

大島大橋上部工の設計と施工

DESIGN AND CONSTRUCTION OF SUPERSTRUCTURE
FOR OHSHIMA-BRIDGE

桜井紀朗*・山田勝彦**・谷中幸和***・福井幸夫****
By Norio SAKURAI, Katsuhiko YAMADA, Yukikazu YANAKA
and Yukio FUKUI

まえがき

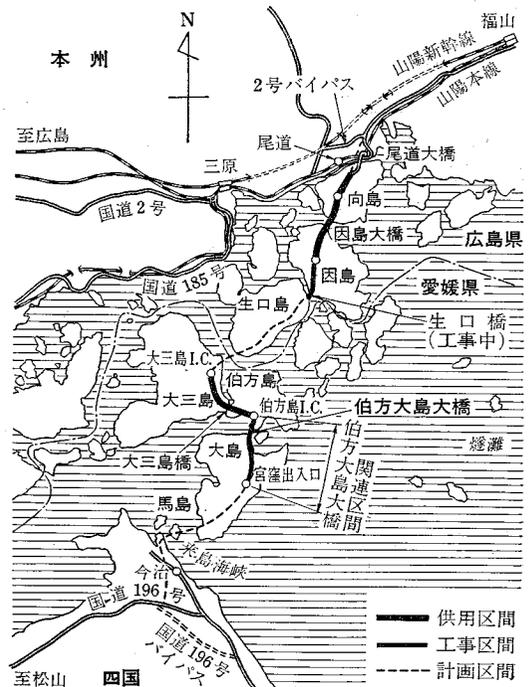
大島大橋は本州四国連絡橋の尾道—今治ルートに属し、このルートにあつては、大三島橋、因島大橋について隣接する伯方橋とともに三番目に着手された橋梁である。

架橋地点は昭和 54 年 5 月に供用された大三島橋の終点今治側に接続する区間にあり、瀬戸内海の中央に位置する伯方島と四国に対面する大島との間が最も接近した宮窪瀬戸にあたる(図—1 参照)。宮窪瀬戸は、古くは村上水軍の活躍の舞台であったところであり、現在では航行の難所では知られている来島海峡のバイパスとして、1日に約 300 隻の中小船舶の航行がある幅 1 km 余りの瀬戸である。このあたりは、瀬戸の真中より伯方島寄りにある見近島や村上水軍ゆかりの能島などの小島が散在するきわめて風光明媚なところでもあり、国立公園第二種特別地域にも指定されている。

この瀬戸の横過にあつて種々検討を行った結果、3 径間連続鋼床版箱桁橋である伯方橋と単径間 2 ヒンジ補剛箱桁吊橋である大島大橋を、見近島上で連続させた全長 1 230 m の橋梁となった(図—2、写真—1 参照)。

大規模橋梁が多い本州四国連絡橋のなかで、大島大橋は規模こそ小さいものの、国内で建設される吊橋として

は初めて補剛桁に箱桁を採用し、その架設にあつては、作業海域の横を一般船舶を航行させながら直下吊り上げを行う工法を採用するなど、国内の補剛箱桁吊橋技術を大きく前進させる、特徴ある橋梁と考えられる。ここでは本橋の上部工における設計・施工の概要および技術的特色について報告するものである。



図—1 本州四国連絡橋尾道—今治ルート

* 本州四国連絡橋公団第三建設局今治工事事務所長 (〒794 今治市天保山町 2-2-1)

** 同、設計部設計第二課長 (〒104 港区虎ノ門 5-1-5)

*** 同、第三建設局建設部計画課長 (〒722 尾道市新浜 1-9-22)

**** 正会員 同、今治工事事務所第二工事長

Keywords : design, construction, suspension-bridge, superstructure, Ohshima-Bridge

伯方・大島大橋区間 1 230 000

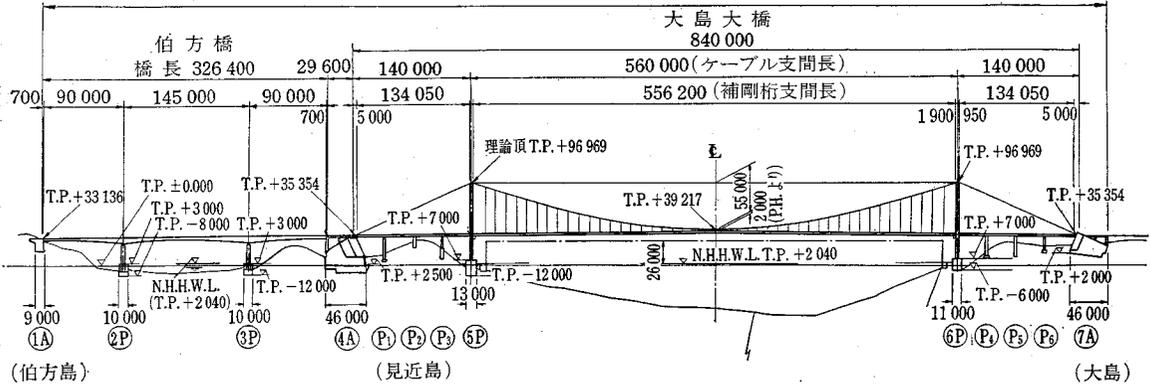


図-2 伯方・大島大橋一般図(単位:mm)

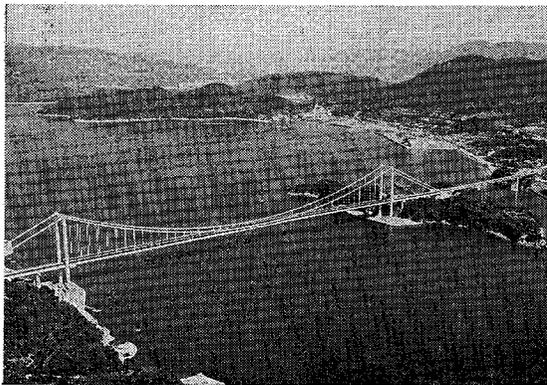


写真-1 大島大橋(左,吊橋)と伯方橋(右)

1. 橋梁の概要

(1) 道路諸元

本橋の道路関係諸元は以下のとおりである。なお、本橋は尾道～今治ルートの中通までは大三島、伯方島、大島の3島を結ぶ地域開発橋の一部として位置づけられており、予測交通量および初期投資の抑制から当面は下記のとおり暫定施工とすることとした(図-3参照)。

路線名：一般国道317号

道路規格：第一種第三級

設計速度：80 km/時

幅員構成：(完成時) 4車線+片側管理路

(暫定時) 2車線+片側自歩道

(2) 橋梁諸元

本橋の橋梁基本条件ならびに構造諸元は以下のとおりである。

橋梁形式：単径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋

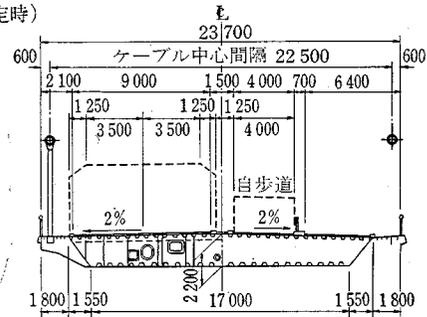
橋の等級：一等橋

設計荷重：TL-20, TT-43

設計基本風速：37 m/秒

設計地震力：基礎地盤上の入力加速度として

(暫定時)



(完成時-設計幅員)

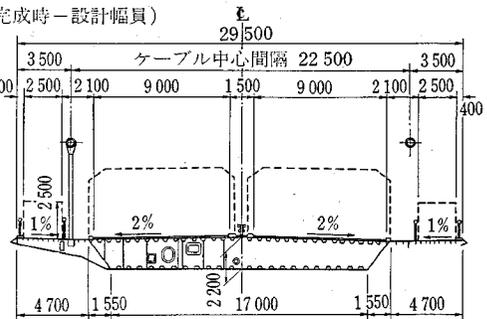


図-3 大島大橋補剛箱桁断面(単位:mm)

水平 180 gal, 鉛直 90 gal

航路限界：N.H.H.W.L.+26 m

縦断勾配：0.7% 放物線勾配

横断勾配：2% 両勾配

支間割(ケーブル)：140 m+560 m+140 m

主要構造諸元：表-1

主要鋼重：表-2

(3) 技術上の特色

本橋の設計・施工上の大きな特色として次の3点が挙げられる。

① 主塔は景観上重要な位置を占めるので、周辺の自然景観との調和に配慮し、すっきりとした印象を与え機

表一 大島大橋主要構造諸元

項目	内容
主塔	形式 2層ラーメン形式斜塔 (塔頂) 22.5 m, (塔基部) 25.5 m 塔中心間隔 88.350 m, (ケーブル理論頂) 96.969 m 塔柱高 88.350 m, (ケーブル理論頂) 96.969 m 断面構成 1室1箱断面
主ケーブル	形式 平行線ケーブル (PS 工法) 断面構成 PWS 127×52 ストランド (許容張力 $T_0=8634$ tf) ケーブル径/素線径 471 mm (空隙率 20%)/5.1 mm サゲ比 1/10 ケーブル中心間隔 22.5 m
ハンガー	使用ロープ CFRC 7+6×7+6×W (19) ロープ径 $\phi 48$ (破断強度 $T_B=153$ tf) $\phi 50$ ($T_B=171$ tf) 使用本数 4本/格点
吊り構造 (補剛桁)	形式 鋼床版逆台形補剛箱桁 断面構成 2室1箱断面 桁高 (中央) 2.2 m, (箱端) 2.0 m (完成時) 29.5 m, (暫定時) 23.7 m 桁幅 (車道部) アスファルト舗装 65 mm (管理路) 同 30 mm

表二 大島大橋主体鋼重 (単位: t)

項目	鋼重	備考
主塔	2550	基部アンカーフレームを含む
主ケーブル	2444	スプレーサドル, 塔頂サドル, ケーブルバンド 287 tを含む
ハンガーロープ	83	-
補剛箱桁	4766 (5457)	() 内は完成系
支承	27	鉛直支承, ウインドシューを含む
その他	302 (450)	伸縮装置, 高欄, () 内は完成系
側径間	875 (1355)	大島, 見近島 (本体および付属物を含む). () 内は完成系
合計	11047 (12366)	() 内は完成系

注) 公共添乗物, ケーブルアンカーフレームは含まない

能的な二層ラーメン構造 (橋面からは一層ラーメン構造にみえる) を採用した。

② 補剛桁には, トラス形式に比較して経済性と船用レーダー障害対策に優れ, かつ景観的にも勝るきわめて扁平な逆台形断面の箱桁を採用した。

③ 補剛桁の架設にあたっては, あらかじめ工場で組み立てた大ブロックを架設位置直下に係留した輸送台船上から吊り上げる工法 (直下吊り上げ工法) を採用した。この間一般の船舶の航行を制限することなく, きわめて短時間に実施することができた。ブロックは径間の中央から塔に向けて逐次剛結し, 架設を進めた。

2. 上部工の設計

(1) 吊構造

a) 補剛桁形式の選定

当初トラス形式で考えられていた補剛桁は, 橋梁形式を斜張橋へ変更する検討と並行して, 箱桁形式について

も調査・検討を進めた。その結果, 前出の技術上の特色で述べた理由により箱桁形式を採用することとした¹⁾。

箱桁形式を選定するにあたっては, 耐風安定性を確保することが重要な課題となるほか, 活荷重や振動による溶接疲労などの問題がある。数多くの風洞試験によって後述するように安定した補剛桁断面形状を見出すことができ, 大型供試体を用いた疲労試験によって構造的にも特段の問題がないことを確認した。

補剛箱桁を有する吊橋はイギリスのセバーン橋, ハンバー橋およびトルコのボスポラス橋が一連の設計思想のもとに建設されている。わが国の実績としては, 本橋が最初に着手されたものであるが, 後に着工された北港連絡橋 (大阪市) がすでに完成している。

b) 箱桁断面形状の検討と耐風安定性

補剛箱桁の断面形状については, まず, 内外の斜張橋での施工実績や, セバーン橋やハンバー橋での実績をもとに比較案を選定し, 構造特性, 施工性, 経済性および耐風安定性の検討を行った。特に耐風安定性については, 可能性のあると思われる断面形状について系統的な風洞試験を実施し, 以後の検討に際して基本となる断面を選定した。

この基本断面に対し, 必要とする耐風安定性状を満たすために, フラップやフェアリングなどの各種制振装置および桁高, 幅員, 腹板傾斜角などの基本断面における細部を種々変更した形状の部分模型のほか, 写真-2 に示す全橋模型について風洞試験を実施した。これらの検討にあたっては暫定系と完成系の両断面を対象とした。最終的には耐風安定性はもとより構造特性, 施工性, 経済性のほかに, 船用レーダー障害対策にも優れた^{2), 3)} 図-3 に示す断面を選定した。その断面の耐風安定性状は図-4 に示すようにねじれフラッターなどに対して安定しているものの, 一部分正の迎角が大きい領域で小振幅の渦励振が生ずる可能性が残されている。しかし, この渦励振も桁端にフラップを取り付けることにより発生を

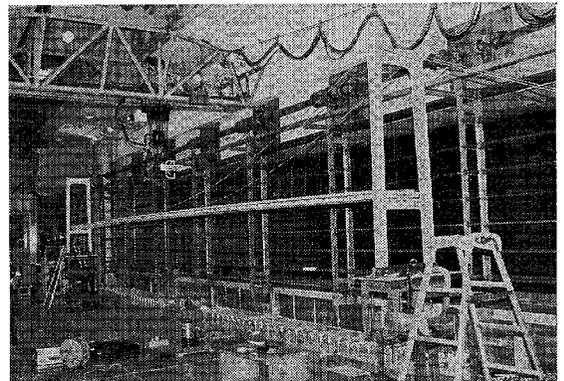


写真-2 風洞試験用全橋模型

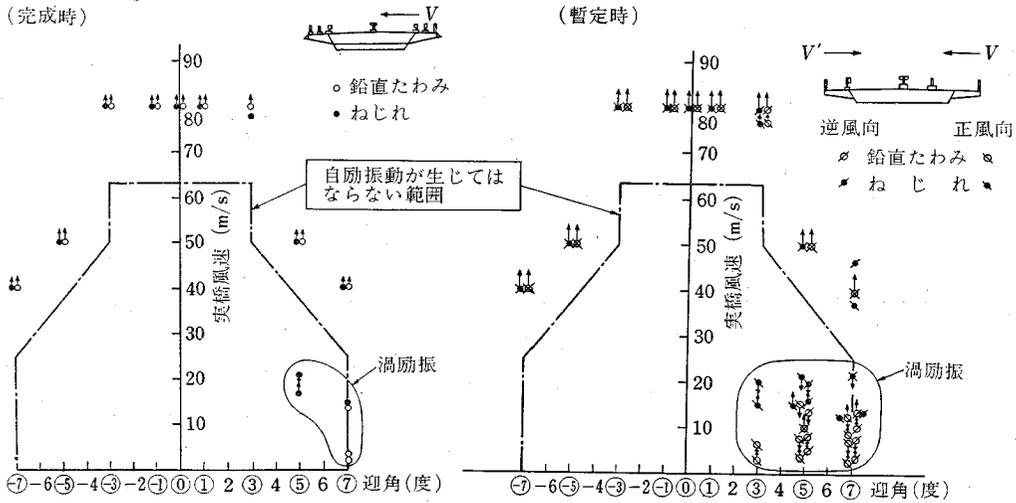


図-4 風速-迎角曲線

抑制できることが試験で確かめられた⁴⁾ほか、現地での自然風観測による迎角は $-4^{\circ} \sim 2^{\circ}$ であり、実態としてこの渦励振はほとんど生ずることはないと考えられる。

c) 吊構造部と鋼床版

補剛桁はすでに図-3に示したように、その主構造は鋼床版を上フランジとする逆台形箱桁である。基本的な構造としては、この吊橋系の剛性を確保するための箱桁、横桁系を構成するハンガー旋着ブラケットと箱桁内隔板および形状保持のための隔板で構成することとした。

鋼床版デッキプレート厚は 12 mm(SS 41)、縦リブには U型鋼 (320×260×6, SS 41) を採用した。鋼床版デッキプレートおよび縦リブの継手は、舗装への悪影響の軽減および鋼重の節減のために、工場継手、現場継手とも溶接構造とした。

下フランジは、ハンガーブラケット取付部を除いて、応力や製作時の溶接変形による初期ひずみの抑制などから板厚を 10 mm とした。その橋軸方向補剛材には、補剛桁下外面が広く観光客の目にも入りやすいことから、溶接による板のそりが発生しにくい U型鋼 (300×220×6, SS 41) を採用した。橋軸直角方向に配置される隔板は充腹構造とし、その配置間隔はハンガー間隔を三等分した 4 m ピッチとした。また、箱桁の中央、橋軸方向には、鋼床版上に負載された輪荷重のハンガーまでの伝達をよくし、かつ製作時や架設時の桁ブロックの変形を抑制する目的で充腹構造の中央腹板を配置した。下フランジおよび腹板の現場継手は、施工性を考え高力ボルト接合とした。

補剛桁の設計諸元は、表-3に示すとおりである。

表-3 大島大橋補剛桁の主要諸元

項	目	単位	完成時	暫定時	備考	
補剛桁設計諸元	補剛桁支間	m	556.2	556.2		
	桁高(中央)	m	2.2	2.2		
	桁幅	m	29.5	23.7		
	断面積	m ² /Br	0.890	0.782		
	断面二次モーメント	I_x	m ⁴ /Br	0.723	0.681	
		I_y	m ⁴ /Br	52.112	32.495	
	最大曲げモーメントおよび縁端応力度	M_{max}	tf·m/Br	4 924	3 432	活荷重+温度
		σ_u	kgf/cm ²	-600	-445	SS 41
		σ_l	kgf/cm ²	982	729	同上
	最小曲げモーメントおよび縁端応力度	M_{min}	tf·m/Br	-3 065	-2 237	活荷重+温度
σ_u		kgf/cm ²	357	277	SS 41	
σ_l		kgf/cm ²	-585	-453	同上	
項	目	単位	正の最大	負の最大	備考	
補剛桁変位	最大たわみ	鉛直	m	2.314	-1.531	活荷重+温度, 完成時
		水平	m	1.334	-	暴風時, 暫定時
	伸縮量	cm	46.5	-44.0	活荷重+温度, 中立軸, 完成時	
補剛桁反力	鉛直*	最大	tf/基	338.8	-176.1	活荷重+温度, 完成時
		常時	tf/基	214.2	-12.9	同上
	水平	最大	tf/基	249.6	-	暴風時, 完成時

注) * カウンターウェイト添加前の値

補剛桁桁の高さは 2.2 m (支間比 1/253) と非常に薄く、吊橋系の最大応力は 1 000 kgf/cm² にとどまる。活荷重による最大鉛直たわみは 2.3 m (支間比 1/224) で、補剛トラス桁の試算結果の 2.3 m に比べ、遜色はない。逆に、暴風時の橋軸直角方向水平変位は、風荷重が小さ

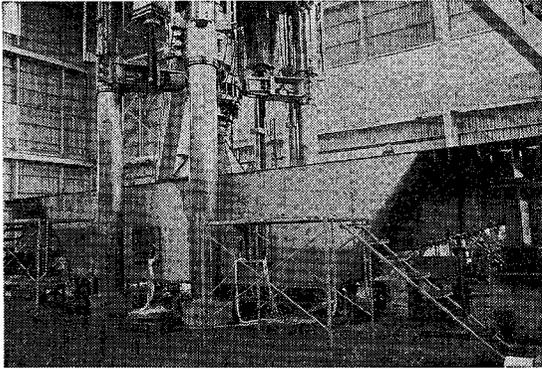


写真-3 ハンガーブラケット部の大型疲労試験

くなるので支間比 $1/420$ で、補剛トラス桁の試算結果を大幅に下回る。したがって、補剛トラス桁の吊橋でよく見受けられるように暴風時で補剛桁の断面が決められることはない。

d) ハンガー碇着部構造とブラケット

本橋の補剛桁へのハンガー定着は、セバーン橋等のイギリス系の補剛箱桁でみられるウェブ直近で定着する方式とは異なり、箱桁より張り出したブラケット下面にソケットで定着する方式である。この方式では碇着構造が簡潔で小型化できる反面、ブラケットの付け根には複雑な応力の流れと集中が発生し、部材の集成による溶接残留応力が重なって疲労強度の低下が心配された。このため、実橋大の試験桁を製作して写真-3に示すように大型試験機による疲労試験を実施し、ブラケットの構造詳細の決定および溶接施工性の確認を行った⁹⁾。

(2) ケーブル

a) 主ケーブル

主ケーブルのサグ比は吊橋全体構造系の剛性と経済性に大きく影響する。セバーン橋などのイギリス系の補剛箱桁吊橋では、補剛トラス桁に比較して吊構造部の死荷重が軽減できる分だけ、ケーブル張力が減少して吊橋全体構造系の剛性が低くなるのを防ぐため、支間の割にはサグ比を小さめの $1/11 \sim 1/12$ にして剛性の増大を図っている⁹⁾。本橋の場合、吊構造部が最小板厚や製作上必要な断面で決められているため、サグ比にかかわらずその鋼重の変化が小さい。したがって、三径間吊橋よりも変形を抑制できる単径間吊橋であることを考えて、変形状や振動性状に悪影響がないことを確認のうえ、サグ比を $1/10$ とした。

主ケーブルは P.W.S. 127 (索線径 5.1 mm) $\times 52$ ストランドで構成される中央径間と側径間と一様断面構成のケーブルであり、主ケーブル径は空隙率 20% で 471 mm である。

b) ケーブルバンドおよびハンガー

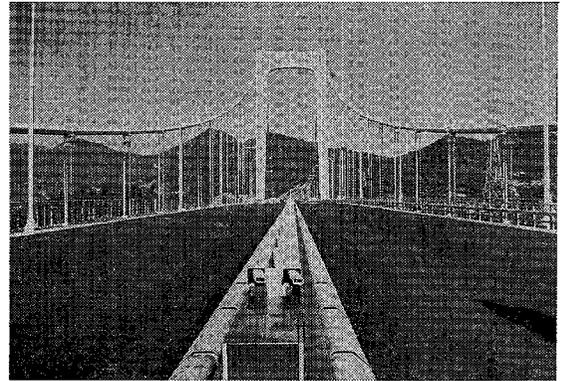


写真-4 橋面からみた主塔

ケーブルには標準部 12 m ピッチでケーブルバンドを設け、これに 2 本のハンガーロープを鞍がけし鉛直に垂らして桁を吊り下げることとした。バンドは左右に 2 分割し、横方向からボルトで締付ける標準的な形式とした。

中央径間中央にはセントスティを設け、ケーブルと桁とを連結して吊橋全体系の剛性の増加を図った。

ハンガーロープは、 $\phi 48, 50$ の二種類の C.F.R.C. ロープを使用した。

(3) 主塔

主塔は吊橋の景観を考えるうえで重要な要素となることを考え、その形状の検討にあたっては構造、経済性もとよりデザインを重視して行った⁷⁾。その結果、写真-4に示すように、路面からは一層ラーメン構造にみえてすっきりとした印象を与える二層ラーメン構造で、上層の塔柱部が内側へ倒れ込んでいる形状とした。塔柱部の寸法は薄い補剛箱桁とのつり合いを考慮して基部で $3.2 \text{ m} \times 3.3 \text{ m}$ の 1 室構造の断面とした。この塔頂には約 6800 tf /柱のケーブル反力が作用するが、塔柱の断面は国内の多くの吊橋が暴風時で決められているのに対して、本橋の場合には薄い補剛箱桁の効果で風荷重が小さく、常時荷重で決められている。この塔柱の高力ボルトによる現場継手は、塔柱外板で 50%、縦リブで 25% のメタルタッチによる軸力伝達を考慮して設計を行った。

3. 上部工の施工

(1) 全体工事工程

昭和 56 年 3 月に起工された大島大橋の工事は、昭和 59 年 6 月、主塔基礎の完成を待って塔架設工事を皮切りに上部工工事に着手した。図-5に示すように、ケーブル架設工事、補剛桁架設工事に順次引き継ぎ、昭和 62 年 3 月末に補剛桁が閉合した。その後、橋面舗装工事、ケーブルラッピングなどのケーブル関係の残工事あるいは橋面工の工事を終え、昭和 63 年 1 月に供用を迎

ロープの渡海には、起重機船（300t吊）のブーム先端にロープを固定して空中を引出す工法を採用した。この工法により、航路閉鎖を行うことなく渡海作業を行うことができた。

ケーブルストランドは、現地の作業ヤード、水切設備等の関係から見近島上のアンカレイジである4Aから7Aに向けて引出した。本橋のケーブルを構成するストランドは、両側ケーブルで104本にすぎないので、ストラ

ンドを引出す設備（ホーリングロープとそれを駆動させる装置で構成されるシステム）を東西両ケーブルで1ロープを構成する方式とした。

ハンガーロープについては、ケーブル架設誤差が補剛桁の計画高さに影響しないように、ケーブルの架設結果を測定の後、最終的な長さを決めて工場製作し架設した。

(4) 補剛桁の架設

a) 架設工法の選定

本橋の補剛桁架設工法については、全断面が構成されて初めて安定する箱桁構造であることを考えて、ブロック架設することとし種々の工法を検討した。その結果、ケーブルという安定した構造要素がすでに架設されている吊橋の補剛桁架設工法としては一番合理的であり、内外において多くの施工実績がある直下吊り上げ工法を採用した。特にこの工法の場合には、架設資機材が少なくすむため他の工法に比べて経済性に優れ、工期も短くてすむ。その反面、海面使用にあたっては、海上の安全のため航路規制を必要としたり、航路閉鎖などを必要とする場合も考えられる。本橋では、海事関係者との協議の結果、工事に関する周到な広報と十分な警戒体制のもとに、通常のとおり一般船舶を航行させながらブロックの吊り上げを行った。

b) 架設構造系と架設順序

本橋の架設構造系は、架設されたブロックの主部材継手のうち鋼床版の現場溶接が架設工程を長くする難点があるものの、架設途中の耐風安定性および現場継手部の形状保持に優れている「ヒンジを設けない逐次剛結法」によることとした。

補剛桁ブロックの架設順序は、架設時のハンガー張力や補剛桁の架設時応力で有利なスパン中央から塔へ向かって対称に伸ばしていく方法によることとした。架設順序を図-8に示す。

架設ブロックは、輸送設備、航行船舶への影響、架設機械の能力、架設工期等を総合的に判断し、標準ブロックとして2パネル長 ($l=24\text{ m}$, $W=220\text{ t}$) を考え、延長556 mの補剛桁を全部で25のブロックに分割した。

(5) 補剛桁ブロックの吊上げと接合

直下吊上げ工法における架設ブロックの輸送台船については、吊上げ位置の直下に架設ブロックが来るように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慮して、下記の条件を満たす工法を採用する必要があった。

- 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。

本橋では、狭水道であり、複雑な海底地形による複雑

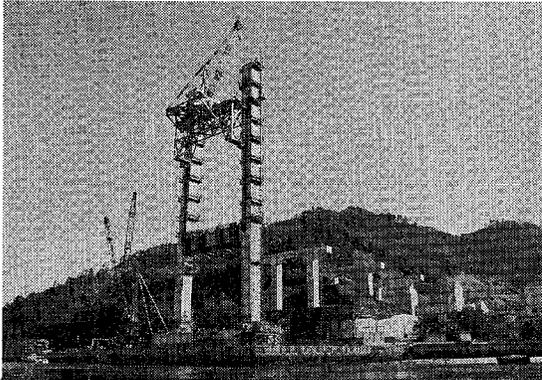


写真-5 クリーバクレーンによる主塔架設

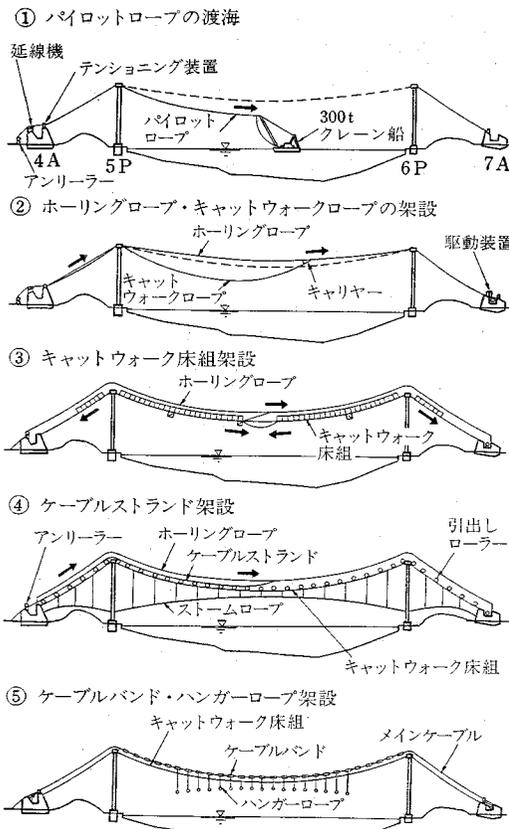


図-7 ケーブル架設順序

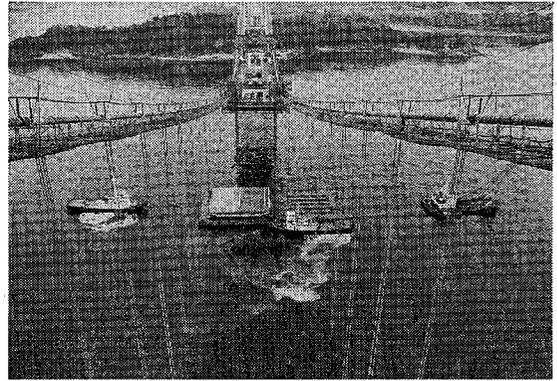
な潮流速分布と、その変化の激しさを重視して、施工・操船の確実性と定点保持精度の点より、写真—6 に示す「転錨船を介した1点アンカー方式」を採用した。

架設位置の直下の海面上に保持された架設ブロックは、写真—7 に示す要領で吊上げ 図—9 に示す手順で既設桁に接合した。

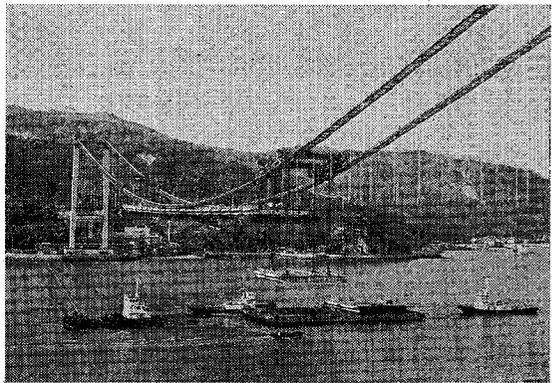
吊り上げには写真—8 に示すようにリフティングビーム（ケーブル上を移動できる特殊クレーンシステム、以下 L/B という）を使用し、吊り上げたブロックを L/B で吊ったまま既設桁と接合した。架設ブロックを既設桁に完全に接合した後、L/B を使って新たに接合したブロック部分を引き上げ、ハンガーロープに定着する。ハンガーロープへの引き込みを終えた L/B を次の架設位置へ移動し、次の直下吊り上げ作業に備えて1ブロックの架設工程を終えることになる。

架設工事中、吊橋全体系の品質に与える影響が大きいため、設計や工場で管理した接合部の品質を現場で再現できるように、特に鋼床版の現場溶接の管理を厳しく行

った。そのほかには、一般的な形状管理を行ったが、ハンガー長さや張力などを現場で管理、調整することなく、単純な作業の繰り返して架設を進めることができた。

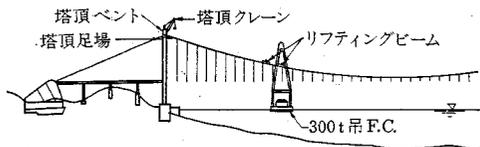


写真—6 一点アンカー方式による輸送台船の保留

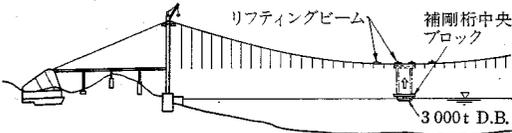


写真—7 補剛桁ブロックの吊り上げ

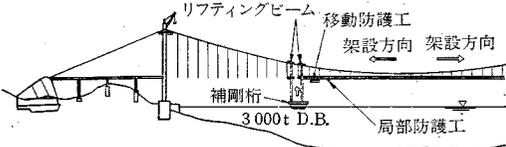
① リフティングビームの設置



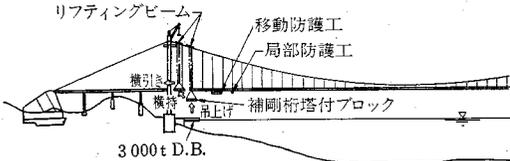
② 中央ブロックの架設



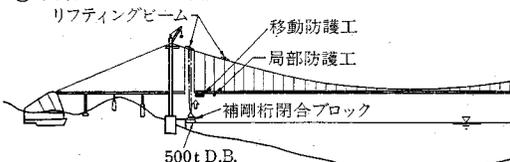
③ 標準ブロックの架設



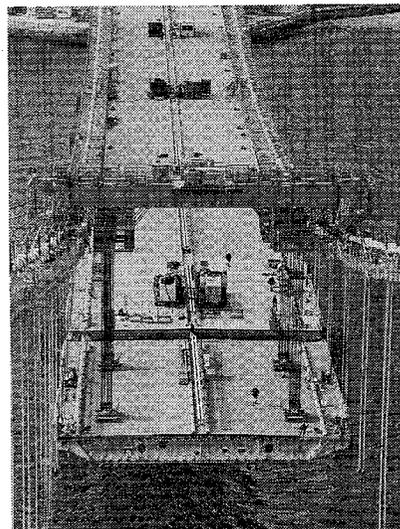
④ 塔付けブロックの架設



⑤ 閉合ブロックの架設



図—8 補剛桁架設順序



写真—8 補剛桁ブロックを吊り上げ中のリフティングビーム

補剛桁ブロックの架設サイクルは、鋼床版の現場溶接に時間を費やされたこともあり、1ブロック当たり約2週間であった。

あとがき

工事は補剛桁の架設までは順調に推移し、品質的にも良好な結果を得るに至った。工事完成後には耐風安定性の検証を主目的とする振動実験を行い、本橋の品質の確認とともに、今後の同種の吊橋の建設に役立つ情報を得た。

本邦の吊橋建設技術は熟成期を過ぎて、明石海峡大橋を象徴とする新たな時代に入っているといえよう。補剛箱桁を有する大島大橋の建設が、その新たな時代を築く礎になるように期待するものである。

最後に、本橋の計画・設計・施工にあたって終始ご指導をいただいた土木学会・本四連絡橋鋼上部構造研究小委員会（委員長：奥村敏恵東大名誉教授）、および同耐風研究小委員会（同：岡内功中央大学教授）の委員の皆様、ならびに工事関係者に対し深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 岩屋：伯方・大島大橋の橋梁形式選定，本四技報，Vol. 6, No. 2, 1982.4.
- 2) 海洋架橋調査会（本四公団委託）：橋梁構造によるレーダー電波障害軽減策の検討報告書（その1），昭和54年3月，同（その2），昭和55年3月。
- 3) 日本海難防止協会（本四公団委託）：架橋が船用レーダー映像に及ぼす影響調査報告書，昭和55年3月。
- 4) 土木学会・本四耐風研究小委員会：本四連絡橋の耐風に

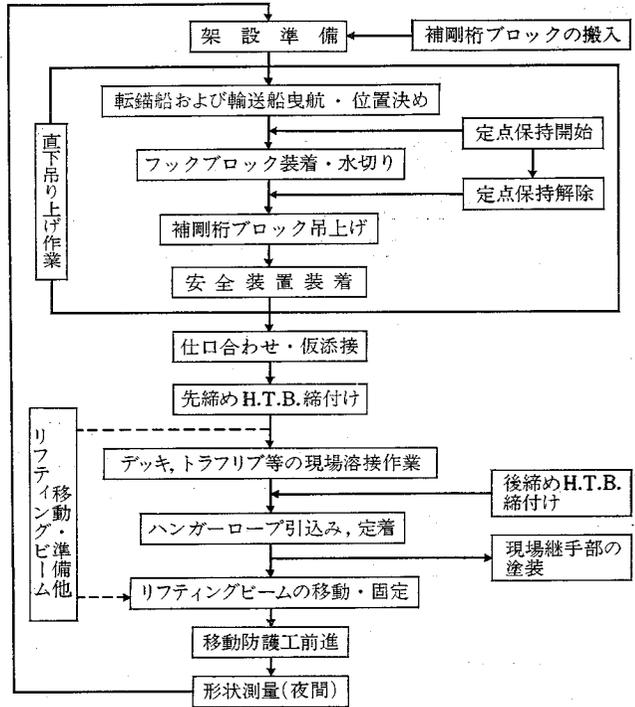


図-9 一般ブロックの1サイクル架設作業手順

- 関する調査研究報告書，昭和57年3月。
- 5) 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，Vol. 33 A, 1987年3月。
 - 6) 小西編：鋼橋（設計編II），丸善。
 - 7) 山田・正田：大島大橋上部工基本設計（その1），（その2），本四技報，Vol. 8, No. 28, 30, 1984.4, 1984.7. (1988.1.8・受付)