に知られる限り、規模は異なるが同様な斜吊工法による架設で風によって大きな振動が起きるということはなかった。そこで、当面、風による動態観測を注意深く行い、異常が認められたら直ちに対応できるよう、あらかじめ対策を立てておくということで架設工事は進めた。

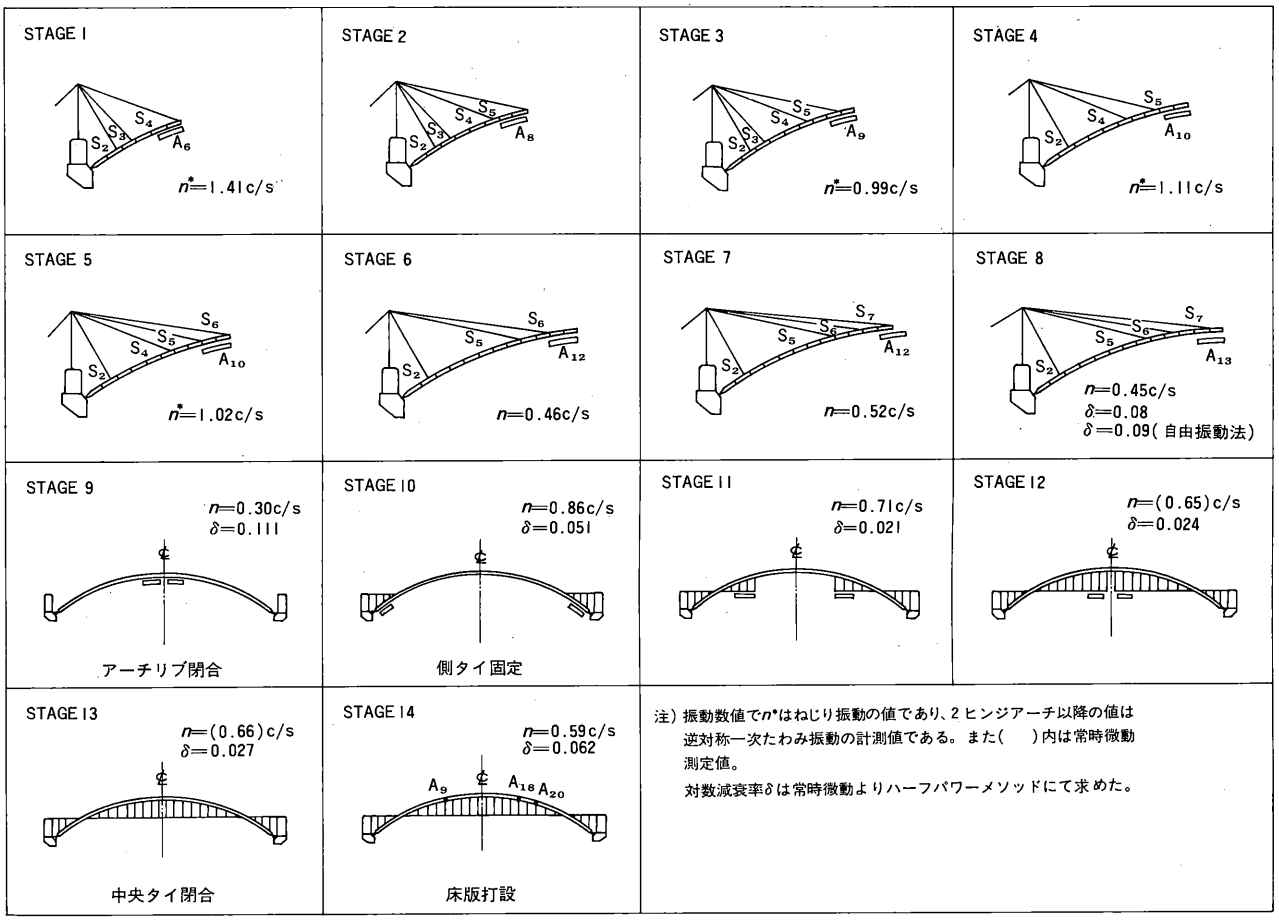
3．工事中の耐風対策

架設段階およびその段階で計測された固有振動数$n(c/s)$、対数減衰率δを図－6に示す。また各架設段階における強風記録を表－2に示す。斜吊時には斜吊段階が進むにつれ固有振動数の値は小さくなり、全体剛性が小さくなる一方、耐風的には共振風速が低くなり、より振動し易くなる。しかし本橋の斜吊架設では共振風速に達するような、大きな風速の風が吹かなかったこともあるが、風によって風洞実験で発生したような、大きな振動は起きなかった。この理由として、1)斜吊最終段階(STAGE 8)での対数減衰率が$\delta=0.08$ということからわかるように斜吊時の減

表－2　架設時の耐風記録

	計測段階	計測期日	10分間平均風速最大値	瞬間風速最大値	強風時の振動計測				備考
					両振幅(鉛直)	振動数	計測時風速	測定箇所	
斜吊段階	STAGE 1	53 2.10	12 m/s	14 m/s	3 mm	1.41*c/s	7	アーチ張出し先端	季節風
	2	2.28	16	26	—	——	—	〃	春一番
	3	3.10	14	18	11	0.99*	15	〃	季節風
	4	4.9	9	12	10	1.11*	6	〃	
	5	4.16	8	13	1	1.02*	7	〃	
	6	4.25	8	11	20	0.46	7	〃	
	7	5.9	6	9	8	0.52	6	〃	
	8	5.9	6	9	20	0.45	7	〃	
2ヒンジアーチ	9	6.21	12	17	65	0.29	12	A20	台風3号
側タイ固定	10	8.3	—	29	110	0.85	15	A18	台風8号
中央タイ張出し	11	9.15	—	30	80	0.74	15	A18	台風18号
	12	——	—	—	—	(0.65)	—	—	
中央タイ閉合	13	——	—	—	—	(0.66)	—	—	
床版打設後	14	54 2.17	—	—	40	0.56	17	A 9	季節風

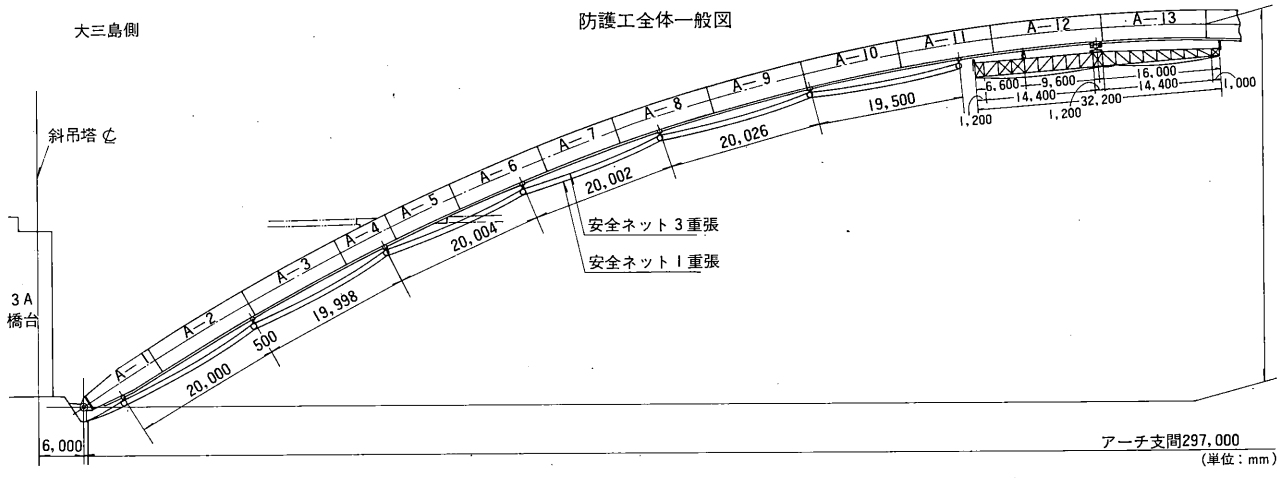
振動数の計測値の内＊印はねじり振動であり2ヒンジアーチ以降の振動は逆対称一次たわみ振動である。(　)内は常時微動測定値



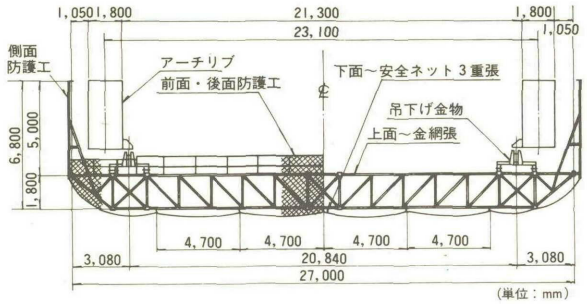
図－6　大三島橋架設時の計測段階

衰が大きかったこと、2)斜吊段階のSTAGE 5までの風による応答は主にねじり振動とみられ、鉛直たわみ振動に比べ、ねじり振動が卓越しているようであったこと、3)アーチリブ全体の振動よりは斜吊索の部分的な振動がよくみられたように斜吊索の影響があること、4)自然風と風洞実験の風の性質の違いなどが考えられよう。実橋の振動が当初予想されたほど大きくなかったことから、本橋では斜吊時、そしてその後の架設段階においても全体系に対する防振対策は特に行わず、耐風対策としては、個別に、風により飛散しそうな物の固定あるいは撤去を行った程度である。

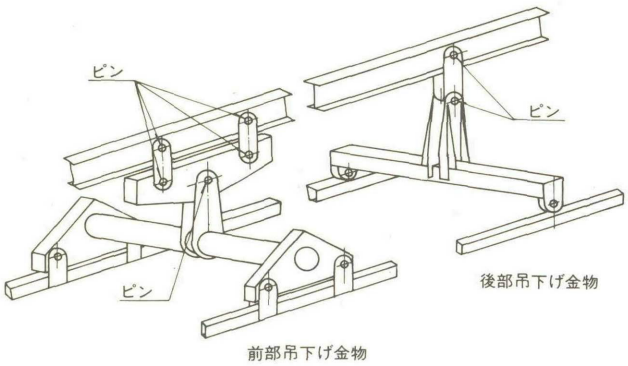
台風は架設段階でSTAGE 9、10、11に来襲した。(表-2参照) 耐風対策としてはSTAGE 11 (写真－4参照) のときの台風18号に対して、移動防護工にストームケーブルを張ったことがあげられる。移動防護工は斜吊時にはアーチリブの下のレールに固定してある (図-7a.b.c.参照) が、中央タイの張り出し時にはタイがワイヤーでぶら下っている状態で風に対して完全に固定されていない。(図-8参照) そこで後者の場合、耐風対策として移動防護工とタイおよびアーチリブの間にストームケーブルが



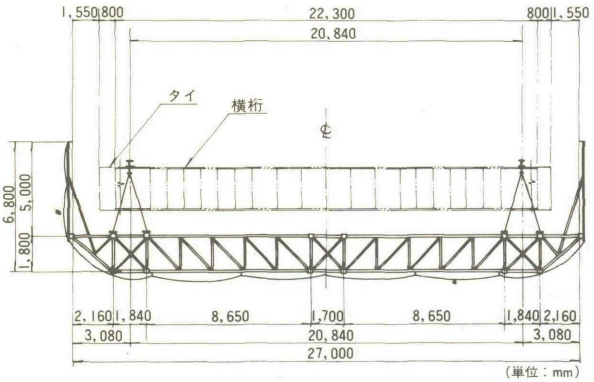
図－7a　アーチリブ架設時の移動防護工取付状態



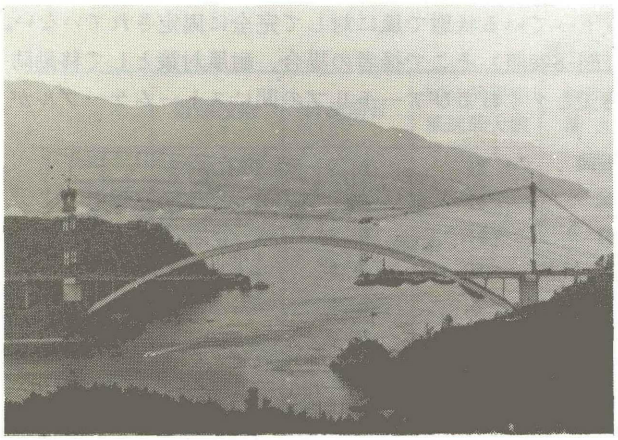
図－７ｂ　移動防護工正面図



図－７ｃ　吊下げ部詳細図

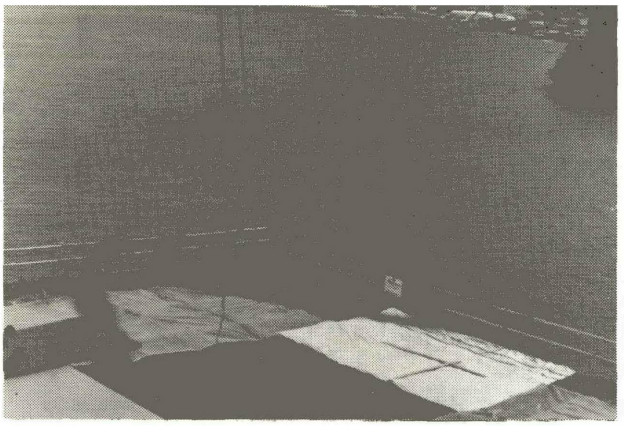


図－８　中央タイ架設時の移動防護工取付状態

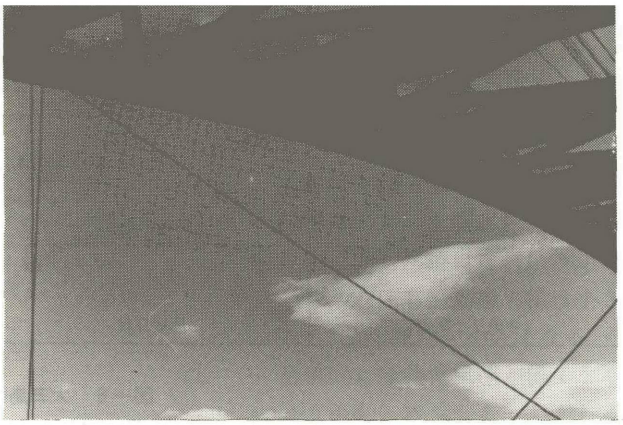


写真－３　中央タイの架設 53.9.25
（STAGE 11より１パネル架設を進めているところ）

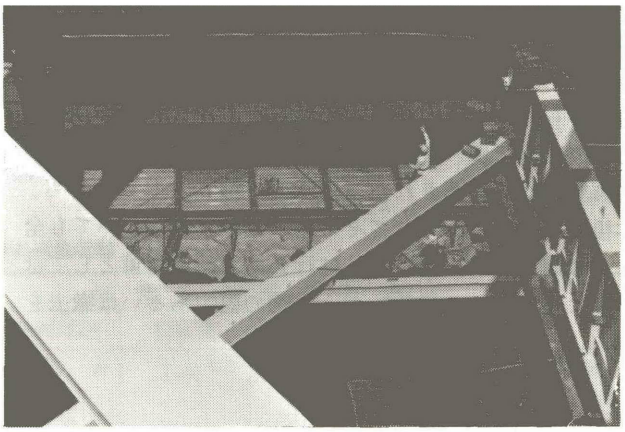
張られた。(写真-4,5,6) 台風時にはかなりの風が吹いたが、(表-2)いずれの場合も受けた被害は軽微で、アーチリブ上の検査路の防護ネットが一部破損した程度であった。



写真－４　移動防護工の台風対策（その１）53.9.16
移動防護工の先端とアーチリブの間のストームケーブルの張り渡し



写真－５　移動防護工の台風対策（その２）53.9.16



写真－６　移動防護工の台風対策（その３）53.9.16
移動防護工とタイとの間のストームケーブルの張り渡し

４．あとがき

大三島橋工事では、耐風問題に関して風洞実験、各架設段階での強風時の振動記録、常時微動法による計測などにより一連のデータが得られており、現在データの解析中である。本報告ではその一部を載せたが、詳細は別の機会に報告したい。

大三島橋の塗装

Anti-Corrosion Systems of Omishima Bridge

第三建設局　計画課長　**村上憲司**
Kenji Murakami

1．まえがき

大三島橋の上部工工事における防錆処置の技術的な特徴としては、次のようなものがあげられる。

1) アーチリブ本体塗装は、工場で5層、現場でその上2層の重塗装を施している。他の部材は工場で上塗まで全部施した。
2) 部材継手部に工場塗装を行い、現場での部材継手に防錆処理高力ボルトを採用した。
3) 床組の吊材にP.W.S.を1格点当り2本採用し、その防錆にテープ被覆をした。

以上の特徴のうち、2)については本誌'78年10月号に詳述してあるので、本稿では1)、3)について述べる。

2．本体塗装

2.1 塗装概要

本四連絡橋は海上橋であるので、その腐食環境はきわめて厳しいものがあり、鋼橋の防錆防食対策には特別な配慮が払われなければならない。

本橋の塗装は、アーチリブ、タイおよび鉛直材の外面は5層を工場、2層の現場の計7層塗（本四塗装基準、No.2塗装系）、内面については5層の工場塗装（本四塗装基準、No.10(1)塗装系）をしている。

上記以外の部材については、全て工場塗装をしている。

一般部、継手部の塗装仕様を表－1に、支承部のそれを表－2に示す。また、塗装面積を表－3に示す。

2.2 塗装工事

(1) 塗装一般

1)工場塗装

工場塗装における作業手順を図－1に示すが、その要領は以下の様なことである。

a) 複雑な構造の隅や突出部に於ては、ハケで先行塗装を行い、その他の所はエアレス塗装を行う。
b) プライマーは、素地調整後、2時間以内に塗装する。
c) その他の塗料は、それぞれ、前回の塗膜が充分乾燥し、定められた塗装間隔内で塗装する。

塗装分担および使用塗料は、部材製作分担と同じとし、大三島側は東亜ペイント塗料により石川島播磨重工業㈱新宮工場、伯方島側は日本ペイント塗料により㈱横河橋梁製作所大阪工場である。

2)現場塗装

表－1　本橋の塗装仕様

面	層数		仕様	膜厚(μ)	塗装間隔	一般部 アーチリブ、タイ鉛直材	一般部 左記以外	継手部
外面	下地処理	1次	原板ブラスト HBSK 5611 無機ジンクリッチ プライマー	20	h:時間 d:日	工場	工場	工場
		2次	製品ブラスト	—				
	第1層		HBSK 5603 厚膜型無機ジン クリッチペイント	75	48 h 以上			
	2		JISK 5633 1種 短バク型エッチング プライマー	10	1～ 12 h			現場
	3		HBSK 5604 フェノールジンククロ メートペイント	30	12 h ～ 7 d			
	4		HBSK 5601 フェノールMIO （中塗）	60	16 h 以上	工場		
	5		〃 〃 〃	〃	48 h 以上			
	6		HBSK 5602 塩化ゴム系 （中塗）	35	— 24 h 以上	現場		現場
	7		〃 〃 上塗	25	—			
内面	下地処理	1次	厚板ブラスト HBSK 5611 無機ジンクリッチ プライマー	20		工場	工場	工場
		2次	—	—				
	第1層		HBSK 5609 タールエポキシ または HBSK 5610 タールウレタン	110 (90)	24 h ～ 10 d			現場
	2		〃 〃	〃 (〃)	〃			
	3		〃 〃	〃 (〃)	〃			
	4		JISK 5492 1種 アルミニウム ペイント	15	—			

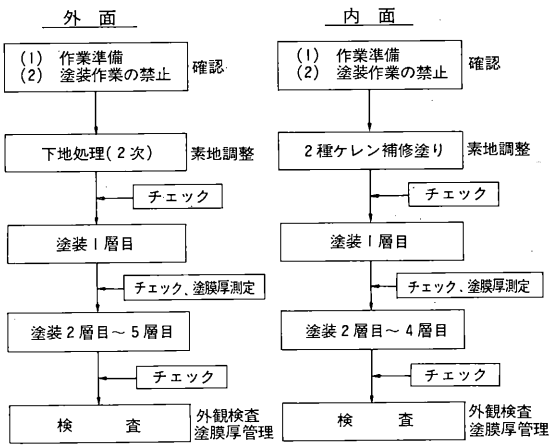
（ ）：継手部

表－3　塗装面積

区分 / 部材名	工場塗装 (m^2) アーチリブ、タイの外側	アーチリブ、タイ以外の外側	ボックス内側 (マンホールのあるもの)	継手部	コンクリートの接触面	現場塗装 (m^2) 一般部	外側の継手部	ボックス内側の継手部
アーチリブ	6,693.55		14,839.09	3,673.13		6,693.55	755.59	1,094.34
横構		368.54	674.52	202.14			54.26	49.52
橋門構		251.10	476.00	74.97			18.43	17.60
アーチリブ横構支材		3,939.55		632.16			298.16	
タイ	2,253.08	22.08	335.83	755.25	287.04	2,253.08	219.21	153.82
支柱		315.50		86.70			58.76	
吊材	28.16		25.60			17.92		
横桁		4,148.07	639.76	951.40			373.82	19.05
縦桁		9,699.82		751.70			392.88	
対傾構		768.71		47.80			48.60	
床組横構支材		1,881.74	3.03	275.26			195.21	3.42
公共添架物用金具		344.64					5.39	
維持管理用金具	66.92	50.00				46.99	2.01	
その他			6.91					
合計	9,041.71	21,789.75	17,000.82	7,450.51	287.04	9,011.54	2,422.36	1,337.75

表－2　支承の塗装仕様

層数	仕様	膜厚 μ	塗装間隔
下地処理	パワーツール処理（Pt3以上）		
第1層	JIS K 5623～5625 鉛系サビ止めペイント1種	35	24 h 以上
2	〃 〃	〃	〃
3	〃 〃	〃	48 h 以上
4	HBS K 5601 フェノールMIO（中塗）	60	〃
5	HBS K 5602 塩化ゴム系	35	24 h 以上
6	〃 〃	25	



図－1　塗装作業手順

表－4　現場塗装工程

名称	数量 m^2	年	53							54		
		月	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
アーチリブ下側面	7,446											
アーチリブ上面												
タイ・横桁・縦桁等	タイ 2,646 他 1,069											
箱桁内継手部	1,337											
タッチアップ・清掃				上横構・支材			タイ・横桁・縦桁等			箱桁内面		

現場塗装は、表－4に示す工程で以下のような要領で実施した。

a)　現場塗装は、全てハケ塗りで施工する。

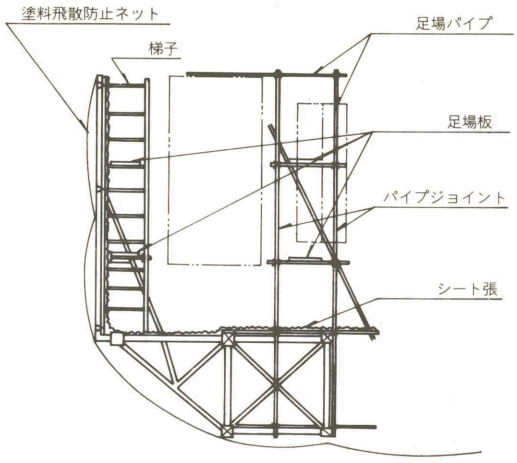
b)　塗装作業足場は、図－2の足場計画に基づき、塗料その他の落下物が無い様充分留意して行う。

c)　塗装のインターバルは、前回の塗膜が充分に乾燥したことを確認の上、次の工程に移る。

作業分担は、アーチリブ、タイとも、今治側は石川島播磨重工業㈱、尾道側は㈱横河橋梁製作所であり、塗料は工場塗装と同じである。

(2)　塩分付着

本橋の製作工場は、大阪府堺市および広島県呉市であるので、部材運搬には架橋地点まで5日間の海上輸送を要する。



注）パイプ、梯子はクランプ、番線で移動防護工および桁に確実に固定する。足場板は防護工の移動に伴いパイプの高さを調整して、常に水平に保つ。

図－2　塗装足場

また、現場搬入後、現場塗装にとりかかるまでに6か月を経過する部材も生ずる。

その間における海塩粒子の付着量によっては、層間剥離の原因ともなる。

従って、現場塗装に先立ち、塩分付着量の測定を行っている。

その試験方法としては簡易法と炎光分析法の2測定法を行っているが、以下にその方法と結果について述べる。

1)試料採取方法

a)　測定場所を50cm×50cmの正方形にマスキングテープで仕切る。

b)　脱イオン水を200cc用意し、その中60ccをビーカーにとる。

c)　たたんだガーゼをビーカーの脱イオン水に湿らせ、テープ仕切した測定面をていねいにぬぐう。
ぬぐうに当っては、向きを90°ずつ交差させる。
その際、ビニール手袋をし、測定面外に出たり、水をたらすことのないように注意する。

d)　ガーゼをビーカー内の脱イオン水でよくすすぐ。
このc)d)の操作を繰り返し行う。

e)　ビーカー内の水を広口ポリビンに移す。

f)　b)～e)の作業をあと2回繰り返し、合計3回行う。

g)　使用したガーゼを試料液と共に広口ポリビンに入れる。

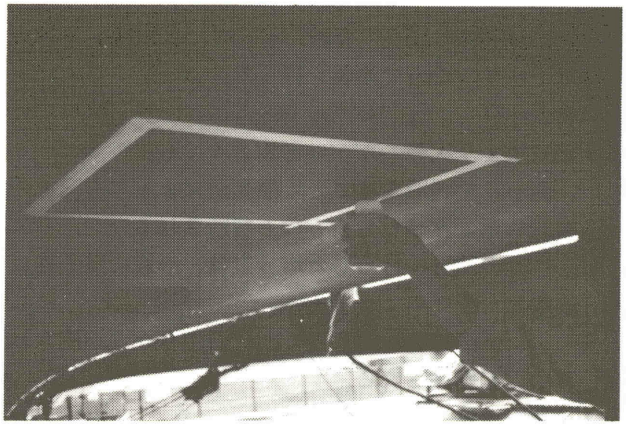
h)　残りの脱イオン水20ccを用いて手袋とビーカーを洗い、試料液に加える。

試料採取状況を写真－1に示す。

2)付着塩分量の定量方法

(A)簡易法

a)　採取した200ccのポリビン試料に5%のクロム酸カリウム溶液を2cc入れる。
その溶液は黄色になる。



写真－1　試料採取状況

b)　10%規定の硝酸銀溶液をコマゴメピペットで2.1cc加えた上で充分に攪拌する。

c)　その溶液の色により以下の様に判定される。
○赤かっ色に変色……塩分付着量50mg/m²以下。
○黄色……50mg/m²以上であるので、なおd)以下の作業を行う。

d)　b)の作業を再度行う。

e)　その溶液の色により再度判定される。
○赤かっ色に変色……50～100mg/m²
○黄色……100mg/m²以上

(B)炎光分析法

採取試料を研究室に持ち帰り、No.6沪紙で沪過し、その沪液を原子吸光分光々度計によりNa炎光分析で定量する。

3)測定結果

本橋のアーチリブおよびタイにおける両測定法による定量結果を表－5に示す。

表－5　塩分付着量測定結果

部材	採取日	採取箇所	塩分付着量 (mg/m²)	
			炎光分析法	簡易法
アーチリブ	7月6日	A—17B下面	90.2	50～100
	7	—10A 〃	39.1	<50
	10	—19〃 〃	41.1	<50
	13	B—8B〃	17.8	<50
	18	A—21〃〃	63.5	50～100
	19	—7A〃	8.6	<50
	27	—4B〃	28.9	<50
	31	—23〃〃	58.9	50～100
	8 9	—2A〃（水洗前）	146.6	100～150
	10	〃 〃（水洗後）	11.7	<50
	24	—26B〃	45.0	50～100
タイ	29	T2B〃	30.9	<50
	9 1	20〃〃	62.5	<50
	〃	—21A〃	45.5	50～100
	〃	—〃B〃	47.1	<50
	8	—6〃〃	28.4	<50
	11	—7A〃	16.2	<50
	18	—17〃〃（水洗前）	329.9	200～250
	23	〃 〃（水洗後）	71.5	50～100
	29	—16B〃	89.3	50～100
	〃	—9B〃	15.4	<50
	10 11	—14A〃	18.7	<50
	12	—11A〃	7.3	<50

なお、100mg/m^2以上の箇所については、水洗いを行い、それ以下になった所で塗装を行った。

4)結果考察

測定結果より次のことがいえるようである。

a) 表－5で判明するごとく簡易法によっても、その目的は充分達せられるものと判断される。

b) 本橋の部材に付着した塩分量は、一般の海上橋に比較し、少ないようである。

構造上、風雨にさらされ易く、付着塩分が洗い流され易いためとも推測される。

(3) 補修塗装

上塗りまで工場塗装をした部材が、工場および現場に仮置き中にホコリ等により汚れた箇所、また現場塗装完了後、コンクリート打設により汚れた箇所等について補修塗装を行った。

表－6 補修塗装面積

分類	原因および箇所	面積(m^2)
補修塗装A	工場および現場仮置中にホコリ等による汚れ	
	アーチリブ支材、横構、橋門構	1,294
	対傾構	343
	添架物支材	172
	排水管	229
	現場塗装終了後、床版、地覆等のコンクリート打設による汚れ	
	側タイ上面	170
	横構ジョイント部上面	26
	横桁 〃	12
	アーチコードラテラル	61
	支材上面	11
	IBグレーチングの錆による汚れ	
	横梁	193
	現場仮置時の受台とのタッチ面の汚れ	9
	架設時に足場用留金具および足場材等による汚れ	1
	計	2,521
B	工場および現場仮置中に傷のついた部分	
	電気ボックス上面	3
	排水管	1
	床組沓	0.5
	仮置時に支点となったため、傷のついた部分	
	アーチリブ	2
	架設時に足場用留金具および足場材等によった部分	
	アーチリブ	0.5
	計	7
C	斜吊金物による吊環付近の傷	28
	吊環補剛板切断による傷	3
	架設時の台付ワイヤー、シャックル等による傷	
	アーチリブ	4
	支材・横桁	1
	ラテラル	0.5
	タイ	0.5
	計	37

それを以下のように分類し、その補修面積を記す。

1)補修塗装A

上塗に傷がついたがＭＩＯは傷めていない補修塗装。

2)補修塗装B

ＭＩＯに傷がついたが、鉄板までは傷がついていない補修塗装。

3)補修塗装C

鉄板まで傷がついた場合の補修塗装

以上の補修塗装面積を表－6に示す。

3．吊材の防錆

3.1 防錆計画

本橋は、中路アーチ橋であるので、支間297mの内、アーチリブから床組および床版の吊り下げられる径間が209.10mある。

その吊材にϕ5×169本のP.W.S.(平行線ケーブル)を1格点当り2本使用している。

吊材の諸元を以下に示す。

(1) 1格点 ϕ5×169本のP.W.S.2本

(2) 吊材総数 n=32格点×2本=64本

(3) 吊材長 ℓ=4,631～23,155m

(4) 吊材総延長 $L \fallingdotseq 1{,}000\,m$

(5) 吊材断面積 $A=\frac{\pi}{4}\times 0.5^2\times 169=33.2\,cm^2$/本

(6) 設計荷重

	死荷重	活荷重	計
一般部(t/本)	75	54	129
Exp部(t/本)	87	56	143

(7) 破断荷重 $Pu=16t/cm^2\times 33.2=531t$/本

構造上、この吊材の重要性ははなはだ大きく、また、その防錆処理も重要な問題である。

その処理方法として、ゴムまたは金属ライニング、プラスチックラッピング等、種々検討した結果、以下の理由により本材には防錆テープを巻き、その上にアルミカバーの被覆とした。

1) 他方法に比し、経済性が見られる。

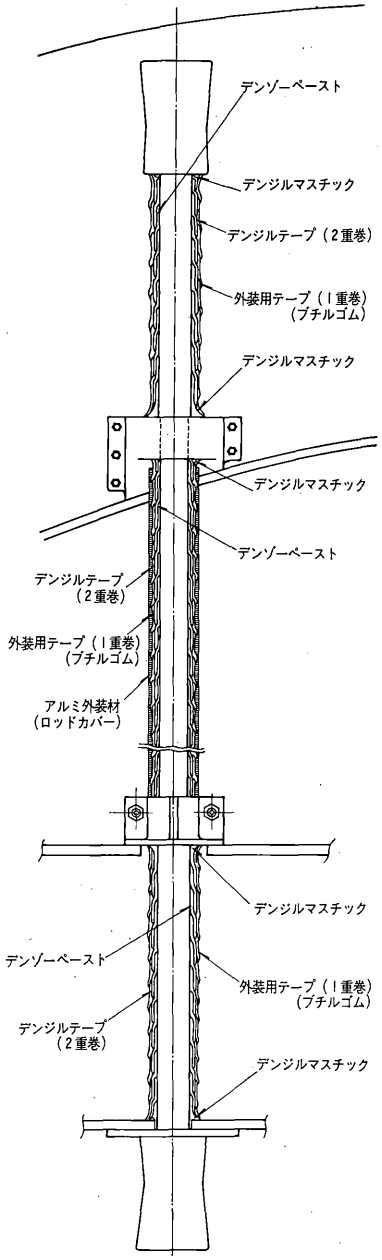
2) 防錆テープの使用実績としては、橋梁のケーブル系統に限っていえば広島県新王泊橋のケーブル補修に使用されている程度であるが、石油パイプ等の海洋構造物には古くから多くの実績があり、被覆切開観察においてもかなりの防錆効果が期待できる。

3) 吊材の伸びを考えた場合に、死荷重の載荷後の施工が望ましいが、本方法は床組、床版構築後でも施工可能である。

4) 防錆テープのみでは美観上好ましくないが、外層をアルミカバーで被覆することにより本体塗装色と同一となり、景観を損なわない。

5) 他方法に比し、防錆テープ、アルミカバーが損傷しても交換が容易である。

その防錆処理要領を図－3に示す。



図－3　防錆処理要領

3.2　防錆テープの性能

(1)　組成および性能

本防錆に計画した防錆テープ（デンジルテープ）は、英国のウインアンドコールス社が1930年以来製造販売しているものであり、わが国でのその使用実績は前述した。

その組成は、ペトロラタム、タンニン、不活性シリカ等特殊発錆抑制剤を主成分とする混合剤をナイロンの織布にしみ込ませ、テープ状にしたものであり、色は濃カーキ色で常に粘性を有している。

防錆原理は、蒸発も硬化もしない上記混合剤を金属の表面に密着、貼付けることにより、常に粘性を保っている約1㎜の層が形成される。これが腐食の原因となる水分と空気が金属表面へ接触することを遮断するというものである。

表－7にデンジルテープの物理・化学的性能を示す。

表－7　デンジルテープの物理・化学性能

吸水率	0.1%
水分透過率	3.25×10^{-9} g/h/cm²/mm Hg
体積固有抵抗	$5\times10^{12}\,\Omega$cm　500VDC
耐電圧	デンゾーテープ層にＰＶＣテープを巻いた場合、12KVによるホリデーテストが可能。
抗張力	11kg/25mm
熱伝導率	0.2Kcal/mh°C
粘着力	常温の室内で50mm径のパイプを水平におき、その上側の半周に50mm幅のテープの一端を付着し、テープの他端に2.2kgのオモリを懸垂させてもテープはずり落ちない。
可使温度・施工温度	－5℃～45℃
環境温度	55℃まで
引火点	450°F（232°C）
燃焼点	550°F（279°C）

(2)　伸び追随試験

吊材がP.W.S.であるので、荷重載荷による伸び量は下記のごとく多大なものである。

吊り材長さ(m)	伸び量(mm)
4,631	10
23,155	50

一方、それに対する防錆テープの性能は、表－7の物理・化学的性能の粘着力にその関連が見られ、また、温度等により伸縮の大きくなるパイプラインの曲管においてその実績があり、それは定性的には、伸び追随の性能は認められるが、定量的に本吊材の伸びに対して考えた場合には不確定なものである。

そのため、本テープが吊材の弾性伸縮に追随して伸縮し、吊材との付着面で剥離し、テープ間でズレが生じないかどうかの確認を目的として、以下の試験を実施した。

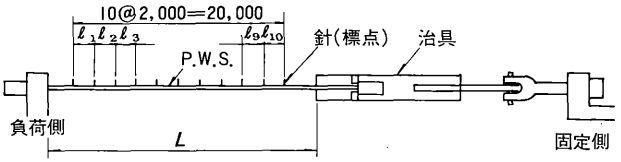
1)　試験日時：昭和53年10月6日

2)　試験場所：広島県呉市寿工業㈱

3)　試験機：寿工業㈱所有の1700tアムスラー型引張試験機

4)　試験方法

a)　試験機は、口元間隔が約28mと長く、直接P.W.S.の両口元を試験機にセットできないため、図－4のごとく治具を製作してセットした。



図－4　伸び追随試験

セットした吊材に20tの初期張力を導入後、防錆テープを吊材全長に巻きつける。

b)　計測器でピンホールチェックを全長にわたり行う。

c)　防錆テープ上に図－4のごとく2m間隔に標点を11か所設置する。（写真－2参照）

d)　アムスラーで所定の張力（20t～220t）まで引張し、図－4の間隔をコンベックス（0.5㎜まで）およびスチールテープで測長する。

e)　ピンホールチェックを計測器で行う。また、ソケット基部のズレを目視で確認する。

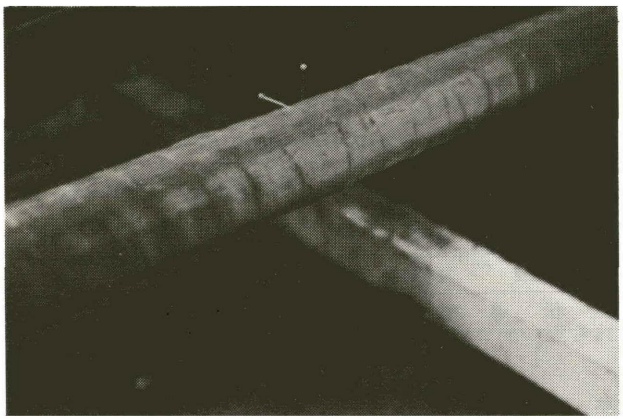
f)　張力を初期張力まで落し、d)e)の計測を繰り返す。上記計測を合計5回繰り返す。

5)　試験工程

試験工程を表－8に示す。

6)　試験結果

a)　吊材の伸び量



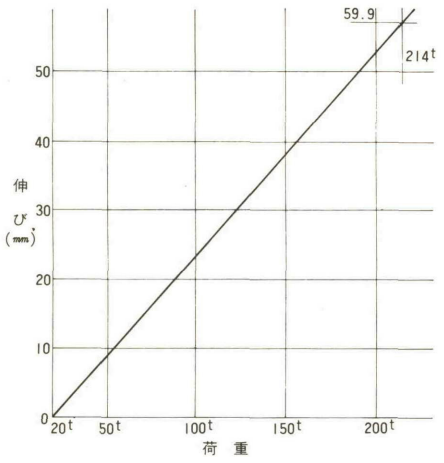
写真－2　伸び追随試験状況

表－8　伸び追随試験工程

項目＼月日	9/27	28	29	30	10/1	2	3	4	5	6	7
治具製作											
P.W.S.搬入											
試験準備											
試験											
P.W.S.再巻取り											
送り返し											

本試験にとりかかる前に実施したP.W.S.荷重試験（P.W.S.各素線に張力および長さのバラツキがないか、確認のために素線にワイヤーストレインゲージを貼布し、引張試験を行った）における荷重－伸び曲線を図－5に示す。

同試験の詳細は本題と離れるので、別の機会に譲りたい。



図－5
荷重～伸び曲線

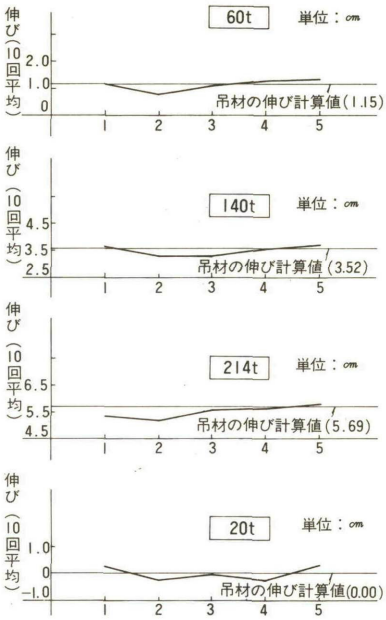
b)　テープの伸び試験結果

荷重段階を　20→60→140→214→20t　として、5回繰り返しての各測点におけるテープの伸び試験結果を図－6に示す。

なお、ワイヤーの伸びは図－5によったものである。

7)　試験考察

a)　伸縮性に関する考察



図－6
吊材と防錆テープの伸び

測定方法が、針の間隔をコンベックス定規で測るという簡単な方法であるので、計画当初より0.5㎜程度の読み取り誤差のバラツキは予測したが、それは測点数および回数を多くとることでバラツキの均一化を計った。

図－6でわかるように、試験結果も標準偏差は張力に比例するものでなく、測定回数毎に均一の値が出ているため、やはり防錆テープとP.W.S.とは密着して伸縮したと考えられる。

いいかえれば、テープが吊材の伸びに追随せぬなら、張力値の大きい状態では当然誤差が大きく出るものと考えられるからである。

従って、試験結果のバラツキは読みとり誤差が大半であり、他の要因として考えられるのは、テープは粘性体であるため、表面では吊材に追随するのに時間差が出るためと考えられる。

b)　気密性に関する考察

本試験においては、防錆テープを50%のラップで巻きつけた。

ピンホールチェックでは、最初に検出された1点が最後まで検出された以外、ピンホールは見つからなかった。

これも最初の施工時のテープのなでつけ不良によるものであり、伸縮回数に伴なってピンホールが増加することはなかった。

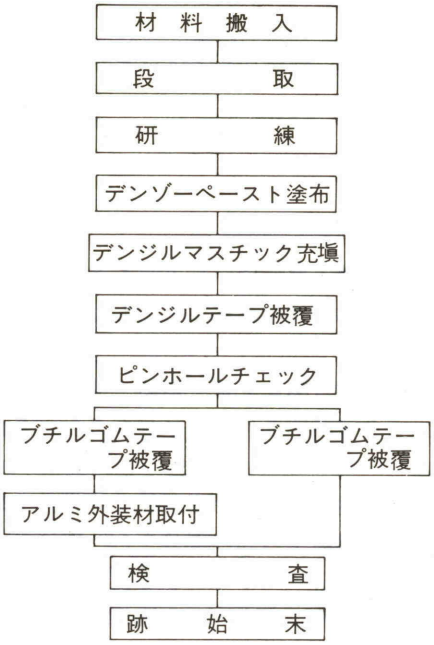
3.3 防錆工事

吊材の防錆工事は、図－7に示す作業手順で尾道側、今治側の2パーティに分かれて　54年1月10日～2月15日に実施した。

図－7に示す主要な工程および被覆材料の仕様を以下に述べる。

1)　研練

粉化物汚れを入念に除去する。



図－7　吊材防錆作業手順

2）　防錆ペースト塗布

ペトロラタムを主成分とする流動性の下塗材をウェスで吊材表面に均一に充分塗布する。

3）　防錆テープ被覆

巾100㎜、厚さ1.1㎜のナイロンに、ペトロラタム、タンニン、不活性シリカ等特殊発錆抑制材を含浸させ、それを50％のラップで被覆する。

なお、巻き終った後に、テープの表面をよくなでつける。

4）　ピンホールチェック

テープ被覆が不完全であると、その防錆効果ははなはだ薄いものとなるので、防錆テープを巻き終ったところで吊材1本毎に全長にわたってピンホールチェックを行う。

方法としては、8,000Vの電流を流し、その感電の有無により確認した。

その状況を写真－3に示す。

5）　アルミ外装材取付

外面に、アルマイト処理及び粉体焼付塗装した長さ2.5ｍのアルミカバーをϕ4.8㎜のブラインドリベットで取付ける。



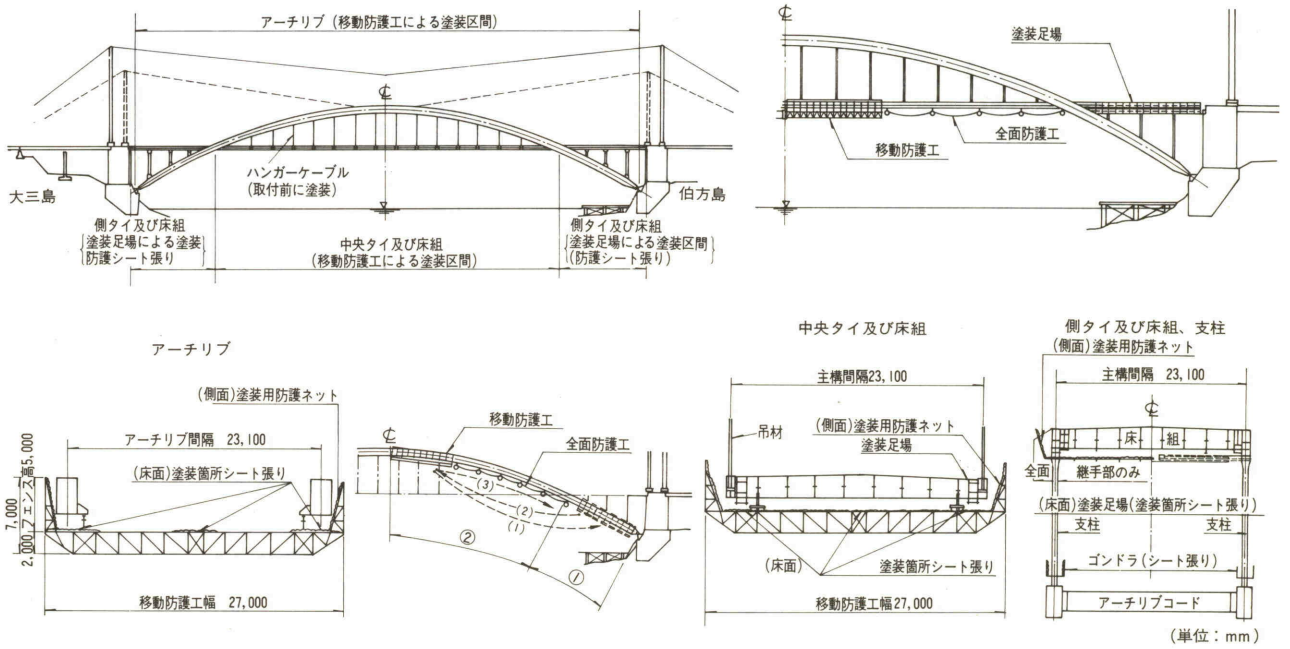
写真－3　ピンホール　チェックテスト

4．安全対策

本架橋地点の鼻栗瀬戸は、可航巾240ｍの屈曲した狭隘な水道であり、最大潮速8㎏、潮の干満差4ｍのはなはだ自然条件の厳しいところである。

また、当瀬戸は、本土の三原ないし尾道と四国の今治をむすぶ旅客船の主航路であるため、日に300隻を越す船舶がひっきりなしに航行している。

その海面の上空40～60ｍでの作業であるので、その安



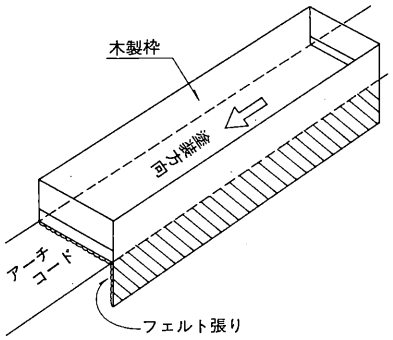
図－8　塗装作業安全要領

全対策には万全の処置をした。

現場塗装における作業要領は図－8に示すごとく、下面には架設作業にも使用している移動防護工、全面防護工の上に、シートを塗装箇所に張り渡している。

また、側面には、塗料粒子が付着する網目の細かい塗装用防護ネットを建てている。

アーチコードの上面の塗装時には、移動防護工、全面防護工の徹去した後の施工となるので、塗料飛散防止のため、図－9に示す要領とした。



図－9
アーチコード上面の塗装作業安全要領

吊材の防錆作業要領は図－10に示すごとく、吊りゴンドラにより昇降作業をし、吊材足下には、金網囲いした防護柵を設けている。

なお、両作業共、風速10m/sec以上の強風時には作業を中止した。

5．あとがき

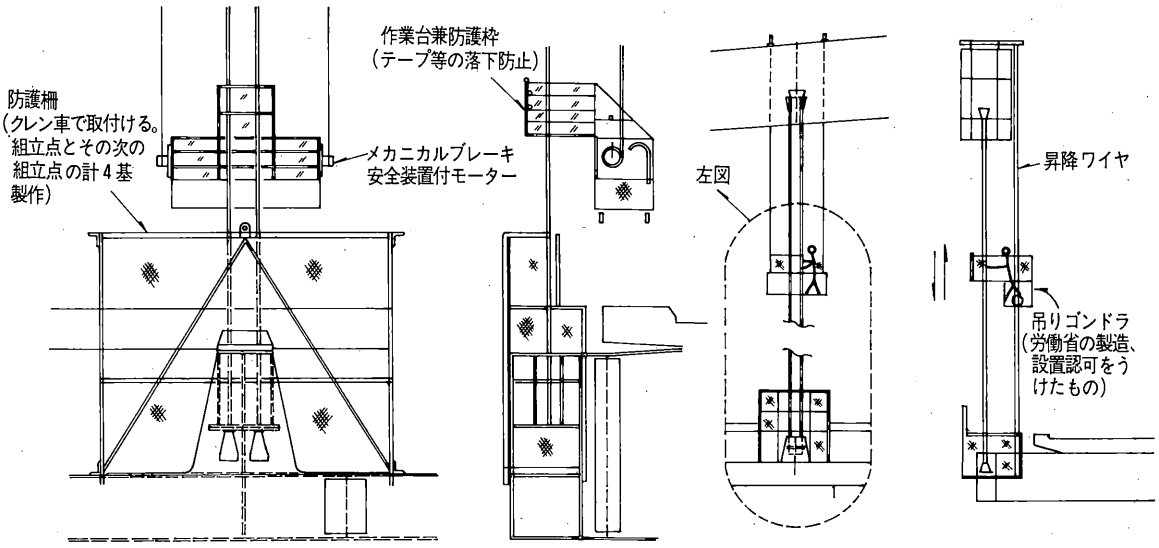
大三島橋の防錆工事について述べてきたが、本体塗装にしても、また、吊材の防錆にしても、今まで、実績の浅いものである。

特に吊材の防錆に関しては、本橋で実施した工法も性能面において今後解明されなければならない点があるように思う。

現地においては、一種の暴露試験も兼ね、ハンガーカラーより下、吊材足下の90cm部分を、外観に支障の無いところでもあるのでアルミカバーを被覆せず、デンジルテープの上にブチルゴムテープを被覆しているのみである。

中央タイのすぐ上でもあるので、テープは足場なしで造作なく剝がせる箇所であり、修復も容易である。

後日、機会ある毎に剝がし、P.W.S.の裸の状態を確認できる訳で、その観測結果が今後の大いなる参考になろうと思う。



図－10　防錆作業安全要領

大三島橋の床版と橋面舗装

Floor Slab and Pavement of Omishima Bridge

今治工事事務所　工務技術課長　山県　守
Mamoru Yamagata

今治工事事務所　大三島支所　工事長付　福本 英一郎
Eiichiro Fukumoto

1．まえがき

本橋の床版工事は、昭和53年7月からの床版の骨組となる鋼格子の架設を皮切りに、コンクリート打設、舗装等の施工を行い、54年3月に完了した。

これらの工事の特徴としては、

1) 床版の基本構造に、現場施工の型枠、鉄筋等の組立てを必要としない鋼格子床版を採用し、現場作業の省力化を図った。
2) コンクリートは、床版死荷重の軽減のため、粗骨材に人工軽量骨材を用いた軽量コンクリートとした。
3) 舗装厚を40㎜にして、床版コンクリート表面の平担性をきびしくした。
4) 本四橋面舗装基準(案)、昭和52年3月、で検討された改質Ⅱ型アスファルト混合物を全国で初めて舗設した。

等をあげることができる。

以下、大三島橋の床版工事と舗装工事について報告を行う。

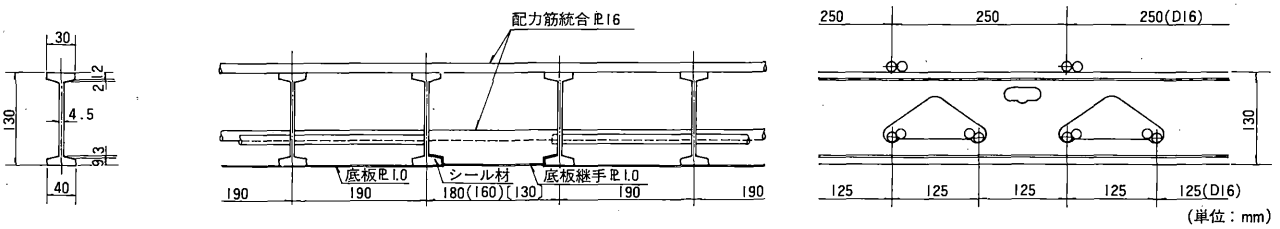
2．床　版

床版は周知のとおり、軽量で耐久性にすぐれ、活荷重等による変形を均一化し、舗装に悪影響を与えない構造が望ましいが、経済性、施工性も十分考慮したうえで形式決定しなければならない。

本橋の場合は、これらの事項を表—1に示すとおり検討した結果、床版形式を鋼格子床版（形鋼床版）に決定した。鋼格子床版の断面図を図—1に示す。

表—1　床版形式比較表（単価：50年3月）

検討事項＼床版形式		RC床版	I形鋼床版	鋼床版
使用設計基準		道路橋示方書	グレーチング設計要領(某社)	道路橋示方書
仮定死荷重 (t/m²)	床版	0.380	0.380	0.180
	舗装	0.173	0.173	0.173
	計	0.553	0.553	0.353
床版厚(mm)		200	170	12
床版材料 (t/m²)	コンクリート	0.360	0.306	——
	鉄筋	0.041	0.010	——
	舗装	0.092	0.092	0.092
	その他	0.008	0.073	0.167
	計	0.501	0.481	0.259
	鋼材	0.049	0.083	0.167
床版全体重量(D.L) t		0.501×6.500m² =3.257	0.481×6,500m² =3.127	0.259×6,500m² =1.684
主構に対する影響(全体鋼重) RC床版を基本にした場合	床組死荷重 (t/m)	11.83	−0.21	−2.22
	アーチ部床版	2.585	0	−114
		——	——	+1.069
	その他	1.942	0	−98
	計	4.527	0	+857
経済性		材料費、損料等込み 9千円/m² コンクリート 6千円/m²	材料費 1.5万円/m² コンクリート 0.5万円/m²	——
		計1.5万円/m²	計2.0万円/m²	4.2万円/t
施工性		クレーン不要、支保工必要、型枠転用・鉄筋加工・ポンプによるコンクリート打設等で現場工期が長い。コンクリート硬化まで車両通行不可。	1ピース形状、重量約2t型枠埋殺し、覆工板布設で車両通行不可能。関門橋等での使用実績あり。	大ブロック架設ならば工場製作のみで工期短縮。小ブロック架設ならば現場溶接の必要あり。舗装への疑問点沢山あり。
総合評価		△	◎	○



図—1　鋼格子床版断面図

3．鋼格子床版の製作・輸送

製作はＩ形鋼の切断に始まり、打抜き、配力筋との溶接、底板配材、床板スポット溶接で完成となる。製作精度は幅・長さ・直線度・そりについては±5㎜。パネル対角線は対角の誤差が対角長の2/1,000以下とした(写真－1)。

輸送は現地の工事進捗状況に合せて25回の分割輸送とした。この輸送回数は在場日数を極力少なくし、防錆対策の意味から決定したものである。



写真－1　鋼格子床版の製作中

4．鋼格子床版の架設

表－1で示したとおり、RC床版の場合は橋梁架設後型枠・鉄筋の組立て等が行われる一方、鋼床版の場合は現場溶接の工程が入るが、本橋の場合は鋼格子床版の採用によりこれらの時間を要する作業が省かれ、かつ床組材の後追い架設ができたため、作業スペースの確保、工期短縮等メリットは多かった。

架設は35t吊油圧クレーンで行い、原則として両島平行作業とし、10パネル（1工程で設置する数量）据付けに2日要した（据付け、微調整各1日)。

現場作業は工場製作された床版の継手処理と、床組との定着工事のみで非常に簡素化されたが、シール作業には相当の時間を費した。

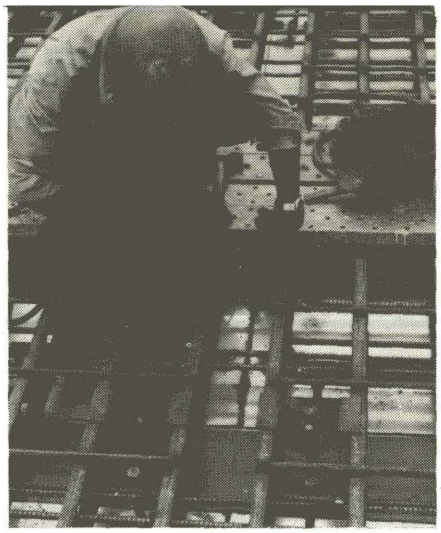
床版と床組との取合いは、縦桁および横梁に、工場であらかじめ溶接したスタッドボルトに取付金具を用いて定着した。定着状況写真を写真－2に示す。

工場で製作された鋼格子床版1パネルの大きさおよび数量は、(1,690～2,460㎜)×10,550㎜で、252パネルである。

鋼格子床版はＩ形鋼の下側継手筋が曲げと配力筋であるが、配力筋は床版架設後の挿入取付けが不可能なため、配力筋の所要数量を床版のユニットにあらかじめ挿入して、架設後所定位置に引出す方法をとった。

橋梁付属物工（排水桝、照明用配管等）の補強筋については今後検討すべきところが多い。

縦桁および横桁上は型枠がなく、床版コンクリートが直接のる構造のため、コンクリート打設時のセメントミルクの流出が懸念された。そのため、パネル重複部にスポンジを組入れ目張りとしたが、間隔が多くやはり現場シールが必要となった。

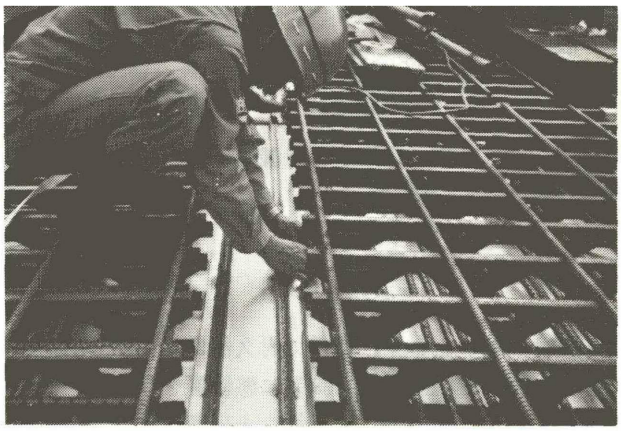


写真－2
I.Bの定着状況

現場シールを、最初コーキングガンにより実施していたが能率が悪く、アルミテープによるシールに変更した。

アルミテープによる現場総延長は約10,000である。

しかし、セメントミルクが流出した箇所がかなりあり、現場シール写真を写真－3に示す。



写真－3　現場シール作業

鋼格子床版の使用上の問題点は、塵と錆の処理、底板の板厚、溶接箇所の塗装である。

塵と錆は結論からいうと、防ぐ手段はない。架設完了後からコンクリート打設まできめ細かな清掃を繰り返すしか方法はなさそうである。積った塵や錆は雨に降られると固まり、しかも隅に溜まりやすいため、コンクリート打設前の清掃がきわめて困難になるからである。特に錆は床組の部材を汚染し、手直しに窮した。

発錆はＩ形鋼より鉄筋の方が早く、多く見られた。

本橋の場合は、圧縮空気、電気清掃機による清掃を繰り返したため、床版に有害と思われる塵、錆は少なかった。

床版の底板はハンチの部分で1.2㎜、その他の部分で1.3㎜と薄い。亜鉛めっきは施しているが、塩分による侵食はかなり早いと予想される。特にＩ形鋼と底板の接着は

スポット溶接で行っており、その上の塗装はローバル塗装だけであり、ローバルの効果期間を1～2年とすれば、この箇所の剝落が一番懸念される。

将来、底板の剝落を考えるならば、亜鉛めっき上にMIO2層程度の塗装を考慮してもよさそうである。

5．軽量コンクリート

本橋の軽量コンクリートは次の仕様で製造、打設した。

1) σ_{28}=240 kg/cm²、スランプ=5.0～8.0cm(但し現場着数値)
2) 粗骨材の最大寸法=15mm
3) まだ固まらないコンクリートの空気量=4～7%
4) 細骨材の塩分含有量=0.03%以下
5) コンクリートの単位体積重量=2.0t/m³以下

5.1 材料

(1) 粗骨材

人工軽量骨材は吸水率を一定に確保するのが難しいため、製造工場からミキシングプラントまでの搬入時間が少なく、また必要量に応じて順次搬入できることが望ましい（製造工場では骨材ビンを有して、吸水率の管理を行っている）

しかし、本現場で、各メーカーの製造工場より遠隔地にあるため前述の操作ができず、軽量骨材のメーカー決定にあたっては、コンクリート製造に関しての監督指導経験を有する者の派遣体制が確立されていた日本セメント㈱とし、銘柄はアサノライトとした。

アサノライトの品質は表－2に示すとおりである。なお骨材の最大寸法は、鋼格子床版のI形鋼上のコンクリートかぶりが34mmと小さいため15mmとしている。

表－2　アサノライトの性状

銘柄	絶乾比重	吸水率(%)	単位容積質(kg／ℓ)	浮粒率(%)	粗粒率
アサノライト	1.26	25.8	0.807	2.8	6.46

生コン工場への搬入は湿潤状態で、骨材運搬船により行った。数量の関係で2回輸送とした。

工場での管理は吸水率を24%目標としたが、単発的な工事であるため、生コン工場も骨材ビンの改善には躊躇するところであった。幸いにもコンクリート打設が11月～12月と寒期に行われたため、比較的簡易な給水設備で含水管理ができた。

(2) 細骨材

近年瀬戸内海周辺の川砂は激減し、細骨材は100%近く海砂を使用している。

本橋の場合も海砂を使用してコンクリートを打設したが、塩分含有量を0.03%と規定したため、塩除作業に多大の労力を要した。

生コン工場の海砂は、塩分含有量0.05～0.1%と仕様をクリアしないため、北条、黒石川の川砂を混合し許容値に納めている。

塩分含有量0.03%の根拠が現在では乏しく、かつ、コンクリート標準示方書でも0.1%と寛容な規定であるため、今後の検討課題であろう。

因に、塩分含有量(0.1%)の洗砂と未洗砂のm³当り単価で、1,000円以上の差が見られ、0.03%の規定に納めようとするならば、さらにこの差が拡がることが予想される。

最近は管理も容易で、価格も洗砂に較べると安い防錆剤の使用実績も多いと聞く。

今後の現場担当者の前向きの姿勢を要望する。

5.2 示方配合

示方配合は、水セメント比を3種類変えて、配合試験を実施して決定した。

設計基準強度は240 kg/cm²とし、変動係数を20%とした場合の配合強度は288 kg/cm²である、試験練りの中心配合は、現在までの実績、データー等から水セメント比を53%とした。

比較のための配合としては単位セメント量(300 kg)を固定し、スランプは規定値＋2 cmを目標として、中心配合の±5%付近の水セメント比を用いて配合を検討した。

スランプ＋2 cmは、現場着時に工場出荷より－2 cmのスランプダウンがあると考えたためである。

以上から示方配合は表－3に示すとおりとなった。

表－3　示方配合

	骨材の最大寸法(mm)	スランプの範囲(cm)	空気量の範囲(%)	水セメント比W／C(%)	細骨材率S／a(%)	単位量 (kg/m³) 水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
大三島側	15	5～8	4～7	57.3	44	172	300	769	568	0.75
伯方島側	15	5～8	4～7	57.3	44	172	300	773	571	0.75

スランプは現場着の値である。

5.3 コンクリートの打設計画

床版コンクリートの重量は、中央径間吊構造部重量の約45%を占めているため、コンクリート打設中において最大17cm程度の撓みが生じる。

このため、打設時の床版コンクリート応力が大きくなる場合があり、ひび割れ防止のため打設順序、ブロック割り、打設間隔等の検討を行い、床組、床版コンクリート双方に悪影響がない打設方法を採用しなければならない。打設ブロックは、吊材構造、伸縮装置から吊材3径間、37 mを基本として、上下線分離の16ブロックに分割した。

以下検討項目を列記する。

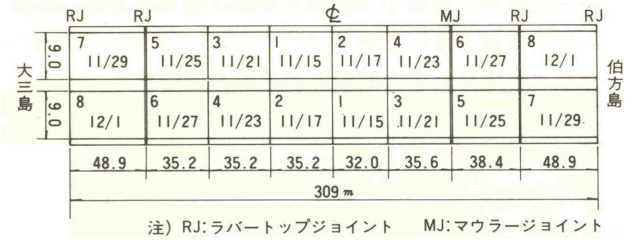
1) 打設段階ごとのスパン中央の撓みおよび、アーチの変形による既設コンクリートの引張り応力度。
2) 縦桁は、横桁部を支点とする連続桁と見なした場

合の既設コンクリートに生ずる引張り応力度

3） 尾道、今治側車線のコンクリート打設量に差ができた場合の検討

4） 生コン車の走行による既設コンクリートへの影響

以上の各項目の検討の結果、コンクリートに悪影響がおよばないとの結論に至たり、打設順序はアーチ中央よりの拝み打設で千鳥とすること、打設間隔は1日おきとすることに決定した。打設順序を図―2に示す。



図―2　コンクリート打設順序および打設日

5.4 打設機械

コンクリートフィニッシャーは、関門橋で使用実績があり、施工精度が最も良かった NP―GOMAGO―C450 を使用した。

このフィニッシャーの特徴は、

1） 全て溶接鋼フレームのため本体は堅牢で、全重量は1.76t（全長10.98 m）と軽い。

2） 牽引速度は毎分13.7 m まで可変可能。しかも各端には独立の可変油圧駆動装置を備えている。

3） 動力は油圧ポンプを駆動する8馬力のガソリンエンジンである。

4） オーガーにより余分のコンクリートを取り除き、仕上げシリンダーの高速回転で平担性を確保する。

5） 軽量であるため、移動が容易でレール等の設備が簡単。縦横断方向の高さ調整も簡単である。

なお、仕上げシリンダーの後にパンを設けていたが、逆に仕上りが悪くなったため、1ブロック使用後取りやめた。フィニッシャーを図-3,4、写真-4に示す。

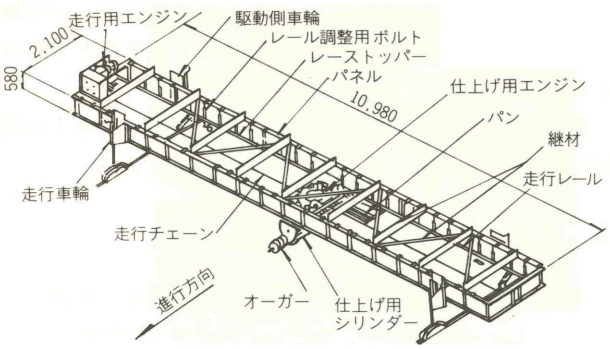
5.5 フィニッシャーの走行軌条

走行軌条には60×60の角形鋼管を使用し、地覆部と中央分離帯に敷設した。中央分離部は上下線両フィニッシャーの兼用とし、取付けは各々I形鋼上に溶接した。

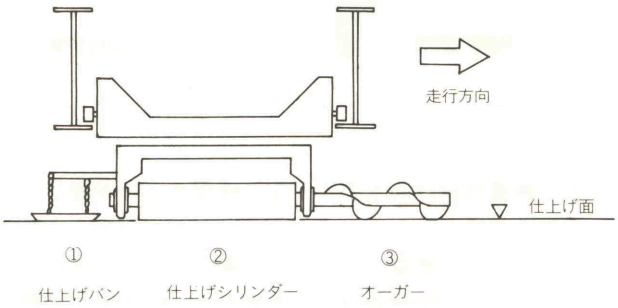
5.6 搬入路設備

鋼格子床版の項で述べたとおり、鋼格子の架設が床組の後追い架設であったため、すでに搬入路を敷設しており、コンクリート打設用においては特別に搬入路は設けなかった。

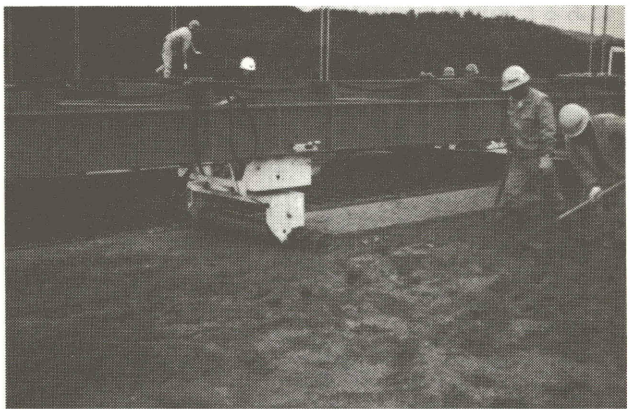
架設途中では各機械搬入のため、枕木、覆工板を敷設していたが、打設の際にはこれを取り除き、移動の容易なオープングレーチング、みぞ形鋼等で搬入路を敷設した。打設の進行とともに、オープングレーチング、みぞ形鋼移設した。



図―3　GM式コンクリートフィニッシャー



図―4　コンクリート仕上げ部詳細図



写真―4　フィニッシャーによる仕上げ

5.7 給水設備

軽量コンクリートは気中養生すると、引張り及び曲げ強度が著しく低下するため、十分散水養生する必要がある。しかし、本橋は、給水施設が近傍にないため、生コン車を常時配置しておき給水設備とした。

打設後4日間は散水養生し、5日目に養生マットの撤去を行う工程をとった。

5.8 打設作業

(1) 打設準備

打設は11月15日より始め、フィニッシャーの移設、配筋の手直し、清掃等の関係から1日おきの工程で、12月1日に地覆部、中央分離帯部を除く全打設を完了した。

打設前の鋼格子床版の清掃は、きめ細かな清掃を繰り

返したにもかかわらず、多大の労力を要した。

床組、鋼格子の架設誤差、フィニッシャー走行レールの誤差等で、最小かぶり34㎜が取れない場合も予想されたため、打設前に仕上げシリンダーの調整を行った。

(2) 打設

打設は午前7時半より始めることを原則とした。この時期になると夕暮れが早く、しかもコンクリートの硬化が遅いため、養生マットの被覆、散水等の後処理ができないことが予想されたためである。因に、海事関係との絡みで夜間作業は一切許可していなかった。

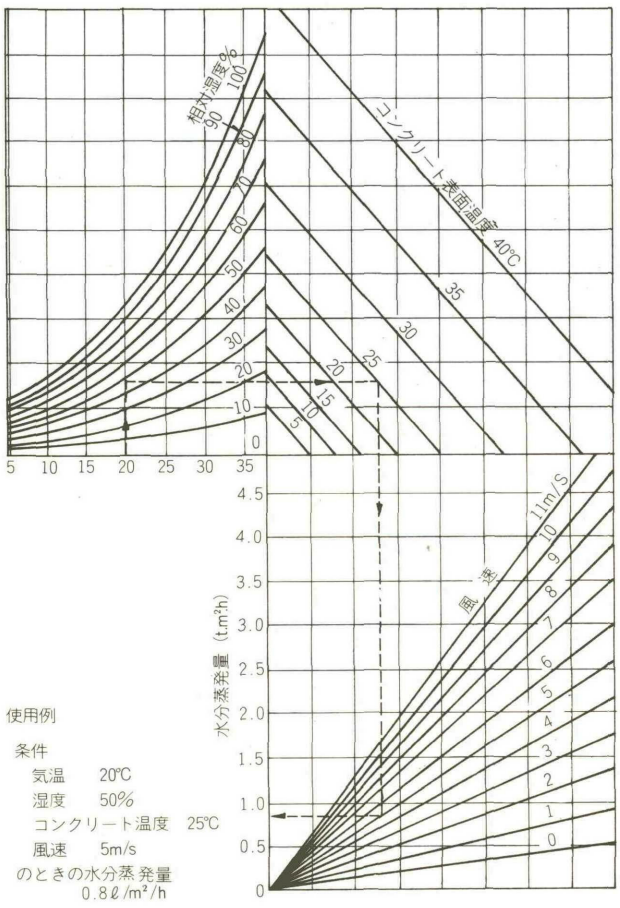
バイブレーターによる締固めは、30㎝間隔、5秒程度、45°～60°の角度で締固めるようにしたが、なかなか困難であった。

当初の懸念事項であった粗骨機の浮上りはほとんど見られなかったが、I形鋼の継手筋附近で間隔が小さいためバイブレーターで流し込む際、若干確認された。

ほうき目は舗装委員会の指摘事項の中で施さない方がよいとあったが、プラスチッククラッキングを見るにあたりカモフラージュも兼ねて全面施工した。

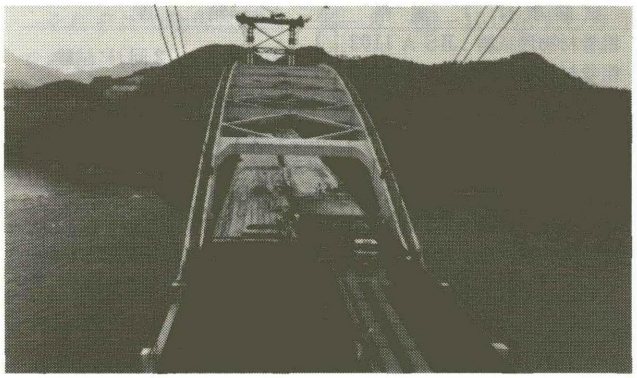
（気象条件と水分の蒸発割合の関係を示したのが図-5である。水分蒸発量が1.5ℓ/m²/Rをこえるとクラックの危険があるといわれている）

打設後4～5時間で被覆し散水養生を行い、その後4日間の散水養生を行った。



図－5　フレッシュコンクリートからの水分蒸発量の計算図表

打設時の指示事項で、打設個所の下側に雑工事用移動防護工を設置するよう指示した。これはセメントミルクの漏出があるため、海上に落下する前にふき取りを行う足場である。この足場を設置したことにより、すでに汚れていた部材の清掃もでき、セメントミルクの除去も容易で用途は多かった。（写真-5）

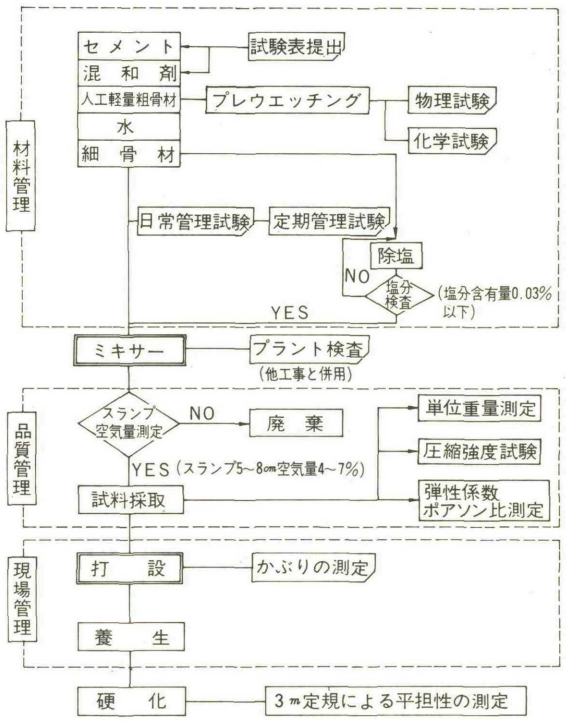


写真－5　コンクリート打設状況（第6ブロック）

5.9 施工管理

施工管理は大別して材料管理、品質管理、現場施工管理として行い、そのフローチャートを図－6に、測定頻度を表－4に示す。

空気量の測定は、軽量コンクリートの場合容積法によることを原則とするが、圧力法が一般的であり今までの実績経験から、圧力法の空気量(%)－1%が容積法の空



図－6　施工管理全体図

気量(%)になるとの意見を取り入れ、これを採用した。

打設当日に行ったまだ固まらないコンクリートの品質試験結果、硬果、硬化したコンクリートの1週および4週の強度試験結果、その他の物理試験の結果など、施工管理試験の諸結果は表— 5～7のとおりである。

表— 4　測定頻度

試験項目	規格	頻度
粗骨材物理試験 粗骨材化学試験	JIS A 1102 JIS A 1109	工場出荷ごと(2回)に試験
塩分含有量測定	HBS A 1101	打設期間に4回
スランプ	JIS A 1101	生コン車最初の連続5回、以後10台ごとに1回
空気量	JIS A 1128	生コン車10台ごとに1回
単位容積重量	JIS A 1116	1ブロックに3個採取
圧縮試験	JIS A 1108	1ブロックに1回試料採取(σ_7用3本、σ_{28}用3本計6本)

表— 5　まだ固まらないコンクリートの主な試験結果

ブロック	打設日	スランプ(cm)	空気量(%)	単位容積重量(kg/m³)
1	11/15	5.5～8.0	4.7～6.0	1.801
2	11/17	6.0～8.0	5.1～6.0	1.868
3	11/21	6.0～7.7	5.1～6.0	1.799
4	11/23	7.5～9.0	5.0～5.3	1.810
5	11/25	5.2～6.8	5.0～5.3	1.816
6	11/27	5.5～6.8	5.0～5.3	1.846
7	11/29	5.5～6.7	5.0～5.2	1.816
8	12/21	5.7～7.1	4.8～5.2	1.830

表— 6　圧縮強度試験結果　(単位kg/cm²)

ブロック	打設日のコンクリート温度	σ_7強度	σ_{28}強度	$\sigma_{28}/67$
1	20℃	202	296	1.46
2	18℃	224	309	1.38
3	17℃	218	302	1.38
4	16℃	221	309	1.40
5	15℃	216	307	1.42
6	16℃	220	312	1.42
7	14℃	235	327	1.39
8	14℃	220	318	1.44

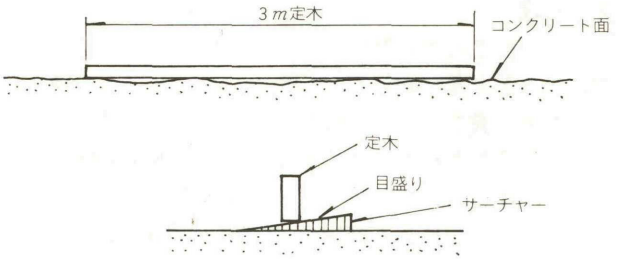
表— 7　弾性係数およびポアソン比の測定結果

試験体		ヤング係数EC (kg／cm²) 実測値	ヤング係数EC (kg／cm²) 平均値	ポアソン比μ 実測値	ポアソン比μ 平均値	圧縮強度σ_{28} (kg/cm²) 実測値	圧縮強度σ_{28} (kg/cm²) 平均値
大三島側	1	1.72 ×10⁵	1.77 ×10⁵	0.19	0.19	288	295
	2	1.82 ×10⁵		0.18		294	
	3	1.78 ×10⁵		0.19		303	
伯方島側	1	1.82 ×10⁵	1.78 ×10⁵	0.19	0.19	288	297
	2	1.74 ×10⁵		0.19		294	
	3	1.79 ×10⁵		0.19		308	

なお、値は圧縮強度の⅓の応力状態における歪値で決定。

5.10　平担性

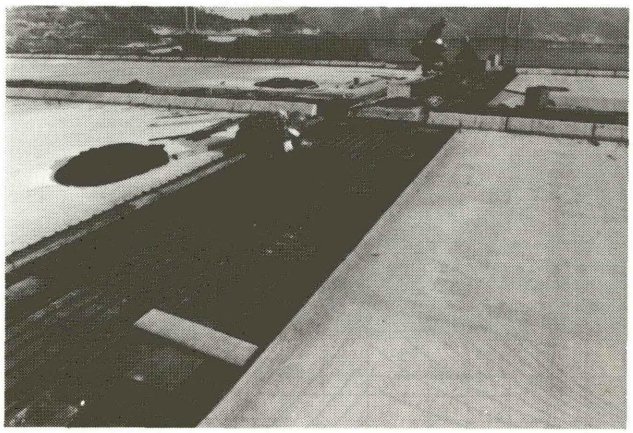
薄層舗装のため平担度は、最大誤差±5mm／3m以下と規定したため、図— 7に示す要領で精度の確認を行った。



図— 7　コンクリート平坦性測定要領

6．伸縮装置

主橋梁区間(309m)では図— 2に示すように5か所に伸縮装置を設置している。伸縮量は①温度変化による伸縮、②活荷重による伸縮、③後死荷重による伸縮、④風荷重または地震による変位、⑤架設誤差に対する余裕、などを考慮して±180mmの360m と決定した。形式はアーチの¼地点であり、できるだけ軽量であること、維持管理等を考慮してマウラージョイントの伸縮継手とした（写真— 6）。



写真— 6　マウラージョイントの据付状況

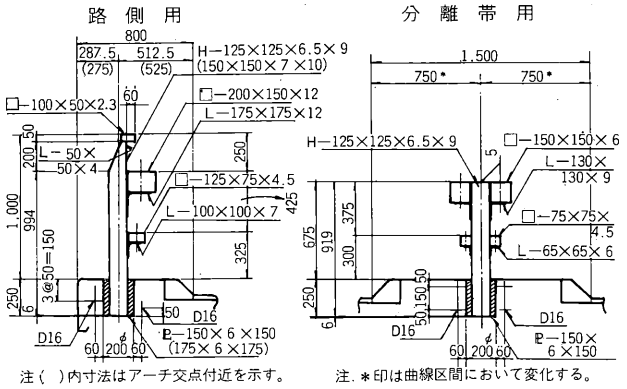
7．自動車用防護柵

路側部、中央分離帯部には図— 8に示すようなブロックアウト形式の自動車用防護柵が採用され、すべて亜鉛めっきされている。

8．橋面舗装

本州四国連絡橋は、代替ルートに乏しく、自然条件の厳しい海峡部に位置しているため、橋面舗装は、次のような条件を満足するものでなければならない。

1)　維持修繕も容易でないため、耐久性の高いもので



図－8　自動車用防護柵

あること。

2）可撓性をもつ鋼床版等の変形に追従することができ、繰り返し曲げ応力にも十分耐えうる耐疲労性に優れたものであること。

3）雨水などの侵透が橋体の耐久性を弱めるので、耐水性が十分あること。

4）耐流動性に優れていること。

以上のような条件を満足する橋面舗装を実現するために、本州四国連絡橋舗装基準調査特別委員会は、昭和48年以来検討を続け、52年3月に、「本州四国連絡橋橋面舗装基準(案)」を作成した。

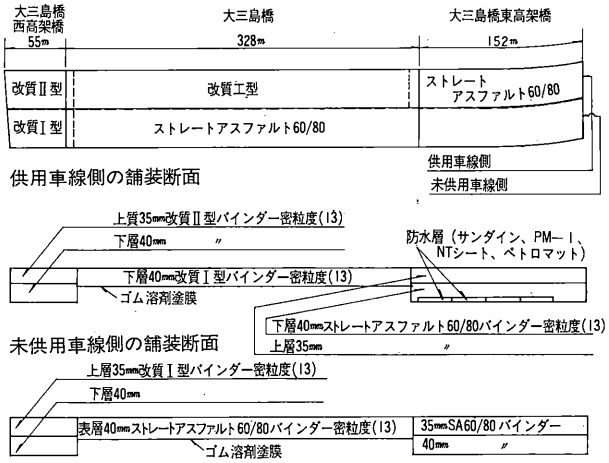
この大三島橋の橋面舗装は、この基準を具体化した形として行われた。

以下に橋面舗装、特に、改質アスファルトを用いて施工した試験舗装について記述する。

8.1 舗装構成と舗装の種類別配置

図－9に示すように、大三島橋の橋面は、改質Ⅰ型、改質Ⅱ型、ストレートアスファルト60/80の3種類のバインダーで舗設されている。

舗装厚さは、高架橋で下層40㎜、上層35㎜の2層計75㎜、本橋部では1層40㎜とした。



図－9　舗装構成と舗装の種類別配置

8.2 使用材料

(1) バインダー

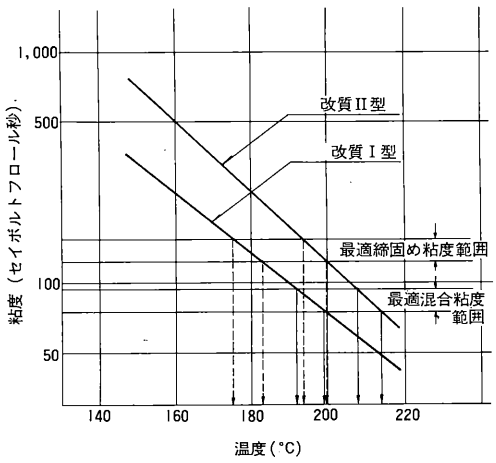
試験舗装で用いたバインダーは、改質Ⅰ型とⅡ型のアスファルトであるが、改質Ⅰ型は、ストレートアスファルト60/80にゴムを7重量部添加したもので、タフネス、テナシティの増加に重点を置いている。

改質Ⅱ型は、ストレートアスファルト80/200にゴムを3～6重量部、熱可塑性樹脂4～6重量部添加したもので、軟化点や60℃粘度を高くして高温時の流動抵抗性を大きくすることに重点を置いている。

それぞれの物理性状は、表－8、図－10に示すとおりである。

表－8　改質アスファルトの規格と試験結果

項目＼種類		改質Ⅰ型アスファルト		改質Ⅱ型アスファルト	
		試験値	規格値	試験値	規格値
針入度(1/10mm)		76	60～100	62	60～100
軟化点　℃		62.3	55～65	65	60～75
伸度　cm		−80	50以上	32	10以上
フラース破壊点℃		−18	−12以下	−20	−12以下
タフネス(25℃)kg・cm		191	120以上	100	30以上
テナシティ(25℃)kg・cm		154	100以上	60	10以上
粘度	60℃ポアーズ	6,890	4,000以上	16,500	16,000以上
	160℃ SFS	248	500以下	502	1,000以下
	200℃ SFS	73	200以下	122	300以下
引火点　℃		315	280以上	324	280以上
灰分　%		0.1	1.0以下	0.09	1.0以下
比重(25℃/25℃)		1.026	1.000以上	1.024	1.000以上
薄膜加熱後(180℃ 2.5時間)	蒸発量　%	0.08	0.3以下	0.05	0.3以下
	残留針入度%	81.6	65以上	81.2	65以上
	残留軟化点%	89.2	薄膜加熱前の80～110%	94.9	薄膜加熱前の80～110%



図－10　温度－粘度曲線

混合物の種類としては、耐流動性、すべり抵抗性に優れている密粒度(13)とした。

(2) 骨材

用いた骨材の性状は表－9に示すとおりである。

表—9　使用骨材の性状

骨材＼項目		比重 見かけ	比重 表乾	比重 かさ	吸水率 (%)	安定性 (%)	ロサンゼルスすりへり減量 (%)
砕石	6号	2.646	2.595	2.565	1.19	4.4	13.4
砕石	7号	2.638	2.596	2.570	0.99	5.6	18.1
スクリーニングス		2.648	2.530	2.459	2.90	—	—
砂	粗砂	2.649	2.541	2.474	2.66	—	—
砂	細砂	2.640	2.514	2.438	3.14	—	—
石粉		2.707	—	—	—	—	—

(3) 防水層

床版と舗装本体との間に防水層を施工した。

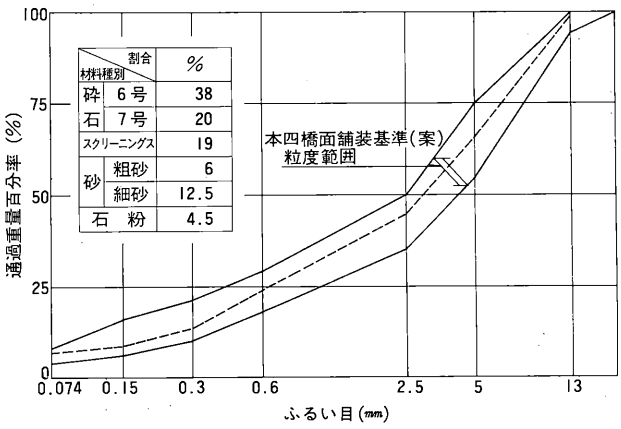
本橋で、ゴム溶剤（クロロプレン）の塗膜を行い、大三島橋東高架橋の供用車線側で4種（サンダイン、PM-1、NT-ES シート、ペトロマット）の防水層を施工した。

8.3 試験条件

(1) 粒度配合

粒度は、図—11に示すように、本四橋面舗装基準の粒度範囲内で、2.5㎜ふるい通過量が粒度範囲の中央値（42.5%）よりも多い45%とした。

これは、全線開通まで交通量が少なく、混合物の老化が早まると考え、結合材としてのアフファルト量を多くすることによって混合物の老化を防止しようとしたためである。



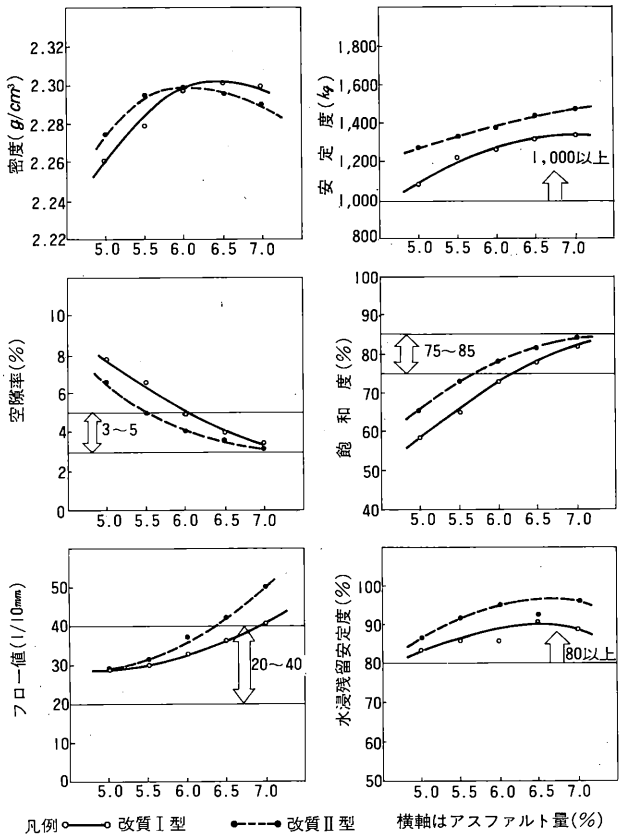
図—11　合成粒度と配合割合

(2) 基準アスファルト量

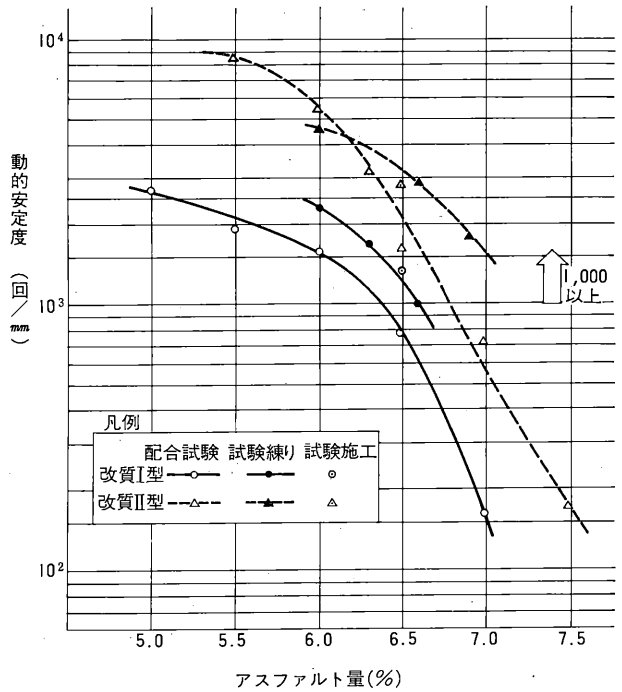
基準アスファルト量は、基本的には、マーシャル試験結果と、ホイルトラッキング試験結果から決めた。

図—12はマーシャル特性値を示すが、これらすべての基準範囲を満足するアスファルト範囲の中央値と、図—13に示すホイルトラッキング試験で得られた動的安定度（DS）が、基準値1,000回／㎜を満足する範囲の値とからアスファルト量を6.5%と決めた。

配合試験におけるホイルトラッキング試験のDSが、アスファルト量6.5%で、1,000回／㎜以下の値を示したが、プラントでの試験練りで満足すべき基準範囲を越えたため、試験施工はアスファルト量6.5%で行った。



図—12　マーシャル特性値（50回突固め）



図—13　アスファルト量と動的安定度（50回突固め）

8.4 舗設

(1) 施工機械

試験施工は、表—10に示す機械を用いて行った。

表—10　施工機械一覧表

機械名	製作会社	型式	使用目的
アスファルトプラント	新湯鉄工	NP—600型（バッチ式全自動）	合材生産
アスファルトフィニッシャー	ハーバーグリーン	SA—41	合材敷均し
マカダムローラ（11t）	酒井重工業	R—1	転圧
タイヤローラ（25t）	〃	TA—7510	〃
タイヤローラ（15t）	〃	TA—4912	〃
タンデムローラ（6t）	〃	WT—42	〃

(2) 舗設

大三島橋の改質Ⅰ型アスファルト舗設に先だって、大三島橋西高架橋で、改質Ⅰ型、改質Ⅱ型アスファルト舗設の試験施工を行った。表—11に試験施工結果を示す。

この試験施工で、以下に述べるいくつかの点が明らかになった。

1）マカダムローラによる1次転圧は重要で、導入温度を140℃以上（出来れば150℃以上）とし、可能な限り高温で導入する必要がある。転圧回数は3～4回がよい。

2）2次転圧は25tタイヤローラがよい。導入温度は、120℃以上とし、可能な限り高温で導入する。

転圧回数は14回以上がよい。

3）15tタイヤローラと25tタイヤローラの併用は、締固めと平担性確保の上で好ましい。

4）改質アスファルトの混合物は、温度管理に難かしい面があるが通常の舗設機械を用いて施工できる。

以上の点を考慮に入れて大三島橋の供用車線側で改質Ⅰ型アスファルトの本舗設を行った。

大三島橋上は風が強く、混合物の温度低下が著るしかったが、フィニッシャー敷均し直後にローラを入れることによって一部を除いて所定の温度で施工することができた。

9．あとがき

床版、伸縮装置、防護柵、舗装等は、架橋工事全体からみれば最後の工程に当るものであるが、それらは直接橋の使用性能に大きな影響を与える。

そのためには各々の項で述べた細かな点を設計に配慮すべきであることを特筆したい。

表—11　大三島橋西高架橋上での試験施工結果

項目＼アスファルト種別・工種		改質Ⅰ型						改質Ⅱ型					
		基層			表層			基層			表層		
転圧回数（回）	1次転圧（R—1）	2	2	2	4	4	4	4	4	4	4	4	4
	2次転圧（タイヤローラ25t）	8	12	16	8	12	16	12	18	22	12	18	22
	仕上げ転圧（タンデムローラ）	—	—	—	ローラマークの消えるまで	〃	〃	—	—	—	ローラマークの消えるまで	〃	〃
締固め度（%）		96.2	96.5	97.3	96.3	98.5	99.8	99.1	99.1	99.8	97.9	99.1	99.9
温度（℃）	内部 敷均し	169	182	187	144	173	168	178	182	170	158	167	169
	内部 1次	147	143	153	126	165	148	157	149	153	130	156	148
	内部 2次	95	95	105	105	136	115	133	106	135	115	130	127
	表面 敷均し	139	143	159	113	152	134	157	169	148	131	142	140
	表面 2次	118	106	130	89	114	111	138	135	121	103	133	115
	表面 仕上げ	80	74	91	77	114	82	120	105	112	103	112	104
					59	65	64				78	79	72
平担性（3mプロフィル使用）		1.60			1.21			1.33			0.99		
		床版上 3.68						3.56					
転圧減（%）		15.9	22.4	24.1	22.3	26.3	27.1	13.8	13.4	17.0	17.5	16.7	22.6

大三島橋関連維持管理施設の計画と施工

Planning and Costruction of Maintenance Facilities for Omishima Bridge and the Highway on the Land

第三建設局　建設部　機械課

1．まえがき

大三島橋の建設に関連する維持管理施設の計画にあたっては51年末に局内で供用準備委員会を組織し、供用に必要な諸施設及び関係法令に基づく施設の整備計画の作成並びにその他必要な事項についての検討を行った。

特に施設計画の策定にあたっては、暫定二車線供用に必要な最少限度の設置可能な構造とするよう配慮すると共に、管理事務所及び料金所を大三島側の主橋に近い位置に設置することを基本方針とした。

更に、主橋に設置される機器類及び配管については、取付け用架台及び金物を主橋の詳細設計に折込み、橋梁架設後、橋梁部材を傷めないよう特に配慮した。

2．施設計画と施工

管理施設の配置計画については、担当区分ごとに本社担当課と協議し、最終的には52年末に理事協議を行い決定した。

施工にあたっては、三建管内が不況地域であるため、できるだけ地元業者で施工可能な工事については地元を優先するとともに、工事も細分して発注するよう配慮した。

3．道路照明（海峡部）

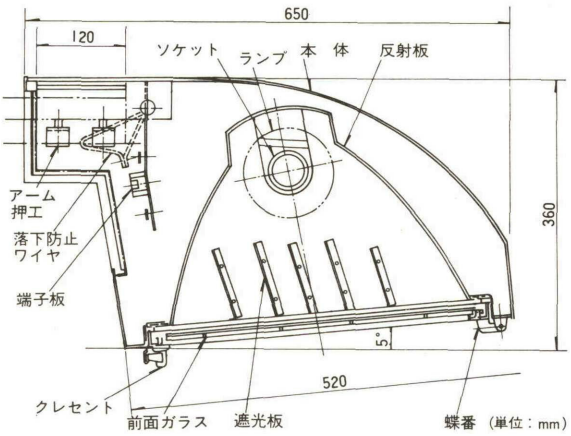
3.1 照明方法

大三島橋照明の光源については、高圧ナトリウムランプ、けい光水銀ランプ等の光源が考えられたが、受電が低圧であり安定した光源としての実績をもつけい光水銀ランプを用いた。照明方式については、ポール方式、構造物取付、高欄設置等があり検討した結果ポール方式とし、基礎は、床版地覆部に張り出すベースプレート式とした。ポール間隔は、吊材の間隔が12.3m なのでデザインを考え橋の中心より12.3m の3径間36.9m 間隔に設置し向き合せ配列とし取付橋も含めた灯数は、29灯になった。光源の大きさは、平均路面輝度が1 ntになるよう400 Wけい光水銀ランプを用いた。受電方式は、電圧降下を考慮し単相2線式200V、回路は、片側点灯、千鳥点灯ができるよう4回路にし、24時間可変タイマーと自動点滅器により点灯、調光、残置、消灯が行うように設備した。

3.2 照明器具

照明器具は、セミカットオフ形高効率ハイウェイ器具（建設電気技術協会認定KSC— 4）及び今回大三島橋照明用に試作した箱形ハイウェイ器具を工事に先だち、大三島橋東高架橋に設置し、航行船舶に対する影響について調査を行い、海上への漏光を極力おさえなおかつ平均路面輝度及び照度の均一性を妨げない構造の箱形ハイウェイ器具に決定した。

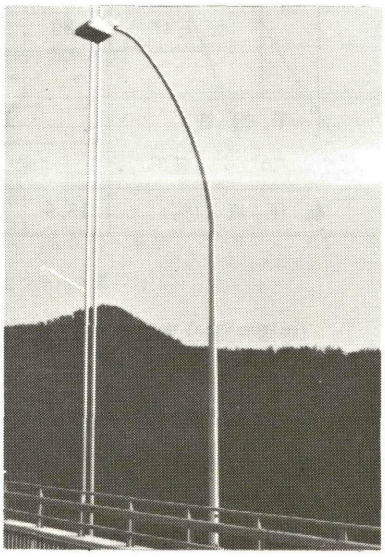
照明器具の構造を図— 1 に示す。



図— 1　箱形ハイウェイ器具（断面図）

3.3 照明ポール

照明ポールの高さ及び出幅については、光源400Wを考慮し海上への漏光を極力おさえる必要から、高さ10m 、出幅2.3m とし、ポールの形状は、長円型とした。また、標準ポールでは、交点部でアーチリブに接触するので主



写真— 1
アルミポール外観

橋のアーチリブ内の10灯については曲げ加工を行ったポールを使用した。

曲げ加工を行ったアルミポールは、今後耐蝕性及び揺れ等について調査を行うよう現在検討中である。その他の個所は、亜鉛メッキ鋼管を使用した。

アルミポール外観を写真－1に示す。

4．道路照明（陸上部）

4.1 大三島、伯方島インターチェンジ照明

両インターとも暫定二車線供用のため二車線対向交通となり、ランプウェイの幅員が極端にせまくなり、交通安全上特に視線誘導が必要なため照明を行った。

光源は、300Wけい光水銀ランプを使用しポール高さ10m出幅2.3mの亜鉛メッキ鋼管を使用した。ポール間隔は、全線供用開始時の分合流部及びランプウェイの平均路面輝度が1 ntになるよう設計を行い、今回は暫定供用及び交通量等を考慮して、全線供用開始時の灯数の半分である60m間隔で片側配列とし、大三島インターチェンジ15灯、伯方島インターチェンジ14灯を設置した。

(1) 照明器具

セミカットオフ形高効率ハイウェイ器具を用いた。

(2) 配線方式

ランプ橋の配線は、高欄内の配管（ランプ橋建設時に別途施工）に通線し、その他の箇所は鋼帯外装ケーブルを使用して直埋布設を行った。なお直埋深さは路肩の弱体化を防ぐため30cm以上で施工を行った。また、施工に先だち埋設深さ30cm以上は制限外工事のため、広島通産局に対し特殊設計施設認可申請を行った。受電方式は、電圧降下を考慮した三相三線200Ｖ１回路とし、24時間可変タイマー自動点滅器により点灯、調光、消灯できるものとした。

(3) ポール基礎

ポール基礎は、ランプ橋及び切土部で岩板削の箇所はベースプレート式、その他の箇所は根入れ式とした。

4.2 大三島橋管理所照明

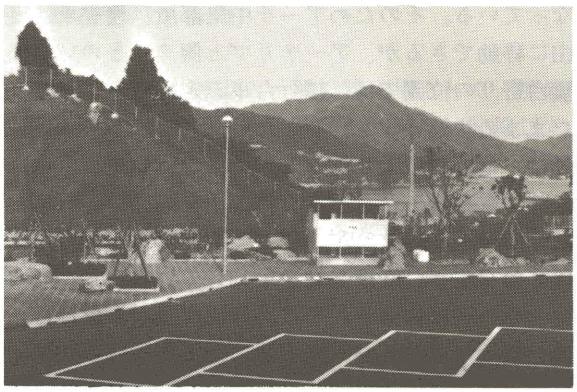
大三島橋管理所照明は、400Wけい光水銀ランプを使用し、ポール間隔は36m～70m、向合せ配列で10灯設置し、その他はインターチェンジに準じて施工した。

4.3 上浦パーキングエリア照明

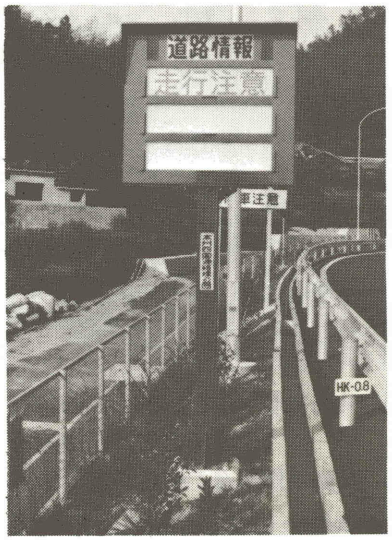
上浦パーキングエリア照明は、暫定供用時の設備としては、駐車場、洗面所のみであるので、高さ6mの亜鉛メッキポールで、ポールヘッド形街路灯（光源400Wけい光水銀ランプ）を1灯だけ設置した（写真－2）。

5．道路情報表示装置

道路情報表示装置は、情報内容、交通量を考えＢ－３型道路情報を大三島、伯方両インターチェンジの入口附近に１台づつ設置した。Ｂ－３型道路情報板を写真－３に示す。



写真－２　上浦ＰＡ照明ポール



写真－３
道路情報表示装置

6．公衆電話ボックス

公衆電話ボックスの設置については、全線にわたり合計５か所に設置するよう電々公社に要望したところ、53年８月に四国電気通信局愛媛電気通信部営業課長、伯方電報電話局長その他公社関係職員による設置場所選定のための現地踏査が行われた。ところが、大三島インターチェンジ上浦パーキング伯方切土試験地の３か所については周辺に民家もなく、公社としての設置理由が付けられないとの結論となり、結局料金所と伯方島インターチェンジの２か所について当面設置することとなった。

7．橋梁検査車

橋梁の本体及び付属施設の維持管理に用いる検査車の構造は、橋軸方向に移動する走行台車と橋軸直角方向に移動する横行台車より成立っている。走行台車は床組の横桁下面に取付けられたＩ形鋼のレール２条に４点で懸垂しており、１点当り４輪の計16輪で支えられている。横行台車は、走行台車上の２条のレール上を２軸４輪で走行し、人員及び資材の全てがこれに搭載できる。

検査車は橋梁の道路幅員よりも短かく作ってあるため、橋梁の側端部を点検する場合は、横行台車を橋軸直角方向に移動し、走行台車より外側に張り出して使用する構

造となっている。そのためアーチ中央部では検査車は縦横自由に移動できるが、アーチリブと側タイとの交点部から橋台寄りの位置では、横行台車を走行台車より張り出したままの状態では走行できない。

駆動は、電動機により行うもので、走行は走行台車ほぼ中央部に電動機1台を置き流体継手を備え、走行車輪の半数を機械的に連結し駆動する。横行は、横行台車に電動機2台を置き、直接2軸を駆動している。

横行台車の両端にはそれぞれ昇降用作業台が設けられており、橋梁の側面及び床組下面の総ての所に手が届くように配慮されている。

検査車各部の主要材料は、走行台車：鋼材(SS41)横行台車：アルミニウム合金（A5083）操作室及び昇降用作業台：アルミニウム合金である。

検査車の主な仕様を次に示す。また図面は図—2に示す。

(1) 車体形状：走行台車　幅3.0m×長19.0m
　　横行台車　幅2.3m×長12.0m
(2) 設計荷重：等分布荷重　50kg/m²
　　集中荷重　500kg/個所
(3) 衝撃：鉛直・水平　0.1g
(4) 設計風速：使用時　16.0m/sec
　　暴風時　56.4m/sec
(5) 移動速度：走行速度　15m/分
　　横行速度　10m/分
(6) 昇降用作業台：積載荷重　150kg/台
　　床面積　0.9m×1.5m
　　昇降高さ　1.0m～4.1m
(7) 電動機出力：走行用　5.5kw(6p)×1台
　　横行用　0.75kw(4p)×2台
(8) 電源供給：絶縁トロリー線　3相200V
(9) 横行台車：作業スペース　幅1.7m×長12.0m
　　最大張出し　橋梁中心より13.0m
(10) 積載荷重：横行台車　870kg

8．電源配線

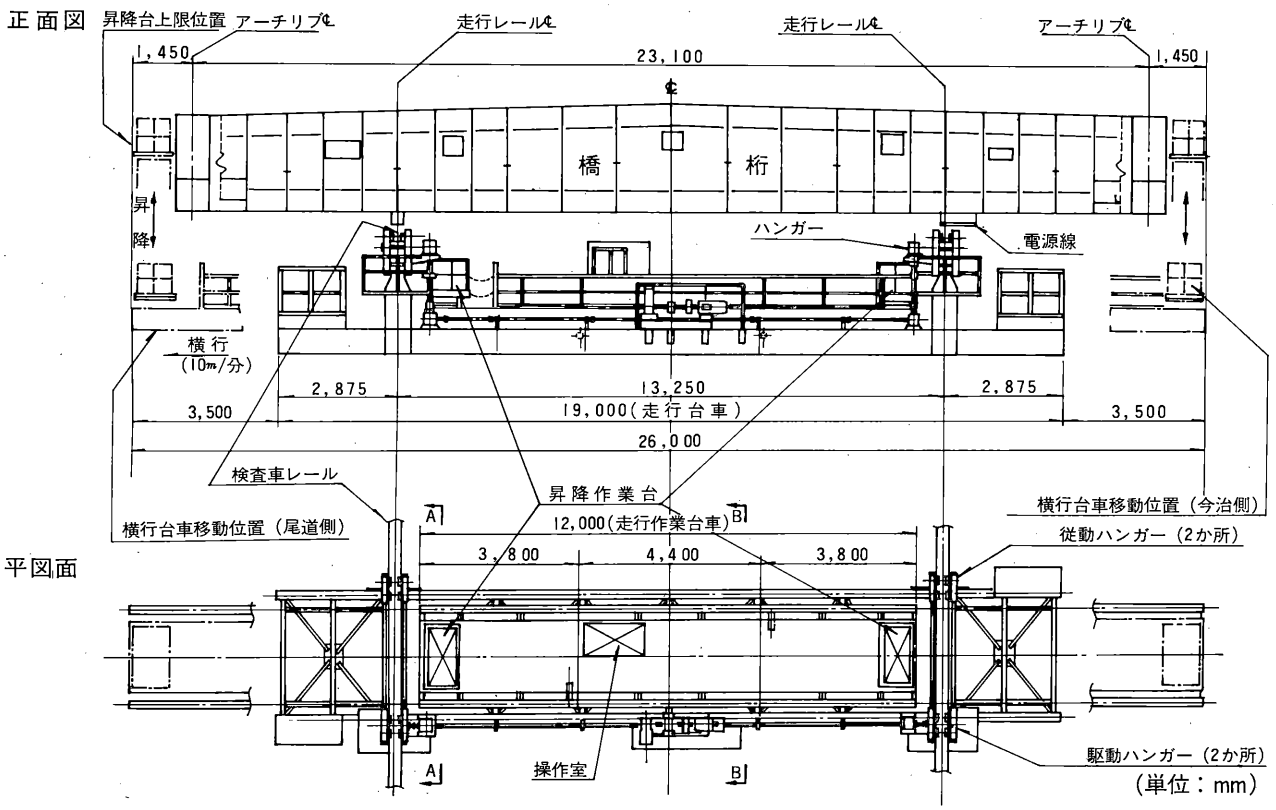
電源配線の施工範囲としては、商用受電、分電盤取付け及び3A・4A橋台内配管・配線、直流電源装置、自家用発電設備、ケーブルラック取付け、3A・4A橋台内照明、3A橋台内電気室建屋である。

図—3に3A橋台内下部機器・器具配置を、表—1に受電負荷設備を示す。

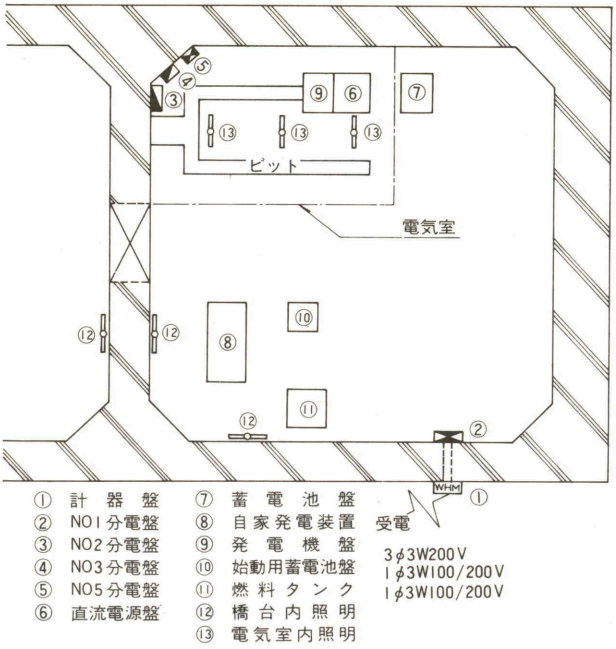
以下に分電盤、直流電源装置、自家用発電設備について詳細を述べる。

表—1　受電負荷設備

区分 受電種別	負荷名称	負荷容量(KVA)	合計（KVA）
低圧電力	検査車	5.5	5.5
従量電灯甲	直流電源盤	6.5	20.4
	3A橋台内照明	0.9	
	4A　〃	1.0	
	アーチリブ内照明	2.0	
	予備	10.0	
公衆街路灯丙	主橋照明	16.4	30.0
	航路灯	7.0	
	航空障害灯	3.0	
	予備	3.6	



図—2　橋梁検査車



図－3　3A橋台内下部機器・器具配置

8.1 分電盤

分電盤の取付け位置は図－3に示すとおりであり、NO2分電盤は停電時に受電系統の違う航路灯、航空障害灯に発電機から電源を供給するためのインターロック回路を設けている。

8.2 直流電源装置

主電源或いは制御電源として直流を必要とする機器に電源を供給するために、電気室内に直流電源装置を設置した。

なお、蓄電池は保守の手間のかからないものを選定し、別盤に収納して電気室の外に設置し室内との接続はピット内埋込みの電線管にて行った。

8.3 自家用発電設備

自家用発電設備の構成及び仕様は表－2に示すとおりであり、発電機は負荷が単相であるため単相専用とした。

表－2　自家用発電設備仕様

発電装置			付属装置	
	項目	仕様	項目	仕様
単相発電機	定格出力	30KVA	蓄電地形式	鉛全密閉形(HS-E)
	定格電力	100/200V	〃　容量	120AH
	相数	単相	単電地数	12セル
	回転数	1800rpm	燃料タンク容量	390ℓ
	力率	0.8(遅れ)		
	極数	4P		
ディーゼル機関	定格出力	52PS		
	冷却方式	空冷		
	気筒数	4気筒		
	回転数	1800rpm		
	起動方式	電気式		
	燃料	軽油		

9. 維持管理用車両

橋梁及び道路の巡回と、維持管理用として、標識車と巡回車各々1台を購入し、管理事務所内に配備している。

9.1 標識車

2トン積トラックのシャーシ上に標識装置及び発動発電装置を搭載し、道路上における工事、事故等の道路状況を通行ドライバーに的確、迅速に通知し、通行車両の流れを安全かつ円滑にコントロールできるよう設計されている（写真－4）。



写真－4　標識車

9.2 道路巡回車

2,000ccのバンをベースに、回転警光灯及び拡声装置などを装備し、道路パトロールを主体に事故などの発見、路上危険物の処理を行い、通行車両の流れを安全かつ円滑にするための車両である。

また、赤色回転警光灯と電気サイレンを装置しており、緊急自動車として使用できるよう設計されている。

10. 観測機器

観測機器としては、暫定供用ということで必要最小限の施設とし、路側に設置される気象観測施設や雪氷用の路面温度計及び地中温度計等は設置していない。

10.1 風向風速計

大三島橋上部工工事の施工管理用として用いた機械を利用し。センサー部は北側アーチクラウン頂部に避雷針用の架台を共用して設置し、記録部は3A橋台内の電気室に設置した。形式及び仕様は次のとおりである。

1）形式：KD－110型
2）耐風速：90m/sec.
3）風向軸起動：90度にて風速2m/sec.以下

10.2 雨量計

センサー部は大三島橋管理所構内に設置し、記録部は管理所内に設置する。雨量の積等部は2組使用し、夫々30分の時間差をもたせてあり、30分毎に1時間降雨量が

観測できる。形式及び仕様は次のとおりである。

1） 形式：転倒桝式
2） 精度：0.5㎜
3） ヒーター：パイプヒーター

10.3 地震計

水平2成分および垂直1成分の計3成分をもった加速度計をアーチリブ頂部・アーチリブと側タイとの交点部・3A橋台内の電気室内に記録装置を設置する。主な仕様は次のとおりである。

1） 加速度計：速度帰還サーボ加速度計
2） 測定範囲：10gal～1,000gal
3） 記録計： 18ch用データレコーダ
12ch用電磁オッシログラフ

10.4 軸重計

道路管理に用いるもので、通行車両の各軸の重量を計測することにより車両総重量を算出し、過積載車両をチェックするものである。最大5軸の車両まで計測することができる。

主な仕様は次のとおりである。

1） 形式：可搬式軸重計
2） 測定方法：停止測定
3） 測定車軸重量：500～30,000㎏
4） 装置総重量：約160㎏

10.5 視程測定装置

本装置は、投光部及び受光部を大三島橋両側の橋台に約300ｍの距離をおいて対向して設置した。特に航空船舶の視程を測受光部を設置している。主な仕様は次のとおりである。

1） 投光光源：30W日熱電球
2） 光電素子：真空光電管
3） 測定範囲：透過率0～100％
視程値0～999％
4） 時定数：1～10分間移動平均

11. 管理所施設

施設は、管理所、ゲート、上浦パーキングエリアのトイレ、給水施設をいい、設計技術援助・積算・発注・監督を建設省中国地方建設局に委託した。

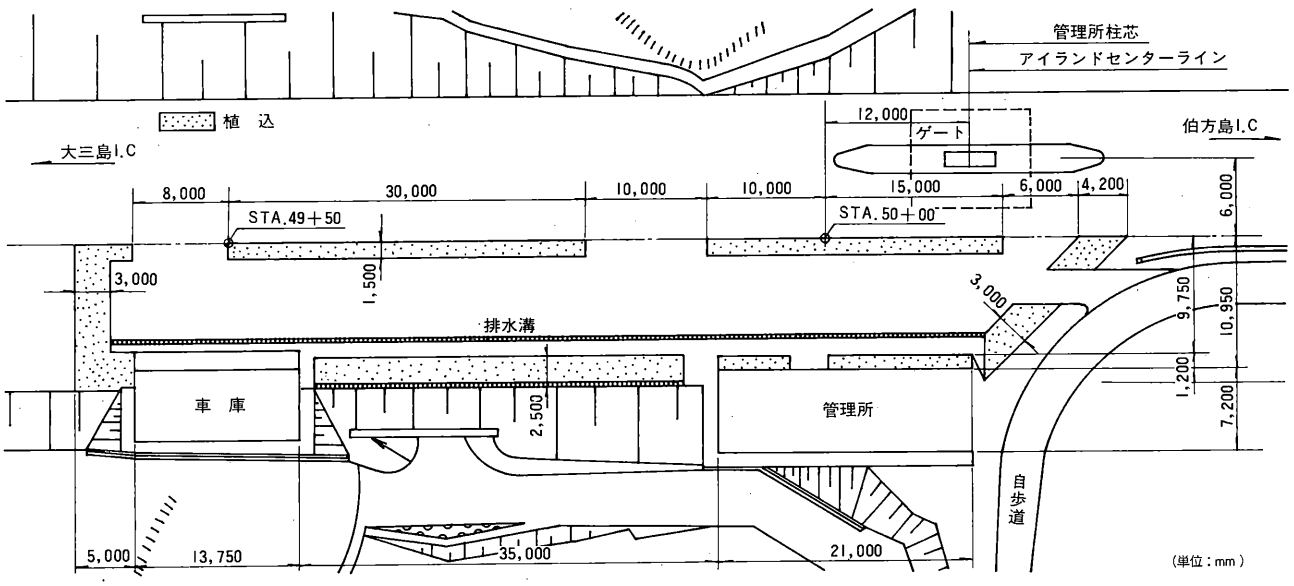
11.1 基本計画

(1) 管理所・ゲートの位置

大三島I.Cから伯方島I.C区間は交通量の少ない暫定二車線供用のため、ゲートは1ブレース2レーンの本線バリヤーであり、本線を拡幅する必要はない。また、収受員の事務所も兼ねている管理所はゲートと隣接して設けなければならない。したがって、位置の決定条件として、管理の有利性・通行車の安全性・管理所敷地確保の容易性が考えられる。第1の管理の有利性では、最も安全確保が必要である大三島橋に近いこと、自転車歩行者道路を管理しなければならないことなどから、大三島橋付近がよい。第2の通行者の安全性では、見通しのきく直線部がよく、第3の敷地確保の容易性では、未供用車線を有効に使え、拡幅しやすい場所がよい。以上のことから、管理所・ゲートの位置は大三島の大三島側付近未供用車線側に決定し、図―4に示す配置とした。

(2) 管理所・上浦PAトイレへの給水

給水方法として、地元上水道を利用する方法と井戸を掘って自給する方法が考えられ、両者についての主な検討内容を表―3に示す。この結果、大三島橋から約800ｍ大三島I.C寄りの瀬戸高架橋下の井戸水による自給に決定した。



図―4 配置図

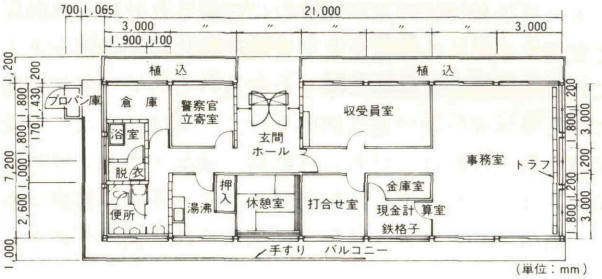
表－3　管理所施設への給水方法の検討

	主な検討内容
地元上水道	1．既設水道管より管理所まで約1,400 m、上浦ＰＡまで約200 m離れているが、井戸水による自給に比べて、季節的変動は少い。
	2．将来4車線供用時には管理所の位置が変わるため、新設水道管は不要となる。
	3．管理所付近は居住地域になる可能性の少ない丘陵地帯であり、水道を新設しても利用価値は少い。
	4．島しょ部特有の水不足のため、地元との交渉が難行し、同意を得るには、かなりの時間が必要である。
井戸	1．管理所付近は丘陵地帯であり、水脈はない。
	2．瀬戸高架橋の基礎掘削時に水脈を発見しており、その後の調査による水質・水量から利用できると判断される。
	3．瀬戸高架橋下井戸からの離離・高低差は、管理所まで630m・＋21m、上浦ＰＡまで1,050m・＋13mであり、給水設備が水の需要量の割には大規模となる。
	4．井戸の水量に季節的変動があるため、なるべく需要量を少なくしなければならない。

11.2　管理所・車庫

将来4車線供用時には、管理所に類するものはI.Cに設置されることになるが、その時期は不明である。また、今回の設計時には管理体制が定まっていなかった。などの理由で、規模・質をどの程度にするのか非常に問題であった。

そこで、一般有料道路の管理事務所の規模や現状を調査し、必要最小限の機能を有する規模とせざるを得なかった（図－5）。



図－5　大三島橋管理所

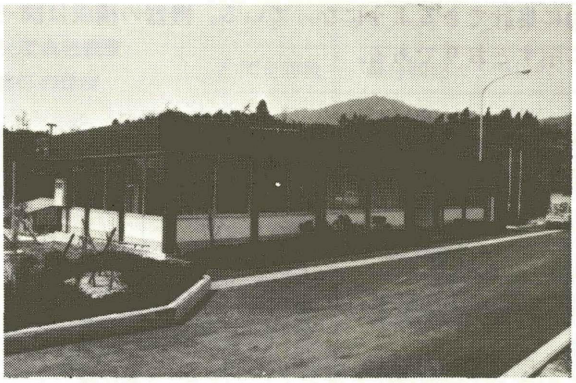
また、車庫は道路巡回車・標識車及び予備1台分の合計3台分とし、倉庫・自家発電機室も含めた。

管理所・車庫の両者とも、構造についてはALCパネル使用の鉄骨造平屋建であり、色彩については外壁は明るいうす茶色、柱・ひさし鼻はこげ茶色である（写真－5）。

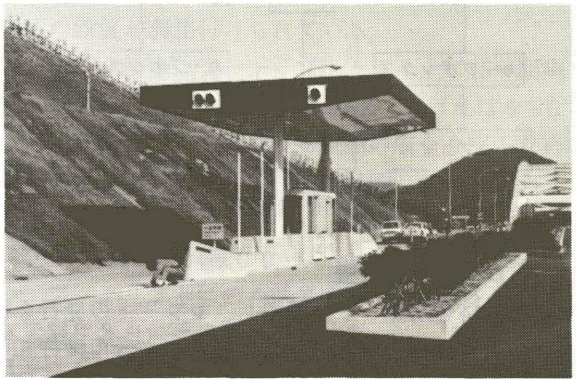
11.3　ゲート

料金徴収するために収受員が入るブースは、1ブース2レーンであるため、ロングブースを設置した。しかし、当面、交通量が非常に少ない(54年推定日交通量340台)ため、2レーンを1人で料金徴収することもあると仮定して、徴収窓4個所のロングブースという特殊構造にした。

色彩については、国立公園第2種特別地域内にあることから、管理所・車庫との調和を配慮し、同一色である（写真－6）。



写真－5　管理棟



写真－6　ゲート

11.4　上浦ＰＡトイレ

本区間は通行車のほとんどが地元の人々であり、PAトイレを利用する人は非常に少ないと考えられる。また、将来4車線供用時には売店も設置される高速道路並みのPAになるため、撤去し易い構造にする必要がある。さらに、11.1(2)で述べたことも考慮して、大便1・小便2のアルミパネル造平屋建の無臭式トイレを採用した。

11.5　給水施設

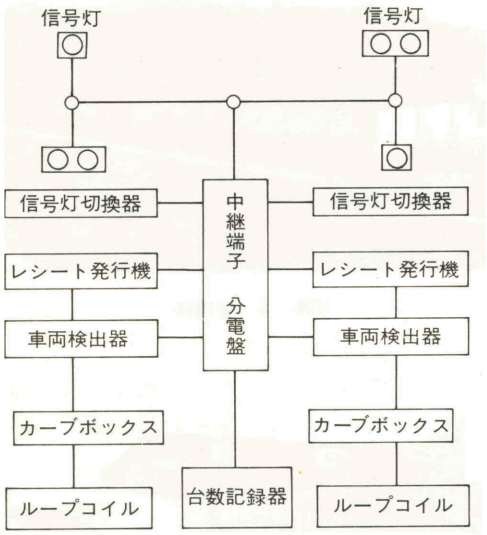
瀬戸高架橋下井戸の水質試験の結果、一般細菌・大腸菌が水質基準に不適合であった。したがって、滅菌機のみが必要となるが、渇水期などの異常時に外観が不適合となる可能性もあるので、濾過機も設置した。水中ポンプで汲み上げられた井戸水は滅菌・濾過機を通り、2 m^3の受水槽に入り、加圧給水ポンプで管理所とPAトイレまで圧送される。このような給水方法によって、1日当り約10トンの給水能力がある。

12.　料金徴収機器

本機器は、大三島橋料金所の料金徴収業務を円滑かつ安全に行うために設置され、通行車両に対し通行券（領収書）を発行するものであり、トラフィックカウンターとレシート発行機とを連動させ、収受員の不正を防止できる機能を有している。

また、料金業務終了から開始までの車両通行台数も自

動的に集計できるようになっている。機器の構成は図―6に示すとおりである。

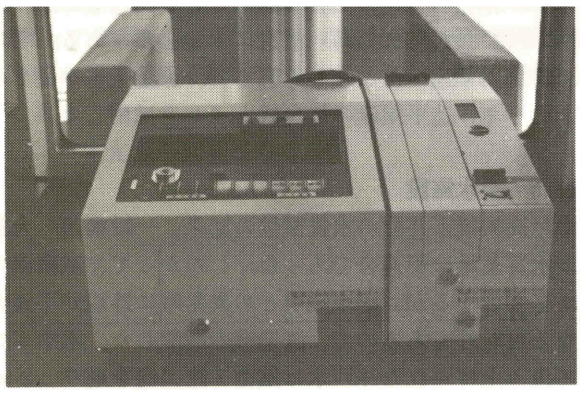


図―6　構成図

12.1　レシート発行機

本機は、料金所ゲートに設置し、レシートの発行を行うものであり、進入車両の車種に応じて当該車種押釦の押圧により自動的に相当のレシートを発行すると同時に処理台数及び累積料金の加算を行い、記憶できるものである。

また、収受員番号キーの操作により所定の記憶データを内蔵プリンタにて印字記録し、データの集計を行うことができるものである（写真―7）。



写真―7　レシート発行機

12.2　車両検出器

本検出器は、自動車検出地点に埋設されたループコイルとの組合わせにより通行車両の台数を検知するものである。

12.3　台数記録器

本器は、料金所の事務所内に設置し、1台で二車線分の計数ユニットとタイマーを内蔵しており、車両検出器からの1時間及び24時間信号によって計数記憶値を印字し、印字終了後計数記憶値を帰零するとともに帰零値を印字する機能を有している。

12.4　信号灯

信号灯は、懸垂型でブース建屋の車両進入方向に2灯式（赤・青）通過方向に1灯式(赤)を各々設け、ゲート開放時および閉鎖時に、その機能を満足させるようブース建屋内部に切換器を設置している。

13. 通信施設

通信施設としては次のものがある。

(1)　管理所内の電話

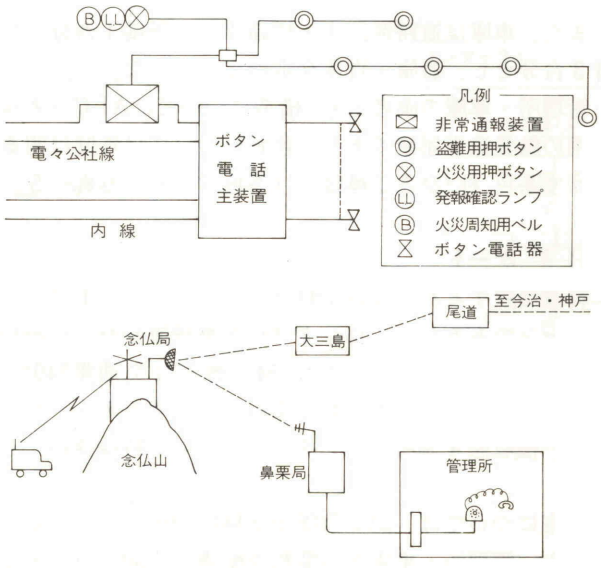
BT―510ボタン電話主装置1台を本配線盤内に設置、ボタン電話機6台を各室に配置している。収容局線は2本で、うち1本に非常通報装置が取付けられている。これは平素はこの装置に関係なく普通の電話回線として使用しているが、要所要所に設置されている非常用押ボタンを押すことにより自動的に110番または119番にダイヤルされ、あらかじめ録音されているメッセージを警察または消防置に伝達する装置である。ボタン電話主装置にはその他内線2本を収容している。また3A電気機械室にも内線1本が延びている。

(2)　制御監視用ケーブル

3A橋台内にある各機器を制御監視するためのもので、通信ケーブルと3A管理所双方に設置された本配線盤とからなる。精細は15制御監視表示装置参照のこと。

(3)　移動無線

大三島橋維持管理用車輌2台に登載された陸上移動局と交信するための設備として管理所側には制御器がある。これは600号形電話機に準じた構造のもので、無線回線に対しモニター及び通話制御を行う。具体的には、送受話機を取上げればただちに移動局と通話ができ、移動局側からはトーンを送れば制御器のブザーが鳴り移動局からの着信を知らせる。移動系の通信系統は図―7のとおりである。



図―7　移動無線の通信系統

14. 航空障害灯

13.1 高光度白色航空障害灯

航空法第52条の2の規定により地表または水面から60m以上の高さの物件の設置者は同法施行規則第132条の2に定める設置基準にしたがい、昼間障害標識（赤白交互の帯状による塗色）の設置が義務付けられている。

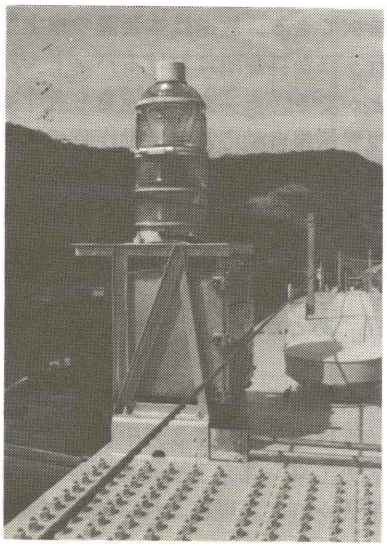
しかし、本四架橋においてはその立地条件が瀬戸内海の多島地域にあり、自然景観との調和を計ることを地域社会からも強く要望されており、大三島橋の場合はカラーシミュレーションによる色彩の比較検討を行って広く各層の意見を求めた結果、単色でかつ濃厚でない淡彩色でマンセル記号N—7.5（グレー系）が適当であるという結論となった。

このため、運輸省航空局に対して米連邦航空局（F.A.A.）が正式採用している閃光式の高光度白色障害灯を設置することにより、昼間障害標識の代替施設として認めて貰うよう陳情した結果、運輸省は閃光式障害灯の見え方については国内においてその性能を実証していないので、本四公団の手により、その見え方実験を行って結果を報告するよう求められた。

見え方実験は照明学会に委託し、特に気象変化の激しい梅雨期を狙って52年6月から7月にかけて行い、閃光式障害灯は都内千代田区三番町の昼間障害標識の塗色の施している日本テレビ網（株）の放送鉄塔に仮設置し、観測は霞が関の第3合同庁舎（運輸省・建設省）の屋上で実施した。結果は「閃光式航空障害灯調査報告書」に取まとめて運輸省航空局に対しその有効性を立証した。

上記の実験結果を踏まえて、52年10月に大阪航空局に対して「航空障害標識を設置しないことについて(申請)」を行い53年7月に大阪航空局から点灯予定年月日と各年度毎の高光度白色航空障害灯の実橋実験結果の報告をすることの附帯事項をつけて認可された。

実橋に設置された障害灯の仕様は表—4に示し、外観は写真—8に示すとおりであり、54年3月20日より点灯する旨を大阪航空局に報告し、また実橋実験は照明学会に委託して実施することとしている。



写真—8
高光度白色航空障害灯

表—4
高光度白色航空障害灯の仕様

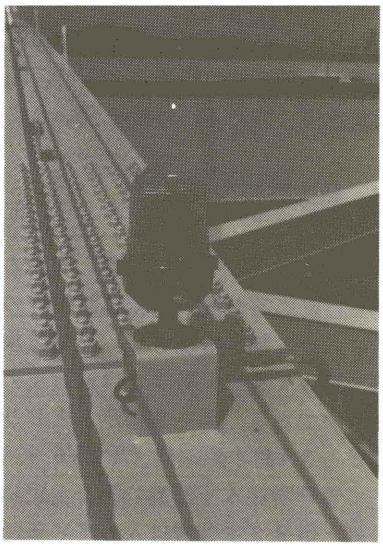
1.ラ ン プ	キセノンフラッシュランプ	
2.閃光回数	毎分40回±5％以内	
3.ビーム角	水平角	360°
	垂直角	3°以上
4.閃光方法	2基同期閃光	
5.閃光光度	20,000カンデラ	

14.2 低光度航空障害灯

航空法第51条の規定により地表または水面から60m以上の高さの物件の設置者は同法施行規則第127条の設置基準の定めるところにより夜間の航空障害標識となる航空障害灯の設置が義務付けられている。

大三島橋の場合はアーチリブ上とタイ上に45m間隔で低光度航空障害灯（OM—3A)設置しなければならないが、タイ上には橋下を航行する航船の安全を図るため橋梁中心灯及び橋梁側端灯の設置を計画しているため、これと誤認する恐れが生ずるので、54年1月に大阪航空局に「航空障害標識を設置しないことについて（申請）」を行い、アーチリブ上にのみ低光度航空障害灯を設置することで54年2月にその許可を受けた。

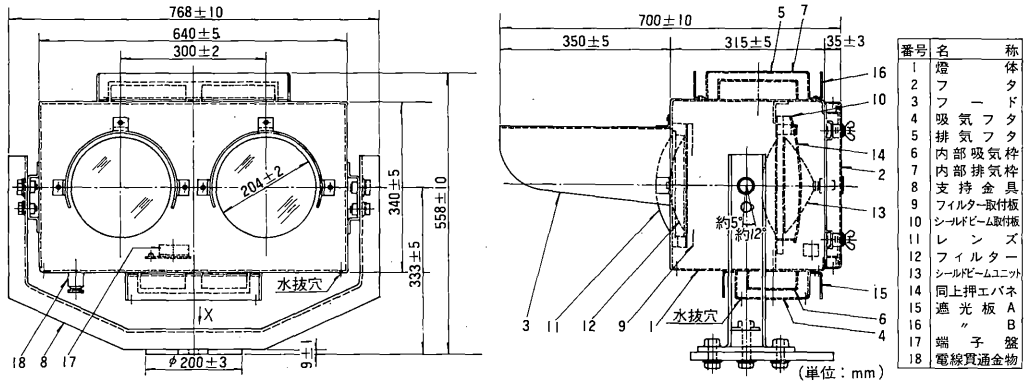
低光度航空障害灯の配置は、アーチリブ上に45m間隔で片弦5灯づつ両弦で10灯を設置しており、実橋への設置状態は写真—9に示すとおりである。



写真—9
低光度航空障害灯

15. 橋梁燈

橋梁燈の設置については、昭和47年度日本海難防止協会の「本州四国連絡橋航行安全調査報告書」の中で航行援助施設として記載されており、同協会の50年度及び52年度の報告書の中でその設置位置及び仕様について詳細検討がなされている。報告書に基づき本四連絡橋航行安全対策尾道～今治ルート地方協議会に施て審議した結果、設置位置については報告書の通り中心燈は橋梁中心とし、側端燈は橋梁中心より3A・4A方向に夫々86m位置と



図－8　橋梁燈

定めた。明るさについては、現地調査を行い見え方を確認した後最終決定することになった。昭和53年11月30日同協議会及びEルート船用レーダー映像問題対策委員会構成員、合計35名により、薄暮及び夜間の現地見え方調査を実施した結果望ましい点燈モードは薄暮時中心燈2,600カンデラ側端燈1,900カンデラ夜間中心燈96カンデラ側端燈43カンデラであった。昭和53年12月15日から昭和53年12月31日までの間、前記の点燈モードで橋梁燈を点燈し、鼻栗瀬戸を薄暮及び夜間に航行する船舶17隻にアンケート用紙を配布し調査したところ、かろうじて光が見える1％、やや暗い7％、丁度良い67％、やや明るい25％という結果で、特に不都合がないということで点燈モードを決定した。その他、昼間視界が500 m 以下になった場合にも中心燈2,600カンデラ側端燈1,900カンデラで点燈するようになっている。

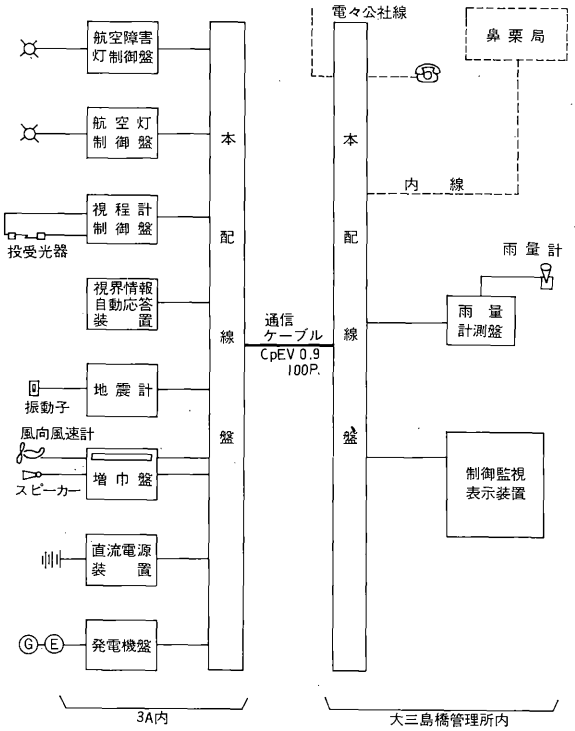
なお大三島橋橋梁燈は航路標識法第2条ただし書の規定による所管外航路標識として、昭和54年4月21日より正式点燈している。外観を図－8に示す。

16. 制御監視表示装置

本装置は大三島橋に設置している航空障害灯、航路灯、視界自動応答装置、受配電設備等の諸施設を大三島管理所において制御監視をし、異常気象時（表－5）には警報を発して警戒態勢または通行止め等の処置を措らしめるものである。図－9に示すとおり、信号の系統は各機器から3A側本配線盤、CPEV0.9、100P通信ケーブルを経て管理所側本配線盤に入り、更に雨量計測盤からの信号線と併せて本装置に入っている。監視項目は各機器5～10項目程度であり、5灯用または10灯用集合表示ランプにより表示させるもので、状態監視は白色灯、機器の故障または異常気象時の警報表示は赤色灯で表示させる、また特に重用なものについてはブザを併用し注意を喚起する。制御項目は非常用自家発電装置の起動―停止、商用～予備発の負荷切換～切戻し、放送用増巾盤の起動～停止の他6個のスピーカ（実装4個）の組合せを自由に撰択できる。放送は本装置の卓上型マイクロホンにより行うほか料金所におけるハンドマイクによっても行うことができ、モニター機能をも有する。モニターはこの他、視界情報自動応答装置動作時のモニターも併せ行う。水昌時計を内蔵し、月日時分秒をデジタル表示するほか気象視程、時間雨量、10分間平均風速のデジタル表示も行う。

表－5　警報表示項目

	警戒態勢	通行止
風速	20m/s以上	30 m/s以上
雨量	20mm/h以上	40mm/h以上
視界	200 m 以下	100 m 以下
地震	震度4以上	震度6以上



図－9　信号系統図

17. あとがき

大三島橋及び関連道路の土木構造物並びに付帯する維持管理施設も54年3月中に工事を完了し、3月末に建設省の工事一部完了検査を受検し、5月12日には待望の開通式を迎え、現在これら施設の運営も順調に行われているところである。　（文責：土山正己）

本州四国連絡道路(大三島橋)公表論文および報告書一覧表

番号	表題	執筆者	掲載誌等	刊号・年月・ページ
47－1	大三島橋の設計施工	金光　宏、高島　洸、城野治三郎、中山武志	施工技術	第9巻 第4号 1972.4　65～80
48－1	大三島橋の調査と計画	高島　洸、中山武志、越智　勝	日本道路会議論文集	S48　379～380
49－1	大三島橋の実施設計について	高島　洸、中山武志、越智　勝	橋　梁	1974.1　17～22
－2	中路アーチ橋での上路部水平材の固定	高島　洸、中山武志、野村国勝	第2回日本道路会議論文集	S49　439～440
－3	大三島橋の三次元的非線形特性について	前田幸雄、林　正、伊奈隆三	第29回土木学会年次学術講演会	S49　230～231
－4	アーチ橋の面外非線形挙動について	前田幸雄、林　正、森川孝義	〃	〃　232～233
－5	固定及び2ヒンジアーチ橋の大変形計算法とその非線形性状	前田幸雄、林　正	〃	〃　234～235
－6	補剛材付圧縮板の設計要領(案)	土木学会 本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会 解析分科会	本州四国連絡橋鋼上部構造・耐風・耐震に関する調査研究報告書	別冊1 S 49．3
－7	アーチの解析と吊橋解析の追補	〃	〃	別冊4 S49.3
50－1	大三島のり面試験工事(その1)	西牧新二、重村公登	本四公団だより	No.47 1975.8　8～12
－2	〃　(その2)	〃	〃	No.48 1975.9　5～8
51－1	大三島橋	多田安夫	本四公団だより	No.52 1976.1　4～7
－2	本四連絡橋大三島橋に着工	尾仲　章	建設月報	No.320 1976.2　29～30
－3	2ヒンジアーチにおける側タイの効果(その1)	金光　宏、中山武志	橋梁と基礎	1976.2　38～43
－4	〃 2ヒンジアーチにおける大三島橋(上部工)の設計 (その1)—(2)	〃	〃	1976.4　27～31
－5	〃 〃　(その2)—(3)	〃	〃	1976.5　13～18
－6	大三島橋の幾何学的非線形性と安全性について	中村　滋、前田幸雄、林　正	第31回土木学会年次学術講演会概要集	S51．266～267
－7	大三島橋の実験的研究	前田幸雄、林　正、松井繁之	〃	〃
－8	分科会報告（座屈分科会）	土木学会 本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会 座屈分科会	本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書	S51.3　5～13
52－1	大三島橋の塗装について	田島照義	鋼橋塗装	Vol.5 No.3 1977.3　27～30
52－2	本州四国連絡橋の塗装仕様について	田島照義	鋼橋塗装	Vol.5 No.3 1977.3　9～18
－3	大三島橋工事の進捗状況	榎波義幸	橋　梁	1977.7　2～10

表題	表題	執筆者	掲載誌等	刊号・年月・ページ
－4	大三島橋下部工工事報告	榎波義幸	本四技報	1977.7　2～9
－5	大三島橋の製作と架設	榎波義幸	サスペンション　エージ	No.29 S52.8　18～26
－6	高力ボルト継手の防錆について	榎波義幸、森　邦久、中村　守	第31回建設省技術研究会　道路部門	S52.10 105～110
－7	曲げと圧縮を受ける補剛板の座屈強度について	吉田好孝、北川　信、宇野名右衛門	第32回土木学会年次学術講演会概要集	S52　554～555
－8	大三島橋の面外強度について	前田幸雄、林　正、松井繁之	〃	S52　596～597
－9	分科会報告（座屈分科会）	土木学会 本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会 座屈分科会	本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書	S52.3　4～8
53－1	大三島橋上部工工事の現況（上）	今治工事事務所、横河・IHI J.V.	橋梁と基礎	1978.10　8～13
－2	〃　（下）	〃	〃	1978.11　30～36
－3	大三島橋上部工事の近況	榎波義幸	橋　梁	Vol.14 No.9 1978.9　2～12
－4	大三島橋のコンクリート	高須賀博一、福本英一郎	本四技報	Vol.2 No.6 1978.10　18～21
－5	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	〃	Vol.2 No.6 1978.10　22～27
－6	本州四国連絡橋大三島橋の設計施工について	林　宣熙	土質工学会中国支部、土木学会中国支部工事報告会	S53.3 23～38
－7	大三島橋の架設について	高須賀博一	第21回四国地方建設局管内技術研究会	S53.8 46.1～46.10
－8	側タイ付2ヒンジソリッドリブアーチ橋の非線形挙動	前田幸雄、林　正	日本学術会議構造研究連絡委員会　土木学会・日本建築学会第24回構造工学シンポジウム	S53.2
－9	IN-PLANE AND OUT-OF-PLANE INSTABILITY	前田幸雄	Proceedings of a Conference Conducted by the Transportation Research Board	1978.9　25～27
－10	Stiffening of Two-Hinged Steel Arch Bridge by Side-Ties	前田幸雄	Proceedings of '78 IABSE	1978
54－1	テールアルメ工法に関する調査	土木研究所 施工研究室 千田昌平、中垣光弘、坂井田美晴、足立賢一	土木研究所資料：本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告	第1456号 S54.1　61～76
－2	本州四国連絡橋の橋面舗装に関する調査研究	土木学会 本州四国連絡橋の橋面舗装に関する調査研究委員会	本州四国連絡橋の橋面舗装に関する調査研究報告書	S54.3
－3	大三島橋の塗装追跡調査	土木学会 塗装の品質管理維持管理等に関する調査研究委員会	塗装の品質管理維持管理等に関する調査研究報告書	S54.3　9～21

技術ニュース

「鋼床版現場溶接施工基準（案）がまとまる」

本州四国連絡橋の吊橋などの長大橋梁では、死荷重を軽減するために、鋼床版を採用することにしている。鋼床版の現場での接合は、舗装の影響などを考慮して溶接によることにしているが、鋼床版は輪荷重を直接に支持するために繰返される応力振幅が大きくなるので、疲労の影響を考慮して設計し、製作しなければならない。

ところが、現場溶接部の品質は施工環境や管理の程度によって大きくばらつきやすく、その疲れ強さに対する信頼性も低くなりがちである。

そこで、公団では昭和53年度土木学会・鋼上部構造研究小委員会に委託し、設計で要求している疲れ強さを満足する現場溶接継手が得られるように、施工基準を作成したものである。

この基準（案）の特徴は次のとおりである。

(1) 請負者の自主的な品質管理による品質保証を前提とし、請負者の有する技術能力を自主的に発揮できるように配慮した。

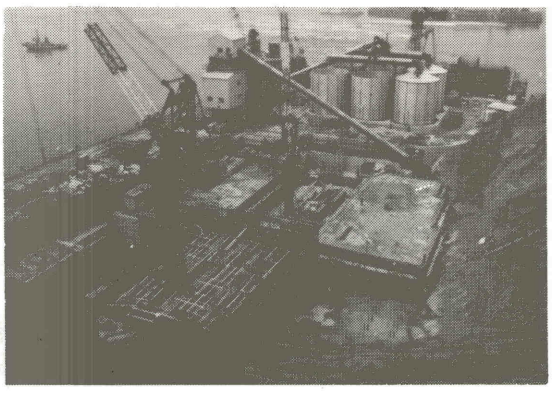
(2) 施工要領書の作成から品質検査まで、一連の現場溶接作業について規定した。

(3) デッキプレートにはX線検査を、縦リブの突合せ継手については浸透探傷試験に基づく検査を実施することとした。

大鳴門橋のアンカレイジ工事始まる

大鳴門橋のアンカレイジ工事はその一部が昭和53年10月に発注され、プラント設備等の設置に平行して岩盤清掃作業が進められ、昭和54年3月からコンクリート打設が始められている。この間に、大鳴門橋の道路・鉄道併用問題も結論が出され、将来の鉄道載荷を考慮したアンカレイジ設計も終了し、昭和54年5月、6月には、アンカレイジ（その2）工事を発注し、昭和55年度末の完成を目指して本格的なコンクリート打設作業に入る。

打設するコンクリート量は、全体で1A：約94,000m^3、5A：約104,000m^3となっており、本年10月から来年5月頃までにはケーブル・アンカーフレームの据付も行なわれる予定である。

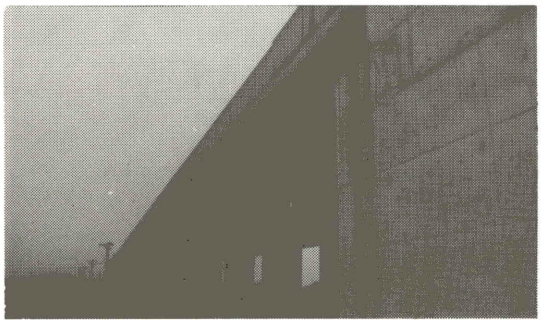


大日川ランプ高架橋工事の上部工事開始

淡路島内三原I.Cの大日川ランプ高架橋工事は、昭和53年7月の工事開始以来、順調に工事を進め下部工事をほぼ終了し、昭和54年1月末から上部工事を開始した。

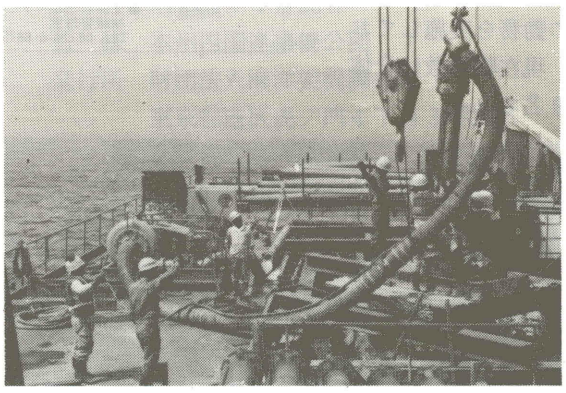
本上部工事は、4径間連続RCホロースラブ2連の第一大日川ランプ高架橋と4径間連続及び5径間連続ホロースラブ各一連の第二大日川ランプ高架橋を施工するものである。このホロースラブの特長は、景観上の配慮から下端に〝まるみ〟をつけている。

また、隣接の大日川ランプ橋（鋼上部工）工事における鋼箱桁を第2大日川ランプ高架橋上から引き出し架設するため、第2大日川ランプ高架橋の施工を先行させている。なお本工事の完了は昭和54年11月の予定である。



舞子沖地質調査の地下連続壁着手

昭和53年度より始められた本調査は、昨年度末にオープンケーソンの沈設(TP—30m)を終了し、引き続いて地下連続壁の構築が開始された。本調査に用いる地下連続壁は鋼管矢板を用いた柱列式の連続壁である。まずRCD機によりϕ1,500の孔をケーソン壁をガイドにしてTP—65mまで掘削し、ϕ1,100の鋼管を建込み、グラウトを注入する。本工事には36本の鋼管を要し、鋼管相互はジョイントによって繋がれており止水性の向上に寄与している。このTP—65mという深さの地下連続壁の施工は、施工例も少なく、その成果が大いに期待されている。



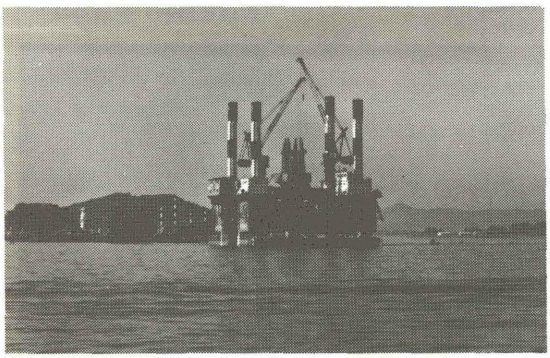
技術ニュース

南北備讃瀬戸大橋下部工工事の現況

工事着手以来ほぼ半年を経過した南北備讃瀬戸大橋下部工工事は5月末で南北両工区とも約30%の進捗を見ている。各工区の工事状況は以下のとおりである。

北工区の3P、4A地点では各々3回及び4回の発破を実施し、3P地点は引き続き穿孔発破作業を、4A地点は大型グラブ船による海底掘削を続行中である。また5P地点は7回の発破が終り一部海底掘削が開始された。

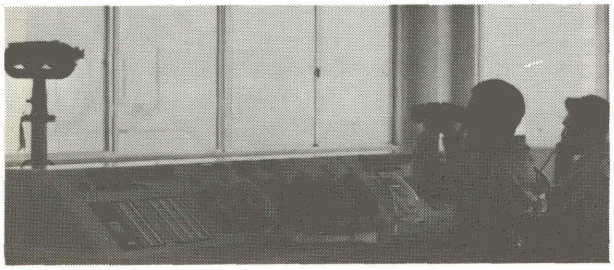
南工区の7A地点では14回の発破が終了し引き続き穿孔発破作業を実施中である。また工事に伴なう環境への影響について各種の計測を実施しているが、環境保全目標の値を越すような結果は出ていない。



児島・坂出ルート情報管理室の業務の現況

児島・坂出ルートの海峡部橋梁の建設に伴ない、工事に関連した情報を一元的に集中把握し、関係先に伝達して工事の円滑な遂行と、航行の安全を図ることを目的として設置したものであり、業務は瀬戸内海西部警戒船協会に委託している。情報管理室の設置場所は南北備讃瀬戸大橋の工事現場が一望できる番ノ州埋立地に選定し、鉄骨3階建の建物は53年11月に完成した。情報管理の業務は南北備讃瀬戸大橋下部工の工事開始とともに本格化し、班編成により2交代制で24時間の勤務を実施しており、現在職員数は全体で9名である。

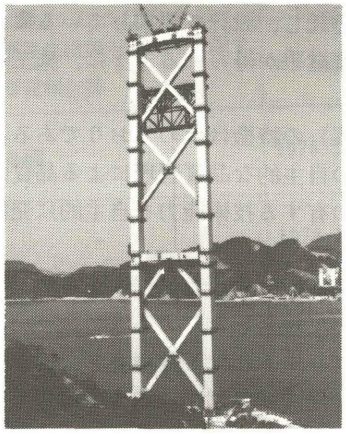




因島大橋主塔（3P）架設完了

因島大橋主塔（3P）は53年11月架設作業を開始して以来、鋭意作業を進めていたが、5月1日に主塔の上部水平材を、5月9日には塔頂サドル、塔頂クレーンの架設を終了した。引続きクリーパークレーンの2Pへの移設作業を行ない、7月より2Pの架設を開始する。主塔1基当り全鋼重は約2,800tであるが、施工性を考慮し塔柱は13段に分割した。さらに最下段を除きクリーパークレーンの吊能力より塔柱1箱は3個に縦割りしている。

塔柱1段の架設には約10日程度の日数を要した。



因島大橋関連陸上部工事進む

因島大橋関連陸上部は昭和53年度中に全ての工区について発注を終り、55年度の竣工を見ざし現在作業中である。現地は特定不況地域離職者臨時措置法に定められた特定不況地域の指定を受けている事を考え、発注に当り、地元業者に受注の機会を与えるため工区割に配慮した。

陸上部工事の概要は次のとおり。

1）全延長　7.8km(向島側5.6km、因島側2.2km)
2）土工量　切土　2,340千m^3
　　盛土　1,620千m^3
3）橋梁　11橋（延長1.5km）



図書の頒布について

(財)海洋架橋調査会におきましては、本州四国連絡橋公団監修のもとに、下記の図書を実費にて頒布いたしております。

本州四国連絡橋公団技術関係基準集　上・下巻
昭和53年4月　(在庫なし)

本州四国連絡橋(児島・坂出ルート)環境影響評価書
同評価書資料編　15,000円　昭和53年5月

土木工事共通仕様書　2,500円　昭和53年6月

ご希望がございましたら下記に申し込み下さい。

申し込み先　〒105 東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル
(財)海洋架橋調査会
電話03(436)—3896

振込み先　富士銀行虎ノ門支店　口座番号990412
財団法人　海洋架橋調査会

本四技報編集委員会名簿(アイウエオ順)

編集委員長	田島二郎	
編集委員	青木忠宗	大町武司
	岡留紘	川井幸一郎
	黒瀧義則	越村一雄
	菅沼健次郎	高木浩
	田中嘉博	津田勝久
	戸川春雄	徳原靖久
	長尾和守	馬場賢三
	樋下敏雄	山田勝彦
	小野秀男(海洋架橋調査会)	

本四技報 第9号

発　行　昭和54年7月25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
東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル　〒105
電話03(436)—3896
発行者　村上永一
印　刷　中井編集デザイン事務所

定価 800円