

報技四本

修監 本州四国連絡橋公団

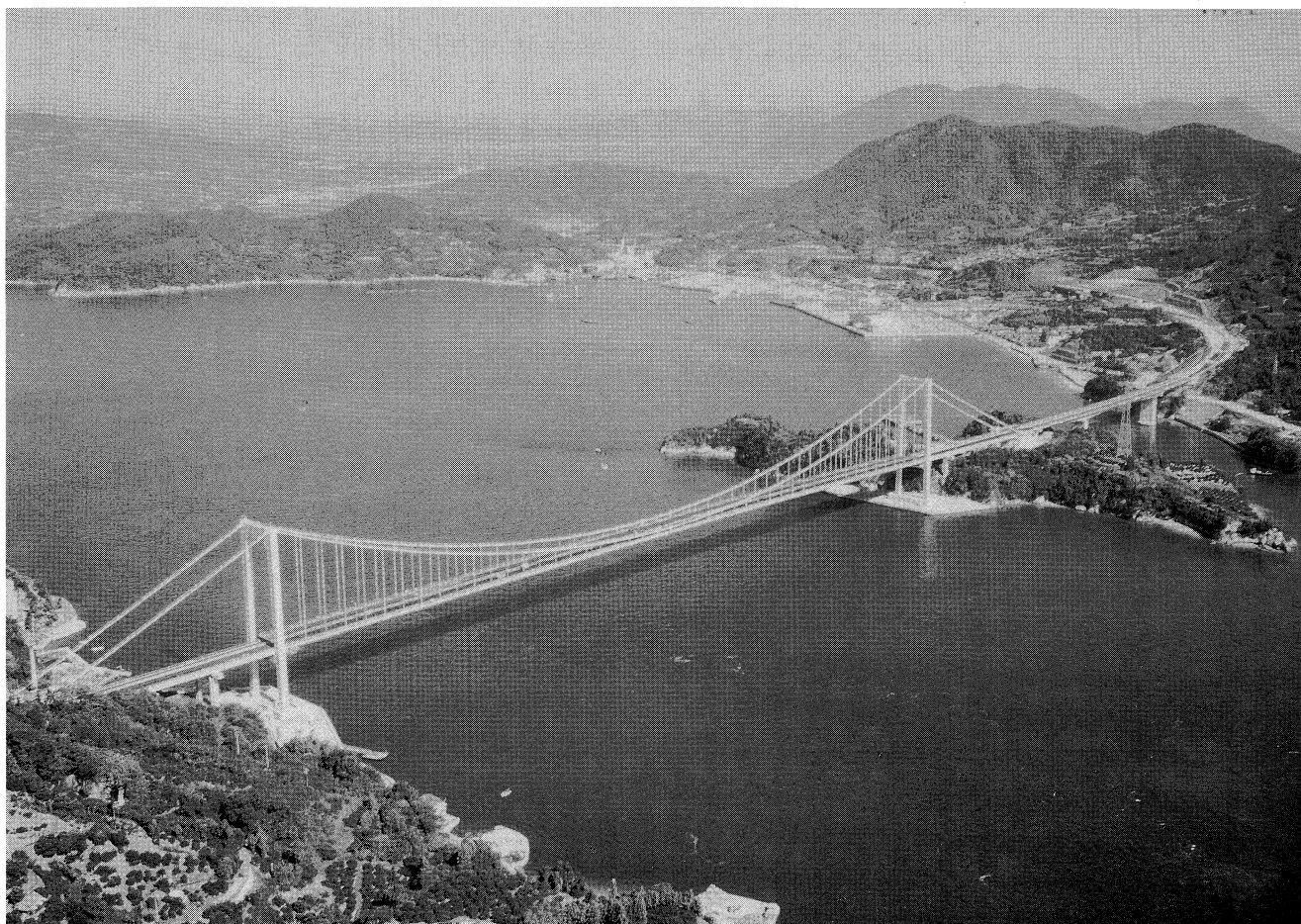
APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第46号 目次

伯方・大島大橋の開通によせて	第三建設局長	花市 穎 悟	1
伯方・大島大橋の開通	第三建設局建設部長	小川 英 信	2
伯方橋上部工の架設	愛媛県土木部 (前) 第三建設局今治工事事務所	越智 節 雄	3
大島大橋補剛桁の製作・架設	第三建設局今治工事事務所	福井 幸 夫	9
	第三建設局今治工事事務所	平野 信 一	
大島大橋補剛桁直下吊上げ工法	第三建設局今治工事事務所	平野 信 一	14
大島大橋補剛桁ハンガーブラケットの疲労試験	第三建設局計画課	谷中 幸 和	22
	第三建設局今治工事事務所	福永 勲	
伯方・大島大橋の橋面舗装工事	第三建設局今治工事事務所	日高 裕 司	28
大島大橋の耐風安定性 (全橋模型風洞試験および実橋振動計測による検証)	第三建設局今治工事事務所	平塚 義 久	35
伯方・大島大橋関連陸上部工事	第三建設局今治工事事務所	高嶋 勉	42
伯方・大島大橋維持管理設備	第三建設局機械電気課	吉本 正 徳	47
	同 上	末宗 仁 吉	
伯方・大島大橋関連区間の公表論文一覧表			48

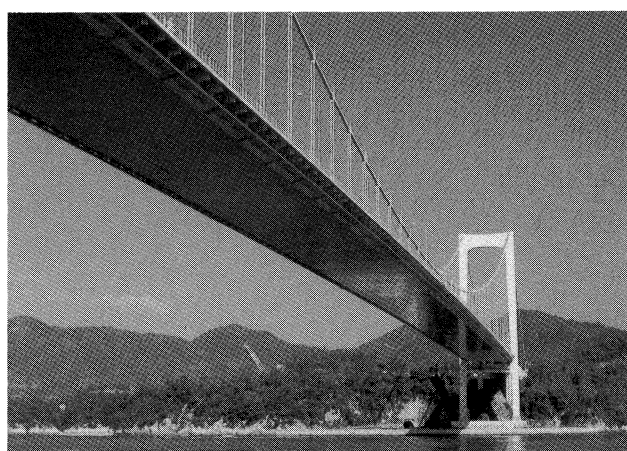
本四技報 第47号 (63.7) 掲載予定

- ・ マスコンクリートの品質調査
- ・ 児島・坂出ルート吊橋ハンガーブラケット疲労試験
- ・ 塩生橋鋼上部工の設計・施工
- ・ 櫃石島橋・岩黒島橋塔ケーブルの制振装置
- ・ 岩黒島橋高架橋の設計・施工
- ・ 北備讃瀬戸大橋の自動超音波探傷検査
- ・ 北浦港橋梁上部工の施工
- ・ 生口橋鋼コンクリートの接合部実験



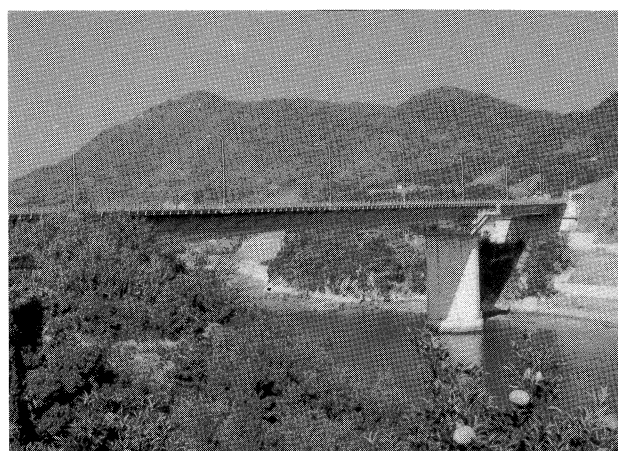
伯方・大島大橋

(63年1月)



大島大橋

(63年1月)



伯方橋

(63年1月)

伯方・大島大橋関連区間

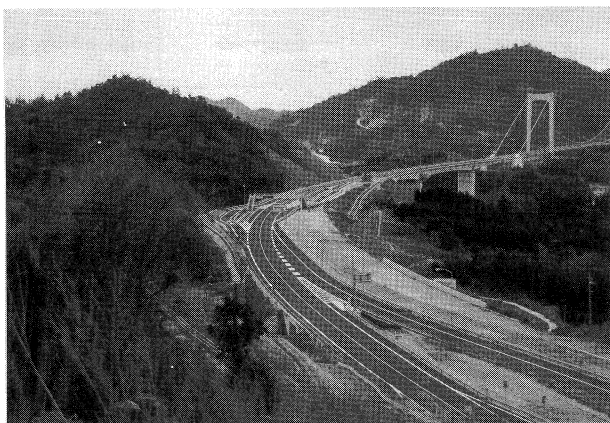


伯方島ICから伯方・大島大橋付近

(63年1月)

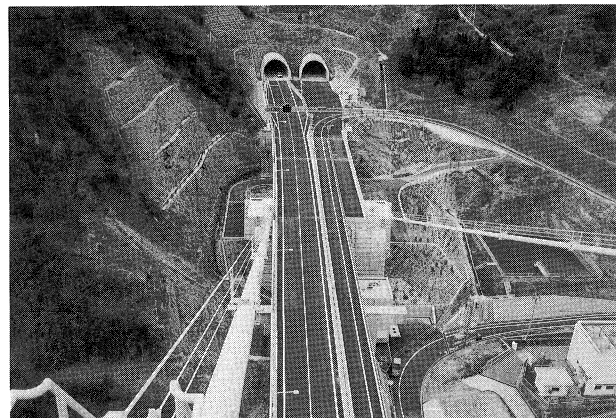


大島側陸上部の宮窪トンネルから宮窪出入口付近 (63年1月)



伯方島駐車場

(63年1月)



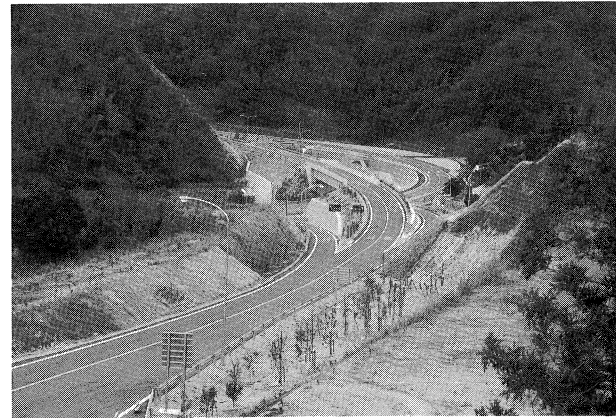
大島大橋塔頂から見た宮窪トンネル坑口付近

(63年1月)



宮窪料金所

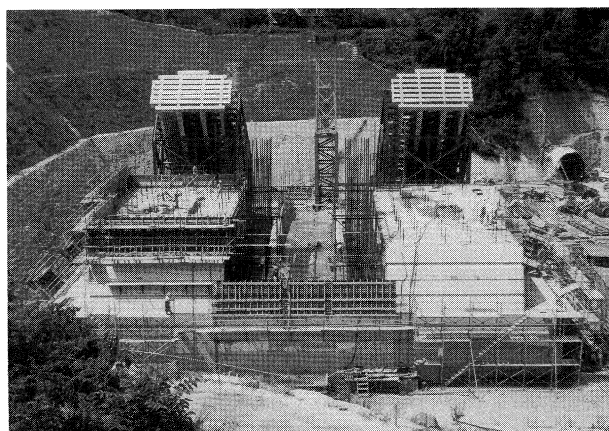
(63年1月)



宮窪出入口

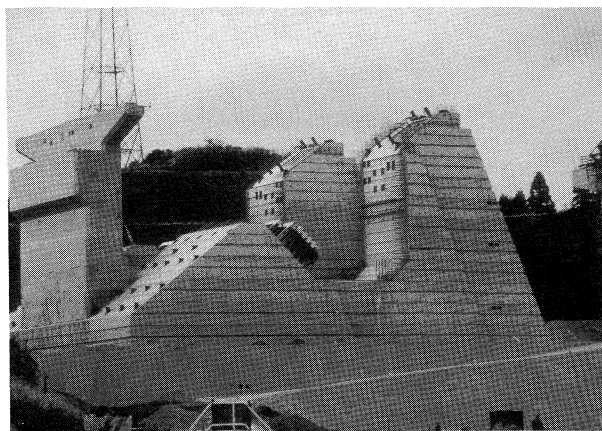
(63年1月)

大島大橋



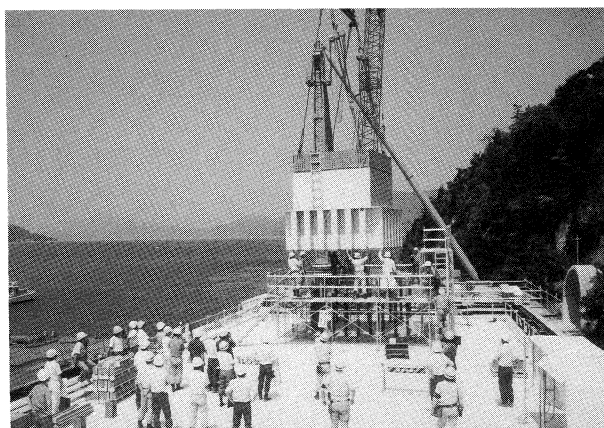
4A アンカレイジ工事中

(58年8月)



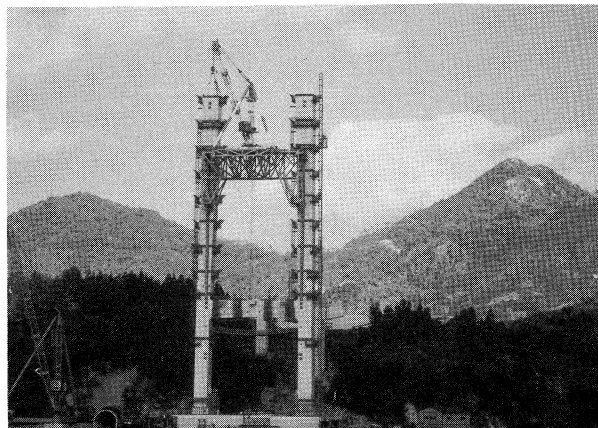
4A アンカレイジ完成

(60年2月)



5P 主塔第1段架設

(59年8月)



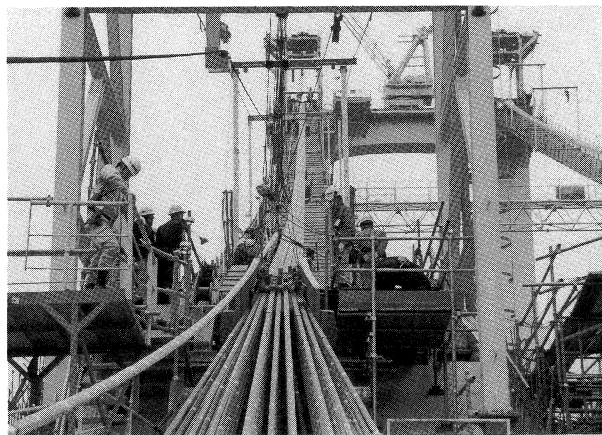
5P 主塔第11段架設

(59年11月)



パイロットロープ渡海

(60年10月)



ケーブル架設

(61年2月)

大島大橋及び伯方橋



大島大橋補剛箱桁の直下吊上げ架設
(61年9月)



大島大橋補剛箱桁の架設 (61年11月)



伯方橋の箱桁大ブロック架設

(61年3月)

伯方・大島大橋の開通によせて

Overview of Opened Hakata - Ohshima Bridge

第三建設局 局長 花市 穎悟

Eigo Hanaichi



昭和63年1月17日、地域振興に大きな役割を果たすものと期待された伯方・大島大橋は昭和56年3月着工以来6年余の歳月と約400億円の建設費をついやし、前後の関連区間を含め4.5kmが完成した。昭和54年に開通している大三島橋関連区間を含めると約11kmが供用され、大三島、伯方島、大島の越智三島が一体化されたことになる。この開通を機に本州四国連絡道路尾道・今治ルートは西瀬戸経済圏の幹線道路として圏域の発展の基礎となるようにとの願いを込めて西瀬戸自動車道と名付けられた。

伯方橋際において、多くの招待者、地元の人々の見守るなかでのテープカットは、建設に関わった一人として最も感激した一瞬であった。第三建設局、工事々務所の関係者はもとより、公団を挙げて事業の遂行にあたり、直接建設に携わった工事関係者の努力により、重大な災害、事故もなく完成できたことに心から感謝申しあげ、また用地関係、旅客船対策、航行安全対策など難しい課題に親身になって取り組んでいただいた多くの関係者の皆さんに心から敬意を表する次第である。

当ルートの建設は石油ショックによる凍結、財政再建による課題を一つづつ乗り越え、地域開発橋として順次建設されてきたところであるが九つの大小の島唄いに10橋を架ける計画のうち、大三島橋、因島大橋に次いで完成したもので、道路公団から去る2月1日に引継いだ尾道大橋を含め5橋が供用中である。しかし、ルート全体の事業費の進捗率は1/4程度であり、事業量の大半は今後に残されていることになる。

架橋地点の宮窪瀬戸は、見近島（無人島）によって二分されており、そこに鋼床版箱桁の伯方橋と吊橋の大島大橋が架けられている。詳細は本号の別稿に譲るとして大島大橋の技術的特徴をあげると、第一にわが国では初めての吊橋補剛桁に逆台形の鋼床版箱桁を採用したことである。従来の重厚な補剛トラスに代って軽快なイメージを与えており、断面を逆台形にしたことによって、船舶レーダーの偽像を減少させる効果が期待どおり現れている。また補剛桁の架設には、2パネル分の桁を海面から直接吊り上げる「直下吊り上げ工法」を採用し、台船の係留方法に工夫がこらされている。

第二に塔の形状については、国立公園区域のなかでも多島海景観の秀れた景勝地に架設されることを考慮し、自然景観との調和に配慮したことである。その結果、補剛桁が箱桁であることなども考慮し、ラーメン形式のすっきりした印象を与えるものとなっている。

自然景観との調和は瀬戸内海国立公園区域に建設される本州四国連絡橋計画の重要な課題の一つである。瀬戸内海には大小3,000余の島々が海に浮ぶ多島海景観、屈曲の多い海岸線、干潮、満潮の境には潮の流れが一旦静止し、その前後は反対に激しく流れる瀬戸景観、耕して天に至る段々畑、入江の奥にたたずむ漁村などの人文景観、これらが適度に混在しているところに特徴がある。

国立公園の概念は本来人間の手を排除した自然の造形を指すが、瀬戸内海地域には人為の加わらない地域は少ない。人為的な影響が時間の経過とともに自然のなかに溶け込んで、瀬戸内海特有の景観を作り出している。当ルートにあたる芸予諸島は青い海に、ときには影絵となって浮び、ときには重り合い、恰も陸続きのように見えるが、標高のある展望台から眺めると光る海のなかに島々が連なり、箱庭のような美しい景観を楽しませてくれる。瀬戸内海国立公園は比較的景観のスケールが小さく、繊細、優美な景観を特徴としている。

京都の龍安寺で石庭を眺めていると、静かな内海に平和な島々が浮ぶ自然の風景、瀬戸内海を思い起させる。一木一草も使わず大小15個の石が50余坪の庭に並べられ、一面に白砂を敷き詰めただけの単純な構成であるが、庭全体が海面を表現し、巖を島嶼に準えたものである。15個の石はどこから見ても必ず一つは見えないように配置されている。この見えない石を心眼によって見抜くのが禅の境地だと説かれている。方丈の廊下に座っていくら眺めても俗人には禅の境地に入れないが、見る位置によって石が重り合い、見え隠れする様は多島海景観そのものであり、石と砂で出来た庭は、眺める人の心によって「静」から「動」を、更に「狭」から「広」を感じさせる力がある。

日本の庭園はヨーロッパの人工による画然と整理された整形式の庭園と比較して自然風あるいは自然風景式といわれる。その庭園のなかには滝、遣水、池、橋などがあり、自然の風景のように作られている。そこには自然に従い、自然を造形するという姿勢がある。芸予諸島の島々は、新しい道路と橋梁の規模とも拮抗し、それ程無理なく受け入れられるものと考えられるが、瀬戸内海の景観との調和を考えると、人工的に自然を造形するという姿勢が必要である。ここに道路、橋梁計画と日本風の作庭の意図と相通じたものがある。

昭和63年度から来島大橋は事業化されたが、多くの課題のうち上記もその一つである。これまでの経験の蓄積を生かし、さらに発展させる努力をしたい。

伯方・大島大橋の開通

Opening of Hakata—Ohshima Bridge

第三建設局 建設部長 小川 英信

Hidenobu Ogawa



昭和56年3月着工以来、約7年の歳月と約400億円の建設費を投入して建設していた伯方・大島大橋関連区間が、昭和63年1月17日に盛大に開通祝賀式が挙行され、供用するに至ったことは、真に喜しい限りである。これも関係各位の長年にわたる絶大なる御支援、御協力の賜であり、厚くお礼申し上げる次第である。

伯方・大島大橋関連区間は、尾道・今治ルートで大三島橋関連区間、因島大橋関連区間に次いで第三番目の供用区間であり、各々の供用延長6.8km、9.4kmと今回の4.5kmを合せ合計20.7kmとなり、当ルートの60.1kmの約1/3の区間が供用されたことになる。大三島橋の昭和50年12月の着工以来、数えて12年間で今日の状況に至ったことに真に深い感慨をおぼえるものである。

本関連区間は伯方ICから宮窪出入口であり、既に供用されている大三島橋関連区間と相まって、大三島、伯方島、大島の越智諸島三島五町が架橋によって陸続きとなる。このことは本供用が契機となり、かんきつ類を中心とする農業と観光の大三島と、警察署、消防署等三島の住民が利用する行政機関が多い伯方島、そして大島石の採石を中心とする鉱業と漁業の大島の三島が、相互に社会的、経済的交流が活発に行われ、離島性の解消、広域行政の進展が一般に期待されており、是非そうした状況になることを強く望むものである。

本関連区間の海峡部橋梁は、伯方島と見近島を結ぶ伯方橋と見近島と大島を結ぶ大島大橋がある。これらの橋も着工時は、予算上から工夫され二橋の橋も一橋と勘定され、通称伯方・大島大橋と呼称されて建設されたものである。伯方橋は中央支間145m、橋長326mの三径間連続箱桁橋であり、大島大橋は中央支間560m、橋長840mの単径間吊橋である。

大島大橋の特徴は、経済性及び景観上の配慮から吊橋の補剛桁を、暫定施工並びに将来完成施工両面を考慮した箱桁形式とし、塔の構造としてラーメン形式を採用したことである。

本形式採用に際しては、次のような検討が行われた。

橋梁形式として、斜張橋は検討当時として世界最長となり、設計、施工両面から更なる検討を要することから不採用とし、吊橋に関しては単径間吊橋、三径間吊橋につき、各々補剛桁をトラス案、箱桁案で検討し、暫定時並びに完成時両面配慮し、経済性及び、景観面から判断し、中央支間560mの単径間補剛箱桁吊橋の採用が決定

されたのである。箱桁の形状についても数種につき、暫定時、完成時の両断面の耐風安定性、船用レーダー障害対策上の配慮、変形並びに鋼重等の検討を行い、その結果として、桁高2.2m、腹板傾斜角52度の逆台形箱桁断面が決定されたのである。塔形式については、トラス形式、ラーメン形式、直塔、斜塔につき検討し、経済性に大差なく、景観を考慮し、ラーメン形式の斜塔が採用されたのである。

次に施工に関してふれてみる。

施工に際しての諸手続は、既往の大三島橋あるいは因島大橋等の実施例を参考とし、環境に関する自然公園法第40条第1項の規定に基づく協議、あるいは海上交通安全法第31条第1項の規定に基づく通知等に関して、各関係者の御指導、御協力により、順調に進捗したとことで、これら関係各位に深く感謝をしているところである。

本橋施工での最大の特徴は、補剛桁架設工法として、当公団初公開の直下吊り上げ工法を採用したことである。本工法は送り出し工法、橋上運搬工法あるいは桁下運搬工法に比べ、架設工期並びに経済性に優れている。その反面海面使用に際し航路制限を要するが、幸い海事関係者の御理解、御協力により、海面使用が可能となり、本工法を採用するに至ったのである。

本橋の建設期間中の天候に関しては、パイロットロープの渡海が1回延期となり、当時の関係者は気をもんだものと伺ってはいるが、大きな台風の襲来もなく、天の運にも恵まれたものと感じているところである。

当関連区間の建設に従事した作業延労働時間数は、約3百万時間・人にも達し、関係者の絶大なる御努力により、死亡者皆無で完成出来たことは、何にも増して有難いことであり、関係者の御苦労に対し感謝の念に耐えないところである。

当関連区間の供用へ向かっての工事と併せて、来島大橋の調査も鋭意進めてきた状況を勘案するとき、かつて大鳴門橋が完成し、明石海峡大橋の起工へとつながったように、当関連区間の完成が、来島大橋の事業化として昭和63年度建設費をいただく結果につながったものと理解しているところである。

最後に、来島大橋の事業化の実施に向けて関係各位の増々の御支援、御協力をお願い申し上げ、伯方・大島大橋の開通に際しての小文を閉じさせていただく。

伯方橋上部工の架設

Erection of Hakata Bridge

愛媛県土木部港湾課
(前) 今治工事事務所第二工事長付

越智節雄

Setsuo Ochi

1. まえがき

伯方橋は、本州四国連絡橋尾道～今治ルートのうち、伯方島と大島との海峡部に大島大橋と隣接して架かる3径間連続(90+145+90m)の鋼床版単箱桁橋である。

本橋については当技報の'86・10号に設計・製作編を報告しているが、本号では架設編として架設工法に伴う設計検討と架設工事を述べる。

本橋の架設工法は、中央径間部の3,000t吊クレーン船による大ブロック架設と側径間部の180t吊トラッククレーンによる小ブロック架設に分れる。(図-1)

本橋の架設工事は、昭和61年2月に1A側で最初的小ブロック架設を行い、3月15日に2P,3P上に中央径間部の大ブロックの据付を経て7月に4A側の最終ブロックの架設を完了した。引き続き、橋梁付属物・公共添架物の据付を行なって昭和62年1月にしゅん工した。その後、大島大橋の残工事の搬入路に使用され、伯方・大島大橋の開通を迎えるに至った。

2. 架設概要

架設ステップ図を図-2に示す。まず1A側より小ブロック①,②を架設し、次に中央径間部の大ブロックを架設した。さらに、③の閉合ブロックを架設して1Aから3Pまで連結させた後、④～⑦の小ブロックを順次、4Aまで架設していった。

大ブロックは、全長182m、鋼重約2,000tonで製作工場の地組立ヤードで1,600t吊クレーン船と1,300t吊クレー

ン船2隻の相吊りで16,000t積台船に積み込み、架設現場から約1km離れた伯方島の枝越港沖合の仮泊地まで海上輸送した。仮泊地において3,000t吊クレーン船により吊上げた後、架設地点まで吊運搬し、2P、3Pの両支点上に据付けた。

小ブロックの部材は、架設工程に合わせて製作工場より、3,000t積台船で数回に分けて海上輸送し、枝越港内の作業ヤードに仮置した。水切り作業には、架設用の180t吊トラッククレーンをその都度移動させて使用したが、仮置き部材の横持ちや架設現場へ運ぶ輸送用トレーラーへの積載には、作業ヤードに設けたゴライアスクレーンを使用した。架設地点まで運搬した部材は、1Aから4Aへ向けて架設済みの橋面上に置いた180t吊トラッククレーンにより架設した。

3. 工法選定

架設地点の海峡部は狭く、浅い。その上、海峡中心線と橋軸中心線が約70°の角度をもっているのも、桁と直角に3,000t吊クレーン船を配置できない。そのためにクレーン船の左右2本のブームの角度を変化させることによって桁とクレーン船に所定の角度をもたせてクレーン船を海峡へ進入させた。こうして3,000t吊クレーン船による2P,3P両中間支点を含む中央径間の大ブロック一括架設が可能になった。これにより小ブロック架設の部材の搬入をすべて1A側から行うことができ、大島大橋の架設工事と競合する4A付近の作業ヤードを使用する必要がなくなり、合理的で経済的な架設工法が選定できた。

側径間部は、180t吊トラッククレーンによるベント架

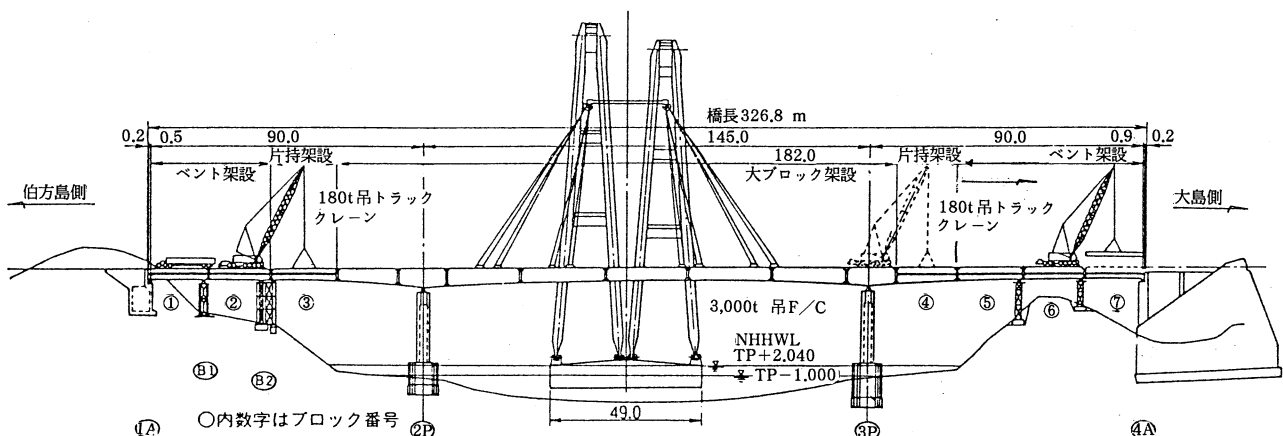


図-1 架設工法概要

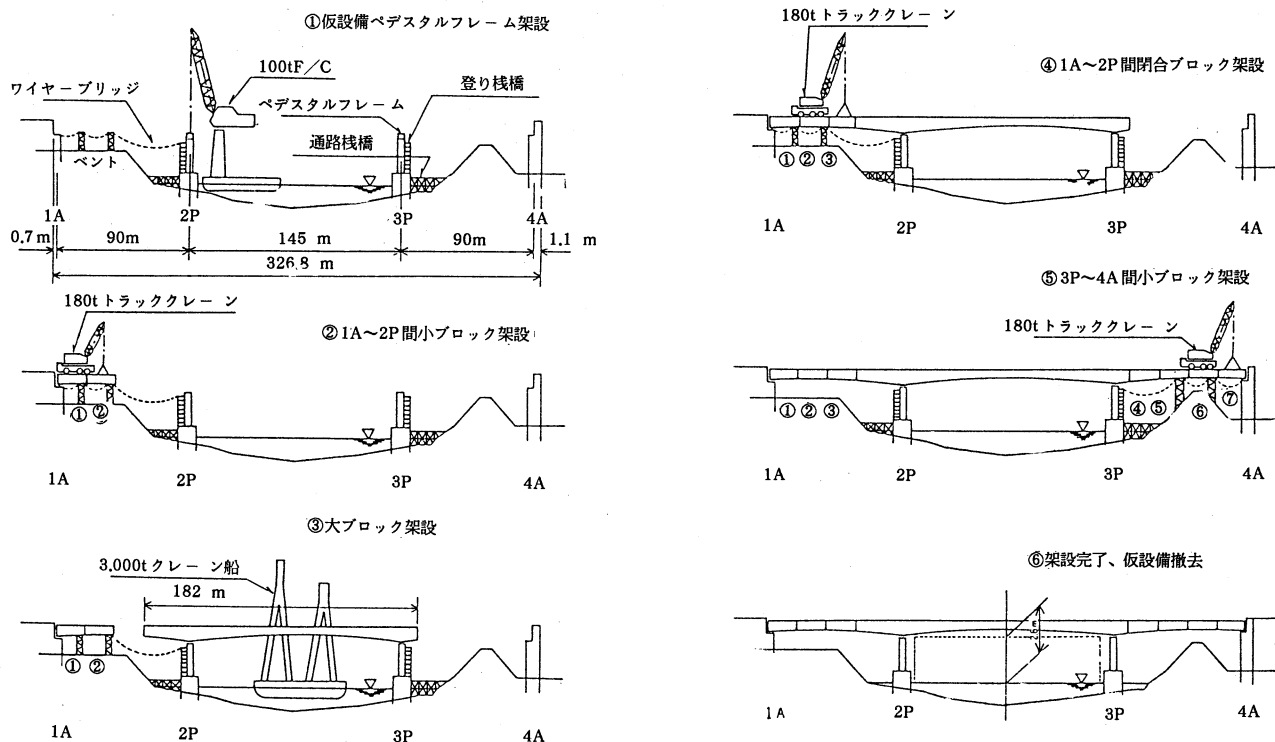


図-2 架設ステップ図

設とした。①、②ブロックが国道上の架設であり、また海岸線が急峻な崖となっているため、ベントの設置場所が限定された。そのために部材長を20~22mとした。さらにトラッククレーンの吊能力から断面を9分割し、部材重量を最大28tまでとした。大ブロックに取付く③、④ブロックは、海中にベント設置ができないので片持架設とした。

③の閉合ブロックを無応力で閉合させるため、①、②ブロックを1Aで880mm上げ越して架設し、大ブロック側と小ブロック側の仕口を合わせて添接した。1Aでの上げ越しは、閉合完了後、ジャッキダウンにより正規の高さに修正し、あらかじめ架設しておいた1A支承にセットした。

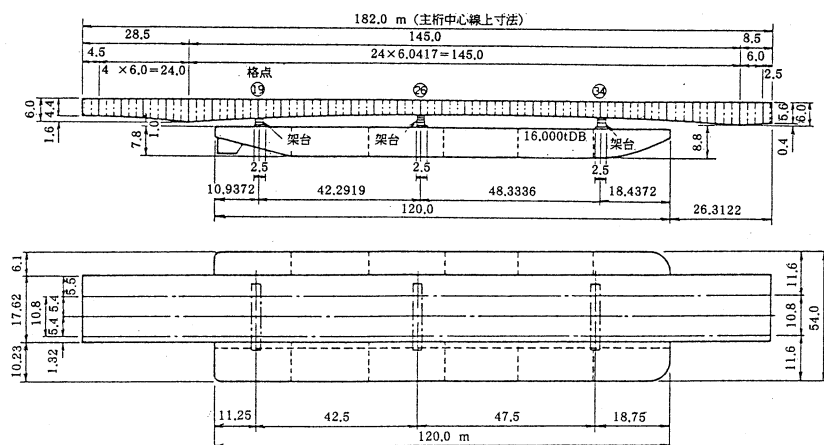


図-3 大ブロックの台船輸送

4. 輸送、架設時の構造検討

4.1 大ブロック輸送時の設計検討

台船輸送時の支持状態は、反力の分散と振動防止のため、図-3に示すように3架台（6支点）支持とした。

架台反力の計算を表-1に示す。輸送時、本体の張出し長が長いこと、本体自重によって中央架台部に浮き上がりが生じないように、中央架台位置に550t相当の突き上げ荷重を作用させた。

表-1で求めた反力が作用する2径間連続桁として桁に作用する曲げモーメントを求めると全区間にわたって負の曲げモーメント分布となる。本体断面の応力照査

表-1 架台反力の計算

(単位: t)

		格点19	格点26	格点34	内 容
鉛 直 荷 重	Po	437	234	425	本体自重 (2,057t)、吊具 (140t)、突き上げ荷重 (中央架台550t)
波による動揺	0.25Po	±109	±71	±106	Poの25%
波による浮力	ホギング	-	+29	-	波高1.5mの波による浮力
	ザギング	-	-29	-	
不均等荷重	不等沈下	-	±19	-	架台の高さ誤差として1cmの相対不等沈下
	ねじれ	±63	-	±63	
温度変化による変形	主 桁	-	-76	-	本体上下フランジの温度差15℃ 台船と海水の温度差15℃
	台 船	-	±39	-	
合計反力	最 小	+265	+50	±256	
	最 大	+609	+442	±594	

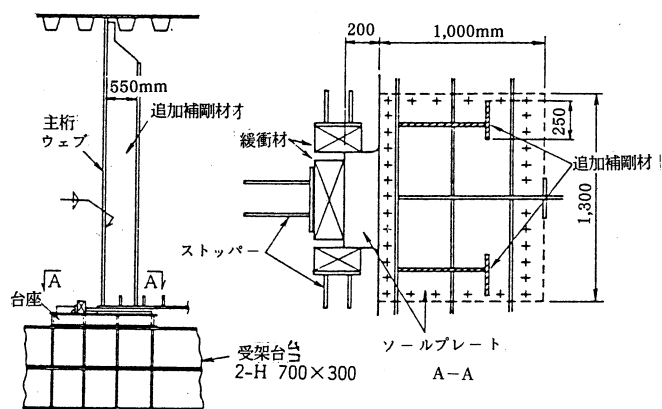


図-4 支持点補剛材

については吊上げ時の応力照査と合わせて後述する。

本体の支持点には架台の最大反力 609t に対して図-4 に示すような T 型断面の鉛直補剛材を追加した。

4.2 大ブロック架設時の構造検討

大ブロック架設時のクレーン船のワイヤリングは図-5 に示すように、2 ブーム、4 フック、16 点吊りである。各フックごとのワイヤー張力が均等になるように平衡滑車を設けて 2 吊索 ($\phi 100\text{mm}$) を連結した。

吊り上げ時の計算は、まず、力の釣り合いよりワイヤー張力を求め、主桁にそのワイヤー張力を外力として作用させて解析した。

各々の吊り点をダイヤフラム位置としたため、桁の重心と吊り点の中心が約 1.8m ずれる。(図-6.a) ワイヤリングが変化しないで吊り上げられれば、吊り点の中心の鉛直線上に桁の重心が一致するように全体が回転する。(図-6.b) 桁をレベルにして架設するため、左右のフックの巻上げ、巻下げによってワイヤリングを変化させて桁を静止させる。(図-6.c) この釣り合い形状からワイヤー張力を求めた。この時、各フック内の 4 個の吊り点の中心点は実質的な支点となり、たわみは無視できるほど小さいので考慮しなかった。

大ブロックの断面力は、2P, 3P を仮想支点とする単純梁に、求めたワイヤー張力と桁の自重が作用する系として解析した。(図-7)

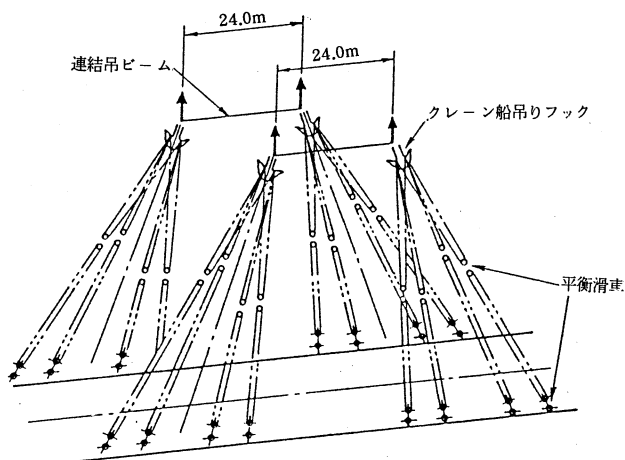


図-5 吊り上げ時ワイヤリング

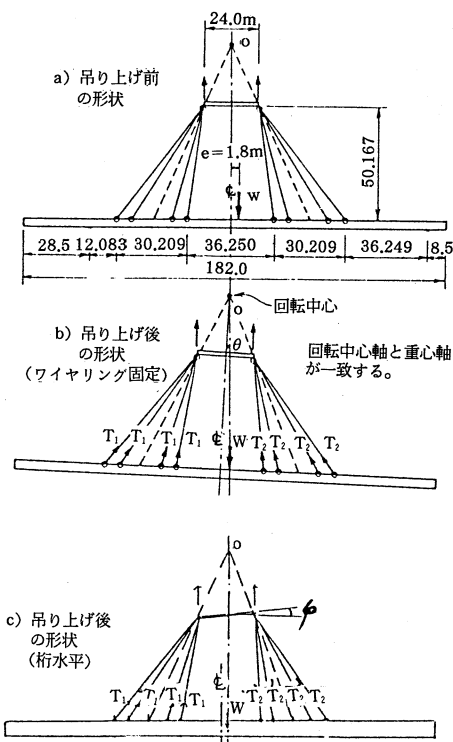


図-6 吊り上げ時の釣り合い形状

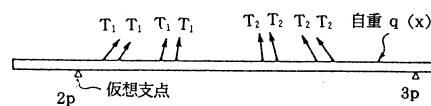


図-7 吊り上げ時の解析

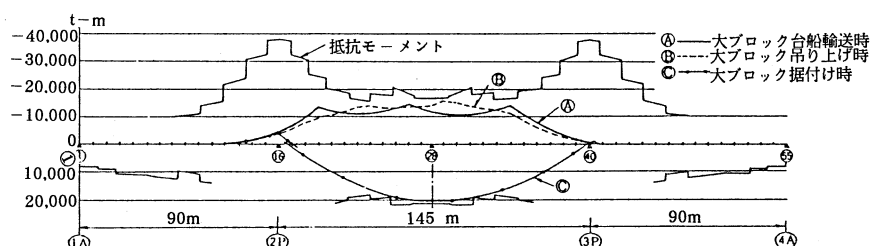


図-8 大ブロック架設時の断面力

その結果、吊り上げ時には、中央径間中央部に台船輸送時と同様、大きな負の曲げモーメントが発生することがわかった。(図-8)

4.3 大ブロック架設時の応力照査

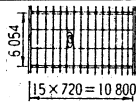
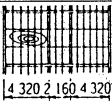
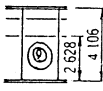
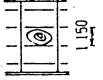
図-8 に示すように大ブロック架設時、中央径間部には完成系の曲げモーメントと反転する負の曲げモーメントが発生するので、下フランジの補剛板としての座屈強度の照査および腹板の曲げ座屈強度の照査を行なった。

この結果、表-2 に示すように下フランジでは縦桁を 2 本配置して座屈補強し、腹板では、水平補剛材の無い下フランジ側にも水平補剛材を 2 段追加配置した。

4.4 小ブロック架設時の構造検討

小ブロック架設区間では、図-9 に示すように断面を 9 分割しており、単材ごとに順次、現場で組立てていった。箱断面が組立てて完了するまでの各架設段階の断面は、非

表-2 大ブロック架設時の座屈補強

対象	状 況	計算モデル	最大応力 σ (kgf/cm ²)	座屈応力 σ_{cr} (kgf/cm ²)	安全率 σ_{cr}/σ	判 定	適 用
中央径間下フランジ	原設計	局部座屈 	2,153	3,143	1.46	OK	
		全体座屈 	2,153	1,083	0.50	OUT	
	補強後縦桁2本追加	縦桁横座屈 	1,850	2,520	1.36	OK	
		全体座屈 	1,850	3,197	1.73	OK	
中央径間腹板	原設計		* 1,705	375	0.22	OUT	* ここに示す応力の値は、座屈照査パネルに発生する応力を示す。
	補強後下側に水平補剛材追加		* 693	2,030	2.93	OK	

対称な開断面形状となり、ねじりによる影響が大きいので、ねじりによる応力度と変形を照査した。

非対称の断面では、断面の重心とせん断中心が偏心しているので、自重による曲げモーメント (M_x) の他にねじりモーメント (M_w) が作用する。

支間長を l 、自重を q 、せん断中心と重心との偏心量を e とすれば、ベント架設区間の単純支持の場合、

$$M_x = q l^2 / 8$$

$$M_w = -\frac{q l}{\alpha^2} \left(1 - \frac{1}{\cosh \frac{\alpha l}{2}} \right)$$

となる。¹⁾

ここに

$$\alpha = \sqrt{GK/EI_w}$$

G : せん断弾性係数 (kgf/cm²)

K : 断面の純ねじり定数 (cm⁴)

$;$: ヤング係数 (kgf/cm²)

I_w : 断面のそりねじり定数 (cm⁶)

ねじりの影響がいちばん大きい第1ブロックのL型断面の応力分布を表-3、aに示す。腹板上縁で過大な応力が発生し、圧縮板の許容応力度を越えることが解った。

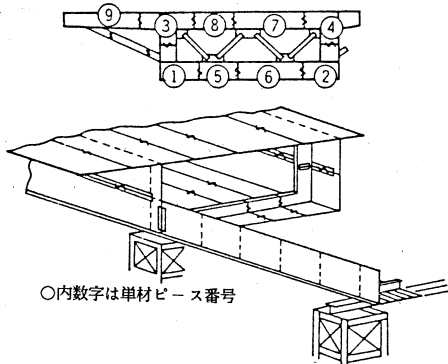


図-9 小ブロック架設組立図

そこで腹板上縁にT型断面の補強梁を配置した。補強後の応力分布を表-3、bに示す。

ベントのない片持架設の場合の作用断面力は、単純支持の場合の約4倍となり、ベント架設区間と同様な補強では耐荷力が不足するのでT型断面の補強梁に加えてL型鋼で斜めに仮設のトラスを組んで補強した。(図-10)

5. 大ブロック架設

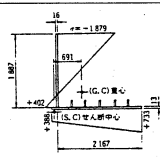
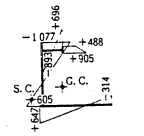
大ブロックは、枝越港において16,000t積台船上により、3,000t吊クレーン船で吊上げた。吊上げは、クレーン船の各フックの吊上げ荷重を徐々に上げながら、負荷段階ごとに巻上げ荷重と桁の架台からの離れ量を計算値と照合しつつ行なった。吊上げ完了後、クレーン船のデッキ上からトランシットにより桁を視準し、桁とクレーン船に所定の角度がついているか

確認した。

吊上げたまま、枝越港で仮泊した翌日、3,000馬力級の曳船5隻で架設地点まで曳航した。架設地点手前であらかじめ設置しておいたアンカーに係留索を取り、以後の移動は、係留ワイヤーの操作により行って、橋脚の直上まで桁を前進させた。(図-11.写真-1)

計画では、クレーン船の2本のブームの角度を5° (左: 63.5°, 右: 58.5°) 変化させて橋軸線とクレーン船の中心線との角度 θ を70° 持たせる予定であったが、3P側の

表-3 L型断面の自重による応力分布

断 面 形 状	腹板上縁の応力度 (kgf/cm ²)			
	曲げモーメントによる垂直応力度 σ_x	ねじりモーメントによる垂直応力度 σ_y	$\sigma = \sigma_x + \sigma_y$	許容応力度 σ_a
a) 原断面 	-449	-1,430	-1,879	(17)
b) 補強断面 	-263	-814	-1,077	1,202

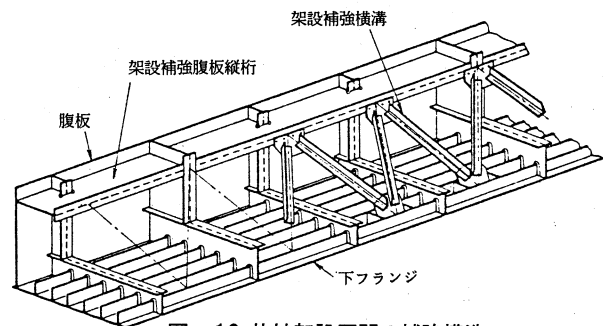


図-10 片持架設区間の補強構造

表-4 大ブロック架設工程表

月 日	2								3																						
	26	27	28	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22						
16,000t D/B					船	装	及	び	準	備		回	航	積	込	輸	送	自	付	吊	上	回	航			船	装	解	除		
1,600t吊F/C									回	航		準	備	自	付	積	込		回	航											
1,300t吊F/C										回	航	準	備	自	付	積	込		回	航											
3,000t吊F/C															回	航	自	付	吊	上						架	設	離	脱	回	航

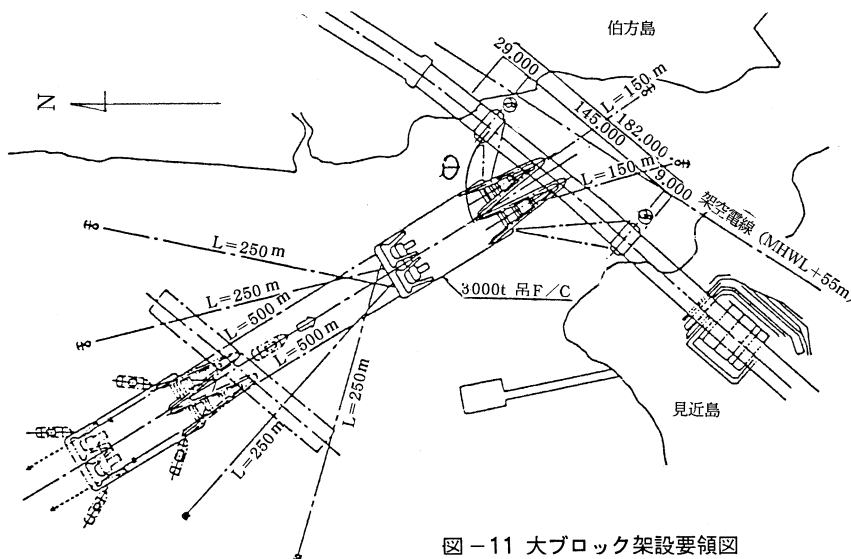


図-11 大ブロック架設要領図

荷重が計算値より大きく、クレーン船の吊り能力を越えるので、3P側のブームを起こしてそれぞれの角度を左：63.5°、右：60.5°とした。この時、 θ は約76°となり、クレーン船のウィンチと桁端部をワイヤーで結び、ウィンチを巻き込むことにより所定の角度をとれるようにして臨んだ。しかし、満潮時ということで、水深に余裕があり、クレーン船の船尾を見近島側に寄せて桁位置を修正することで済んだ。

クレーン船を係留固定後、巻き下げを行なった。脚上約1mの位置であらかじめ設置しておいたペDESTALフレームから桁引き寄せ用ワイヤーを取り、接地時の微調整は、このワイヤーで行なった。接地は2P側の沓から行ない、ただちにジャッキを装着して沓を仮固定した。引き続き、主巻ウィンチを巻き下げて3P側の沓を接地させた。さらに巻き下げてクレーン船の主巻ウィンチの荷重を徐々に解放していった。この時、桁のキャンバー変化

により、支間長が変化するが、この移動量は3P側の支承を移動させることによって対応した。全移動量は、230mmあり、可動沓の移動可能量を超えるのでペDESTALフレームと沓の間にテフロン板を敷き、この間で移動させた。(写真-2)

台付けワイヤーロープは、 $\phi 100\text{mm}$ と非常に太く重くて扱いにくい。ワイヤリングは、クレーン船の補巻ウィンチとフォークリフトを動員した人海戦術で行なったが、丸一日を要した。(写-3)

吊具の解放は、鋼床版上で吊ピースをガス切断し、台船上でワイヤーをフックから取り外した。

大ブロックの架設工程表と架設当日のタイムスケジュールをそれぞれ表-4、表-5に示す。

6. 小ブロック架設

小ブロック架設におけるブロックの架設フローチャートを図-12に示す。小ブロック架設する部材の添接は、大ブロックの地組立と同様、鋼床版デッキプレートとUリブを現場溶接、その他の部材をH.T.B.接合とした。

各ブロックの架設段階ごとに第1ピースとなるL型断面の部材は、すでに示したような座屈に対する補強を行い、内側へのはらみ出し変形がよく抑えられた。しかし、

まだ変形が残るので、左右の部材間につなが材を入れてジャッキで押し広げることで対処した。(写真-4)

③の閉合ブロックは、大ブロック側に接合し、大ブロック側の仕口のはね上がりを抑えて小ブロック側の上げ越し量を小さくした。閉合部の仕口の遊間を110mmとり、中央径間大ブロックを2P,3P支承位置でジャッキ操作により縦移動させることによって閉合させた。閉合作業は、日照によって生じる桁の内部温度差による変形が発生しにくい早朝、短時間で行なった。

日照による桁変形の影響は3P~4A間の⑤ブロックの架設においても生じる。⑤ブロックはベント上の架設ということで単純支持で設計したが、他の単純支持のブロックと異なり、接合する大ブロック側の仕口直近に支点がない。したがって、架設ブロックの自重や、日照により生じる大ブロック側のタワミ変形に伴う仕口部の鉛直変位と回転変位の影響を受ける。この鉛直変位量は、1



写真-1 大ブロック架設

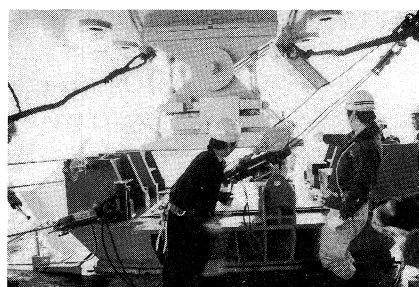


写真-2 大ブロック据付け時の支点上

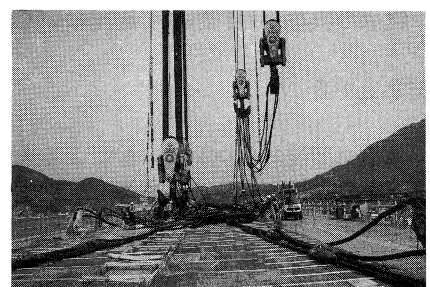


写真-3 ワイヤリング状況

表-5 大ブロック架設タイムスケジュール

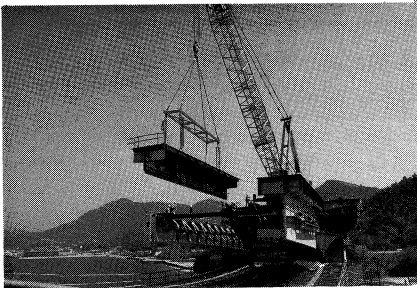
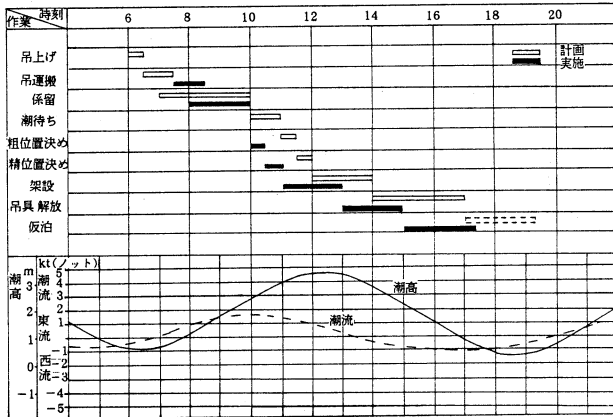


写真-4 小ブロック架設 (第4ブロック)

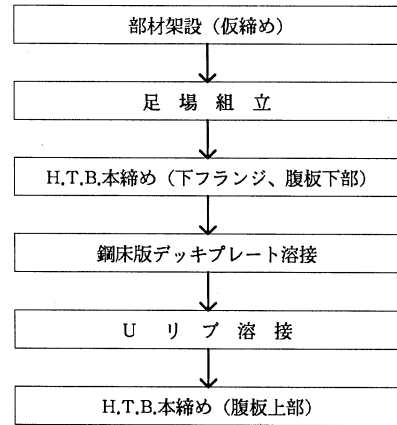


図-12 小ブロック架設の1ブロックの架設フローチャート

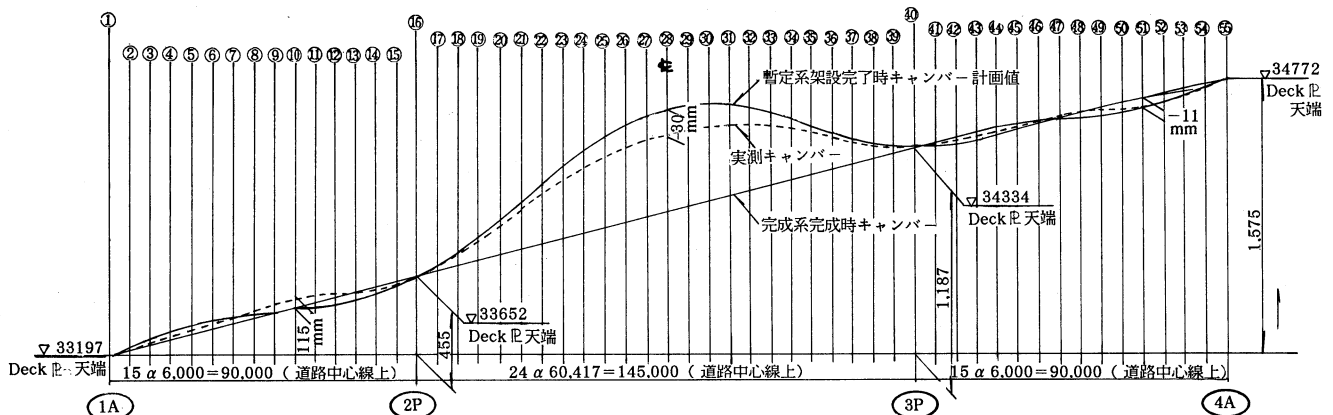


図-13 架設完了時のカンバー図

ピースの自重により約10mm、大ブロックの桁内温度差10°につき約60mmである。この変形を拘束すると大ブロック側の添接部に過大な応力が生じるため、B₃ベント上でジャッキを仕込み、ジャッキ反力を調整して変形に追従させた。

7. 架設精度

架設後のカンバー図を図-13に示す。
従来の実績から判断して満足のいく精度が得られた。

8. あとがき

本橋の架設は、クレーン船による大ブロック一括架設とトラッククレーンによるベント架設という異なった二工法を用いたが、それぞれ他橋の同種の架設工法とは異なった特徴を持っている。

大ブロック架設の特徴は、ブロック長182mもの桁を

1隻のクレーン船で吊った点と左右のブーム角度を変えて桁とクレーン船に角度をつけた点である。このため、吊点の数と位置の制約から、桁の変形量が大きくなったが、変形の管理を入念に行ない、安全な施工を行なった。現場は狭水道でクレーン船の動きを制約された厳しい条件の中での作業であったが、乗組員の絶妙なワイヤー操作により、計画どおりスムーズに架設できた。

小ブロック架設の特徴は、地形条件の制約から断面を分割した部材を片持架設した点である。片持架設にあたっては、L形鋼のトラス組みという簡易な補強により、斜吊り索等の大がかりな仮設備を必要とせず張り出し長20mの部材架設を可能にした。今後、同種の条件下での桁架設において汎用性のあるトラッククレーンを用いた部材の片持架設が可能なることを示したと考えられる。

参考文献

- 1) 小松定夫「薄肉構造物の理論と計算」：山海堂

Oshima Bridge : Fabrication and Erection of Stiffening Girder

Yukio Fukui

Shinichi Hirano

表-1 補剛桁製作工程

自 昭和60年3月5日
至 昭和62年3月20日

	昭和60年												昭和61年												昭和62年			備 考		
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3					
詳 細 設 計																														
材 料 調 達												13-11	9-7	6-4	3-1															
切 断												13-11	9-7	6-4	3-1	13-11	9-7	6-5	4-1											
組 立・溶 接												13-11	9-7	6-4	3-1	13-11	9-7	6-5	4-1											
塗 装 1												13-11	9-7	6-4	3-1	13-11	9-7	6-5	4-3	2-1										
仮 組 立												13-11	9-7	6-4	3-1	13-11	9-7	6-5	4-3	2-1										
地 組 立												13-11	9-7	6-4	3-1	13-11	9-7	6-5	4-3	2-1										
塗 装 2												13-11	9-7	6-4	3-1	13-11	9-7	6-5	4-3	2-1										
付属物（ケーブルラック、防護柵、整流板、検査車レール）												13-11	9-7	6-4	3-1	13-11	9-7	6-5	4-3	2-1										
添架物（送水管、中国電力管、NTT管）												13-11	9-7	6-4	3-1	13-11	9-7	6-5	4-3	2-1										
補剛桁の架設（参考）																												12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 1 2 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 1 2		

e

上段：宮 地
下段：横 河

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

表-2 直下吊下げ工法の施工例

橋 名	補剛桁 形 式	架設順序・支間長	架 設 機 材	ブロック形式	ブロック 重量 (t)	架設時 構造形
セバーン橋 (イギリス、1966)	箱 桁		リフティングストラット 寸法685×254 (140kg/m) ウインチは塔頂据付、車輪は木製	ブロック長 18.3m	Max130	ヒンジ結合
ボスボラス橋 (トルコ、1973)	箱 桁		リフティングキャリッジ	—	150	ヒンジ結合
南海大橋 (韓国、1973)	箱 桁		リフティングビーム 4台 ウインチ複回同時操作 2 ウインチ単回同時操作 4 80tFC 現地製作	12m×1.65m×25m	輸送時 54 架設時 75	ヒンジ結合
ハンバー橋 (イギリス、1981)	箱 桁		リフティングキャリッジ (ウインチは塔基部、4点吊り) ローラは木製	22m×4.5m×18.1m	約140	ヒンジ結合
第2ボスボラス橋 (トルコ、1988)	箱 桁		リフティングビーム (ウインチは側径間上、132KW 2台)	39.4m×3.0m ×3.94~18.92m	約200t ~250t	ヒンジ結合

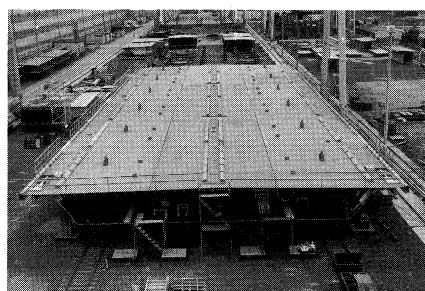


写真-1 地組立

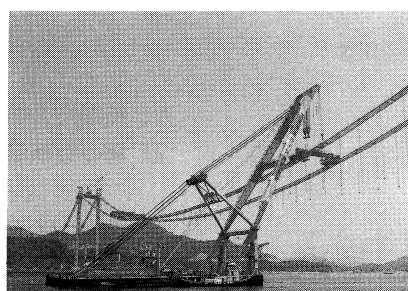


写真-2 L/Bの架設

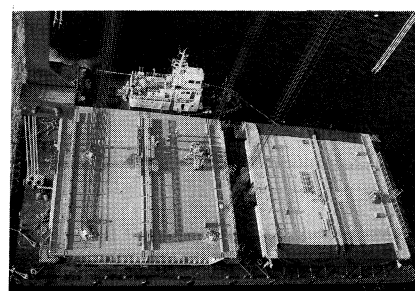


写真-3 架設ブロック



写真-4 吊上げ中

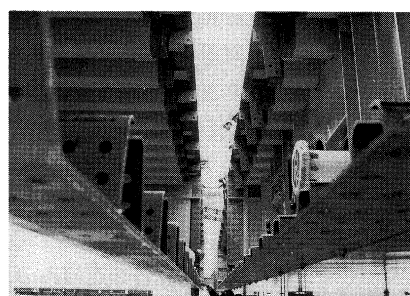


写真-5 桁接合

重量60tと大きくなり、部材が薄板の開断面構造であるため工場内でのハンドリングには工夫を要した。

2.5 ヤード溶接と収縮量

部材の仮組立後、全断面溶接および縦溶接を行い、架設ブロックを組み立てた。部材間の溶接順序の違いによる明確な差は認められなかった。断面内の溶接順序は後施工分の作業性、形状保持および溶接残留応力等を考慮して、上フランジ(鋼床版)→下フランジ→ウェブの順とした。

溶接による収縮量については当初の見

込み通りであった。

3. 輸 送

輸送台船は、架設直下位置における定点保持時の航路制限幅(海面使用面積)や使用曳船の能力および台船の安全な操船上から3000t台船とし、台船巾(20m)に対してブロック長($l=24m$)が長いので、オーニング、ラッシング材の設置、撤去や作業員の通路等のスペースのため、巾方向に各4mデッキを拡張し全巾28mとする改造を行った。また台船への積載個数は2ブロック/回、積み方は台船に横積とした。

補剛桁ブロックは台船により架設位置横の枝越沖仮泊地まで、中央ブロック1個・1回、標準ブロック20個・10

てスパン中央で1614mmの上げ越しを行った。

通常の鋼床版現場溶接は多点支持状態で行うため、板厚が12mm程度の場合日照による開先の狭まりを考慮して3mmの横収縮を見込む。本橋の架設方法が既設桁のジョイント仕口に合わせて架設桁をL/Bで吊って保持する方法であるので、日照による開先の狭まりは無視できると考え収縮見込量を1mm小さくした。

2.4 部材割り

断面方向の分割数について当初5分割案も考えられたがウェブ数に合わせることが製作時の形状管理上望ましいこと、地組立時の溶接延長を減じることが工程短縮上有利であること等を考慮し、最小限の3分割とした。この結果最大部材寸法は8.0m×15.3m×2.2m(幅×長×高)

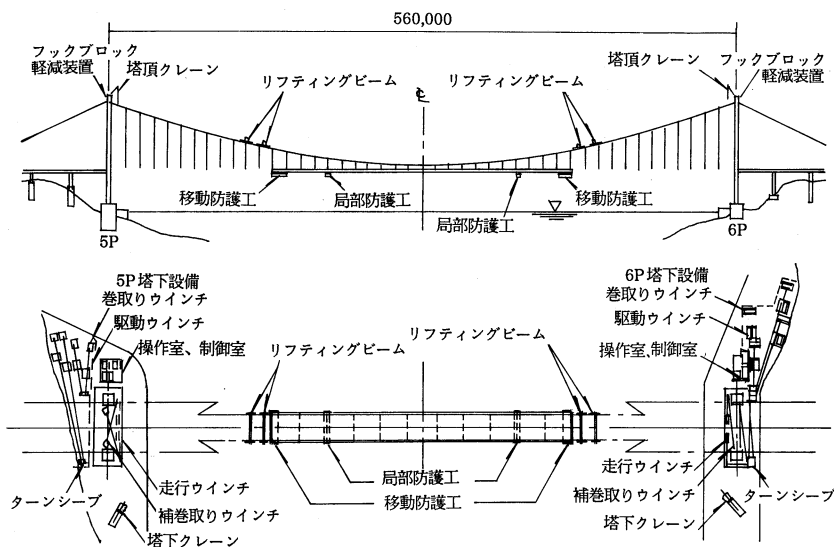


図-3 主要架設機材の配置

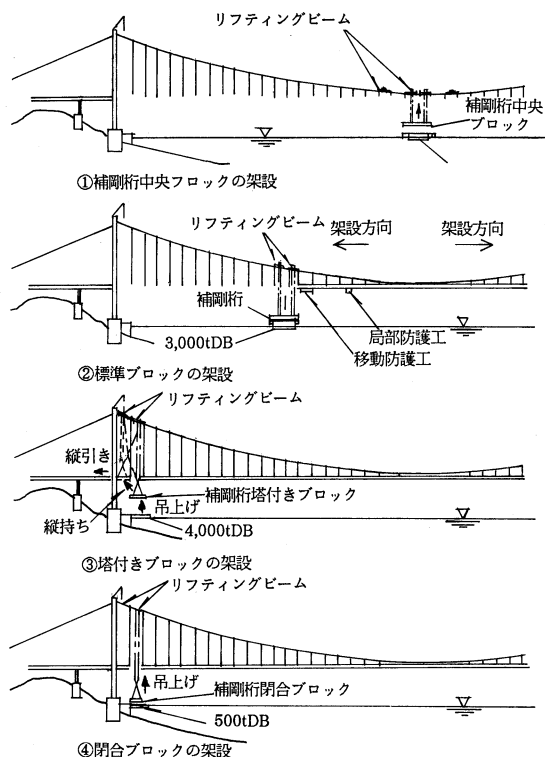


図-4 架設段階図

回、塔付ブロック2個・2回、閉合ブロック2個・2回の計15回行った。輸送時期が9月～3月の台風および冬季節風の時期でもあったが幸いにも気象・海象条件に恵まれて予定どおり順調に輸送できた。

各部材は架設日前日早朝までに到着させ①オーニングの撤去、②ラッシングの撤去（架設されるブロックの橋軸直角方向4隅は吊上げ直前まで残しておく）、③安全手摺の設置、④支圧プレート等の仕分け、⑤部材の水洗いを行った。なお部材への塩分付着量は海象に左右されるが水洗い前で10mg/m²～2,000mg/m²であった。

4. 架 設

4.1 架設工法の選定

本橋は補剛桁形式が鋼床版箱桁という構造特性より、架設単位をブロック架設とする前提条件から①直下吊上げ工法、②桁下運搬工法、③桁上運搬工法、④送り出し工法の4案を比較基本工法とした。これらの比較検討を行なった結果、施工性・工期・経済性の面で最も優れ、また海峡部全巾の海面使用が可能となったことから直下吊上げ工法を採用した。表-2に箱桁の場合の施工例を示す。

架設は支間中央から塔側に向かって逐次剛結する方法とした。これは塔側より架設するのに比べて架設時に発生する補剛桁応力やハンガー張力、補剛桁の架設時形状管理などで有利であり、また架設工期の短縮ができた。

4.2 架設機材

本橋の架設に使用した主要架設機材の配置図を図-3に示す。その他の機材として、現場溶接用の発電機・溶接機およびそれを運搬する橋上機材運搬台車、防風設備等がある。

L/Bは①補剛桁ブロックの水切りおよび吊上げ②ハンガーロープの定着時の引込み③移動防護工・局部防護工の架設・撤去④検査車の架設等に使用するケーブル上を移動する揚重機であり、主ビーム・巻上げ装置・固定装置等の上部設備（主ケーブル上に設置）とウィンチ・操作室等の、塔下設備からなっている。本橋の場合、荷重条件より1セットあたり2台のL/Bで構成し、2ヶ所の吊上げ位置ごとに1セット配置した。

また、このL/Bの運転は自動運転・手動運転の2モード、運転パターンは①4点同時運転、②塔側L/B、中央側L/B各2点のみの同時運転③4点個別運転ができるようにした。

4.3 架設要領

(1) 概 要

工事は1,300tF・C船によるL/Bの架設から始め図-4に示す順序で実施した。架設位置直下の海面上に保持された架設ブロックはL/Bにより吊上げ、吊ったまま既設桁と接合する。ブロック間の現場継手は、鋼床版デッキプレートおよびトラフリップは現場溶接であり、斜めウェブ中央隔板および下フランジは高力ボルト接合である。架設ブロックを既設桁に完全に接合した後、L/Bを使って新たに接合したブロック部分を引き上げ、ハンガーロープに定着する。ハンガーロープへの引き込みを終えたL/Bを次の架設位置へ移動し次の直下吊上げ作業に備えて1ブロックの架設工程を終える。この架設サイクルは5P側、6P側の吊上げ作業日を1日ずらした位相工程で実施し、ネ

表-3 補剛桁架設の実施工程

工 事 項 目	数 量	1986												1987					
		5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6				
ウインチ設備工事	2式																		
クロスブリッジの撤去	3基																		
L/Bの架設・試運転	4基																		
定 点 係 留 試 験	-																		
中央ブロックの架設	1ブロック																		
一般ブロックの架設	20ブロック																		
塔付ブロックの架設	2ブロック																		
閉合ブロックの架設	2ブロック																		
移動防護工、局部防護工の架設・撤去	4基																		
L/B、ウインチ設備の撤去	4基																		

ット平均で12日であった。

(2) 高力ボルトの締付け

高力ボルトによる接合部は中央隔板・斜めウェブ・下フランジ等であり、1継手あたりの高力ボルト本数は約1,200本である。

ボルト接合にあたっては鋼床版デッキプレートとトラフリブが現場溶接であることを考慮し先締めと後締めに分けて締付けた。先締め分は溶接収縮の影響を受けない下フランジとその補剛材とし、その他はすべて後締めとした。

機械締め16,048本中取替えたもの142本(0.88%)、手締め13,104本中取替えたもの42本(0.32%)であった。

(3) 鋼床版の現場溶接

デッキプレートは板厚12mmで幅23.7mである。その裏面の箱桁内に板厚6mmのU形鋼であるトラフリブが30本ある。いずれの現場溶接部も同じ部材同士は突合わせ溶接でデッキプレートとトラフリブは隅肉溶接である。デッキプレートはサブマージアーク片面自動溶接法(FAB法)とし、トラフリブについては裏当て金を用いて被覆アーク溶接棒を使う手溶接にした。

全橋での現場溶接の平均収縮量は2.3mmで設計値2mmは妥当であった。

(4) ハンガーロープの引込み・定着

架設ブロックをハンガーロープに定着する作業はL/Bを利用した間接引込み方法(引込み時、ハンガーロープは無応力)を採用した。引込力のレベルにより第⑦ブロックまではL/B2基を利用した2点交互引込み方式、第8ブロック以降は塔側L/B1基のみによる1点引込み方法で行なった。

L/Bの張力管理は、1回の引込みに生じる最大張力の管理目標値を定格荷重の90%に当たる135tに設定しL/B荷重計により管理した。

(5) 閉合作業

補剛桁の閉合は、架設順序を考慮して塔付きブロックと閉合ブロックとの接合で行った。塔付ブロックとの閉合方法としては、閉合力、引込量等の検討からL/B2基を使用し、塔付き、閉合各々のブロックを引込み、仕口

を合わせる方法をとった。この時の閉合力はまず両仕口の高さ、回転角の合致する基本閉合力を求めた後、閉合前の測量結果から補剛桁縦断・横断方向の形状誤差を把み、補剛桁のねじり剛度を考慮して最終的な閉合力を算出した。

5P側の閉合仮添接途中にL/B定格荷重に達する事があり塔側L/Bの引込みでサポートした。これは作業時間帯の相違(6Pは午前閉合、5Pは午後閉合)によるものが現われたと考える。

4.3 実施工程

本工事の全体実施工程を表-3に示す。直下吊上げ工法による補剛桁の架設は、昭和61年9月10日にセンターブロックを皮切りに始め、昭和62年3月4日に最終となる閉合ブロックの吊上げを終え、同年3月27日に完全に閉合するに至った。約6ヶ月間で25ブロックの吊上げを行ったことになる。

5. あとがき

我が国で始めて計画された鋼床版箱桁を補剛桁に有する吊橋は、これまで報告してきたようにきわめて順調に工事を進め、無事完成させることができた。

本橋の建設が我が国の吊橋建設技術をさらに前進させ、新たな発展の礎になるように期待するとともに末長く地元民からも愛される橋であり続けることを願ってやまない。最後に関係者に感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 谷中・福井・沓掛・芦田：「本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の設計」橋梁と基礎昭和62.10
- 2) 福井・平野・沓掛・芦田：「本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の製作」橋梁と基礎昭和62.11
- 3) 福井・平野・南出・三住：「本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の架設」橋梁と基礎昭和62.12
- 4) 芦田・山田・芝田・三住・松井・清田：「大島大橋補剛桁の設計・製作・架設」横河橋梁技報NO17,1988年1月

Oshima Bridge : Lifting Erection of Stiffering Girder

Shinichi Hirano

図-1 架設工法の選定フローチャート

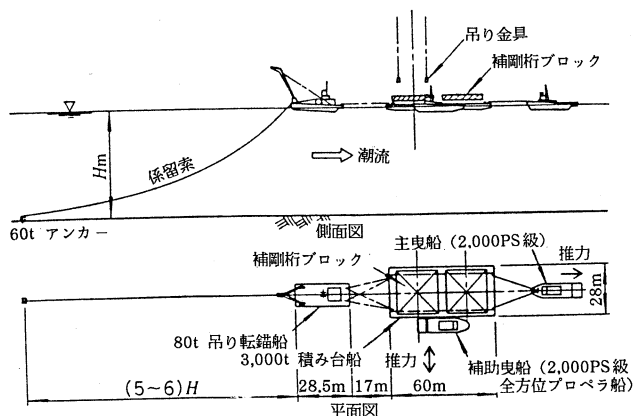


図-2 転錨船を介した1点アンカー方式

り完了までその輸送台船を定点保持する必要がある。定点保持にあたっては、工事周辺海域の特徴や航行船舶への影響を考えて下記の条件を満たす必要があった。

- ①一時たりとも航路を閉鎖しない。
- ②可航水域を極力広く確保する。
- ③航路内での作業時間をできるだけ短くする。

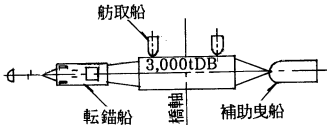
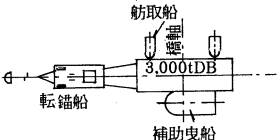
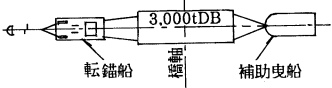
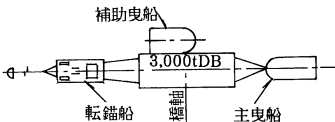
このためごく一般的に考えられる4点アンカー方式は除外して、1点アンカー方式と無アンカー方式(①サイドスラスタ等により定点保持する。②プッシャー型曳船2隻で定点保持する等)を検討した。国内では平戸大橋の補剛桁ブロックの吊上げ(1977年)に前者の施工例をみることができるが、後者の施工例はない。

本橋では、狭水道であり、複雑な海底地形による複雑な潮流速分布と、その変化の激しさを重視して、施工・操船の確実性と定点保持精度の点より、図-2に示す「転錨

表-1 試験項目と確認方法

試験項目		確認方法
I 定点保持試験	①アンカー打設精度の確認	1. アンカー打設用転錨船に電波距離測定機を装備して設置位置を計測
	②定点保持精度の確認	1. 定点保持操作船作業中の台船の挙動を電波距離測定機により連続的に計測し、その移動範囲を確認。なお、計測位置は台船の前後2ヶ所とした。
	③不具合の修正・操船テスト	1. アンカーの設置位置の誤差を10m想定した定点保持計測確認方法は②と同様
	④作業所要時間の確認	1. 各作業項目ごとに所要時間を計測 2. 作業海域占有時間の計測・確認
	⑤潮流と作業船の操作性	1. 転錨船、台船および曳船の関連した動きの確認
II 把駐力試験	アンカーの選定および把駐力の確認	1. ストックアンカーと鋼製シンカーの2種類についての把駐力試験設置場所としては、 ①橋軸方向の傾斜角が大きい場所2ヶ所(A1; A2) ②橋軸直角方向下り坂となっている場所(B)かつ水深が深い場所(BC)の2ヶ所とした。 2. 張力計により把駐力を確認し、係留索の張力を計測

表-2 船団構成および使用船舶

操船方法	船 団 構 成	備 考
Type A		補助曳船・舢取船2隻による操船テスト
Type B		
Type C		補助曳船のみによる操船テスト
Type D		主曳船、補助曳船による操船テスト

使用船舶	名称	船 名	総 吨 数	能 力	速力 (KT)	備 考
	台	船	3000TD.B	-	3000T積	-
	主 曳 船	船	白 山 丸	199.45	2600PS	11.0
	補 助 曳 船	船	播 州 丸	194.20	2600PS	13.4
	転 錨 船	船	ハ ヤ シ オ	298.00	1100PS	10.0
	舢 取 船	船	松丸・S-さくら	-	ともに100PS	-

船を介した1点アンカー方式」を採用した。作業の流れとしては①転錨船のアンカー打設位置への進入②アンカー打設と架設位置付近への後退③輸送台船の進入・連結④架設位置調整・定点保持④吊上げとした。

実施に先立ち、現地で実際の作業に使用する台船や曳船などを使って定点係留試験を行なった。

4. 定点係留試験

4.1 試験の目的と試験調査項目

定点係留試験は直下吊上げ作業時の航行安全の確保と実施に先立ち不確定要素の解明および作業員の習熟も兼ねた目的で、昭和61年7月16日から7月19日にかけて現地(宮ノ窪瀬戸架橋地点)にて行った。

試験は定点保持試験と把駐力試験とに大別できる。その試験項目と確認方法を表-1に示す。

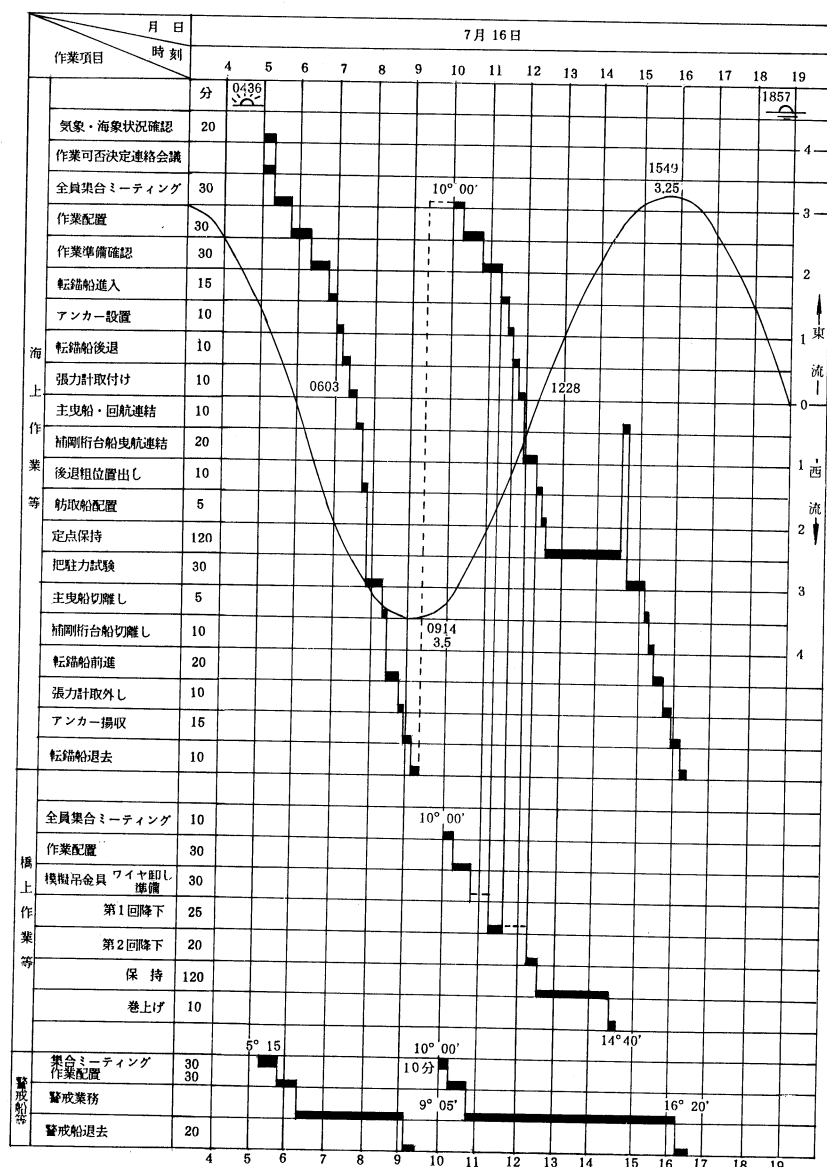
4.2 実施方法

実作業に用いる作業船を使用し、実施工体制でケーブルからリフティングビーム(以下「L/B」という。)のフックの代わりに模擬フックを下げて実施した。但し3,000t台船は代替船で補剛桁ブロックの替りにバラスト積載(400t)とした。

定点保持試験時における船団構成(船舶仕様を含む)は表-2に示す4タイプとした。

定点係留試験のタイムスケジュールの例を表-3に示す。試験の構成は1日2回の潮止まりを利用して定点保持試験

表-3 タイムスケジュール (7月16日)



1の台船の動き図を図-3に示す。

①アンカー打設精度との関係

アンカー打設ポイントを橋軸方向に10mずらして台船の修正テストを行ったが、潮流方向や風向等複雑に関り合うのでそれらに明確な差はなかった。

②潮流速との関係

定点保持精度に与える潮流の影響は大きく、曳船1隻のケースで1.5KT、曳船2隻のケースでは2.0KTが限界と思われた。

③船団構成との関係

想定される気象条件のもとで安全・確実な施工を可能とし、ひいては稼働率の向上が経済的施工をもたらすと考え、TypeD(曳船2隻使用)を採用することとした。

④その他

心配していた台船の上下の動きは今回の実験では全くなかった。

(3) 作業所要時間の確認

定点保持試験および把駐力試験の7回の作業時間をまとめて実施時の作業スケジュールを作成した。

(4) 潮流方向と作業船の操船性

定点保持作業を転流前に行うか転流後に行うかによってアンカー打設位置が変わり、仮泊地から架設位置までの進路は限定されるため、作業船の動きが変化し、作業時間や作業船の操船性に著しい影響を及ぼす。当初定点保持作業を図-4に示すようにケースⅡ、ケースⅢで計画していたが試験結果から転錨船の早い潮流での反転作業が難しいと判断され、ケースⅠに変更し作業手順を下記の通りとした。

①転錨船の進入・アンカー打設、台船の進入・連結作業は向い潮で実施する。

②台船の曳航は曳船2隻の横だきで実施する。

③保持作業は潮流1.5KT以下で実施する。

(5) 把駐力試験

試験で得られたアンカーの種類と把駐力係数との関係を表-6に示す。

13.6tonストックアンカーは計画の30tonを得ることが出来なかった。10tonストックアンカー+15ton沈錨は、張力23tonで走錨した。それらの把駐力係数は2.4~1.2と安定していない。一方40ton鋼製シンカーについては4回の試験結果より得た把駐力係数は1.08~0.96とほぼ安定していた。

その結果から、実施時は鋼製シンカーを使用することとし、その把駐力係数は安全側をみて0.8とし、気中重量60tonとした。

1回、把駐力試験2回としている。

4.3 試験結果と考察

(1) アンカー打設精度

アンカー打設精度を表-4に示す。アンカー打設時の転錨船の誘導は、キャットウォーク上からの下げ振りを用いた目視準と大島側陸上部からの平板測量器を使った2点視準で実施した。この方法は実用的でありその精度も十分であった。実施にあたっては①進入時アンカー打設精度の向上を計るためアンカーを繰出しながらの航行とする。②転錨船の進入・アンカー打設は向い潮での作業とすることとした。

(2) 定点保持精度

定点保持試験結果一覧表を表-5に、試験番号D-1-

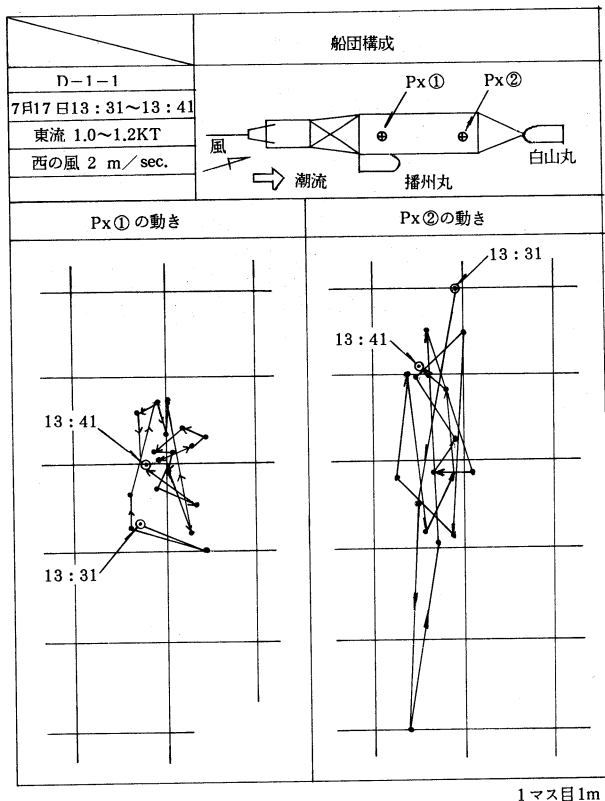


図-3 台船の動き

表-4 アンカー打設精度

日付	打設ポイント	橋軸方向ずれ (m)	橋軸直角方向ずれ (m)
7/16	BC (東)	*6Pに 9.4	西に 18.7
	B (西)	*6Pに 9.4	西に 0.2
7/17	A1 (西)	6Pに 5.4	東に 0.5
7/18	BC (東)	5Pに 2.8	東に 5.3
	B (西)	5Pに 4.6	西に 12.8
7/19	A1 (西)	5Pに 3.1	西に 3.4
	A2 (東)	5Pに 2.4	東に 8.5
平均		5.3	7.1

*印部のずれ量は、誘導のミスによるもの。その補正を行なうと、5Pへ2.6mのずれ量となる。

表-6 把駐力および把駐力係数

月日	打設ポイント	アンカータイプ	水深 (m)	係留索張力	把駐力係数 (ton)
7/16	BC (東)	13.6ton ストックアンカー	56.8	20.0	2.46
	B (西)	10ton ストックアンカー+15ton 沈錨	52.7	23.0	1.28
7/17	A1 (西)	同 上	42.7	25.0	1.56
7/18	BC (東)	40ton 鋼製シンカー	56.3	33.6	1.16
	B (西)	同 上	53.5	29.0	0.96
7/19	A1 (西)	同 上	43.5	31.9	1.08
	A2 (東)	同 上	31.7	31.0	1.04

(注: 係留索張力は、各試験毎の最小値を採用した)

表-5 定点保持試験結果一覧表

定点保持時間は10分を標準とする。

試験番号	転 錨 船		台 船		(KT) 流 向 速	(m/sec) 風 向 速	(分) 保 持 時 間	(T) 係 留 索 張 力	定点保持精度 (m)				船団構成との関係	
	架設地点までの 後退方法	台船の連結ま での定点保持 性	曳航方法	連結性					台船前部		台船後部			
									X方向	Y方向	X方向	Y方向		
7月16日	A-a-1	向い潮にて西側へアンカー打設後、向い潮にて試験位置まで前進した後反転した。	反転後、追潮(1~2KT)でその状態を保持するが、無理がある(1KT以下が範囲)	横だき曳航1隻のみで曳航進入し、反転し追潮で連結。(反転時に航路巾の占有が大きいため)	追潮(0.5KT)での連結は転錨船に接近しすぎる恐れがある。	E0.6	W1	15	13~15	1.1	10.0	-	-	1) Aタイプ 舳取船は潮の流れにほぼ直角に配置されるので、作業はその作業限界1.5KT程度まで可能だが、冬季の風及び移動幅を考慮したら、流速1.0KT以下が保持範囲と考える。
	A-b-1					E1.2	W1	20	13~15	1.2	4.8	-	-	
	B					E2.2	W1	5	18~21	1.3	9.6	-	-	
7月17日	A-a-2	同 上 同 上	同 上 (但し、潮流は0.8KT)	同 上 (但し、潮流は0.8KT)		W0.1	W2	10	17~19	1.1	3.3	1.1	2.2	2) Bタイプ 横だき曳船(シュナイダー型)1隻での定点保持は、潮流が速かったこともあり、定点保持に至らなかった。後曳きにする方がよい。
	W0.1					W2	5	11~25	1.4	3.5	1.1	3.2		
	E1.0~1.2					W2	10	13~16	0.8	1.7	0.8	5.0		
	E1.5~2.2					W2	15	15~26	1.0	5.0	1.0	10.0		
7月18日	A-a-3	東側で待機後向い潮で打設、前進した後反転。(東側アンカー打設)	反転後、追潮(1.6KT~1.8KT)での保持出来る。(6P側に流される)	横だき曳船1隻のみで曳航接近。連結が困難なため、両だきに変更。(追潮1.5KT)	速い追潮での連結は曳船2隻が必要。(東流の6P側での潮は複雑)	W0.1~0.5	W4	10	12~14	0.8	4.9	1.0	4.6	3) Cタイプ 横移動が大きい。但し潮止り時は5分程度の保持は可能であった。
	C					W1.1~1.8	W4	12	15~16	0.9	6.5	1.2	6.3	
	D-1-3					W1.6~2.4	W7	10	23~26	1.7	11.0	1.7	9.9	
7月18日	D-1-4	向い潮にてアンカー打設。その後向潮にて前進・待機(潮流が1.5KT程度下がるまで)後反転。(速い潮流での反転は無理)	反転後、追潮(1.0~1.5KT)で保持。	曳船のバック曳航とスイッチ後の横だき曳船の併用で台船連結。(追潮1.0~1.5KT)	曳船2隻による連結。(追潮) 特に問題なし。	W1.0~1.5	W7	10	16~18	-	-	1.3	4.7	4) Dタイプ 補助曳船の位置を台船の前・中・後(タイプD1,D2,D3)と変えて操船テストを行ったが、D1が安定していた。またD1による定点保持は2KT程度まで可能と考えられるが、実際は橋軸方向の移動巾が4m以下に収まった時間の多い流速1.5KT以下と判断される。
	D-1-5					E0.1~0.8	W7	20	18~20	0.9	4.1	1.3	6.3	
	D-1-6					E1.2~1.7	W7	10	20~26	1.2	3.4	0.8	7.7	
	D-1-7					E2.3~2.5	W7	10	20~22	3.0	9.0	1.1	9.5	
7月19日	D-3	向い潮にて東側へアンカー打設後、向潮にて後退し、そのまま保持。(初めての向い潮での後退)	速い潮流(2.5~3.0KT)だが、向い潮で保持のため安定している。	曳船2隻の横だきで向い潮にて進入し、連結する。	潮流が速いが、向い潮及び曳船の両だきのため、ほとんど問題なし。(2.0~2.5KT)	W2.5~1.5	W6	10	14~20	1.2	10.0以上	1.4	10.0以上	
	D-2					W1.7~1.2	W6	4	16~19	0.9	6.5	-	-	
	D-1-8					W1.5~1.0	W6	10	20~24	1.2	3.2	1.2	5.8	

注) 1. X方向は橋軸直角方向、Y方向は橋軸方向を示す。 2) 保持精度の数値は移動範囲を示す。 3) 潮流方向と作業時間については、7/16~18はケースⅡ又はⅢ、7/19はケースⅠである。

表-9 補剛桁ブロックの直下吊上げ作業状況 (No.①～No.⑪まで)

架設 ブロックNo	実施日	気象条件			海象条件 1)		警 戒 業 務		作 業 時 間 2)				通航船舶		
		天 候	平均風速 (m/秒)	視程 (km)	潮流速 (m/秒)	波高 (m)	開 始 時 刻	終 了 時 刻	時 間	A 作業船の進入 係留・位置決め	B 定点保持 吊上げ装置装着	C 吊上げ	D 安全装置の装着	東航 (隻)	西航 (隻)
当初計画 (実行スケジュール)	—	—	8.0以下	2.0 以上	—	1.0 以下	—	—	3* 00' (3* 55')	70' (75')	40' (35')	35' (55')	30' (70')	—	—
①	9/10 (水)	雨	3~4	4 以上	1.7	0.5 以下	6:55	11:33	4* 38'	66'	27' (10') ³⁾	101'	84'	10	2
②	9/16 (火)	曇	5~6	4 以上	1.5	0.5 以下	7:15	10:41	3* 26'	82'	23' (11')	43'	58'	3	
②'	9/17 (水)	小雨	5	6 以上	1.7	0.5 以下	8:20	11:48	3* 28'	82'	22' (11')	37'	67'	6	6
③	10/10 (金)	曇	1	4 以上	1.5	0.5 以下	7:05	10:36	3* 31'	75'	16' (4')	43'	77'	9	9
③'	10/11 (土)	曇のち雨	3~6	6 以上	1.2	0.5 以下	8:10	11:21	3* 11'	66'	24' (13')	48'	53'	5	4
④	10/24 (金)	曇	0~1	4 以上	1.3	0.5 以下	6:00	9:10	3* 10'	68'	29' (10')	46'	47'	6	8
④'	10/25 (土)	雨のち曇	0~1	2 以上	1.0	0.5 以下	6:30	9:42	3* 12'	74'	33' (8')	39'	46'	6	5
⑤'	11/9 (日)	曇のち雨	0~1	4 以上	1.1	0.5 以下	7:55	11:15	3* 20'	84'	24' (7')	46'	46'	15	11
⑤	11/10 (月)	晴れ	5	4 以上	0.9	0.5 以下	9:15	12:20	3* 05'	68'	23' (11')	44'	50'	2	2
⑥	11/23 (日)	快晴	3	6 以上	1.1	0.5 以下	6:35	9:25	2* 50'	67'	24' (7')	43'	36'	10	8
⑥'	11/24 (月)	曇時々晴れ	2~3	4 以上	1.0	0.5 以下	7:00	10:10	3* 10'	68'	36' (9')	37'	49'	5	2
⑦	12/8 (月)	曇時々晴れ	0~1	6 以上	1.3	0.5 以下	7:35	10:22	2* 47'	70'	25' (6')	43'	29'	2	4
⑦'	12/9 (火)	快晴	2~3	6 以上	1.1	0.5 以下	8:40	11:57	3* 17'	68'	39' (9')	48'	42'	11	5
⑧	12/23 (火)	晴れ	0~1	6 以上	1.2	0.5 以下	6:55	9:48	2* 53'	66'	24' (9')	45'	38'	6	5
⑧'	12/24 (水)	曇時々晴れ	4~5	4 以上	1.2	0.5 以下	7:45	10:22	2* 37'	65'	21' (7')	41'	30'	12	8
⑨	1/11 (日)	曇のち晴れ	0~1	6 以上	1.3	0.5 以下	7:00	9:51	2* 51'	59'	21' (7')	52'	39'	7	12
⑨'	1/12 (月)	雨	1~2	3 以上	1.6	0.5 以下	7:52	10:39	2* 47'	50'	27' (7')	56'	34'	6	6
⑩	1/24 (土)	曇	8~10	6 以上	1.3	0.5 以下	9:30	12:57	3* 27'	50'	63' (8') ⁴⁾	42'	52'	5	3
⑩'	1/25 (日)	曇一時雷	8~10	6 以上	1.3	0.5 以下	11:18	14:40	3* 22'	56'	43' (8') ⁵⁾	54'	49'	13	8
⑪	2/6 (金)	晴れのち曇	1~2	4 以上	0.8	0.5 以下	8:00	10:53	2* 53'	56'	24' (6')	50'	43'	6	3
⑪'	2/7 (土)	曇	6~8	4 以上	0.6	0.5 以下	8:50	11:45	2* 55'	71'	25' (6')	38'	41'	4	2
平 均	—	—	—	—	—	—	—	—	3* 10'	67'	28' (8')	47'	48'	7.1	5.5

注 1) 海象条件は船舶進入時を示す。
2) 作業時間は、警戒業務継続時間を実際に支配する作業(クリティカルパス)の時間を示す。
3) () はフックブロックの装着作業時間を示す。
4) 5) 風による作業の待機時間を含む。

設桁付近まで巻上げられてから仕口合わせが終了するまでの間、振れ止対策を施すことによって安定した作業ができた。

③第1ブロックから第11'ブロックのいずれの吊上げ日においても、作業時間に大きな変動はなく、ほぼ予定通り作業を進めることができた。このことは当初計画の完成度が高く(定点係留試験の実施も大きい。)作業が比較的単純なために、習熟度に影響されなかったことによるものと考えられる。

④フックブロックの装着が極めて容易であり、装着に要した時間も、ほぼ装着するために必要なフックブロックの巻下げに要する時間だけであった。

⑤海面上に作業船が滞留したのは2時間弱であり、そのうちの1時間が転錨船だけの作業に費やされた。

6. 考 察

6.1 直下吊上げ工法導入の結論

諸外国で吊橋の補剛桁架設工法として箱桁は言うにおよばず、トラス桁においても専ら用いられている本工法

写真-6

振れ止め防止金具

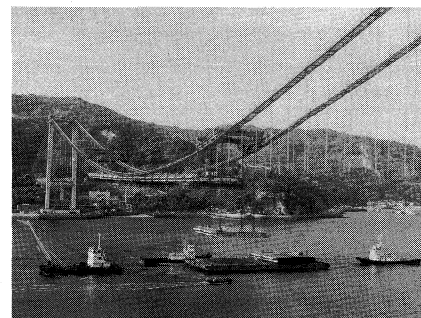


写真-3 吊上げ中

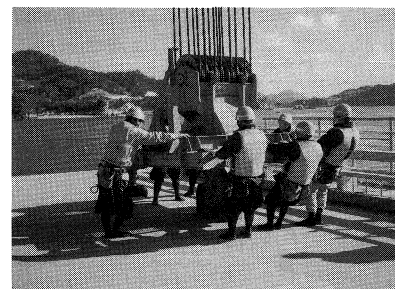


写真-4 主巻きフックブロック

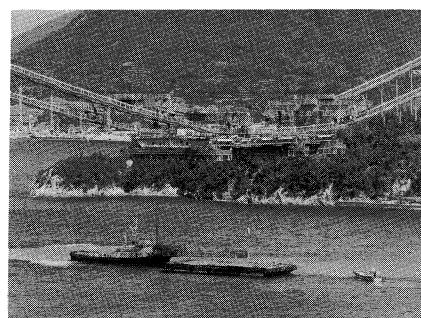
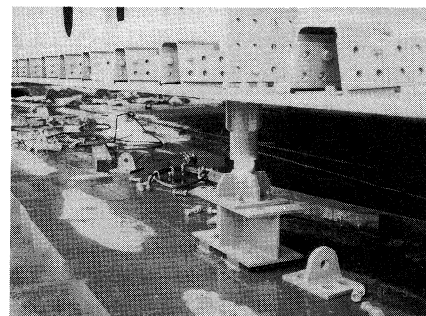


写真-5 局部防護工の吊上げ(無点アンカー方式による)



は今後も海面使用条件が架設工法決定に大きく影響するであろうが、昨今の工事に求められるより早く、より安く、より安全にという面からは十分にメリットのある工法と言える。国内でも平戸大橋・大島大橋と実績を積み、工事に携わった者として今後多いに採用を図るべき工法と断言できる。

6.2 定点係留作業

(1) 定点保持方法

工事に先立ち定点係留試験を実施して、何ら不安なく自信をもって作業に取り組めたため、何のトラブルもな

く実施できた。無事故で完了したから言えることだが今後のため2.5KT程度での係留にトライアルしておけばと思うと残念である。

施工計画時においては海面占有面積の縮小、時間短縮ということで無アンカー方式も検討し、実際に移動防護工・局部防護工の架設において実施してみた。(写真-5)

今後も直下吊上げ工法の採用にあたっては現地条件を踏まえて種々の定点保持方法の検討が当然必要である。今回の定点係留試験、本作業の実施結果から判断して、潮流条件の厳しい海峡における無点アンカー方式は、台船のコントロールが難しい。しかしそれをおぎなうL/Bのフックブロックと架設ブロックの連結方法、水切り時の振れ止め対策等をくふうすれば充分可能と思われる。

(2) 転錨船の進入および誘導方法

転錨船の進入時の潮流は転錨船能力および作業船運航基準より4KT以下と定めた。転錨船の進入および誘導方法についても適当な方法だった。

一点アンカー係留の打設精度は打設距離に対し3~5%の円内で十分と判断される。

(3) 定点保持の誤差修正

定点保持時における誤差修正は

①橋軸直角方向の修正は輸送台船の後方に配置した曳船の緊張操作と、転錨船による係留索の調整で行う。(精度 $\pm 0.5\text{m}$)

②橋軸方向は輸送台船の脇と後方に配置した曳船2隻の操作で行う。(精度 $\pm 2\text{m}$)
のとおり実施した。

誤差修正の確認および指示誘導は、橋軸直角方向は陸上部の橋軸中心線上に据付けたトランシット視準で、橋軸方向は台船上責任者のフックブロックの目視およびキャットウォーク上の責任者の目視で実施した。

(4) フックブロックの装着

台船の定点保持以上に問題とされたものが「常に動揺する台船上の補剛桁ブロックの吊金具にL/Bの主巻きフックブロックを如何に確実に装着できるか」であった。

このため種々のフックブロック構造を吊金具構造をも含めて検討し逆ホッパー型式のフックブロックを採用し、かつ装着時の施工性を良くするためフックブロック重量の軽減対策(フックブロック軽減装置)も施した。また使用に先立ってフックブロック装着試験を工場において実施した。

この結果当初予想以上の有効性を発揮し、確実なうえに迅速な装着を可能とした。今後も当然踏襲されるべきと確信する。

尚フックブロックの装着は当初4点同時として実施したが平面位置を保持することはきわめて困難なため1点ずつ4回に分けて行った。また装着が完了した吊点は10ton程

度の張力を導入し台船の振れ防止の期待をしたがあまり効果はなかった。

(5) 仮泊地と架設地点との関係

今回の仮泊地と架設地点は約800mと近く、作業本部からも十分確認出来る距離であった。

(6) 水切り時の振れ止め防止対策

水切り時の台船状態は定点保持状態といえども動揺がある。また今回は2ブロックの積載でしかも桁洗浄のため水タンク等が配置されていたため、水切り時は振れ止めが必要であった。

振れ止め防止対策としては全方位型の振れ止め金具と、作業員による介借ロープで行った。一度桁付き足場が台船上の桁洗浄用のコンプレッサーに接触したことがあったが、このほかは何事もなく振れ止め対策としては十分であった。

台船上の盤木高が台船付きのボラードより低かったが今後は高くしておく方が良い。また今回設けられた振れ止め金具は橋軸方向の2点とし、その介借高さを構造上20cmとしたがさらに長くし設置数を増やした方が良い。仮に1台船1ブロック荷姿の場合を考えれば、水切り時の台船はフリー状態でも可能と思われる。

7. あとがき

大島大橋補剛桁架設に採用された直下吊上げ工法ならびに定点係留試験について要点をかいつまんで述べた。本橋における直下吊上げ工法の実施によって、今後計画されている明石海峡大橋並びに来島大橋の架設にあたり、本工法を採用するのに参考となる貴重な経験を得た。今後、本経験を踏まえることにより確実で、安全・迅速な直下吊上げ工法で実施されることを期待したい。

最後に工事関係諸氏に対し深く感謝の意を表し、無事故での開通を共に喜びたい。

参考文献

- 1) 谷中・福井・沓掛・芦田:「本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の設計」橋梁と基礎昭和62.10
- 2) 福井・平野・沓掛・芦田:「本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の製作」橋梁と基礎昭和62.11
- 3) 福井・平野・南出・三住:「本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の架設」橋梁と基礎昭和62.12
- 4) 南出・清宮・太田・松田:「大島大橋補剛桁の架設工法と定点係留予備試験」宮地技報昭和63.2
- 5) 「定点係留試験報告書」本四公団今治工事々務所昭和61.7
- 6) 「大島大橋補剛桁架設工事報告書」本四公団今治工事々務所昭和63.1

大島大橋補剛桁ハンガーブラケットの疲労試験

Fatigue Tests of Ohshima Bridge Stiffening Girder's Hanger Bracket

第三建設局 計画課長 谷中幸和

Yukikazu Yanaka

今治工事事務所 第一工事長付 福永 勸

Susumu Fukunaga

1. まえがき

大島大橋は、中央支間長560mの単径間吊橋である。本橋の補剛桁には経済性、美観、航行船舶のレーダーへの影響の軽減などを主目的として、鋼床版箱桁を採用している。本橋においては吊橋系応力に対応する箱桁部を車線幅のみとし、ハンガーとの定着を箱桁から張り出したブラケットを介して行う方式を採用している。このため、橋軸方向のハンガー間隔12mに対して、橋軸直角方向のハンガー定着間隔が22.5mと大きいため、ハンガーブラケットを含む横桁系応力が問題となる。本報告は、ハンガーブラケットを含む横桁系の細部構造決定のために行った疲労試験について報告するものである。

2. 疲労試験実施までの詳細設計経緯

本補剛桁の特徴は、主桁として必要な桁断面を経済的な設計とするため、箱桁より突き出たブラケットにハンガーを定着していることであり、他橋に類似の構造がない。なお諸外国の箱桁吊橋のハンガー定着位置はすべて箱桁のウェブ直近もしくは箱桁内部となっている。

詳細設計においては、以下の事項について検討を加えることとした。

- (1) ハンガーブラケットと補剛箱桁との間で断面が急変しており、応力集中や二次応力が問題となる。
- (2) 箱桁が薄板構造でリブによるスカラップが多いことから、面外変形が発生した場合、スカラップに疲労亀裂の発生のおそれがある。(ウェブギャップの疲労亀裂に類似)
- (3) 補剛箱桁とハンガーブラケットの接点で溶接が交差し、また集中しているため、溶接部の止端形状等の品質の確保が重要となる他、残留応力や多軸応力等が問題となる。

以上の項目について検討した結果、次に示す構造変更を行うこととした。

- (1) ハンガーブラケット下フランジの箱桁ウェブとの交差部を水平にした。(溶接施工性を容易にした。)
- (2) ハンガーブラケットのウェブを切って、箱桁ウェブを貫通させた。(溶接の交差、集中を少なくした)

以上の修正を行なった上で本構造の妥当性を確認する

ため、疲労試験を実施した。

3. 供試体形状

試験は、ハンガー定着部を支点とする3点曲げで行なった。図-1に供試体概要図を示す。供試体は実物大で桁を橋軸方向に幅2.5mで切り出し、桁幅23.7mの中央部を省略して13.22mとしたものである。今回は、ハンガーブラケット下フランジと箱桁ウェブとの交差部に注目し、2つの構造詳細について試験することにした。いずれもブラケットウェブは箱桁ウェブに突き合せ溶接しており、ブラケット下フランジは箱桁ウェブを貫通している。供試体Aは、予め下フランジの貫通部にフィレット加工をしており、4周突き合せ溶接後グラインダー仕上げし、供試

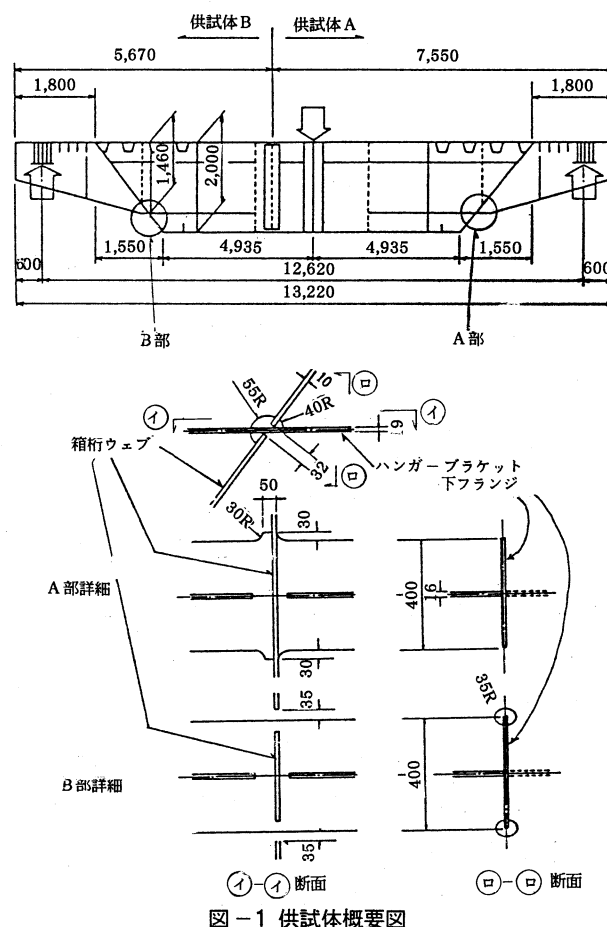


図-1 供試体概要図

体Bはフランジのこば面部の箱桁ウェブにスカラップを採り、表裏面のみ溶接する方法である。米国、シカゴのDanRyan高架橋の鋼製箱型ラーメン橋脚に生じた亀裂（橋脚の箱型横梁を桁フランジが貫通しており、この交差部から発生した疲労亀裂から脆性破壊を生じている¹⁾）を参考にして、残留応力を解放し、応力集中を緩和する目的でスカラップを設けた。

試験対象部については、製作上の問題を反映させるため実構造と同じ詳細としたが、供試体の幅については試験機のスペースの制限から2.5mとした。また、製作上及び試験時の安全性を考慮して、箱桁相当部は3枚ウェブ（ウェブ間隔1200mm、実橋は4000mm）とした。

4. 静的载荷試験

静的载荷試験は別に行なうFEM解析による応力と供試体の歪みゲージのデータを基に、実際に発生する局部応力の把握を行ない、その後実施する疲労試験によって得られる結果の解析に利用する。

静的载荷試験の結果を以下に示す。

- (1) FEM解析と試験結果はよく一致しており、試験は妥当であると考えられた。
- (2) 供試体A、Bの差異は、供試体Bのスカラップまわりに若干の応力集中がある以外、大きな差異はなかった。
- (3) 箱桁ダイヤフラムの下フランジ側縦リブ貫通孔部に応力集中がみられた。図-2にFEM解析の結果を示す。

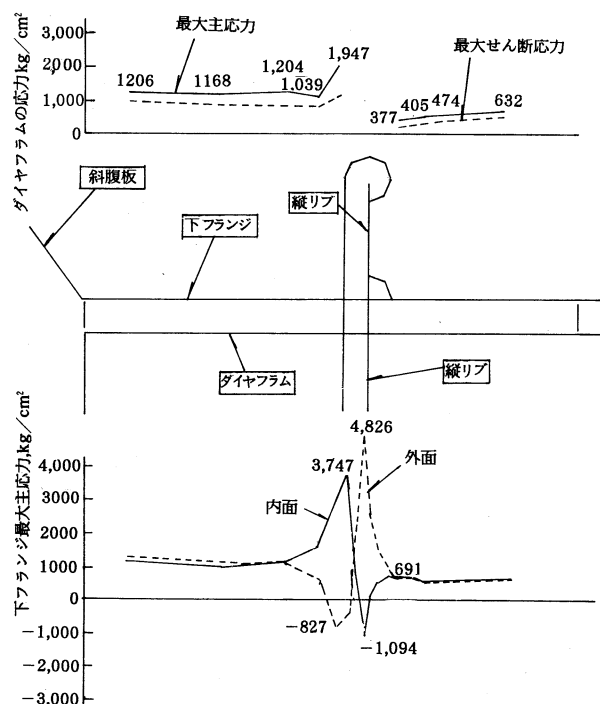


図-2 縦リブ貫通孔近傍の応力 (FEM)

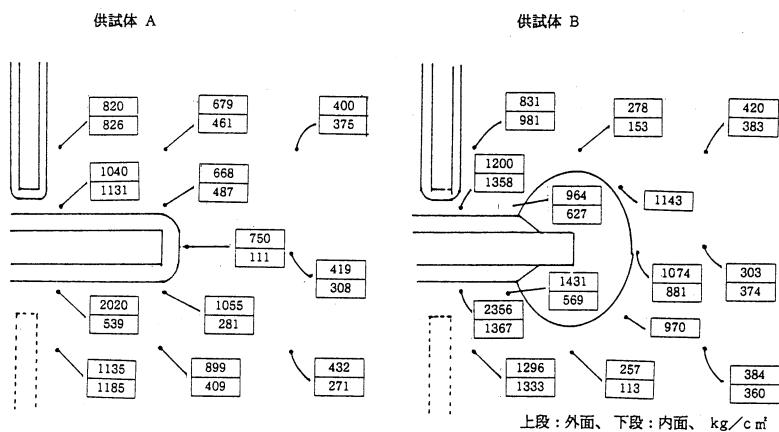


図-3 ブラケット下フランジ近傍の斜腹板の応力

この原因はハンガーブラケットと箱桁の交差部で断面が急変しているため、ハンガーブラケットの直応力の一部がせん断力となって、箱桁ダイヤフラムを箱桁下フランジの方向に流れ、スカラップ近辺で応力集中を生じたものと思われる。

(4) ハンガーブラケット下フランジ直下の箱桁ウェブに応力集中が見られた。図-3に応力分布を示す。この原因は、箱桁ウェブとハンガーブラケット下フランジの交角が52°であるため、箱桁ウェブがハンガーブラケット下フランジとしての機能を持ち、そのため交差部でせん断遅れ現象を生じ、ダイヤフラム中心線付近に応力が集中する。また、ハンガーブラケット下フランジが引っ張られるため、箱桁ウェブに角変形が生じ、さらにスカラップの存在により板曲げが助長されたものと考えられる。そこで、スカラップを溶接により埋め戻した結果、主応力は55%に減少した。この場合、応力集中の低減のためには、スカラップをなくすることは有効と思われる。

5. 疲労試験

疲労試験の概要を以下に示す。

上限荷重	280ton	}	荷重振幅 80ton
下限荷重	200ton		
供試体の最大たわみ			3.6mm
载荷速度			5Hz

試験荷重は、設計ハンガー張力に着目して、ハンガー支点の反力が140tonとなるよう最大荷重を280tonとした。荷重振幅は活荷重分を考慮して80ton（上限280ton、下限200ton）とした。

なお、ビーチマークを入れるため、約50万回ごとに荷重振幅を半減することとした。試験経過を図-4に、試験状況を写真-1に示す。

発生した疲労亀裂の概要を以下に述べる。

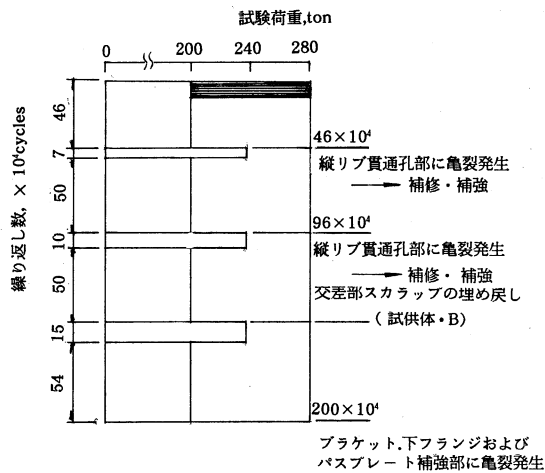


図-4 疲労試験経過

(1) 46万回時に発生した亀裂 (タイプ1)

発生位置と亀裂の詳細を図-5に示す。亀裂はダイヤフラムの縦リブ貫通部のスカラップのまわし溶接から発生しており、NO.12の亀裂は下フランジ貫通寸前の状態であった。

この亀裂はウェブギャップ部の亀裂として、数多く報

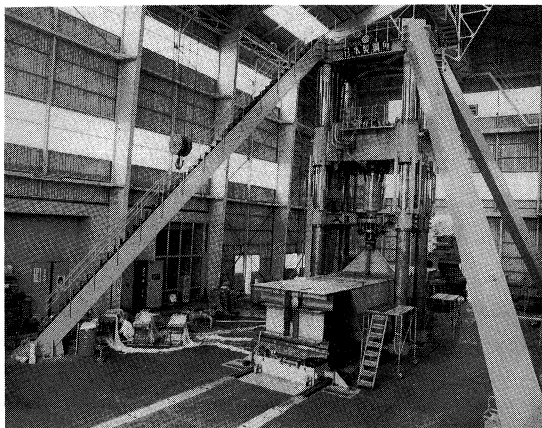


写真-1 疲労試験状況

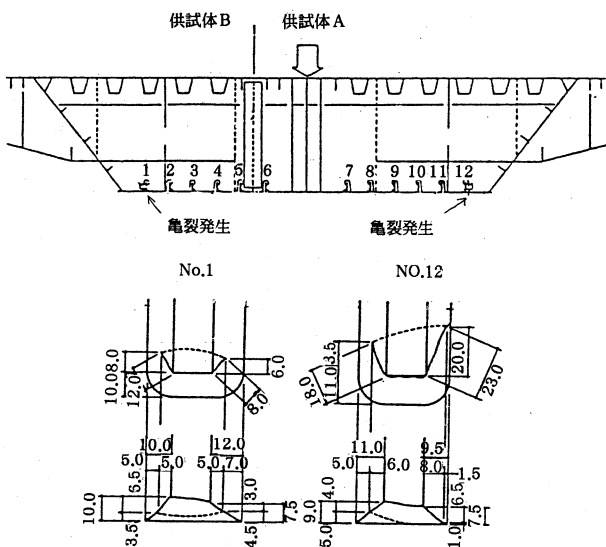


図-5 亀裂発生位置と詳細 (46×10⁴ 回)

告されているものと同じものと考えられる。

すなわち、ダイヤフラム切欠き部のギャップのため、下フランジの面外方向変位が繰り返され、まわし溶接止端部の応力集中部より亀裂が発生したのと考えられる。FEM解析によると亀裂発生点の応力振幅は $\Delta\sigma = 556 \text{ kg/cm}^2$ である。

今回の亀裂は、補修を行なって試験を続行することとした。補修としては下フランジの引張応力が大きいことからストップホールは採用せず、亀裂発生部をガウジングして、再溶接 (脚長を6mmから10mmに増加) し、NO. 1, 12にはパスプレートによる補強を行なった。

(2) 96万回時に発生した亀裂 (タイプ2)

発生位置を図-6に示す。今回は、縦リブ貫通部のまわし溶接部の下フランジ側止端から発生した。NO.1, 12にパスプレートを追加したため、応力の負担が内側の縦リブ貫通部に移動したと思われる。亀裂発生原因は46万回時と同様と思われる。FEM解析によると亀裂発生点の応力振幅は、 $\Delta\sigma = 1071 \text{ kg/cm}^2$ であった。

補修については、46万回時と同様に、ガウジング後再溶接を行ない、パスプレートの追加を行なった。

(3) 200万回時に発生した亀裂 (タイプ3)

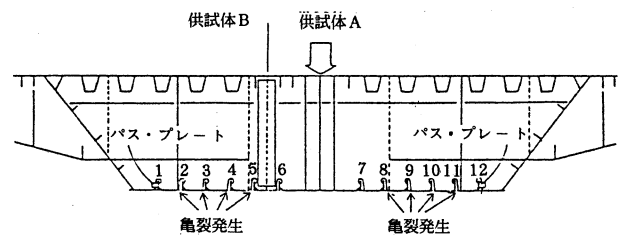


図-6 亀裂発生位置 (96×10⁴ 回)

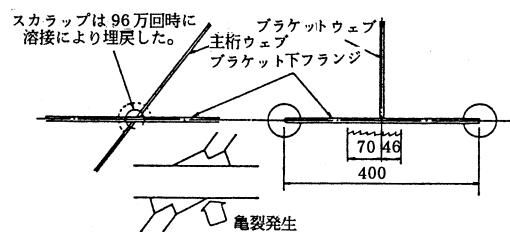


図-7 ブラケット下フランジに発生した亀裂 (供試体B)

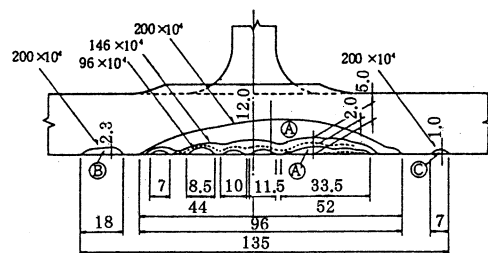


図-8 亀裂破面のビーチマーク

発生位置と亀裂の詳細を図-7に示す。亀裂は供試体Bの箱桁ウェブとハンガーブラケット下フランジの鈍角側止端部から発生した。

図-8に亀裂破面のビーチマーク観察結果を示す。供試体Bについては96万回に亀裂が発生しているが、供試体Aについては200万回に亀裂の発生がない。また、溶接止端の形状についても、供試体Bのフラン角 θ は、 120° 以下、止端半径 ρ は1mm以下に対して、供試体Aの θ は 140° 以上、 ρ は1mm以上となっている。溶接止端形状に留意するならば、この継手の200万回疲労強度は $\Delta\sigma = 832\text{kg/cm}^2$ （供試体Aの実測応力振幅）以上と考えられる。

6. 疲労寿命曲線

5.で述べた3タイプの亀裂について図-9のようにモデル化し、それぞれの疲労寿命曲線を設定する。疲労寿命曲線は

$$(\Delta\sigma)^3 N = \text{const}^2)$$

で表す。ここで、疲労寿命 N は亀裂発見時の繰返し数とした。これは、ほぼ破断寿命と考えられる。以上よりそれぞれの定数を求めると、

$$\text{タイプ1 } (\Delta\sigma)^3 N = 7.91 \times 10^7$$

$$\text{タイプ2 } (\Delta\sigma)^3 N = 1.18 \times 10^9$$

$$\text{タイプ3 } (\Delta\sigma)^3 N = 1.15 \times 10^9$$

となる。図-10はこれらの寿命曲線をS-N線図として表わしたものである。

7. 大島大橋の疲労安全性

試験から得られたS-N曲線をもとにして、大島大橋の疲労安全性の検討を行った。

繰返し数については計画交通量を参考にすることとした。計画交通量とは、あくまで予想交通量であることを考え、疲労設計では交通量を多少大目に考えて、トラック日平均交通量を250台/日とした。（計画では、昭和63年の大型車両の日交通量が210台）

諸外国の設計基準の調査から、AASHTO（The American Association of State Highway and Transportation Officials）では、設定繰返し数は200万回、BS5400part10（British Standard）では250万回（走行車線150万回、追越車線100万回）、OHBD（カナダ、オンタリオ州道路橋設計基準）では50万回となっており、これらを参考とし、今回は設定繰返し数を200万回と設定した。これより、各タイプの疲労強度は以下のとおりとなる。

$$\text{タイプ1 } \sigma = 341\text{kg/cm}^2$$

$$\text{タイプ2 } \sigma = 839\text{kg/cm}^2$$

$$\text{タイプ3 } \sigma = 832\text{kg/cm}^2$$

疲労設計を行なうにはモデル荷重をどう設定するか問題となる。諸外国の例では、BS5400part10及びOHBD

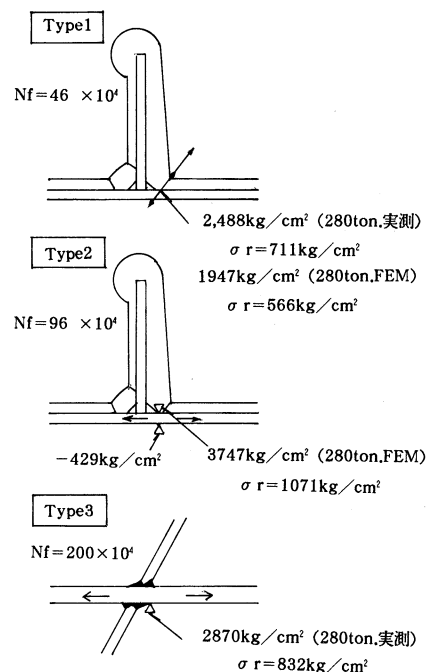


図-9 亀裂が発生した溶接継手

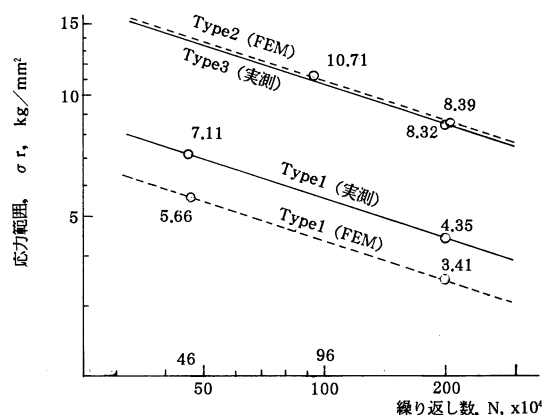


図-10 疲労寿命曲線

においては1台のトラック荷重により、また、AASHTOにおいては複数のレーンへの載荷（ただし荷重強度を低減）により、着目点の応力振幅を求めるようになっている。

今回は安全側を考えて、以下の荷重設定を行った。

①橋軸方向には1台のみとし、橋軸直角方向にT20のトラック荷重を4台載荷する。（静的計算では、TT43を2台、T20を4台満載）

②衝撃の影響を考慮

③群衆荷重は無視（静的計算では考慮）

以上の仮定のもとで、格子計算及びFEM解析を行ない着目点における曲げモーメントの割合（静的設計計算時に発生する曲げモーメントと疲労モデル荷重の活荷重によって発生する曲げモーメントの割合）を求め、200万回疲労強度から逆算で静的計算時の許容応力を求めた。

以下に許容応力度を示す。

$$\text{タイプ1 } 1364\text{kg/cm}^2$$

$$\text{タイプ2 } 3356\text{kg/cm}^2$$

タイプ3 3328kg/cm²

ただし、ここでの応力度は応力集中部の局部応力であり、従来の公称応力で整理したものとは性格が異なっている。

上記許容応力度の意味は、タイプ1において疲労モデル荷重により、341kg/cm²の応力振幅が発生する場合、静的設計計算時(TT43が2台、T20が4台)において1364kg/cm²の応力が発生するという意味である。これにより、静的設計計算における着目点の発生応力を求めることにより、その部分の疲労安全性を照査できる。

①ブラケット下フランジと斜腹板の交差部

FEM結果によれば静的設計状態の応力は、2020kg/cm²であり許容応力3328kg/cm²に対して十分安全といえる。

②縦リブ切欠き部

下フランジ縦リブは詳細設計の過程において、主に製作上の難点よりバルブプレートからUリブに変更したので、Uリブ案のFEM結果により検討を行った。

FEM結果によれば、Uリブのダイヤフラム貫通部と、下フランジと斜腹板交差部のダイヤフラムには、タイプ

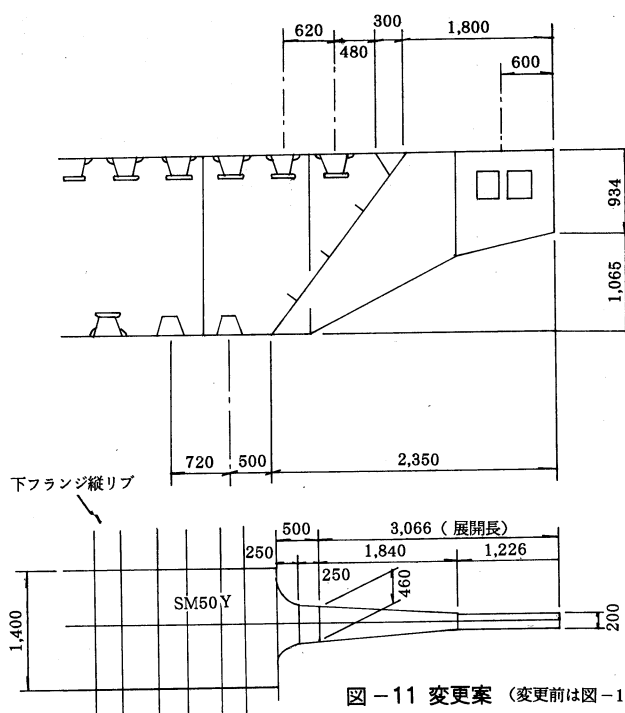


図-11 変更案 (変更前は図-1)

表-1 累積被害 (タイプ1)

載 荷 ケ ー ス		載荷回数 n	TL20 載 荷 時				TT43 載 荷 時			
			1 $\alpha = \frac{M \ell}{M \ell^ + M_d}$	*2 $\frac{\triangle \sigma_s}{\text{kg/cm}^2}$	*3 $N_s \times 10^4$	n/N_s	*1 $\alpha = \frac{M \ell}{M \ell^* + M_d}$	*2 $\frac{\triangle \sigma_s}{\text{kg/cm}^2}$	*3 $N_s \times 10^4$	n/N_s
1		0.5	0.247	200	984	0.0000	0.408	331	218	0.0000
2		51	0.222	180	1,356	0.0000	0.363	294	310	0.0000
3		120	0.205	166	1,720	0.0000	0.336	273	391	0.0000
4		120	0.170	138	3,016	0.0000	0.282	229	661	0.0000
5		51	0.141	114	5,283	0.0000	0.243	197	1,033	0.0000
6		11,325	0.181	147	2,500	0.0003	0.291	236	602	0.0019
7		11,325	0.146	118	4,766	0.0002	0.237	192	114	0.0010
8		26,587	0.129	105	6,912	0.0004	0.210	170	1,602	0.0017
9		4,825	0.117	95	9,255	0.0001	0.198	161	1,910	0.0003
10		11,325	0.110	81	14,829	0.0001	0.171	139	2,964	0.0004
11		11,325	0.065	53	54,044	0.0000	0.117	95	9,255	0.0001
12		2,505,360	0.105	85	12,790	0.0196	0.165	130	3,617	0.0693
13		1,067,284	0.076	62	33,840	0.0032	0.126	102	7,410	0.0144
14		1,067,284	0.041	33	214,212	0.0005	0.072	58	39,714	0.0027
15		2,505,360	0.024	20	1,066,775	0.0002	0.045	37	162,666	0.0015
Σ	-	7,222,343	-	-	-	0.0246 <1	-	-	-	0.0933 <1

1 $M\ell$: 疲労モデル荷重の活荷重による曲げモーメント、 $M\ell^ + M_d$: 静的設計計算時の曲げモーメント

*2 $\Delta\sigma_s = \alpha \times 811$ (811kg/cm² : 静的設計計算時に発生するタイプ1の最大主応力) *3 $N_s = 7.91 \times 10^4 / (\Delta\sigma_s)^2$

1の許容応力を大幅に上まわる応力が発生している。

これは、ハンガーブラケット下フランジの応力がダイヤフラムを介して箱桁下フランジに流れる過程において発生する応力であり、その発生は構造上の弱点であると考えられるのでディテールの変更を行なう必要があると判断した。

そこで、ハンガーブラケットと補剛箱桁交差部の重要性を考えて、ハンガーブラケット下フランジと補剛箱桁下フランジをつなげることにした。(図-11)

変更案の場合、ブラケットウェブの力は滑らかにダイヤフラムへ伝達されており、全体的に見て応力集中が緩和されている。ただし、この場合でも箱桁ダイヤフラムのトラフリブ切欠き部に応力集中が生じており、これが耐疲労性能に及ぼす影響を検討した。

当初、トラフリブはダイヤフラムを切り欠いて貫通させるディテールとしていた。この場合、斜腹板に近いトラフリブ貫通部の箱桁下フランジには大きな面外曲げが生ずる。(下フランジの内側 $1737\text{kg}/\text{cm}^2$ 、外側 $1097\text{kg}/\text{cm}^2$)そこで、斜腹板から2番目までのトラフリブについてはダイヤフラムの個所で切断し、応力集中の緩和が予想される3番目以後のトラフリブについてはダイヤフラムを貫通させることにした。この結果、トラフリブまわりの応力集中を緩和することができた。

この場合、トラフリブとダイヤフラムの溶接(裏当て金を用いた完全溶込み溶接)について、橋軸方向応力に対して検討が必要である。このような構造の疲労強度については、過去に土木研究所によって試験が行なわれており、この場合の200万回疲労強度は $891\text{kg}/\text{cm}^2$ である。今回の構造詳細における最大応力振幅は疲労モデル荷重において $489\text{kg}/\text{cm}^2$ であり、十分安全といえる。

ところで、以上の検討は着目断面にT20の荷重が常に4台並ぶと仮定しているが、さらに予想交通量から考えられる、より現実的な载荷状態を载荷確率の概念を取り入れて検討し、累積疲労について、照査を行なった。

ここで、

- ・上り線、下り線とも大型車の日交通量は各100台
- ・この内走行車線側70台、追越し車線側30台
- ・走行速度 $40\text{km}/\text{h}$
- ・着目ハンガーの影響線長は24m(隣接するハンガー間距離)
- ・ラッシュ時の2時間に50%の車両が集中すると仮定し、载荷確率Pを求めると、

走行車線

$$P = \frac{\frac{24\text{m} \times 35\text{台}}{40,000\text{m}/\text{h}}}{2\text{h}} = 0.0105$$

追越し車線

$$P = \frac{\frac{24\text{m} \times 15\text{台}}{40,000\text{m}/\text{h}}}{2\text{h}} = 0.0045$$

となる。载荷ケースは、着目部に全く車両が載っていない場合も含めて16ケース考えられる。それぞれのケースの確率P(N)を求め、通行車両総数730万台(200台/日 $\times$ 365日/年 $\times$ 100年)に対する各ケースの载荷回数を求めた。

この载荷回数をもとにマイナー則による累積被害の計算を行ない、タイプ1及び2の継手のいずれについても安全であることを確認した。(表-1)

8. あとがき

本疲労試験は、大島大橋補剛桁の詳細設計の一貫として行なったものであるが、道路橋の疲労に対する明確な規定がなかったため結果の解析に外国の基準類を参考にしたが、実験の結果は構造物の弱点を表わすものであると判断し所要の改良を施したつもりである。現場事務所で限られた時間であるため十分な解析ができなかった面もあるが安全な構造物に改良されたと考えている。今後この種の構造物の疲労設計については学術的検討が行なわれることを期待したい。

最後に、本試験の委託をお願いした建設機械化研究所と、試験結果の取りまとめと詳細設計をお願いした宮地・横河共同企業体の担当者の皆様に謝意を表します。

参考文献

- 1) J.W.Fisher,三木:米国の橋梁に生じた疲労被害例 橋梁と基礎 1982年10月
- 2) 本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書 昭和58年3月
- 3) 福井、谷中、阪本、深沢、三木:吊橋補剛箱桁ハンガーブラケットの疲労試験 構造工学論文集 1987,3
- 4) 福井、谷中、深沢、谷藤:ハンガーブラケットの大型疲労試験 土木学会第41回年次学術講演会 昭和61年11月

伯方・大島大橋の橋面舗装

The Pavement on the Steel Deck of Hakata・Ohshima Bridge

今治工事事務所 第二工事長付 日高 裕二
Yuji Hidaka

1. まえがき

伯方・大島大橋は、本州四国連絡橋の尾道～今治ルートに属しており、昭和63年1月17日に供用を開始した。

本稿では主に、伯方・大島大橋（以下本橋と記す）で施工した鋼床版上の橋面舗装工事における、グースアス

ファルトコンクリート（以下グースと記す）及び改質アスファルトコンクリート（以下改質アスコンと記す）の施工について述べるものである。

2. 工事概要

舗装の実施工程を表-1に、平面図、断面図を図-1、図-2に示す。

舗装は、路肩部と伯方橋自転車歩行者道（以下自歩道と記す）を除き2層で構成され、舗装厚は鋼床版上65mm、コンクリート床版上75mmとした。鋼床版上の下層は全てグース、車道側上層は改質アスコン、自歩道側上層はストレートアスファルトコンクリート（以下ストアスと記す）とし、コンクリート床版上は上・下層共ストアスで施工した。施工内訳を表-2に示す。

尚、下層のグース施工から上層の改質

表-1 実施工程表

項 目	年度 数量	61年度												62年度											
		2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月
準 備 工	一 式																								
研 掃 工	18,200 m ²																								
接 着 層 工	18,000 m ²																								
硬 質 グース	14,300 m ²																								
軟 質 グース	3,800 m ²																								
改 質 アスコン	7,900 m ²																								
ス ト ア ス	15,200 m ²																								
付 帯 工	一 式																								
跡 片 付	一 式																								

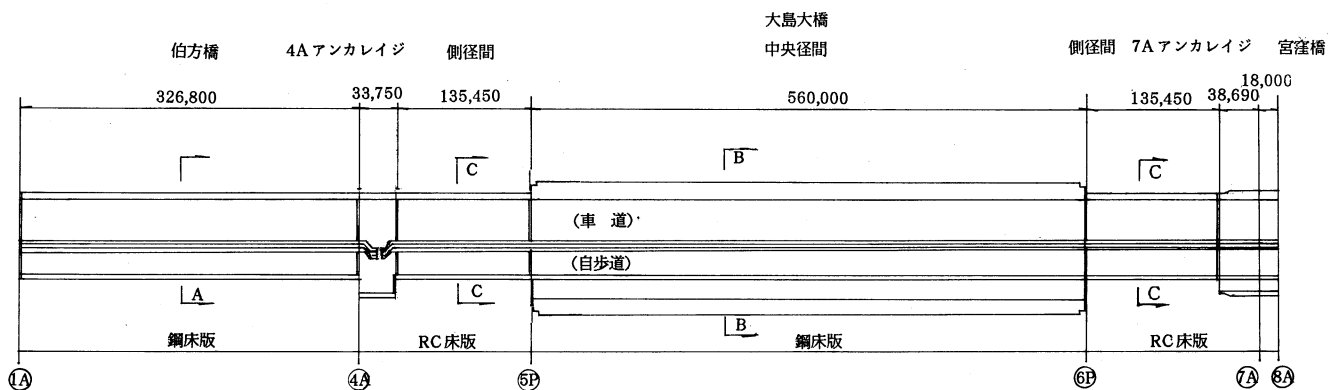


図-1 平面図

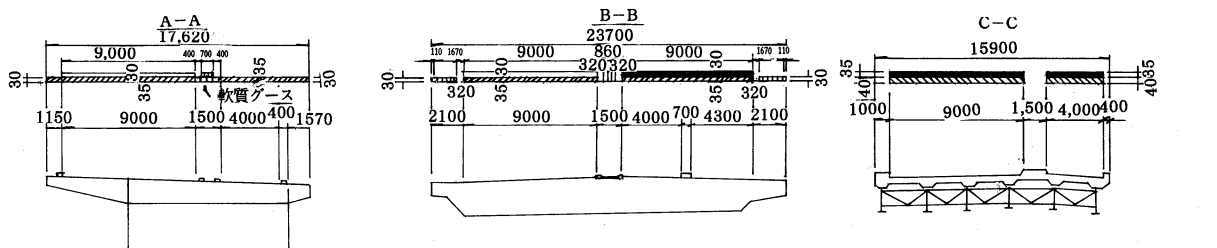


図-2 断面図

舗装種別
 〇 改質アスファルトコンクリート
 〇 硬質グースアスファルトコンクリート
 〇 軟質グースアスファルトコンクリート
 〇 ストレートアスファルトコンクリート（上層）
 〇 ストレートアスファルトコンクリート（下層）

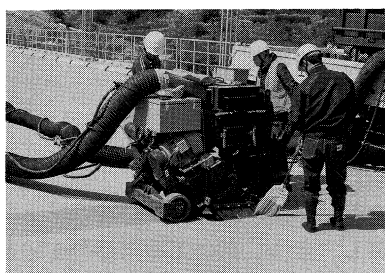
表-2 施 工 内 訳

区 分	単 位	数 量	摘 要
硬質グース アスファルト・コンクリート (TLA:ストアス20/40 =25:75)	㎡	14,300	車道部分 (t=35mm) (伯 方 橋: 4,200 ㎡ 大島大橋: 10,000 ㎡)
軟質グース アスファルト・コンクリート (TLA:ストアス60/80 =25:75)	㎡	480	大島大橋中央分離帯 (t=65mm)
		400	伯方橋中央分離帯下層 (t=35mm)
		2,930	伯方・大島大橋路外および 伯方橋中央分離帯上層 (t=30mm)
改質アスファルトコンクリート	㎡	7,900	車道部分 (t=30mm) 硬質グース上
ストレート・アスファルト・コンクリート	㎡	15,200	大島大橋自歩道部上層 コンクリート床版上層・下層 (t=40,35,30mm)

表-3 研 掃 区 分

鋼床版(無機ジンク)面状況	研掃区分
(1) 正 常	三種ケレン (パワーツール)
(2) 白錆発生	
(3) 白錆発生部に三種ケレンを実施し、 有機ジンクを塗布	
(4) 白錆発生部を無処理のままで、有機 ジンクを塗布	一種ケレン (ブラスト処理) *
(5) 白錆発生部が赤錆に移行	
(6) 吊りピース切断箇所現場溶接線 (無機ジンク塗布せず)の三種ケレン後 に有機ジンク塗布	
(7) 軽微なタッチアップ用有機ジンクの 塗布	三種ケレン

* ブラスト処理できない端部は、ディスクサンダー処理

写真-1
自動ブラスト機

アスコンの施工までの間、他の工事用車両等が通行するため、グース舗設に並行して舗装表面に骨材(チップ材)を散布・転圧し、スリップ事故等の防止対策を講じた。

3. 研掃工

舗装に先立って、工場製作時に鋼床版面に塗布した無

機ジンクリッチペイント(以下無機ジンクと記す)上に発生した白錆、現場溶接部に発生した赤錆、工事用機材等より落ちた油脂類や汚れを除去するため、鋼床版上の研掃を行った。

研掃にあたっては、まず、ブラスト面・白錆・赤錆・長期間暴露された無機ジンク面等の接着性試験を実施し、それぞれの状況に応じた研掃度を表-3のように決定した。そして、実際の鋼床版面の状況を確認の上、3種ケレンと1種ケレンに区分した。

研掃に使用した機械は、3種ケレンにあたってはディスクサンダー、ポリッシャー等であり、1種ケレンにあたっては、自動ブラスト機(写真-1)である。尚、自動ブラスト機の使えない端部はディスクサンダーにて処理し、油脂類についてはシンナーでふき取った。

ブラスト後の表面処理は、ASTM D610標準図の防錆度と比較することとした。¹⁾ 検査の結果、入念なブラスト処理のおかげでほとんど錆がみられず良好であった。

4. 接着層工

接着層には、瀝青ゴム系接着剤(カチコートS)を使用し、1層当り0.2ℓ/㎡として2層塗布した。1層目は研掃工終了後直ちに行い、2層目は1層目の塗布後3時間以上経過した後、十分乾燥していることを触手により検査、確認してから施工した。2層目塗布後の養生時間は、ブリスタリングの原因とならないように24時間以上、できるだけ長時間確保することとした。塗布はローラー刷毛を用いて行い、1層目と2層目は塗布方向を直角にして、均一に塗布するよう心がけた。また、地覆廻りや舗装止めプレート部、防護柵支柱の固定プレート部等、ローラー刷毛による塗布が困難な箇所についてはペンキ用刷毛を用いて塗布した。

ローラー刷毛及びペンキ用刷毛を使用の際は、気泡が生じないように十分注意したほか、風により接着剤が飛散しないように、地覆、防護柵をベニヤ板で養生した。

接着剤の塗布量の確認は、90㎡(20m×4.5m)当り1缶(18ℓ)を基準として行った。

5. グース舗装

5.1 アスファルトプラント

本橋の舗装工事で使用したアスファルトプラントは、大三島にある既設プラント(公称能力:36t/hr)を使用した。

グースの場合、一般のアスファルト合材と配合が異なり、特殊な材料を用いるため、既設プラントにグース用の設備を一部追加した。今回追加した主な設備は、石粉加熱ドライヤー1基とアスファルトブレンダー2基である。

一般の合材より約30℃以上高温に製造されるグース混合物は、配合重量比約25%を占める石粉をも加熱してミキサーに投入する必要がある。この石粉の加熱用に用いるのが石粉加熱ドライヤーである。また、グースのバイ

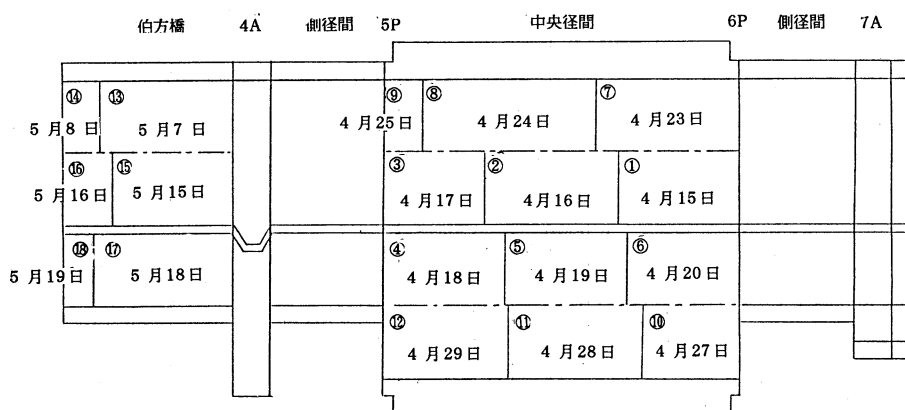
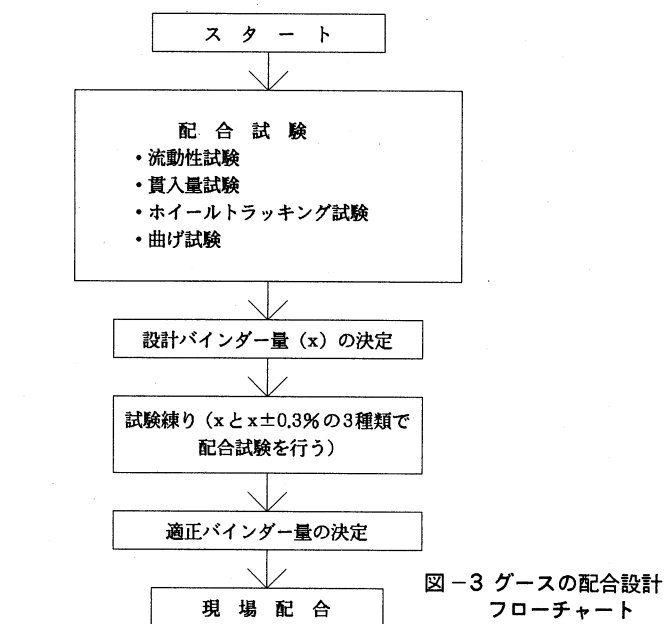


表-4 グースの配合及び性状

		硬質グース	軟質グース	基準値
バインダー量 (%)		8.2	8.7	7~10
骨材配合比	6号 砕石	34.0	28.5	—
	7号 砕石	18.0	19.5	
	砂	21.0	25.0	
	石粉	27.0	27.0	
合 成 粒 度	ふるい目			
	13mm	100	100	100
	5	70.1	74.9	65~85
	2.5	49.1	53.1	45~62
	0.6	39.6	42.0	35~50
	0.3	32.4	33.4	28~42
	0.15	26.9	27.0	25~34
		0.074	23.9	20~27
リュエル流動性 (240℃) sec.		17	8	20以下
貫入量 (mm)		1.5	2.3	1~4
曲げ破断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		9.4	—	8.0
動的安定度 (回/mm)		419	—	350以上

ンダーは、ストアスと精製トリニグッドアスファルト（以下T.L.Aと記す）を混合したものを用いる。この混合を行う設備がアスファルトブレンダーである。

グース混合物製造時のプラント製造能力は、通常の1/3~1/2におちた。これは、グースの場合、一般の合材よりも高温に製造するため混合時間が長くなったのと、プラントの石粉計量装置が小さく、石粉を1回で計量することができず2回に分けて計量したためである。

5.2 グースの配合設計

(1) 使用バインダー

本橋では、表-2に示すように、施工箇所によって硬質グースと軟質グースに分類した。

硬質グースの使用バインダーは、橋面舗装基準（案）に基づき、ストアス20/40とT.L.Aを75：25でブレンドしたものを用いた。

軟質グースの使用バインダーは、当初ストアス40/60で計画していたが、施工時期と材料調達の問題からストア

スアス60/80+T.L.Aとの比較試験を行って、良質なバインダーを採用することとした。その結果、高温安定性において貫入量の値は、ストアス60/80+T.L.Aが2.4mmに対してストアス40/60は4.7mmと2倍近い差があったため、ストアス60/80+T.L.Aを使用することとした。なお、ストアス60/80とT.L.Aの混合比率は、硬質グースと同じ75：25とした。

(2) グースの配合設計

室内配合における各骨材の配合割合は、橋面舗装基準（案）の粒度範囲に準じて決定した。

配合試験では、バインダーの配合量を硬質グース及び軟質グース共7.5~9.0%までの範囲で0.5%きざみで変化させ、各種試験を行った。配合試験から現場配合に使う適性バインダー量の決定までのフローチャートを図-3に示す。尚、表-4はグース混合物の現場配合及び性状を示したものである。

5.3 施 工

(1) 硬質グース（機械施工）

機械施工における施工幅員は、施工継目が縦リブ上に合致しないように配慮し、且つ、常に工事用道路を確保できるように考慮した。これにより、大島大橋の車道及び自歩道側の幅員9mについては2分割とし、4.5mの2線（全4レーン）とした。また、伯方橋の車道については、中央分離帯側4.6m、路肩側4.58mとし、自歩道側は4.13mとした（全3レーン）。

施工順序は、縦・横断勾配による雨水等の滞留を避けるため、図-4に示すとおりとした。

施工時には、厚さ35mmの木製型枠（型枠1本4m）を配置し、グース舗設中に型枠がずれないように添木やく

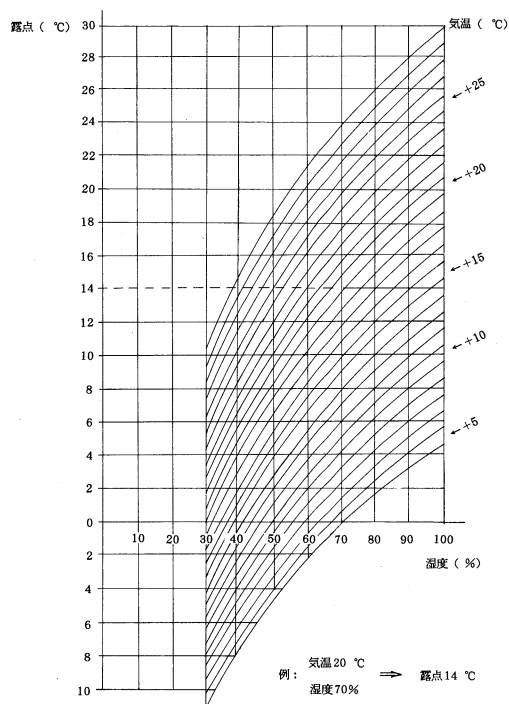


図-5 露点計算図表

(Merkblatt für bituminöse Brückenbeläge auf Stahl ; Ausgabe 1978 より)

ぎ等で固定した。また、大島大橋の地覆と地覆のすき間にも型枠を挿入して、グースがすき間に流れ込まないようにした。

鋼製地覆や伸縮装置等の構造物との間には、防水性とグースの収縮を考慮して成形目地材(セロシールssテープ)を設置した。成形目地は地覆等にプライマーを塗布した後、目地内部に気泡が残らないように一方向に順次貼り付けていった。尚、プライマーには接着層で用いた接着剤(カチコートs)を使用した。

舗装に先立ち鋼床版の接着層面は、ブリストリングの発生を避けるため、ごみ、その他汚れがないように清掃した。雨水や結露等で水分がある場合は、当日の施工箇所全面に路面ヒーターを走行させ、端部等はプロパンバーナーを用いて乾燥させた。結露の有無の判定は、図-5に示す露点計算図表(西ドイツ示方書による)を参考に現場で目視による確認を行った。

敷均しは、鋼床版温度が露点より5℃以上高くなるのを待って、施工巾最大4.8m級のグースフィニッシャー1台により施工した。グースの運搬及びクッキングは8t積級のクッカー車を5台準備して行った。

クッカー車でクッキングが終了したグース混合物は、温度及び流動性(リュエル流動性試験による)を確認した後フィニッシャーに投入した。フィニッシャーのスクリッドは、グース混合物の流動性を保持するため、備え付けのバーナーで十分加熱した。また、木製型枠面をスライドしていくようにセットし、地覆側はフィニッシャーのスクリッドアームにガイドローラーを付け、地覆上を走らせることにより、舗装厚を均一に施工することができた。フィニッシャーによることのできない伸縮装置の

際から1.0mの範囲は人力にて施工した。

尚、前述したとおり、硬質グースの表面には工事用車両のスリップ防止用に、ストアス60/80でプレコートした7号砕石(チップ材)を2~3kg/㎡の割合で散布、圧入した。チップ材は、あらかじめ2tダンプで現場に搬入しておき、グースの敷均し後、ブリストリングの発生がないことを確認してから人力にて散布し、グース温度が100℃前後になった時に2t鉄輪ローラーで圧入した。

本橋におけるグースの施工速度は、フィニッシャーの舗設速度よりもプラント能力に支配され、日最大舗設量は100.8tであった。

(2) 軟質グース(人力施工)

軟質グースは、防護柵支柱その他構造物により機械施工が困難なので人力にて施工を行った。

施工は、それぞれの施工箇所において排水を考慮し、雨水等が滞留することがないように行った。クッカー車でクッキングが終了したグース混合物は、一度手押し輪車に受けた後施工箇所に流し込んでいき、木ゴてを用いて仕上げた。

5.4 ブリストリング対策

ブリストリング防止については、工事の施工段階ごとに、従来の調査結果²⁾に基づき以下の対策を講じた。

(1) 鋼床版表面の研掃時

○現場溶接線上の赤錆、無機ジंकの白錆等はブラスト処理で除去し、油脂類はシンナー等でふき取る。

○研掃後の表面の清掃を念入りに行う。

(2) 接着層施工時

○施工は研掃直後に行い、床版上の付着物を避ける。

○養生時間を長くし、養生中は立入禁止とする。

(3) グース施工時

○施工機械、道具類は、作業前に付着している泥やごみを十分清掃する。

○作業終了後の施工機械等は、雨や夜露にあてないように、シートなどで覆う。

○型枠などは舗設直前に施工し、水分の滞留を防ぐ。

施工結果としては、伯方橋ではブリストリングの発生はみられず良好であったが、大島大橋においては、4分割した全てのレーンでブリストリングがみられた(写真-2)。グース舗設時のブリストリング発生状態をレーンごとにまとめたうちの二例を表-5に示す。

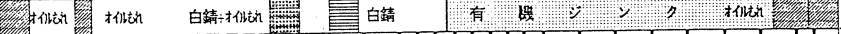
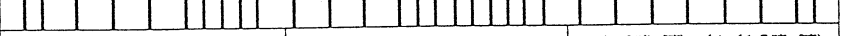
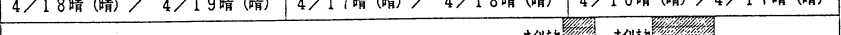
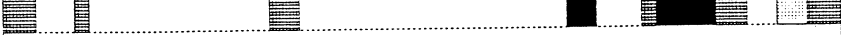
一方、ブリストリングとは別に、ブリストリングの多

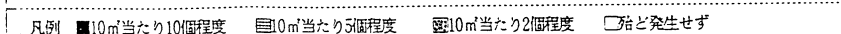


写真-2

ブリストリング

表-5 施工条件とプリスタリング発生状況

(大島大橋第3レーン)				560m												4.5m
研 掃 前 の 床 版 の 表 面 状 況																
研 掃 ■ プラスト □ 3種ケレン																
接 着 層 1層目 (前日の天気) / 2層目 (前日の天気)				4 / 18 晴 (晴) / 4 / 19 晴 (晴)				4 / 17 晴 (晴) / 4 / 18 晴 (晴)				4 / 16 晴 (晴) / 4 / 17 晴 (晴)				
接 着 層 施 工 後 の 表 面 状 況																
舗	施工日 天 気 最高気温 最低気温			* **** 4 / 24 晴 19℃ 12℃				4 / 23 晴 21℃ 11.5℃								
	AM9:00 気 温 風 速 湿 度 床版温度			** ***** 14℃ 1.5m/s 53% 18℃				15℃ 5.2m/s 78% 23℃								
	AM9:00 結露の判定 (モ/ケム) (目視) / 路面ヒーター回数			同右 同右 (無) (有) 1回				(無) (有) 1回								
	舗設時間 舗設方向			***11:00 9:00 18:00 ⇐ 9:00 17:00 ⇐ 10:00												
設	ブ リ ス タ リ ン グ 発 生 状 況															
	備 考			* 5/7 晴 20℃ 11℃ **17℃ 0m/s 61% 23℃ ***10:00 9:30 ****4/25 曇/雨 14℃ 11℃ *****12℃ 3.7m/s 53% 18℃												

(伯方橋第2レーン)				326m												4.5m
研 掃 前 の 床 版 の 表 面 状 況				補修 (有機ジンク) 部分点在 赤錆 補修 (有機ジンク) 部分点在												
研 掃 ■ プラスト □ 3種ケレン																
接 着 層 1層目 (前日の天気) / 2層目 (前日の天気)				5/10 晴 (晴) / 4/19 晴 (晴)				5/9 晴 (晴) / 5/10 晴 (晴)				5/8 (晴) 晴 / 5/9 晴 (晴)				
接 着 層 施 工 後 の 表 面 状 況				良 好												
舗	施工日 天 気 最高気温 最低気温			5 / 16 晴 27℃ 10℃				5 / 15 晴 21℃ 8℃								
	AM9:00 気 温 風 速 湿 度 床版温度			17℃ 4.1m/s 70% 32℃				20℃ 0.2m/s 43% 22℃								
	AM9:00 結露の判定 (モ/ケム) (目視) / 路面ヒーター回数			(無) (有) 1回				(無) (有) 1回								
	舗設時間 舗設方向			13:00 ⇐ 9:30 17:30 ⇐ 9:30												
設	ブ リ ス タ リ ン グ 発 生 状 況															

発場所でチップ材の転圧作業中、気泡の集合と思われる直径1m前後、高さ1~3cm程度のフクレが発生した。また、同じ場所の転圧不足と考えられる縦施工継目に、施工後約1ヶ月経過した高温時に9個のフクレが生じた。さらに、上層の施工時に、改質アスコンによりグースが加熱され、フクレが発生した。

発生したプリスタリングやフクレは、くぎ等で穴をあけて気体を抜いた。

これらのプリスタリングの発生原因は、水分によるものではなく、油脂類の付着によるものがほとんどであると推測される。この防止には、プラスト処理等の徹底した対策と慎重な施工が必要である。また、発生が避けられないと考えられる時には、転圧によるグース内の気体の追い出しも効果的な方法であると思われる。

表-6 改質アスコンの配合及び性状

		改質アスコン	基準値
バインダー量(%)		6.2	5~7
骨材配合比	6号 砕石	39.5	—
	7号 砕石	19.0	
	砂	24.0	
	スクリーニングス	13.0	
%		石 粉	4.5
合成粒度	20	100	100
	13	100	95~100
	10	92.1	—
	5	65.3	55~75
	2.5	42.3	35~50
	0.6	24.5	18~30
	0.3	14.4	10~21
	0.15	7.8	6~16
マ50 回 シ突 固 ヤル め 性 に 状 よ る	密度(g/cm ³)	2.379	—
	空隙率(%)	3.8	3~5
	飽和度(%)	79.0	75~85
	安定度(kg)	1270	1,000以上
	フロー値 (1/100cm)	31	20~40

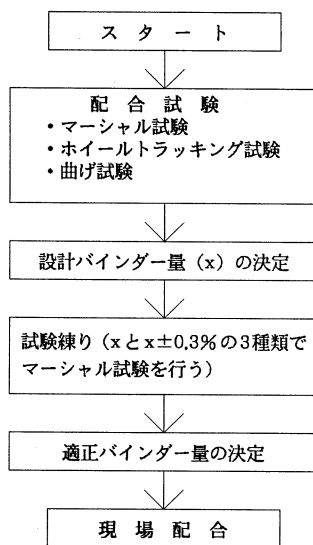


図-6 改質アスコンの配合設計フローチャート

6. 改質アスコン

6.1 改質アスコンの配合設計

本橋車道部分のグース上に施工した改質アスコンの室内配合における各骨材の配合割合は、橋面舗装基準(案)の粒度範囲に準じて決定した。

配合試験では、バインダーの配合量を5.0~7.0%までの範囲で0.5%きざみで変化させ、各種試験を行った。

図-6は、配合試験から適性バインダー量の決定に至るまでの流れを示したものである。また、表-6は、改質アスコンの現場配合及び性状を示している。

6.2 施工

施工は、舗設に先立って路面を清掃し、アスファルトディストリビューターにてゴム入り乳剤のタックコート(0.4ℓ/㎡)を均一に散布し、地覆側端部についてはプラシにて塗布した。

また、鋼製地覆及び伸縮装置等、改質アスコンと接する所には、上層工終了後注入目地を施工するため目地板を設置した。目地板は、転圧終了後抜き取りやすいように片面を削り、逆台形にして設置した。

合材の運搬はダンプトラックにて行い、運搬中は温度低下と落下防止のためシートをかけた。合材の敷均し及び初期転圧の温度は、試験施工の結果から、それぞれ180℃、175℃とした。

敷均しには2台のフィニッシャーを使い、温度確認後ダンプトラックより受けて、ホットジョイントによる2車線全巾施工とした。2台のフィニッシャーの左右には、舗装の不陸、特に継目部の不陸を押さえるため、自動センサーのスキーを取りつけ、地覆やグース舗設上を走らせ、自動制御により平坦性の確保に努めた。

敷均し割増し量は、転圧による敷均し厚を考慮し、試験施工の結果から2割増とした。

改質アスコンは、初期転圧を高温のうちに行う必要がある。従って、初期転圧は敷均し直後出来るだけ早い時期に、マカダムローラーで行い、二次転圧は初期転圧終了後直ちにタイヤローラーで、仕上げ転圧は舗装温度が60℃以上あるうちにタンデムローラーを用いて行った。それぞれの転圧回数は、初期転圧4回、二次転圧8回、仕上げ転圧2回とした。

改質アスコンの施工状況を写真-3に示す。

7. グースと鋼床版との接着強度試験

7.1 概要

グース舗装で述べたように、プリスタリングとは別に、大島大橋の一部でグース舗設中のチップ材転圧時に、気泡の集合と思われるフクレ（以下B部と記す）がみられた。短時間ではあるがこの様な現象を生じたということは鋼床版とグース層との接着が一旦切れたことを意味し、接着性に疑問が残った。そこで、全く正常な部分（以下A部と記す）と接着性を比較することとし、A部とB部の代表箇所において、接着強度試験を行った。

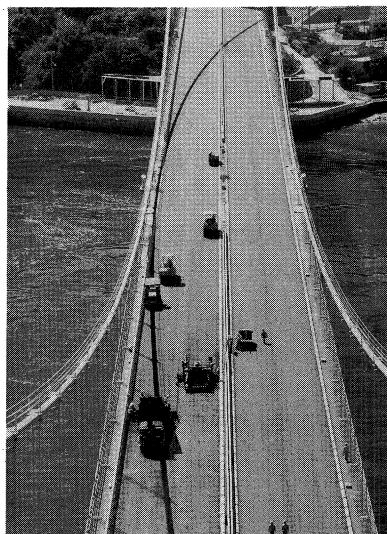


写真-3
改質アスコン
施工状況

この試験は、舗設まもない5月（以下5月実施分と記す）と一夏経過後の9月（以下9月実施分と記す）に2回実施した。

また、6月に9個のフクレが発生し7月に空気抜きをした縦施工継目部分（以下D部と記す）や上層改質アスコンの施工時に一部フクレがみられた部分（以下C部と記す）についても、9月の接着強度試験時に同様の試験を行った。

尚、これらの試験は、携帯型油圧式接着力試験機を用いて実施し、試験温度は鋼床版温度で20℃を目標とした。試験機の構造を図-7に示す。

7.2 試験結果

5月実施分と9月実施分の試験結果を図示すると図-8になる。

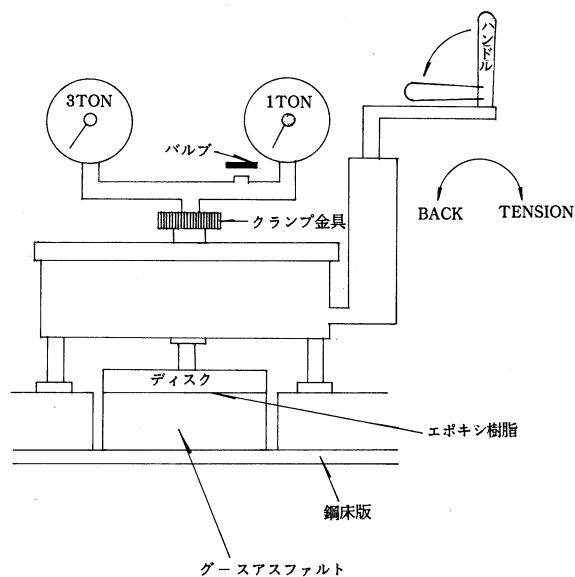


図-7 接着力試験機の構造

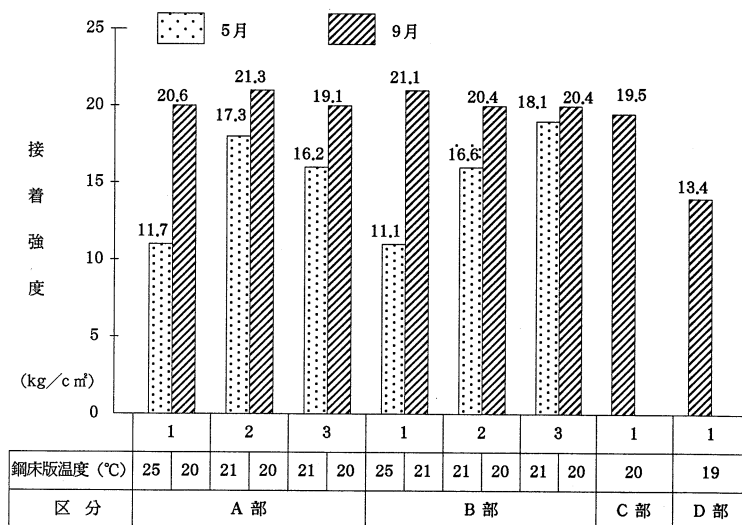


図-8 接着強度試験結果

表-7 グースの品質管理試験結果

		硬 質 グ ー ス					基 準 値
		個数N	max	min	x	σ	
加熱骨材粒度 (%)	ふるい目						
	13mm	18	99.8	98.4	99.2	0.52	100
	5	18	72.1	71.2	71.6	0.26	65~85
	2.5	18	49.9	47.4	48.3	0.66	45~62
	0.6	18	40.6	38.4	39.8	0.55	35~50
	0.3	18	33.4	31.5	32.2	0.54	28~42
	0.15	18	28.1	26.7	27.6	0.41	25~34
	0.074	18	24.7	23.9	24.3	0.19	20~27
抽出バインダー量 (%)		18	8.36	8.11	8.23	0.07	7~10
リュエル流動性 (240℃/秒)		173	19.8	8.9	16.3	1.69	20以下
貫入量 (mm)		18	2.01	1.38	1.64	0.19	1~4
動的安定度 (回/mm)		18	434	366	402	18.4	350以上
破断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		18	10.05	8.40	9.33	0.44	8.0
舗装厚 (mm)		114	40.0	30.0	35.5	2.28	35mm-7mm以内① 35mm-2mm以内②

* ①は個々の測定値 ②は10個の測定値の平均値

表-8 改質アスコンの品質管理試験結果

項 目		個数N	max.	min.	x	σ	基 準 値
加熱骨材粒度 %	ふるい目						
	20mm	2	100	100	100	0	100
	13	2	100	99.9	100	0.05	95~100
	10	2	91.8	91.2	91.5	0.30	-
	5	2	64.9	64.6	64.8	0.15	55~75
	2.5	2	42.3	41.9	42.1	0.20	35~50
	0.6	2	26.1	25.5	25.8	0.30	18~30
	0.3	2	14.0	13.4	13.7	0.30	10~21
	0.15	2	8.2	7.5	7.9	0.35	6~16
	0.074	2	6.6	6.2	6.4	0.20	4~8
抽出バインダー量 (%)		2	6.24	6.16	6.20	0.04	5~7
マーシャル試験	密度 (g/cm^3)	6	2.377	2.367	2.372	0.003	-
	空隙率 (%)	6	4.3	3.9	4.1	0.13	3~5
	飽和度 (%)	6	78.6	76.9	77.7	0.54	75~85
	安定度 (kg)	6	1,300	1,220	1,247	25.99	1,000以上
	フロー値 (1/100)	6	34	31	32	0.94	20~40
動的安定度 (回/mm)		4	2,172	1,853	2,039	118.4	1,500以上
破断ひずみ ($\times 10^{-3}$)		6	7.41	7.06	7.25	0.12	6以上
舗装厚 (mm)		102	40.0	26.0	32.0	2.52	30mm-7mm以内① 30mm-2mm以内②

* ①は個々の測定値 ②は10個の測定値の平均値

示しているが、D部については、9月実施分における他の箇所の65%程度の接着強度となっており、フクレたままで約1ヶ月放置していた影響が出たものと推測できる。

次に実施期間でみると、9月実施分は5月実施分より接着強度が大きい傾向にある。これは、工事用車両の通行等による転圧効果があったものと思われる。

また、鋼床版+瀝青ゴム系接着剤(カチコートs)+グースから構成される場合の接着強度は、通常、鋼床版温度20℃で14~20kg/cm²程度といわれており²⁾、本試験結果をみてもA~C部の接着強度は一般的な値を示しているといえる。よって、プリスタリングやフクレが生じたら直ちにガス抜きを施すことによって、何ら問題になることはないと考えられる。

尚、D部については、他の箇所に比べ強度は低下しているものの、所定の強度を有していると考えられ、また、非常に狭い範囲であるため全体に及ぼす影響はないと思われたので補修はしなかった。

8. 品質管理試験結果

グース(硬質グース、軟質グース)と改質アスコンの品質管理試験結果を表-7、表-8に示す。

9. あとがき

伯方・大島大橋の舗装工事は、グース施工時の鋼床版面の油脂類によるプリスタリングやフクレの発生、さらには他工事との関係による工程的制約など厳しい作業条件であったが、各工事間の工程調整や許す限りの作業時間の拡大等の努力により、工事の進捗を図った。また、品質的にも特に問題なく、昭和63年1月15日無事工事を完了することができた。

最後に、本工事のために御指導、御協力を戴いた各関係者の皆様に敬意を表する次第である。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋の橋面舗装に関する調査研究報告書 昭和59年3月 海洋架橋調査会
- 2) 同上、昭和62年3月

7.3 考 察

接着強度は、場所間で比較するとA部、B部及びC部の間に違いはみられず、各場所共ほぼ同様の接着強度を

大島大橋の耐風安定性

(全橋模型風洞試験および実橋振動計測による検証)

Aerodynamic Stability of Ohshima Bridge

今治工事事務所 第二工事長付 平塚 義久
Yoshihisa Hiratsuka

1. まえがき

大島大橋は、橋長840m・中央支間長560mの単径間吊橋であり、我国で初めて、補剛桁に箱桁断面を採用している。この形式の吊橋は、国外にも比較的例が少なく、セバーン橋(中央支間長987.55m)、ハンバー橋(同1,410m)あるいは第1ボスポラス橋(同1,074m)といった英国系の吊橋が数橋あるにすぎない。

吊橋の桁断面形状の決定にあたっては、動的設計上必要とする空力特性や減衰性能が未だ定量化されていないため、箱桁・トラス桁を問わず風洞模型試験に頼るところが大きい。

本稿では、詳細設計断面の耐風(動的)安定性の確認のため、全橋模型を用いた風洞試験とその検証のために実橋振動計測を実施したので、その結果を報告する。

2. 風洞試験

2.1 概要

本橋の桁断面形状には、国内の斜張橋で空力安定性がよいとされている偏平逆台形断面を採用し、部分模型風洞試験を実施している。試験の結果からは、完成時、暫定供用時とも耐風安定性は良好であることが確認されている。^{1),2)}

しかし、本橋の桁架設は、中央径間支間中央から両主塔に向かって逐次剛結によるブロック架設工法を採用しているため、架設途中においては杣などの減衰効果が期待できず、またリフティングビーム(桁吊上げ用揚重機)や桁下防護工などの仮設機材の影響により、供用時と比べ空力安定性が劣ることが想定される。

したがって、全橋模型風洞試験では、部分模型試験で確認できない橋梁全体としての3次元特性を明らかにし、架設途中および暫定供用時の耐風安定性を確認することを目的として実施した。

2.2 部分模型風洞試験の結果

基本断面を決定するために、既に実施されている部分模型試験から得られた振動特性などを要約すると以下の通りである。

- 暫定時・完成時とも耐フラッター性能は良好であ

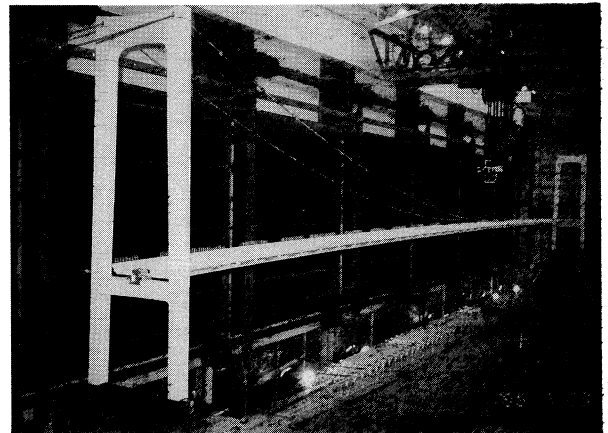


写真-1 全橋模型(ステップ-4 100%架設時)

るが暫定時で20m/s以下(吹上げの迎角領域)の風速域において、曲げモードで最大片振幅410mm、ねじれモードで最大片振幅1.6°の渦励振が発生する。

- 基本断面にフラップを取り付けることにより、ねじれフラッター発振風速を増加させる効果があり、更に暫定時、完成時とも渦励振は発生せず、耐風安定性は向上する。
- 暫定時の基本断面で生じる渦励振に対しては、振幅がさほど大きくなく、耐疲労性の面からも、使用性の面からも許容されうると評価できる。

なお、詳細については、すでに本技報³⁾に報告されているので参照されたい。

2.3 全橋模型風洞試験

本試験は、部分模型試験から比較的耐風安定性の劣るとされている暫定時断面について、限定振動および自励振動の検証を目的とし、一様流中において実施した。使用した風洞は東京大学所有の全橋模型実験用低速風洞(ゲッチングン型)、模型の縮尺は1/60である。(写-1)

(1) 試験内容

試験対象ケースは、図-1に示す暫定時(STEP-5)および架設時(STEP-1~STEP-4)である。センターステイは暫定時、架設時とも設置した状態を基本とし、逆対称モードについては取外して、その効果を調べた。フラップは暫定時にのみ取付け、その必要性を判断することにした。また、架設時においては、工事の進捗に合せ、

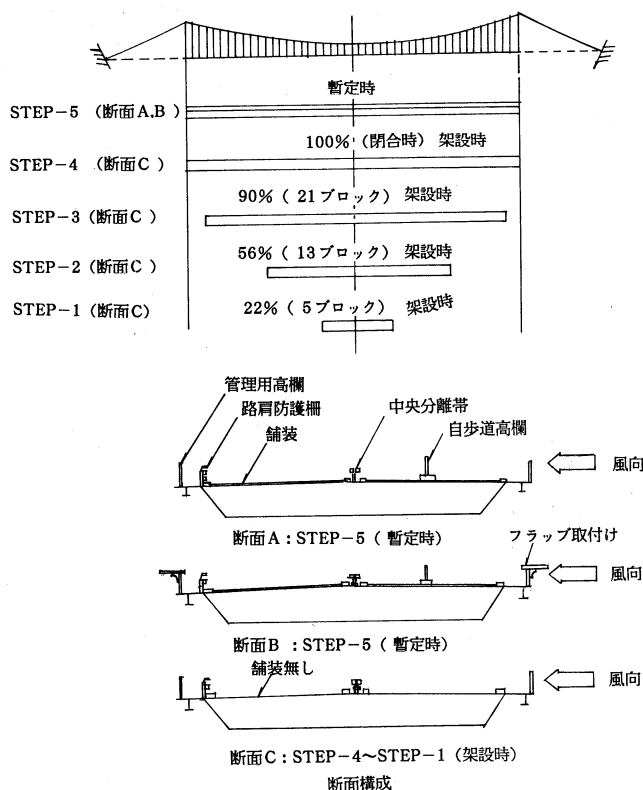


図-1 風洞試験対象ケース

リフティングビーム、移動防護工およびキャットウォーク（中央100m分）を配置し、現場状況を考慮した。風向は、自歩道高欄の基礎からの渦の放出や剥離によってより空力的に不安定となると考えられる自歩道側から（現場では北西風にあたる）とした。

(2) 試験結果

① 模型の固有振動特性

模型の固有振動数および構造減衰率を表-1に示す。固

表-1 模型の固有振動数、構造減衰率

架設段階	モード	固有振動数 (Hz)			構造減衰率
		計測値	計算値	誤差 (%)	
STEP-5 (暫定時)	曲げ対称1次	0.241	0.234	3.0	0.014
	曲げ逆対称1次	0.155	0.158	(-) 1.9	0.036
	ねじれ対1次	0.616	0.552	1.2	0.018
	ねじれ逆対称1次	-	0.755	-	-
STEP-4 (閉合時)	曲げ対称1次	0.255	0.248	2.8	0.015
	曲げ逆対称1次	0.159	0.162	(-) 1.9	0.042
	ねじれ対称1次	0.602	0.575	4.7	0.014
	ねじれ逆対称1次	-	0.795	-	-
STEP-3 (90%架設)	曲げ対称1次	0.237	0.235	0.9	0.019
	曲げ逆対称1次	0.158	0.160	(-) 1.3	0.016
	ねじれ対称1次	-	0.494	-	-
	ねじれ逆対称1次	-	0.494	-	-
STEP-2 (56%架設)	曲げ対称1次	0.263	0.263	±0	0.017
	ねじれ対称1次	-	0.432	-	-
STEP-1 (22%架設)	曲げ対称1次	0.299	0.290	3.1	0.013
	曲げ逆対称1次	0.191	0.194	(-) 1.5	0.006

有振動数は実橋計算値と比較し、曲げモードでは-2~+3%と良く一致しているが、ねじれモードでは+12%とやや大きい。構造減衰率は、曲げ対称1次、ねじれ対称1次で $\delta = 0.014, 0.018$ であり、「耐風設計基準 ($\delta = 0.02$, 箱桁斜張橋)」を満足するものである。曲げ逆対称1次は $\delta = 0.036$ と若干大きい、沓の取付け前 (STEP-3) までは $\delta = 0.016$ と小さい。これは、このモードが橋軸方向の振動が大きいため、沓の摩擦が減衰に寄与しているものと考えられる。

② 応答特性

フラッター-共振風速と迎角の関係、および限定振動の結果を表-2に示す。

(暫定時)

ステイの有無にかかわらず迎角 +5°、+7° の低風速域で最大片振幅120mmの曲げモードの渦励振が発生するが、フラッターは発生しない。しかし、フラップを取付けると渦励振は発生しなくなるものの、迎角 +5°、+7° の高風速域（設計風速以上）でねじれ対称1次のフラッターが発生した。

空力的に不安定となる高迎角の吹上風（迎角 +7°）における風速と空力減衰率の関係を図-2に示す。減衰率は風速の増加に伴い、曲げモードでは急速に増加するが、ねじれモードでは緩慢である。

また、ステイを取付けた場合、曲げ逆対称モードの減衰率は、風速20m/sまではステイなしとほとんど同じであるが、20m/s以上においては、ステイなしを上廻っている。

フラップを取付けた場合、曲げ対称モードの減衰率は風速50m/sまではフラップなしとほとんど同じであるが、55m/sを超えるあたりからフラップなしより小さくなっている。ねじれモードの減衰率は、風速10m/s~20m/s

sまでは、フラップありの方が大きい、風速30m/sを超えると逆に小さくなっている。

(架設時)

表-2より、暫定時と同様ステイの有無にかかわらず、STEP-3,4で迎角 +7° の低風速域において最大片振幅50~80mmの曲げモード渦励振が発生している。但し、STEP-4の工場ブロック状態では渦励振は発生していない。また、フラッターに関しては、設計風速以内ではいずれのケースにおいても発生していないが、ステイなしの場合、設計風速を超える高風速域においてねじれ逆対称1次のフラッターが発生する。

架設時も、暫定時と同様高迎角の吹上風により不安定となるため、迎角 +7° の場合の風速と空力減衰率の関係を図-3に示す。暫定時と同様、曲げモードでは風速の増加に伴い減衰率は急速に増加するが、ねじれ

表-2 全橋模型風洞試験の結果

STEP -5 (暫定時)	桁断面の特徴	振動モード		限定振動最大振幅 (共振風速)										備考
		迎角	ねじれ振動モード	曲げ振動モード					ねじれ振動モード					
				-7°	0°	+3°	+5°	+7°	-7°	0°	+3°	+5°	+7°	
STEP -4 (架設閉 合時100 %)		ステイなし	0	0	0	80mm (20.2 m/s)	120mm (12.4 m/s)	0	0	0	0	0	最大振幅120mm (θ = +7°)、80mm (θ = +5°) は、いずれも対称モードの振動	
		ステイあり	0	0	0	80mm (15.7 m/s)	120mm (12.6 m/s)						最大振幅120mm (θ = +7°) は対称モード、80mm (θ = +5°) は、逆対称モードの振動	
		ステイあり	0	0			0	0	0	0	0	0	* 設計風速外で、ねじりフラッター (対称1次) 発生	
		ステイなし					0							* スティを外した場合、設計風速外で、ねじりフラッター (逆対称1次) 発生
STEP -3 (90%)		ステイなし				0	80mm (15.7 m/s)					0	逆対称モード	
		ステイあり				0	70mm (21.1 m/s)	0	0	0		0	対称モード	
STEP -2 (56%)		ステイあり				0	50mm (15.9 m/s)	0	0			0	対称モード	
		ステイなし	0	0		0	50mm (15.9 m/s)				0	0*	* スティを外した場合、設計風速外でねじりフラッター (逆対称1次) 発生	
Step -1 (22%)		ステイあり	0	0			0	0	0			0		

○: STEP-5 (フラップ付き)
□: STEP-4 (ステイなし、工場ブロック)
△: STEP-4 (ステイなし、現場ブロック)
◇: STEP-3 (ステイなし、現場ブロック)

実測風速 (m/s)

迎角

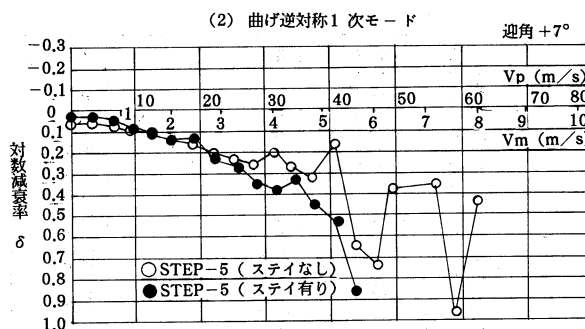
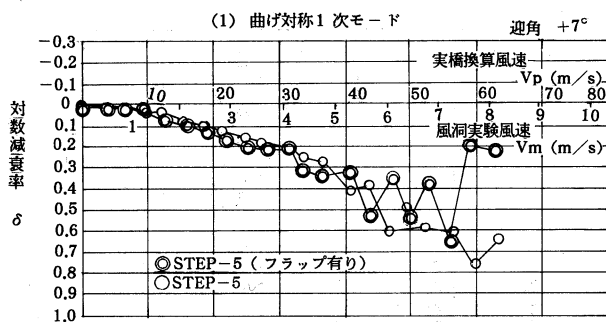


図-2 風速と空力減衰（暫定時）

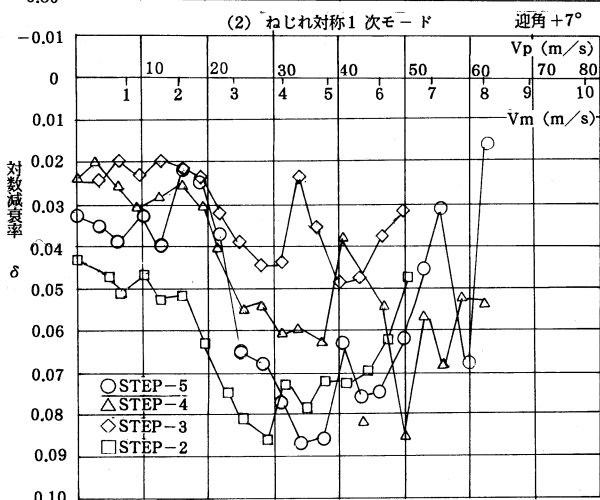
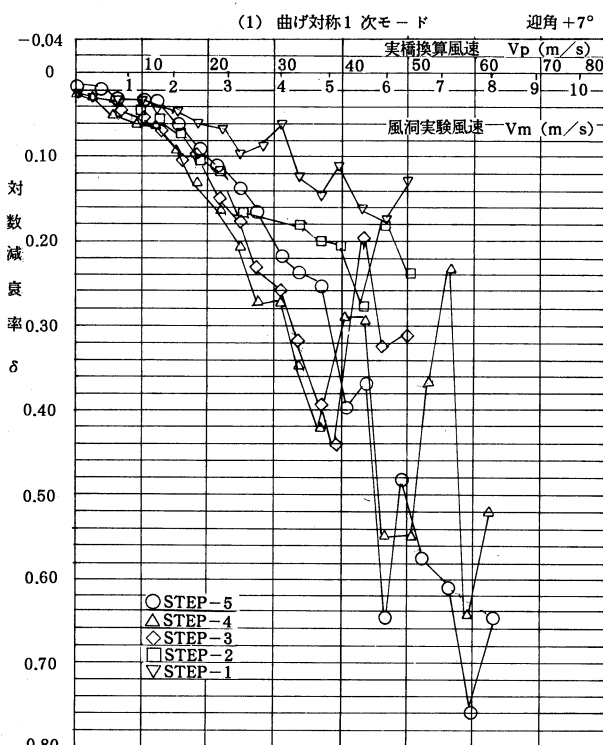
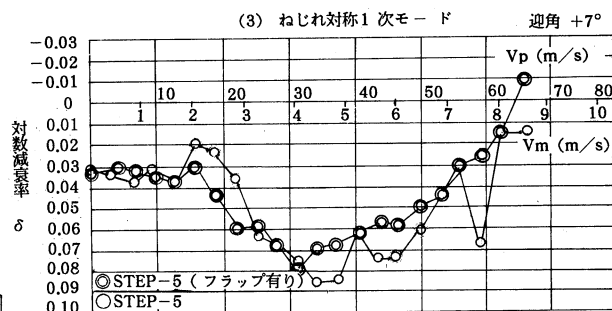


図-3 風速と空力減衰（架設時）

モードの減衰率の変化は緩慢である。また、架設が進むにつれ曲げモードでは空力減衰が増えているが、ねじれモードでは閉合前（STEP-3）の減衰が最も小さい。

(3) 考察

①暫定時の耐風安定性

風速5～40m/sの吹上風により曲げモードの渦励振が発生するが、最大片振幅が120mmであり、部分模型試験での最大値（410mm）と比べかなり小さくなっている。

一方、ねじれモードでは渦励振およびフラッターも発生しないため、暫定時の耐風安定性は良好であるといえよう。

また、減衰率は曲げモードの方が、ねじれモードと比べ空力減衰の影響を大きく受ける傾向がある。

②フラップの必要性

フラップを取付けることによって、曲げモードで発生していた渦励振は生じなくなる。これは、部分模型試験の結果と同じ傾向であり、渦励振対策としては効果があるといえよう。

一方、フラッターに関しては、部分模型試験ではフラップを取付けることにより発振風速を増加させる効果があったが、全橋模型試験からは逆に発振風速が低下する結果が得られた。

以上より、フラップは渦励振対策としては有効であるが、フラップなしで発生する渦励振の振幅は120mmと小さく、構造上（耐疲労性）および使用性の面からも問題はなく、不要と考える。

③センターステイの効果

風速20m/s以下で発生する小振幅の渦励振に対しては、効果は明瞭ではなかったが、風速が増し振幅が大きくなると逆対称モードにおいて減衰は大きくなり、効果が認められる。

④架設時の耐風安定性

架設初期段階（50％程度まで）では、桁は短く剛体に近い挙動を示し、高風速域で若干のバフティングがみられるのみで、渦励振やフラッターは発生しない。

架設後期段階（90％～100％）では、桁長が長くなり可撓性に富み、迎角 $+7^{\circ}$ の低風速域で曲げモードの渦励振（最大100mm）が発生する。また、ステイを外すと高風速域（設計風速以上）で空力減衰が小さくなり、ねじれ逆対称1次のフラッターが発生した。特に、閉合直前は、ねじれモードの減衰率が小さく、空力的に不安定な状態であった。

したがって、架設時の耐風安定性も設計風速内では十分安全ではあることが確認されたが、高風速でのバフティング対策としてセンターステイを取付けておく必要があらうと思われる。

なお、現場施工分の管理用高欄を取付けると、低風速の吹上風により、渦励振が発生するが、振幅が小さく（最大片振幅80mm）、特に問題はない。

3. 自然風下での実橋振動計測

3.1 概要

全橋模型風洞試験の結果からは、暫定時、架設時とも低風速域で小振幅の渦励振がみられたのみで、特に問題となる振動はみられなかった。

しかし、風洞模型の減衰性能は仮定に基づくもの（類似他橋の計測結果）であるため、実橋において確認しておく必要がある。又、対風挙動は風の特性に影響を受けるものであるため、現地風の特性を充分把握し風洞風と比較しておく必要がある。

したがって、本計測は自然風の中で、実橋の対風挙動を測定し、問題となる振動の有無と現地風の特性を観察し、何らかの防振対策をとる必要があるかどうか検討するものである。

3.2 計測内容

桁の振動特性は、対風応答加速度をFFT解析し、パワースペクトルから卓越振動数および減衰率（ハーフパワーメソッドによる）を求めた。

風は、中央径間中央の橋面上10mに設置したエースペーンにより観測を行なった。

図-4に計測器の配置を示す。

3.3 計測結果

(1) 振動応答値

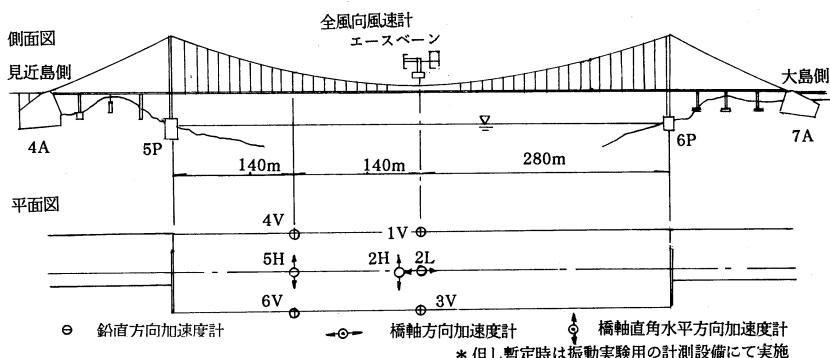


図-4 計測器の配置図

表-3 最大応答加速度（片振幅）

架設率 風向・風速 加速度計			56%	74%	82%	100% (閉合)	暫定時*
			WNW V ₁₀ =13.2 Vmax=20.9	W 16.1 27.7	W 12.8 26.2	WSW 11.5 20.2	N 13 30.5
鉛直 方向	L/4	4V 6V	20.7gal	42.1	27.7	10.7	30
	L/2	1V 3V	18.8	32.1	27.0	11.5	45
水平 方向	L/4	5H	7.6	8.2	7.5	1.4	6
	L/2	2H	6.9	6.8	8.8	1.8	6
橋軸方向		2L	8.9	11.6	8.3	3.1	8

* ... 暫定時は振動実験用の計測設備

表-4 実橋の卓越振動数

架設率		56%	74%	82%	90%	100%（閉合）	暫定時**
モード							
曲 げ	対称1次	0.256	0.237	0.232	0.240	0.247	0.232
	逆対称1次	0.158	0.155	0.155	0.161	0.195	0.183
ね じ れ	対称1次	0.460	0.469	0.491	0.526	0.581	0.557
	逆対称1次	－＊	0.497	0.479	－＊	0.778	0.770
水平曲げ		0.069	0.069	0.070	0.069	0.158	0.134
橋軸方向		0.157	0.156	0.155	0.161	0.191	0.188

* 56、90%のねじれ逆対称1次の振動数は計測されなかった。

** 振動実験用起振機（200ton）が載荷されている。

①最大加速度振幅

応答加速度の最大片振幅を表-3に示す。

鉛直方向加速度のL/2点とL/4点を比べると、閉合前まではL/4点の方が大きいですが、閉合後は逆にL/2点の方が大きい。

②卓越モードと振動数

パワースペクトルから求めた卓越振動数を表-4に示す。なお、曲げおよびねじれ振動の卓越モードを抽出するために、鉛直方向加速度は解析にあたり、桁両端の波形を加減算し、曲げ成分とねじれ成分に分けて算出した。

L/2点の曲げ成分は、すべてのケースで曲げ対称1次の振動数が卓越している。L/4の曲げ成分は、閉合前までは曲げ逆対称1次の振動数が卓越しているが、閉合後は曲げ対称2次の振動数の方が卓越する傾向にある。

L/2点、L/4点のねじれ成分は、それぞれねじれ対称1次、ねじれ逆対称1次の振動数が卓越している。橋軸方

向の振動数は、曲げ逆対称1次の値とほとんど同じであり、このモードが橋軸方向の振動が大きいことを意味する。固有（卓越）振動数は、架設時、暫定時とも計算値との差が-3%~+7%とよく一致している。（但し、閉合以後の曲げ逆対称1次は、ステイなしの計算値と比較）

表-5 実橋の減衰率

架設率		56%	74%	82%	90%	(100%) 閉合	暫定時*
モード	対 称1次	0.020	0.023	0.025	0.020	0.021	0.021
	逆対称1次	0.023	0.036	0.067	0.027	0.032	0.030
ねじれ	対 称1次	0.016	0.013	0.014	0.014	0.018	0.016
	逆対称1次	-	0.011	0.014	-	0.010	0.013

* 振動実験用起振機がL/2点に載荷されている。

③減衰率

減衰率 δ を表-5に示す。

曲げ対称1次では $\delta = 0.020 \sim 0.025$ であり、架設の進捗に関係なくほぼ一定である。

曲げ逆対称1次では74%、82%架設時の減衰率が異常に大きい、それ以外は $\delta = 0.023 \sim 0.030$ とほぼ一定であり架設の進捗に伴い若干増加する傾向がある。

ねじれ対称1次の減衰率は閉合前が小さく、閉合後に若干増加するが、全てのケースで $\delta = 0.02$ を下廻っている。

ねじれ逆対称1次でも $\delta = 0.02$ を下廻っており非常に小さい値 $\delta = 0.011 \sim 0.014$ であった。

(2) 風観測結果

風向は、地形の影響により東西方向の風が卓越し、特に強風は西風が多く観測されている。

傾斜角は、平均風速が5~10m/sでは $-5^\circ \sim +5^\circ$ までにばらついているが、10m/s以上では $-3^\circ \sim +1^\circ$ に収束する傾向がある。

乱れ強さも、平均風速5~10m/sでは10%~40%までばらつくが、10m/s以上では+7%を下限値として収束する傾向にある。

ガストファクターも、乱れ強さ同様、強風速域で1.1を下限値として収束する傾向にある。

3.4 考 察

実橋計測によって得られた振動特性と現地風の特性について風洞試験と比較し、本橋の耐風安定性を考察する。

(1) 振動特性

①減衰性能

実橋と模型の減衰率の比較を表-6に示す。曲げ対称1次では、全段階において実橋が上廻っている。曲げ逆対称1次では閉合前までは実橋が大きい、閉合後は模型値の70~80%ほどである。ねじれ対称1次では閉合時は実橋が大きい、暫定時は模型値の90%である。

暫定時の曲げ逆対称1次、ねじれ対称1次で模型値を下廻っていたが、大鳴門橋振動実験結果によると、常時微動から算出した減衰率は、大振幅自由振動（変位振幅2cm

表-6 減衰率の比較（実橋（常時微動）／模型）

架設率		56%	90%	(100%) 閉合	暫定時
モード	対 称1次	1.18	1.05	1.47	1.50
	逆対称1次	-	1.69	0.71	0.83
ねじれ	対 称1次	-	-	1.21	0.90
	逆対称1次	-	-	-	-

注) 模型の減衰率の評価振幅はB/200（曲げモード）、 0.5° （ねじれモード）である。

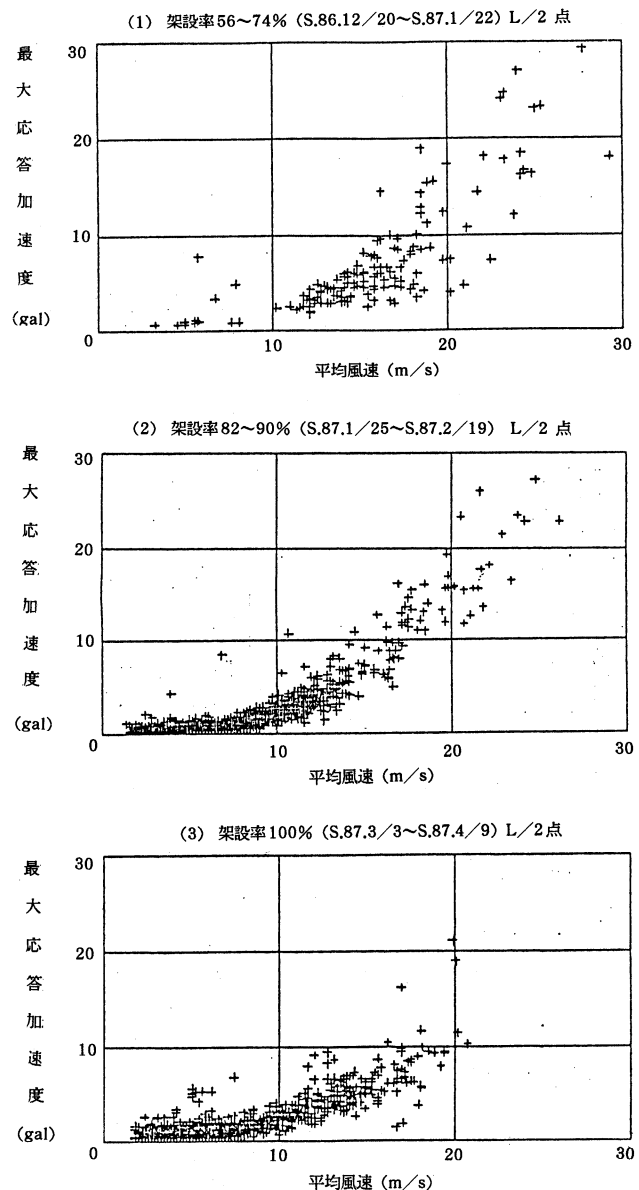


図-5 風速と最大加速度応答

以下) から求めた値の47~76%であると報告⁴⁾されており、このことを考慮すれば、実橋の減衰率は模型値と同程度以上あるといえよう。

②対風挙動

風速と応答加速度振幅の関係を図-5に示す。加速度は、風速の増加に伴い2次曲線的に増加する傾向であり、またパワースペクトルからも種々のモードが存在しており、本

計測期間中の桁の振動は、定常振動（渦励振）ではなく、バフエッティング振動である。

バフエッティングについては、風洞試験との比較は難しいが、暫定時の最大応答加速度は45gal（L/2点、表-3）であり、仮に曲げ対称1次（ $f=0.232\text{Hz}$ ）の定常振動とすれば次式が成り立つ。

$$(\text{片振幅}) \quad \eta = \alpha / (2 \pi f)^2 = 212\text{mm}$$

(2) 現地風の特徴

冬の季節風の観測結果から、風向はほぼ橋軸直角方向の西風が卓越しているが、傾斜角は高風速域（平均風速10m/s以上）で $-3^\circ \sim +1^\circ$ に収束する傾向にあり、風洞試験において渦励振やフラッターを発生させていた高迎角（ $+5^\circ \sim +7^\circ$ ）の吹上風は観測されなかった。また高風速域での乱れ強さおよびガストファクターの下限値はそれぞれ+7%、1.1であり、定常振動を発生させにくい特性であるといえる。

(3) まとめ

実橋の減衰性能は風洞模型値と同程度以上であることが確認され、また現地風も定常振動を発生させにくい特性をもつことが観測された。

したがって、本橋は渦励振やフラッターなどの定常振動に対する耐風安定性は良好であり、防振対策等は不要と考える。

しかし、バフエッティング振動に対しては、計測期間が短く、高風速域でのデータが少ないため、供用後の対風挙動の長期計測を実施し、その結果から安全性を検討する必要がある。

4. あとがき

実橋の減衰性能は、強風時の応答振動から算出したものであり、空力減衰の影響や算出方法の問題（「常時微動」～「大振幅自由減衰振動」）等が排除されないで、評価していることを付記する。なお、これらについては、本橋の耐風安定性を判断するうえで、非常に重要なウェイトを占めるものであり、振動実験で詳細に調査する予定である。

また、限定振動に対する使用性の調査（100人のモニターによる振動感覚調査）も実施予定であり、振動実験結果と合せて別の機会に報告させていただきたい。

最後に、全橋模型風洞試験および実橋振動計測にあたられた宮地・横河共同企業体の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 本四公団：大島大橋限定振動に関する風洞試験、昭和56年3月
- 2) 土木学会：本四耐風研究小委員会：本四連絡橋の耐風に関する調査研究報告書、昭和57年3月
- 3) 山田、正田：大島大橋上部工基本設計（その2）、本四技報VOL.8NO.30'84.7
- 4) 田中、淵田、岩屋：大鳴門橋振動実験の報告、本四技報VOL.9NO.36'85.12

伯方・大島大橋関連陸上部工事

Express way construction work of Hakatajima I・C~Miyakubo Ramp

今治工事事務所 第一 工事長 高島 勉
Tautomu Takashima

1. まえがき

伯方・大島大橋関連道路は、尾道～今治ルートのうち供用中の大三島橋関連道路に接続するもので、伯方島I・Cから大島の国道317号に連結する宮窪仮出入口までの延長約4.5kmの区間である。供用する車線数は、大三島橋関連と同様の暫定2車線である。

陸上部工事は、昭和56年から伯方・大島大橋の下部工事が始まったことにより、それに伴う掘削土による道路の盛土工事、及び引きつづいて宮窪トンネルのズリを路

体に流用するということに付随した形で工事が進められた。その後、純然たる土工工事が始められたのは、昭和59年からの伯方島工事、及び昭和61年からの宮窪仮出入口工事であった。宮窪仮出入口が工事進捗上のクリティカルパスであったが、舗装工事等との工程調整により、無事完成することができた。陸上部工事の施工法は、極く一般的なものであるので、ここでは施設の概要と、細心の注意を払った修景等、印象に残ったことを述べる。

2. 施設等の概要

主要な施設等を起点側から順に紹介すると、次のようである。

(1) 伯方島IC

完成形はトランペット型であるが、大三島橋関連道路では1方向1車線のランプを往復供用させるのに必要な最小限の工事が行われていた。今回の延伸で中間ICとなり、完成形に近い施工を行った。但し、国道317号との連結部付近では経済性を考慮して完成形のon,off分離に対して、今回は集約とした。また延伸することにより既供用部のレーンマークの修正作業が必要となる。それらの作業が伯方・大島大橋の供用後とならないよう、あらかじめ本来のon,offランプを分離供用させて施工した。

(2) 伯方島駐車場

伯方島ICと伯方橋のほぼ中間に設置され、視界が開け、大島大橋と海を一望することができる。

当初の計画にはなかったものであるが、設置する主な理由として、次のものがあげられる。

イ) 伯方大島大橋とこれに続く宮窪トンネルは、延長2.750mの閉塞空間であり、さらに橋梁の路肩は1.0mと狭いため駐車する車があると車線にはみだし、交通安全上問題がある。

ロ) 見近島は、伯方町と宮窪町の共同により公園整備することになっているが、車でおりることができない。付

表-1 供用区間の概要

項 目		規 格
道 路 区 分		第1種第3級
車 線 数		2
道 路 構 成	陸上部橋梁	(3橋) 0.1km
	海上部橋梁	1.2km
	トンネル	1.4km
	土工部	1.8km
	計	4.5km
幅 員	車 道	3.5m
	路 肩	1.5m (1.0m)
速 度	設 計	80km/H
	規 制	60km/H
最 小 曲 線 半 径 ほか	最 小 曲 線 半 径	900m
	最 急 片 勾 配	3%
	最 急 縦 断 勾 配	2%
	最 急 合 成 勾 配	3.6%
	最 小 縦 断 曲 線 半 径	凸 形 17,000m
		凹 形 3,500m
	最 小 視 距	153m

注：() 内は海峡部を示す。

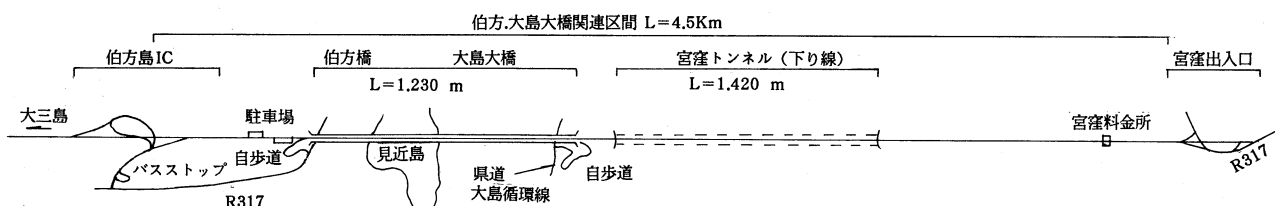


図-1 路線概要

近に駐車場を設置することにより、そこから自歩道を経由すれば手軽に島に行くことができ、これがひいては、本四道路の利用増につながるものと期待される。

駐車規模は、上り下り共大型車2台、小型車10台のスペースとした。

(3) 自転車歩行者道

海峡部は大三島橋と同様で未供用車線を利用している。陸上部では、伯方島側は町道下線を自歩道として国道317号に接続し、大島側は宮窪トンネル北坑口付近から、町道カレイ線を自歩道として県道大島循環線に接続させている。延長は、海峡部を含め約2.1kmである。通行区分は、幅員4mのうち歩行者は1.5m、自転車及び原付は2.5mであり区画線によって分離されている。

(4) 宮窪トンネル

地形的な条件により、大島大橋を渡り切ると直ぐにトンネルとなったもので、延長1,420mの下り線が供用された。上り線は、基本的には二期施工であるが、北坑口と橋が接近している関係上、上下トンネルの中心間隔が小さく、後施工の際相互の影響が懸念されるので、それを避けるため間隔を確保できるまでの100m区間も同時に施工した。

施工法は、坑口の一部を除いてNATMを採用している。

付属施設としては、中央部に非常駐車帯を1ヶ所、トンネルの内壁に沿って左側に監視員通路を設けている。

防災設備は、防災等級がBであるためそれに応じたものを設置している。

(5) 宮窪料金所

今回の延伸により、宮窪仮出入口に隣接して仮に設けたもので2ブースの本線バリアーである。車重計と過積載車の排出路が併設されている。

料金徴収は、大三島料金所とこの2箇所で行われることになり、中間の伯方島ICでは料金所は設置していない。そのため、料金は各々の料金所の入口で、通行区間に応じて支払うことになり、2区間とも利用する場合にのみ入口で渡された出口券を、出口で返すしくみとなっている。

(6) 宮窪仮出入口

大島側に渡って最も近い所で国道317号に仮に設けた仮出入口である。国道のうちここから今治とフェリーで結ばれている下田水港まで8kmの区間は、今回の供用にあわせ愛媛県において改良されたため本四道路から国道に流入しても、さしあたり問題はない。小ちんまりとしているが流入がすべて左折の方向であり、機能上は十分と思われる。

本線の縦断勾配は、連結地点での完成時の計画高と国道の高低差が26mあることから、宮窪料金所から国道に向って7.0～8.5%の下り勾配となった。

(7) 山田橋

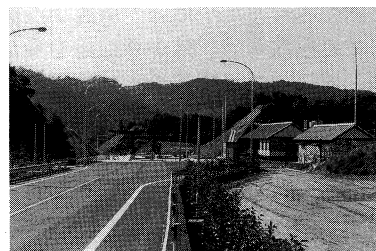
陸上部橋梁の概要は、表一3に示すとおりである。今回の陸上工事で重要な橋梁は、宮窪出入口に架けた山田橋である。完成時は延長392mの高架となる予定であるが、暫定の出入口として国道317号に取付ける関係上、計画高は完成時に比べ約18m下げている。従って国道を横架する部分のみ橋梁とすればよく、延長45mの鋼単純板橋とした。架設は、橋が国道と斜めに交差しており、ベント

表一2 宮窪出入口の概要

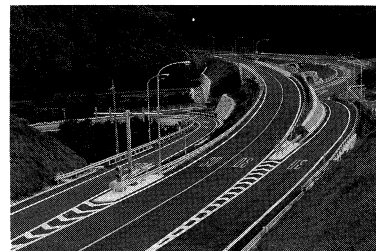
項 目		規 格
ラ ン プ 種 別		D 規 格
幅 員	車 道	3.25m
	路 肩	左: 1.0m、右: 0.5m
設 計・規 制 速 度		30km/H
最 小 曲 線 半 径		60m (15m)
最 急 片 勾 配		3% (7%)
最 急 縦 断 勾 配		7% (8.5%)
最 急 合 成 勾 配		7.6% (8.7%)
最 小 縦 断 曲 線 半 径	凸 形	800m (670m)
	凹 形	400m (250m)

注: () 内は導流路を示す。

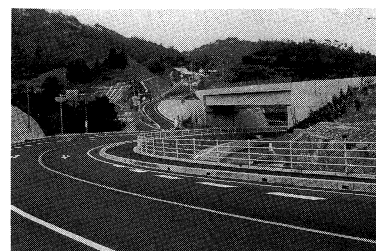
写真一
宮窪料金所



写真二
宮窪出入口



写真三
山田橋



をたてるのが困難であるため手延工法を採用し、夜間に施工した。

(8) 非常駐車帯

非常駐車帯を必要としない路肩幅は、2.5m以上であるが、当区間は1.5mしかないため設置された。間隔は概ね500mとし、併設する非常電話は1箇所おきに千鳥に配置した。また、大三島橋関連も今回の延伸により規制速度が50km/hrから60km/hrに緩和されたことにより、非常駐車帯、防護柵等の追加が行われた。

表-3 伯方・大島大橋関連陸上部橋梁概要

項目 橋梁名	上部工形式	橋長 (m)	支間割 (m)	幅員 (m)	鋼重 (t)	下部基礎形式		躯体形式		備考
						直接	くい	橋台	橋脚	
叶浦高架橋	RC2+3径間連続中空床版桁	75.0	2@14.68+14.68 +15.00+14.68	(18.70) 9.75	—	2	5	逆T	柱 ラーメン	()はCランプ合流 ノーズ
伯方島IC橋	PC単純桁	27.5	26.6	14.0	—	2	—	逆T	—	
宮窪橋	RC単純中空床版桁	18.0	17.3	9.0	—	1	—	重力	—	上・下線施工
山田橋	鋼単純版桁	45.0	44.0	7.5	97	2	—	逆T	—	

3. 植栽工

本四道路の1つの特色として、架橋地点が長大橋計画上の条件から限定されることになり、おのずとその近辺では大土工となりがちである。しかも架橋地点が、国立公園特別地域となっている例が多い。それらをいかに自然と調和させるかが植栽の重要な役目である。通行者に対してのみならず、外から道路をみた場合のこと、道路管理、周辺への影響等を十分配慮して計画を行った。

3.1 地質気象

地質の大部分は、花崗岩を母材としたマサ土で乾燥しやすく栄養が乏しい。腐蝕土や有機物を含まず保水性、保肥性に欠ける等、条件が悪い。P.Hは6~7で特に問題ない。

気象は、瀬戸内海気候に属し、年間降水量は、1,200~1,400mmと少なく、植物の生育を阻害する要因となっている。

気温は、年平均16.6℃、日最低平均気温は12.9℃と比較的温暖であるが、夏季の高温、乾燥は非常に厳しい。

風に関しては、冬季の季節風が非常に強く、西側の海に面した路線となっている見近島、伯方島は潮害をうけやすい。

3.2 工事

工事にあたっては、施工箇所の諸条件を考慮して次の対処をした。

- (1) 耐乾性、耐潮性のある樹種を選定。
 - (2) 苗木は環境に順応しやすいため多用し、将来にそなえる。
 - (3) 土壌改良、マルチングによる保水力の強化を図る。
 - (4) 強風に対する耐性を高くするため、支柱の強化を図る。
 - (5) 緩効性の肥料を用いるとともに、肥料木を混植し、地力の向上を図る。
 - (6) 切土部は、植穴の形状を拡大し吸収根の発根を促す。
- 自治体の木は、伯方町がクロマツ、宮窪町がクスノキであり、同時に両町が桜をシンボルとしているので、それらを主木として配した。その他の樹種については、植栽場所における目的を考慮して選定した。

3.3 草花の散布

未供用車線の路面を保護する方法としては、種又はアスファルト乳剤の散布が考えられる。路線の周辺が風光明媚であるため緑化することとした。しかし単に草種の

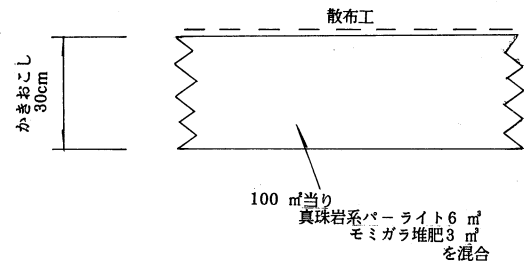


図-2 土壌改良

表-4 散布材料表

品名	数量	草丈	開花期	花の色
松笠菊	0.0070 ℓ/㎡	40~60cm	6~9月	黄
ひなげし	0.0008 ℓ/㎡	40~60cm	4~7月	黄、白、橙
のこぎり草	0.0003 ℓ/㎡	40~60cm	6~10月	白
クリーピング レッドフェスク	0.0025kg/㎡	—	—	—
高度化成肥料	0.075kg/㎡	—	—	—

散布では、定期的に草刈りをしなければならない。

通行者に好ましい印象を与えるため、緑化を兼ねて草と花の混播とした。種の選定にあたっては、維持の少ないフリーメンテナンスであり、更に春から秋にかけ咲いているとともに丈のあまり高くならないものを使用した。散布にあたって、基盤が植生にとって適当でないため路床面を深さ30cmかきおこし、改良材を混合した。

4. 見近島の修景

4.1 島の概要

見近島は伯方島と大島の間にあり、大島大橋のアンカレイジがおかれている無人の島である。周囲には、大三島、伯方島、大島があり、船折瀬戸、宮窪瀬戸を眺望することができる。周辺の小島には、鶴島、鯛崎島、鶏小島と、全島桜に埋め尽くされ、国立公園第一種特別地域の能島等が点在する。それらに囲まれた箱庭のような海は清浄で潮も早く、大河の流れを思わせる。桜の季節になれば、能島のみならず、周辺の島に自生する山桜が一斉に咲き、すばらしい景観を呈する。

見近島は全域国立公園第二種特別地域であり、大きさは約7haで東西に長く約500m、南北に約280mである。標高は橋を境に41mと37mの2つの頂きがあり、比較的近だかな形のよい島である。

全体7haのうち橋の工事として約30%を公団が使用し、残りは山林とみかん畑が35%ずつである。

4.2 修景の背景

(1) 見近島は、大島大橋の橋台、橋脚等を建設したことにより地形を改変した。従って、適切な修景緑化が必要である。

(2) 環境庁の回答に基づき、大島大橋の自歩道から見近島へ連絡道を設置する。

(3) 従来からあった農道が、架橋により分断されたため機能回復を図る。

(4) 伯方町と宮窪町の共同により、地域活性化の一環としてこの島を公園化整備する計画がある。従って、それらの骨格となることを念頭におく。

以上の条件を総合的に検討し、整合を図る必要がある。

4.3 工 事

(1) 見近島取付部

島へおりられる車両等は、自歩道を通行できる原付、自転車、歩行者のみである。まず、大島大橋の自歩道から見近島の尾根に向かって橋（ $\ell=23.0\text{m}$ ）を架け、島におりてからは切盛土工で築造し、存置するトンネルに接続する。縦断勾配は、高低差が大きいいため、可能な限り距離をとったが、地形の関係上平均7%強となっている。

また、島を散策する遊歩道を設け、公園の機能をもたせた修景を行った。

表-5 見近島植栽数量

番号	記号	名 称	形状寸法			数 量	単位	幹巻	マルチ	備 考
			H	C	W					
1	①	クロマツA	400	25	200	20	本	○	A	F3-120型支柱
2	②	クロマツB	250	12	120	60	〃	○	A	F2-100型支柱
3	③	シラカシA	400	25	120	17	〃	○	A	F3-120型支柱
4	④	シラカシB	250	10	60	32	〃	○	A	F2-100型支柱
5	⑤	クロガネモチ	300	15	80	13	〃	○	A	F3-120型支柱
6	⑥	ヤマモモ	250	12	60	48	〃	○	A	F2-100型支柱
7	⑦	アキニレ	300	12	100	13	〃	○	A	F2-100型支柱
8	⑧	オオシマザクラ	300	12	100	30	〃	○	A	F2-100型支柱
9	⑨	サルズベリ	300	15	120	13	〃	○	A	F3-120型支柱
10	⑩	ヤマザクラ	300	12	100	19	〃	○	A	F2-100型支柱
11	⑪	ウバメガシ	180	—	50	180	〃		B	丸太1本支柱
12	⑫	サザンカ	150	—	40	60	〃		B	丸太1本支柱
13	⑬	ヤブツバキ	150	—	40	30	〃		B	丸太1本支柱
14	⑭	ネズミモチ	150	—	40	120	〃		B	丸太1本支柱
15	○	キョウチクトウ	100	3本立以上	—	180	〃		C	4本支柱(X-X') 1表示につき3本植え
16		アベリヤ	50	—	30	470	株		C	
17		オオムラサキツツジ	50	—	60	500	〃		C	
18		ナワシログミ	50	—	30	410	〃		C	
19		シャリンバイ	50	—	40	570	〃		C	
20		トベラ	50	—	40	1900	〃		C	
21		ハコネウツギ	50	—	30	480	〃		C	
22		ユキヤナギ	50	3本立以上	30	530	〃		C	
23		レンギョウ	50	—	30	160	〃		C	
24		スイカズラ	9cmポット、L=30			30	本		B	1箇所3本植え
25		ヘデラカナリエンシス	10.5cmポット t=30、3本			504	〃		B	3本/箇所@1m
26		イタビカズラ類	9cmポット、L=10			460	〃		B	1箇所当たりイタビカズラ2本ナツツタ1本の3本植え
27		ナツツタ	9cmポット、根本径2mm			230	〃		B	
28		クロマツ苗木	30	—	—	335	〃			
29		シラカシ苗木	50	10cmポット		310	〃			
30		ヤマモモ苗木	50	10cmポット		360	〃			
31		エゴノキ苗木	50	10cmポット		365	〃			
32		ヤシヤブシ苗木	50	10cmポット		305	〃			

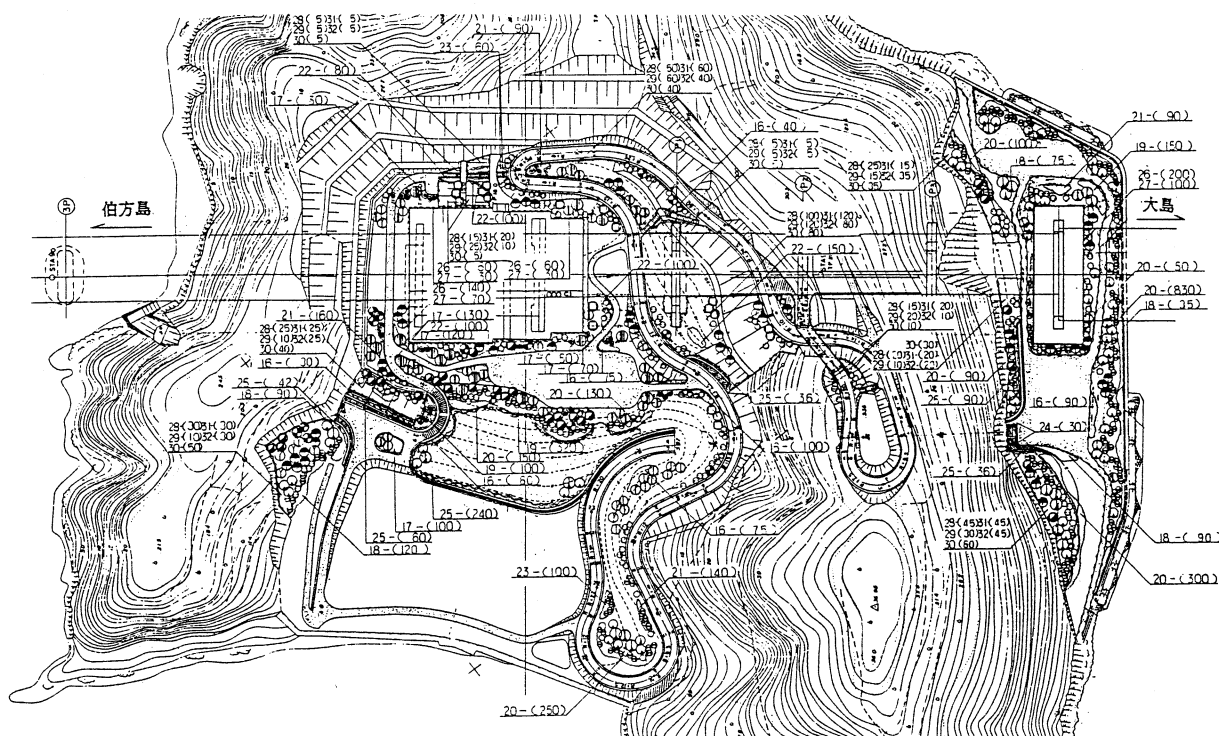


図-3 見近島修景平面図

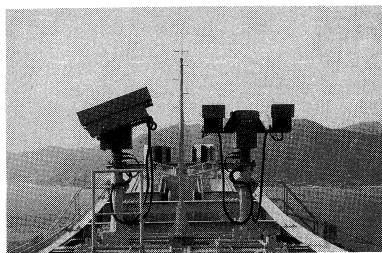


写真-2
ITVカメラ

又は個別に制御可能とし、マイク放送及び予めデジタルコードに録音した内容（設定パターンは20項目）を放送する事が出来る。又、放送と同時に放送内容の録音も可能である。

(3) 可変速度規制標識

大三島橋関連区間6.8kmは、制限速度50km/hにて供用中であつたが、伯方・大島大橋関連区間完成に伴ない、両区間共60km/hに変更された。これを受けて回転式速度規制標識（40km/h・白地の2段階）を大三島橋については、上り2基（予告1、確認1）下り1基、伯方・大島大橋については、上り1基、下り2基を設置し、車両の速度規制を行うことが出来る。

2.3 道路情報設備

(1) 可変情報板

設計交通量等を勘案し、大三島及び伯方島I.C.にHB1型各2面、大三島、宮窪料金所にHC型各1面、宮窪トンネルにHD型2面を設置した。HB型の2面連動照合等の監視制御機能はASTEC装置で行い、HD型については現場操作盤を表示板側に設置してトンネル防災盤との連動を図っている。各情報板の制御については、大三島管理事務所の交通情報卓より行うことが出来る。

(2) 非常電話

非常電話は、一般部において約1km間隔に千鳥配列とし、トンネル内については将来下り専用となることから約200mの片側配列とした。設置台数は、一般部14台、トンネル内9台である。これらは全て管理事務所の受付卓とホットラインで結ばれている。

(3) 料金収受設備

大三島・宮窪区間は、通行料金が二区間制であるため、経費を節減するため、二料金所（大三島料金所、宮窪料金所）による聞き取り料金徴収方式を採用している。従って、料金機械は、ブースレジスター方式とし、領収書、および出口券を発券するものである。

収受データおよび交通量データは、管理事務所へ伝送して集計処理するとともに、日報、月報等の帳表ならびに、グラフ等を作成できるものとした。なお、伯方島I.C.の交通量も計測して管理事務所へ伝送し、二料金所の交通量データとともに集計処理し、又、日交通量および時間交通量をモニターパネルに表示し、交通管制の参考とするものである。（システムは、図-1のとおり）

3. 航行援助施設

3.1 橋梁灯

橋梁灯は、航路標識法の定めにより設置するもので、その灯質については国際航路標識協会の勧告が審議中であることと、新方式に変更する場合でも色フィルターの差し替えのみで対処可能なことから、従来方式の不動光でなく等明暗赤光及び緑光として実施した。形状については、利用距離が航路筋より東西とも4km程度、1日平均通行隻数を約250隻として過去の実績等を勘案して3段2列とした。調光については、照度計による昼間、薄暮、夜間の3段階及び視程計による視程良、低視程、極低視程の3段階の計9段階切替として運用する。

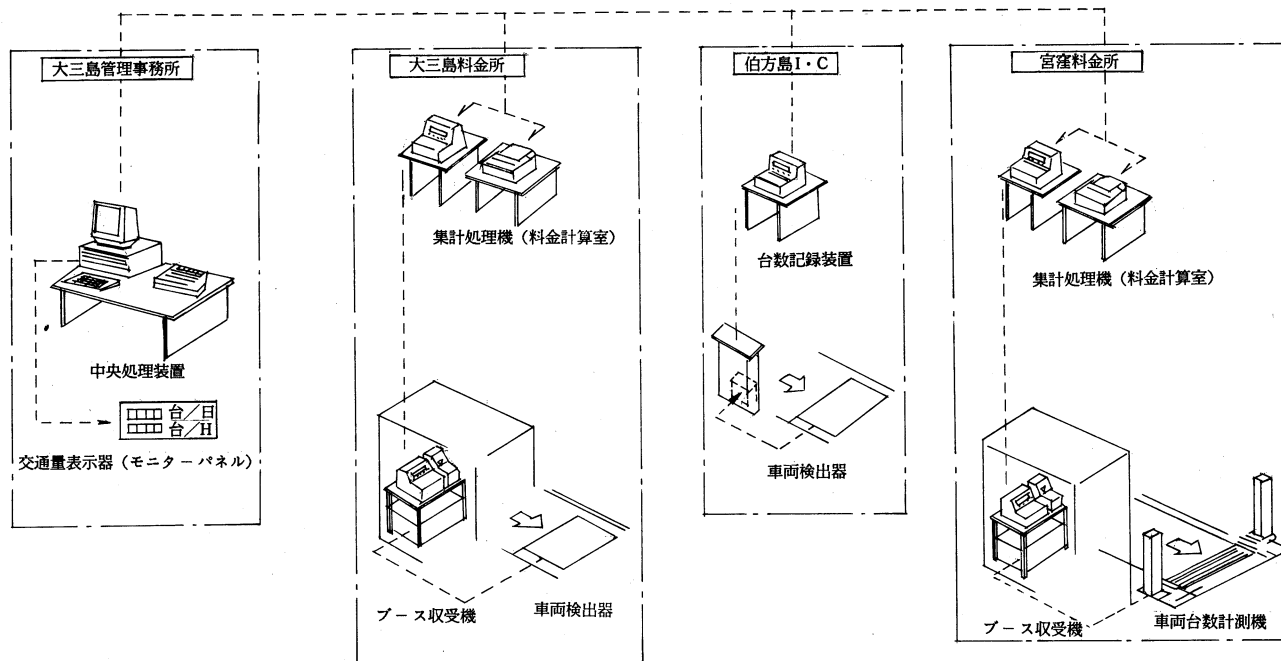


図-1 料金収受設備システム構成図

3.2 橋脚照明

伯方橋2P、3Pは海中に設置されており、その存在を明示するため橋脚照明を設置した。照明器具はレフレクタランプによる防水型を使用し、橋脚の側面に合せて150W散光形2灯及び100W集光形6灯を設置し、利用距離500m程度において十分な視認が可能とした。尚、橋梁灯、橋脚照明とも光度については、海事関係者立合いのもとに見え方調査を行い決定した。

3.3 視界情報自動応答装置

視界情報自動応答装置は、海上視程を定量的に把え、当海域の一般利用者にNTT電話回線を通じて提供するもので、構成は視程計と自動応答装置である。視程計は、投受光部間約300mが海上を通過する様設置し、光の透過率を測定して設定時間（通常10分間）の移動平均により最少単位10mとし最大9990mの数値を算出して管理事務所に送出すると共に、視界情報として6項目を自動応答装置及び橋梁灯に送出している。自動応答装置は、視程計からの情報を記憶し、外部からの問合せに対して音声合成で視界情報を自動的に応答すると共に、応答内容文に日時を付加してテープ録音及びタイプライタに印字出力する機能を有している。

3.4 航空障害灯

伯方・大島大橋の塔高は、避雷針頂部まで地上高約99.4mであり、航空法の定めにより航空障害灯及び昼間航空障害標識の設置が義務付けられるが架橋地区は国立公園特別地域に指定されており、航空法で定める昼間航空障害標識としての塗色が困難であるため関係機関と協議の結果、代替施設として高光度航空障害灯（運輸省航空局仕様）を5P及び6Pの塔頂に各4基設置し背景輝度により3段階に調光し運用している。高光度航空障害灯は視認可能な付近の民家あるいは海上船舶への環境影響を考慮して、照明学会により定められた角膜照度の判断基準以下とし、かつ又航行中の航空機からの死角については、航空局の指導により38mとなる様に取付角度を塔中心線より48度として設置した。

4. 維持管理施設

4.1 気象観測設備

この設備は、大三島I.C、大三島橋及び大島大橋の付近（図-2）に気象観測局を設置して、道路気象諸量を計測し道路交通管理に寄与するためデータ処理を行うものである。

主な機器仕様は、次のとおりである

- (1) 風向風速計：プロペラ式防滴型
- (2) 気温計：シエルター方式
- (3) 路温・地温計：埋設式
- (4) 降水検知器：電気伝導度検知方式
- (5) 雨雪量計：転倒ます型

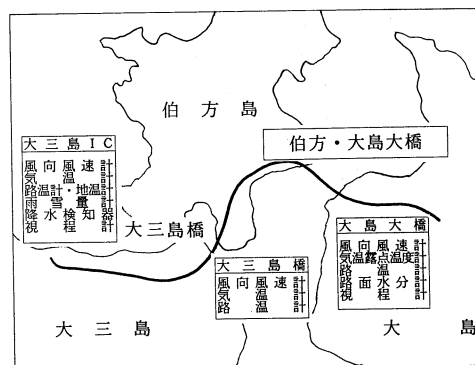


図-2 気象観測局位置図

- (6) 視程計：後方散乱方式
- (7) 路温計：埋設式
- (8) 路面水分計：2電極式

4.2 橋体維持管理設備

(1) 点検補修作業車

伯方橋及び大島大橋の箱桁外面の点検補修を、安全に効率よく実施するため、各々桁外面に作業車を設置した。作業車の主な仕様は、次のとおりである。

①伯方橋桁外面点検補修作業車（写真-3）

- a.基本形式：4点懸垂式ガーダー
- b.駆動方式：専用走行軌条による全輪駆動
- c.車体形状：最大幅員7,000 (mm) × 全高8,150 (mm) × 総長さ26,420 (mm)
- d.車体材質：一般構造用鋼材
- e.走行速度：15m/min
- f.電動機：サーボモータ5.0 (kw) × 4 (台)
- g.電 源：AC440 (V)
- h.給電方式：電動式ケーブルリール
- i.自 重：約44 (t)

②大島大橋桁外面点検補修作業車（写真-4）

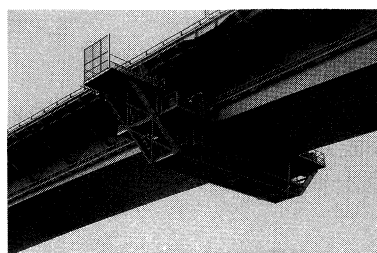


写真-3
伯方橋桁外面点検補修作業車

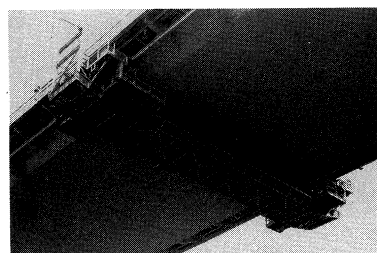


写真-4
大島大橋桁外面点検補修作業車

- a.基本形式：4点懸垂式ガーダー
- b.駆動方式：専用走行軌条による全輪駆動
- c.車体形状：最大幅員7,400 (mm) × 全高5,200 (mm)
× 総長さ 26,900 (mm)
- d.車体材質：アルミニウム合金
- e.走行速度：10 (m/min)、30 (m/min)
- f.電動機：サーボモータ 3.7 (kw) × 4 (台)
- g.電 源：AC440 (V)
- h.給電方式：三相絶縁トロリー
- i.自 重：約 23 (t)

(2) 塔内エレベータ

塔、およびケーブル等のメンテナンス用として、大島大橋の塔内に、エレベータを塔あたり1基（合計2基）設置した。エレベータは、他の吊橋と同様に、工事用にも利用した。

構造は、一般のものとはほぼ同一であるが、異なる部分としては、塔をセットバックした時に、エレベータのワイヤロープが塔内に接触しないよう、案内ローラを設けた点があげられる。

このエレベータの主要諸元は、表-1のとおりである。

表-1 エレベータ主要諸元表

1. 型 式	機械ロープ式2段速度
2. 用 途	人荷用
3. 積載荷重	300kg (4人乗り)
4. 定格速度	45m/min
5. 昇降路全高	約80m
6. 昇降工程	約73m
7. 停止箇所	4箇所
8. カゴ内寸法	930×780mm
9. 扉開閉方式	電動2枚戸片扉
10. 電 源	交流3相440V

表-2 防災設備一覧表

機 器 名	規 格	数 量
消火ポンプ	吐出量1,190 ℓ/min、揚程89m、出力37kw	1台
加圧ポンプ	吐出量100 ℓ/min、揚程30m、出力2.2kw	1台
ポンプ制御盤	屋内自立型 (2,950×1000×600)	1台
防災受信盤	屋内自立型 (2,350× 600×600)	1台
トンネル内消火栓	A型	23台
トンネル内消火栓	B型	6台
手動通報装置	—	31台
トンネル内非常電話BOX	—	9台
トンネル内表示灯	H400×W280	7台
トンネル内誘導表示灯	H800×W,1400	14台
消火器	ABC 20型 6kg	58本
橋上消火栓	(給水栓併設)	27台

4.3 動態観測設備

(1) 橋梁データ収集設備

橋梁が地震、強風などに対してどのような挙動をするのか、又、交通管理のためどの程度の外力を受けているのかを観測するために設置したものであり、外部雑音に対する信頼性を高めるため、センサーからデータ収集架迄の間を電流伝送方式（4～20mA）としている。現場で得られた地震データは管理事務所のグラパネに伝送される。昨年の台風19号（10月16日）が接近した時も通行車両等による外部雑音のない貴重なデータが得られた。このデータは今後各方面で研究に供されるであろう。

①設備概要

- a.地震計 1,000GAL－1台3成分
- b.加速度計 1,000GAL3成分2台、2成分5台、1成分2台
- c.加速度型変位計 1成分4台
- d.超音波風向風速計 1台
- e.橋軸変位計 1台
- f.デジタルデータレコーダ 32CH×2
- g.ペンレコーダ 8CH×2
- h.データ収集架 1架
- i.集合架 4台
- j.CVCF 5KVA1台

4.4 維持管理設備

(1) 防災設備

宮窪トンネル（延長1,420m）には、道路トンネル非常

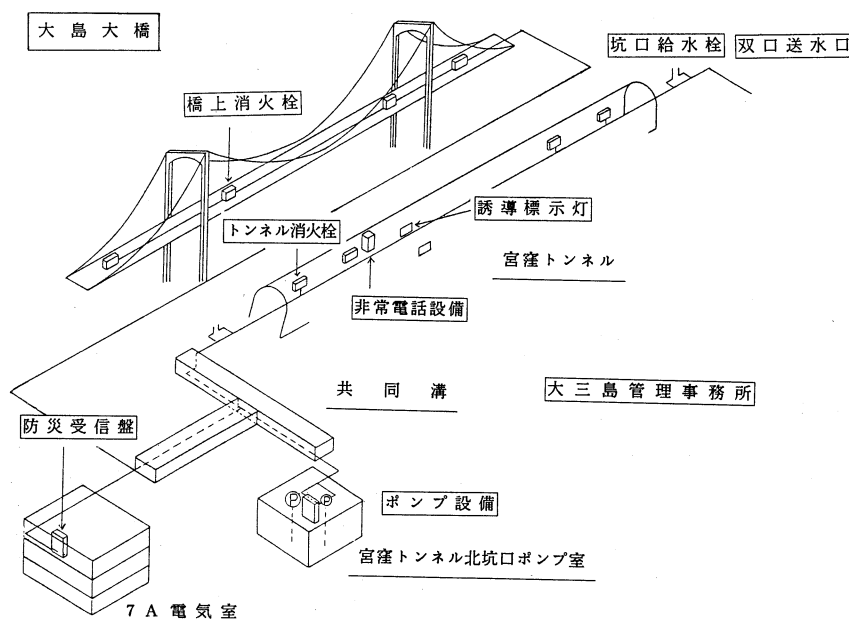


図-3 防災設備配置図

用施設設置基準（建設省）に基づき、防災設備を設置し又、大島大橋（橋長840m）にも同基準に準じて橋体保全を目的とした消防設備を設置した。

防災設備は、消防設備（ポンプ、配管類、消火栓等）手動通報装置、誘導標示灯、非常電話設備等により構成す

るものであり、全体システム及び機器仕様は図-3、表-2のとおりである。なお、図に示すように同設備のうち、ポンプ設備、防災受信盤は、トンネルと橋を兼用している。

(2) 管理用自動車類

大三島I.C～宮窪出入口間11.3kmの維持管理用車両を次のとおり大三島管理事務所に配置している。

- ①道路巡回車 (A1) 1 (台)
- ②道路巡回車 (B) 1 (台)
- ③自走式標識車 (A) 1 (台)
- ④自走式標識車 (C) 1 (台)
- ⑤路面清掃車 (真空式) (A) 1 (台)
- ⑥散水車 (A) 1 (台)

5. 電気施設

5.1 受配電設備

維持管理用電源は、負荷の集中する大三島I.C (管理事務所) 伯方島I.C、伯方大島大橋 (宮窪トンネルを含む) 宮窪料金所の各所毎に受配電設備を設置し、中国電力より受電し各負荷に対応する電圧に変換して電力を供給している。尚、将来宮窪トンネルが上り、下り分離した場

合には、トランス容量を変更するべくスペースを確保している。

各設備の概要を表-3に示す。

5.2 自家発電設備

自家発電設備は、商用電力の停電に対し自動起動により電力を供給するバックアップシステムで、前記受配電設備と同一場所に設置している。その概要は表-4のとおりである。

5.3 無停電電源設備、直流電源設備

(1) 大三島管理事務所に瞬断のない常時待機方式による10KVAの無停電電源設備を設置し料金機械及び遠方監視制御設備等に安定した電力を供給している。又、宮窪トンネルにHD型道路情報盤及びトンネル非常照明並びに防災機器用として、電源断時に0、2秒以内に電力を供給する休止待機方式による15KVAの設備を設置した。これらの停電補償時間は10分間としている。

(2) 直流電源設備は、商用電源が停電しても動作しなければならぬ受配電、自家発電設備の制御電源及び通信機器等に電力を供給している。

表-3 受配電設備一覧表

種 別		設置場所	大三島管理事務所	伯方島I・C	伯方・大島大橋	宮窪料金所
契 約 種 別			業務用電力	従量電灯 甲 公衆街路灯 丙 低圧電力	業務用電力	従量電灯 乙 公衆街路灯 丙 低圧電力
電 気 方 式			6,600V 3φ	210V/105V1φ3W 210V3φ3W 210V3φ3W	6,600V 3φ	210V/105V1φ3W 210V3φ3W 210V3φ3W
契 約 容 量			165KW	20KW 10KW 15KW	195KW	15KW 14KW 16KW
変 圧 器	形 式		油 入		油 入	
	容 量		250KVA		100KVA+200KVA	
	電 圧		6,600V/210V		6,600V/ 460V・265V	

6. 通信施設

6.1 多重無線回線

多重無線回線は、第三建設局より大浜無線中継所を経由して大三島管理事務所に至る回線構成とし、従来工事用として施設した7GHZ帯FDM無線機器の移設を行い電話6CH、データ3CHを管理事務所回線とした。又Eルート of 幹線整備の一環として、大三島管理事務所から念仏無線中継所間に12GHZ帯PCM回線の整備を行い、電話7CH、データ2CH、VHF制御2CHを実装した。

6.2 移動無線回線

移動無線回線は400MHZ帯による2CHを使用して管理事務所に統制局を設置し管理区間 (11.3km) 内に4基地局 (出力3Wにて) を配置し循環チャンネル捕捉方式により道路上のいずれの地点からも通話可能としている。宮窪トンネルについては、壁面に漏洩同軸ケーブルを架設しトンネル内を通行中でも通話を可能としている。移動局については車載用3Wを5台、携帯用1Wを10台設置した。

6.3 有線設備

大三島ICから宮窪出入口間に点在している維持管理用設備と大三島管理事務所の間に情報伝送用として、メタルケーブ

表-4 自家発電設備一覧表

種 別		設置場所	大三島管理事務所	伯方島I.C	伯方・大島大橋	宮窪料金所
機 関	型 式		4サイクル4気筒 ディーゼル	4サイクル3気筒 ディーゼル	4サイクル6気筒 ディーゼル	4サイクル3気筒 ディーゼル
	定 格 出 力		130PS	22.5PS	330PS	31.5PS
	運 転 定 格		連 続	連 続	連 続	連 続
	定 格 回 転 数		1800r.p.m	1800r.p.m	1800r.p.m	1800r.p.m
	使 用 燃 料		A 重 油	A 重 油	A 重 油	軽 油
	始 動 方 式		セルモーター	セルモーター	エヤーモーター	セルモーター
	冷 却 方 式		ラジエーター方式	ラジエーター方式	ラジエーター方式	ラジエーター方式
発 電 機	型 式		回転界磁・開放保護	回転界磁・開放保護	回転界磁・開放保護	回転界磁・開放保護
	電 気 方 式		210V・3φ・3W	220V・3φ・3W	460V・3φ・4W	220V・3φ・3W
	定 格 出 力		100KVA	15KVA	250KVA	25KVA
	励 磁 方 式		ブラシレス	静止励磁式	ブラシレス	静止励磁式

52

52

ルと光ファイバーケーブルの二種類の有線を布設した。メタルケーブルはCCPとPEFの複合ケーブルにより通信系の幹線として大三島管理事務所から宮窪出入口までの全線に配線し、非常電話等の音声はCCPケーブルにより、又遠方監視制御関係のデータ信号はPEFケーブルにより伝送される。光ファイバーケーブルは、ITVの映像伝送用として大三島管理事務所から各ITV端末装置との間に伝送距離に応じて光の波長が $0.85\mu\text{m}$ と $1.3\mu\text{m}$ の2種類の石英ファイバーケーブルを使用し、又、連絡電話用としてメタルケーブル1対を添加した複合ケーブルとして配線している。

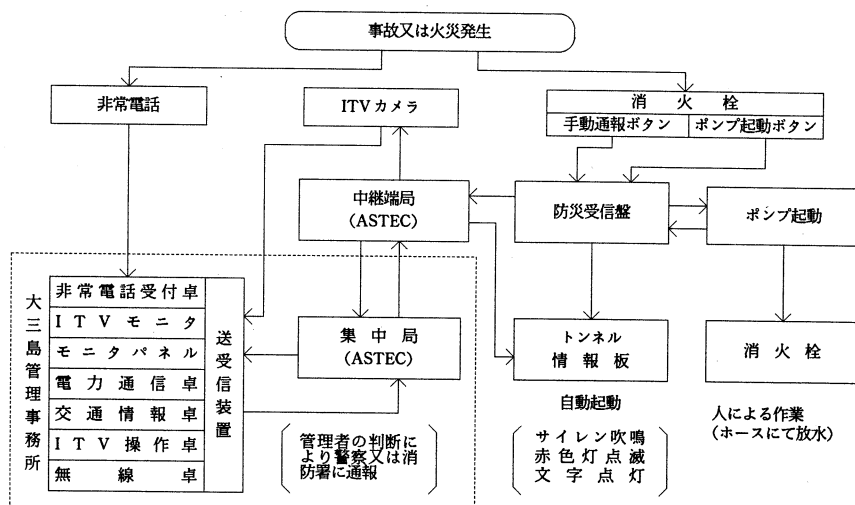


図-4 宮窪トンネルを一例とした遠方監視制御設備の動作フロー図

6.4 遠方監視制御設備

維持管理の省力化を図るため、管理区間内に点在する各種管理設備の運用を無人、自動化し、その情報を大三島管理事務所にて収集し一元的に管理するとともに、ドライバーにフィードバックさせるための設備であって、集中局1局、中継端局4局を設置した。宮窪トンネルを1例とした遠方監視制御設備の動作フローを図-4に示す。

集中局は大三島管理事務所とし、モニターパネル、電力通信卓、交通情報卓、送受信装置等（写真-5,6参照）で構成され、大三島IC内の設備は直接制御し、大三島橋、伯方島IC、大島大橋、宮窪料金所にはASTEC及びASMECSの機能を併合した中継端局装置を設置したため、連続制御を必要とする場合に若干の制御遅れを生じた。

モニターパネルに道路情報板の情報内容を表示する方式は、従来の反転式で無く発光ダイオードによる小型文字表示器を採用したため、視認性が良くなりパネル面のアクセントとしても効果的であった。

既供用中である大三島橋の設備と合せて監視制御することとしたが、新旧設備の機能上の相違等により、管理レベルを合せることに留意して実施した。

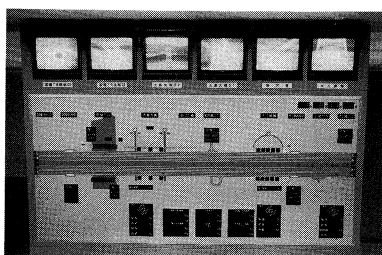


写真-5 大三島管理事務所
モニターパネル

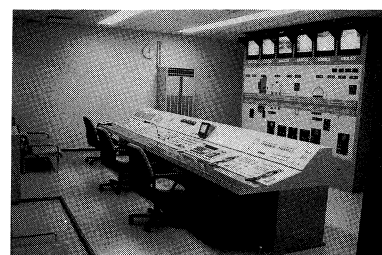


写真-6 大三島管理事務所操作卓

7. あとがき

伯方・大島大橋関連管理設備の概要は、上述のとおりである。これらの設備は、全線開通時に、かなりの部分についてシステム全体の見直しを余儀なくされる事が予想されるので、必要最小限でかつ最大の効果を得られるよう配慮している。

最後に、本設備の施行にあたって御尽力いただいた関係各位に深謝するとともに、今後これらの設備の機能をフルに発揮させ、かつ円滑に運用するため、更に、御協力をお願いするものである。

伯方・大島大橋と関連区間の公表論文一覧表

表題	執筆者	掲載誌等	刊号・年月
伯方・大島大橋岩盤試験	山懸守	本四技報	Vol.4 NO.14 55.10
伯方・大島岩盤試験	藤谷邦夫	34 建設省技術発表会	55.11
伯方・大島大橋岩盤試験解析	井上真三	本四技報	Vol.5 NO.18 56.10
伯方・大島大橋下部工事（その1）の工事概要	福井崇徳・成瀬善果・大麻毅	サスペンション	56.11
伯方・大島大橋の橋梁形式選定	岩屋勝司	本四技報	Vol.6 NO.20 57. 4
伯方・大島大橋（下部工）の施工	高島豊・重村公登・田村弘文・井上真三	橋 梁	58. 9
伯方・大島大橋基礎の設計と施工	日高誠一・加藤茂	基礎工	59. 1
大島大橋上部工基本設計（その1）	山田勝彦・正田伸二	本四技報	Vol.8 NO.28 59. 4
大島大橋上部工基本設計（その2）	山田勝彦・正田伸二	本四技報	Vol.8 NO.30 59. 7
伯方・大島大橋	谷中幸和	橋梁と基礎	59. 8
伯方・大島大橋アンカレイジコンクリートの硬化熱処理について	高畑豊・殿村孝	第28回四国地方建設局管内技術発表会論文集	60. 7
伯方・大島大橋下部工施工報告	重村公登・高畑豊	本四技報	Vol.9 NO.35 60.10
大島大橋主塔架設	谷中幸和・松本毅・福永勲	第39回建設省技術研究会講演概要道路部門	60.11
大島大橋塔の設計製作	谷中幸和	本四技報	Vol.10 NO.37 61. 1
伯方・大島大橋の設計と施工	谷中幸和	土木技術	Vol.41 NO.9 61. 9
大島大橋塔架設工事	谷中幸和・福永勲	本四技報	Vol.10 NO.40 61.10
伯方橋上部工の設計製作	谷中幸和・越智節雄	本四技報	Vol.10 NO.40 61.10
吊橋補剛桁・ハンガーブラケット大型疲労試験	福井崇博・谷中幸和・深沢誠・谷藤精一	土木学会第41年次学術講演会	61.11
伯方・大島大橋の概要と施工状況	公団本社工務第一課・工務第二課	橋 梁	62. 1
吊橋補剛桁・ハンガーブラケットの疲労試験	福井崇博・谷中幸和・阪本謙二・深沢誠・三木千尋	構造工学論文集（建築学会・土木学会）	62. 3
大島大橋の補剛桁架設	平野信一	第30回四国地方建設局管内技術研究会論文集	62. 7
大島大橋ケーブルストランド架設工事	平野信一・平塚義久	本四技報	Vol.11 NO.44 62.10
本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の設計	谷中幸和・福井幸夫・沓掛靖夫・芦田潮	橋梁と基礎	Vol.21 NO.10 62.10
グースアスファルト舗装のプリスタリング対策	福井幸夫	第17回日本道路会議一般論文集	62.10
偏平箱桁の有効幅の一算出方法	谷中幸和・小畑毅・金原慎一	同 上	62.10
本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の製作	福井幸夫・平野信一・沓掛靖夫・芦田潮	橋梁と基礎	Vol.21 No.11 62.11
本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の製作と架設	福井幸夫	工事報告会土木学会中国四国支部・土質工学会中国支部	62.11
本州四国連絡橋大島大橋補剛桁の架設	福井幸夫・平野信一・南出範夫・三柱裕泰	橋梁と基礎	Vol.21 No.12 62.12
伯方・大島大橋の工事概要	桜井紀朗・福井幸夫	道 路	63.1
大島大橋上部工の設計と施工	桜井紀朗・山田勝彦・谷中幸和・福井幸夫	土木学会論文集第6部門	63.3

本州四国連絡橋公団の基準類

本州四国連絡橋公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。この基準類は、(財) 海洋架橋調査会 (TEL03-555-8361) で販売しています。

* 仕様書・要領等

土木工事共通仕様書 [62.2一部改訂]	昭和 59 年 8 月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和 60 年 8 月
電気通信施設標準仕様書集	昭和 61 年 4 月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和 60 年 4 月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物保安規程	昭和 60 年 10 月
電気通信施設保守基準	
電気通信設備標準図集	昭和 58 年
図面作成要領	昭和 59 年 10 月
技術関係資料取扱要領	昭和 56 年 4 月
技術関係資料マイクロフィルム作成等事務処理要領	
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生の一例	昭和 58 年 1 月
植生のり面工要領	昭和 62 年 4 月

* 設計基準類 (上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説 [59.2一部改訂]	昭和 55 年 6 月
耐風設計基準 (1976)・同解説	昭和 51 年 3 月
風洞試験要領 (1980)・同解説	昭和 55 年 6 月
吊橋主塔設計要領 (案)・同解説	昭和 55 年 3 月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領 (案)	昭和 52 年 3 月
鋼床版設計要領 (案) [58.10一部改訂]	昭和 53 年 3 月
ハンガー設計要領 (案)	昭和 53 年 3 月
ケーブルバンド設計要領 (案)	昭和 53 年 3 月
トラス格点構造設計指針 (案)	昭和 51 年 3 月
吊橋リンク・支承構造設計指針 (案)	昭和 51 年 3 月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置設計要領・同解説	昭和 59 年 3 月
下路管理路設計マニュアル (案)	昭和 53 年 9 月

* 設計基準類 (上部工・製作・材料編)

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

* 設計基準類 (下部工編)

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針 [56.8一部改訂]	昭和 52 年 3 月
耐震設計基準・同解説	昭和 52 年 3 月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和 52 年 8 月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説 (案)	昭和 54 年 11 月
重力式直接基礎アンカレッジ設計要領 (案)・同解説	昭和 55 年 3 月
橋梁用マスコンクリート施工基準・同解説	昭和 50 年 3 月
鋼設置ケーソン設計要領 (案)	昭和 54 年 2 月
風化花崗岩の支持特性判定要領 (案)	昭和 55 年 3 月
多室型緩衝工の設計要領 (案)	昭和 55 年 3 月
複合材型緩衝工の設計要領 (案)	昭和 56 年 3 月

本四技報編集委員会名簿 (アイウエオ順)

編集委員長	飯 島 武 明			
編集委員	秋 山 晴 樹	池 田 博		
	加 藤 茂	金 沢 克 義		
	梶 原 博 道	木 村 博 司		
	斉 藤 哲 男	桜 井 洋		
	篠 原 和 徳	篠 崎 博		
	高 見 彰	佃 長 次		
	戸 沢 隆	富 田 大 造		
	瀧 田 政 信	藤 井 秀 夫		
	牧 野 善 栄	森 章		
	森 邦 久	山 名 至 孝		
	吉 田 好 孝			
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)		

本四技報 第46号

発行	昭和63年4月15日
監修	本州四国連絡橋公団
発行所	財団法人海洋架橋調査会
	〒104 東京都中央区新富2丁目14番4号
	住友新富ビル6F
	電話 03 (555) 8361
発行者	井 上 義 光
印刷	中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

