

本四技報

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

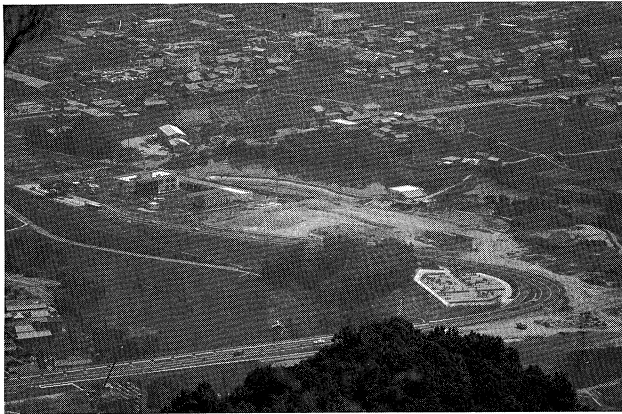
本四技報 第35号 目次

明石海峡大橋への課題	常任参与	大橋 昭光	1
疲労を考慮したトラス部材の製作と検査	設計部設計第二課	阪本 謙二	2
	同上	鳥海 隆一	
鷺羽山トンネルの施工	第二建設局児島工事事務所	長谷川 滋	10
	同上	佐藤 正人	
岩黒島橋上部工の詳細設計	第一建設局建設部	保田 雅彦	17
	(前)第二建設局児島工事事務所		
	第一建設局洲本工事事務所	日里 正夫	
	(前)第二建設局児島工事事務所		
	企画開発部道路課	大広 始	
	(前)第二建設局児島工事事務所		
北備讃瀬戸大橋塔架設工事	第二建設局坂出工事事務局	成井 信	25
	第三建設局向島管理事務所	平野 茂	
	(前)第二建設局坂出工事事務所		
	第二建設局坂出工事事務所	古家 和彦	
南北備讃瀬戸大橋4Aアンカレイジの施工	第二建設局計画第二課	山中 鷹志	36
	(前)第二建設局坂出工事事務所		
	第二建設局坂出工事事務所	栗原 敏広	
伯方大島大橋下部工施工報告	第三建設局維持課	重村 公登	43
	(前)第三建設局今治工事事務所		
	第三建設局今治工事事務所	高 畠 豊	
技術ニュース			48
本四技報総目次			49

臨時増刊号(大鳴門橋特集号)

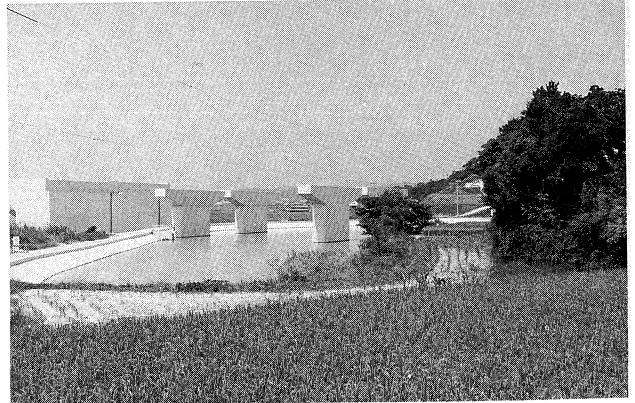
第36号 掲載予定(60.12)

- 大鳴門橋補剛桁の架設
- 大鳴門橋ケーブル架設
- 大鳴門橋基礎の挙動計測
- 大鳴門橋動態観測システム
- 大鳴門橋照明柱の耐風検討
- 大鳴門橋振動実験
- 大鳴門橋橋面工
- 大鳴門橋緩衝工の計画
- 大鳴門橋関連区間の陸上部工事
- 大鳴門橋関連区間の維持管理設備
- 門崎高架橋振動実験および振動計測



洲本 I.C. 工事(洲本管理所)

(60年 8 月)



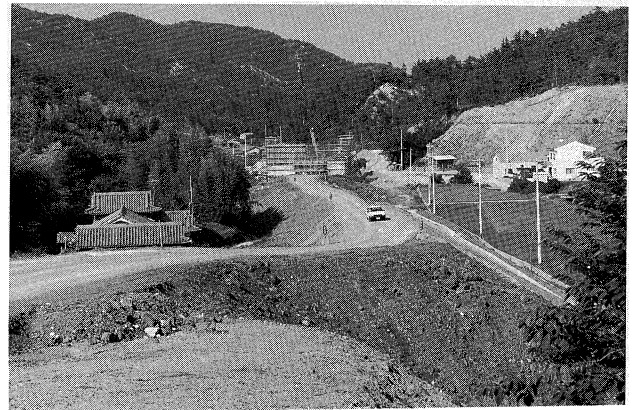
長田工事(平池橋下部工完了)

(60年 8 月)



成相川工事より松田工区を望む

(60年 8 月)



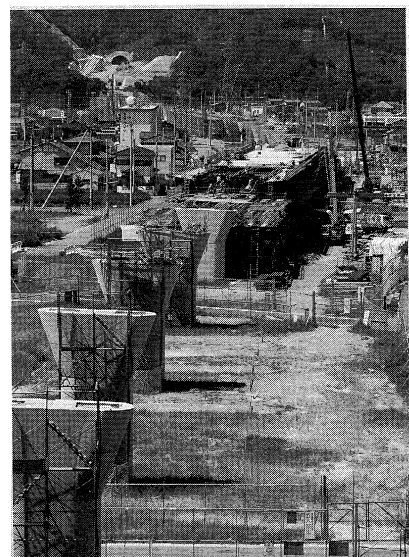
志知奥工事(パイロット道路)

(60年 8 月)



大鳴門橋仮設備撤去工事(その 1) 2P 仮設材撤去

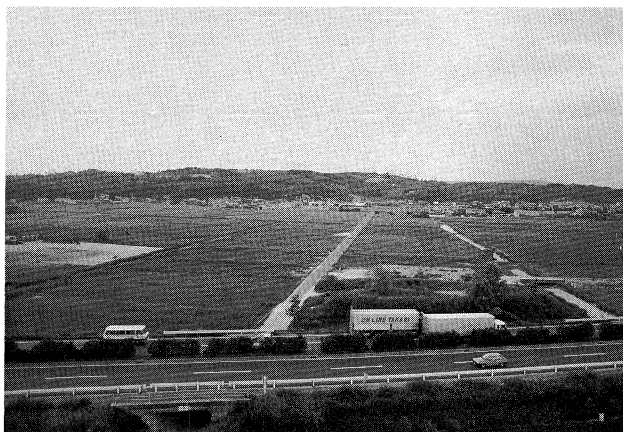
(60年 8 月)



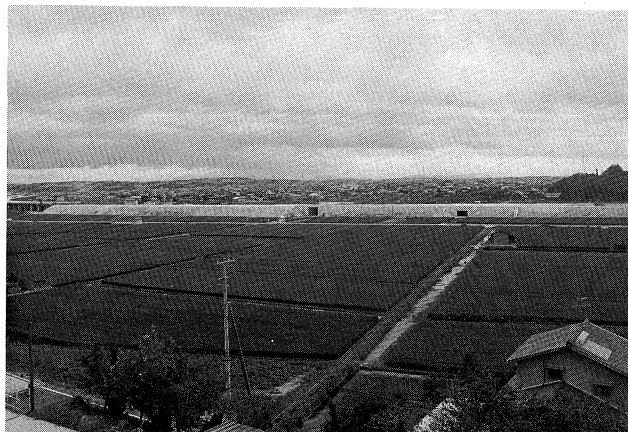
撫養高架橋PC上部工(その 1) 工事

(60年 8 月)

児島～坂出ルート



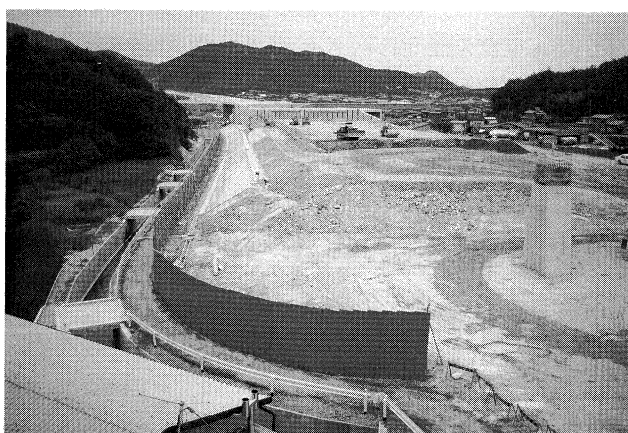
一般国道30号山陽自動車道早島 I.C.(その1)工事
(60年9月)



一般国道30号亀山工事
(60年9月)



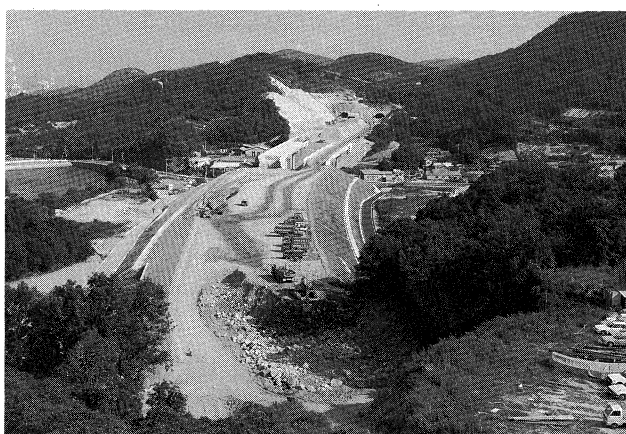
一般国道30号水島 I.C.(その2)工事
(60年9月)



一般国道30号福江稗田工事
(60年9月)



一般国道30号塩生工事
(60年9月)

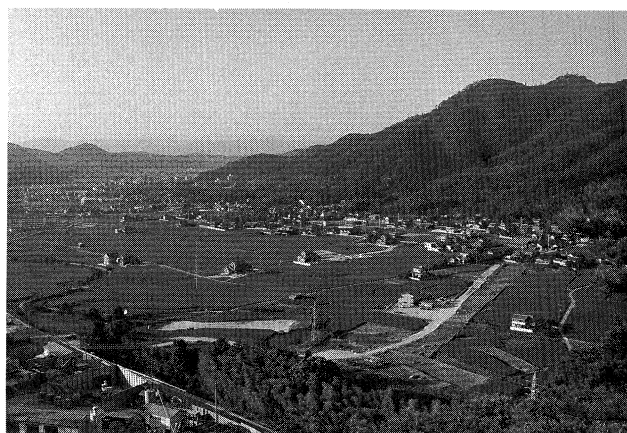


一般国道30号通生工事
(60年9月)

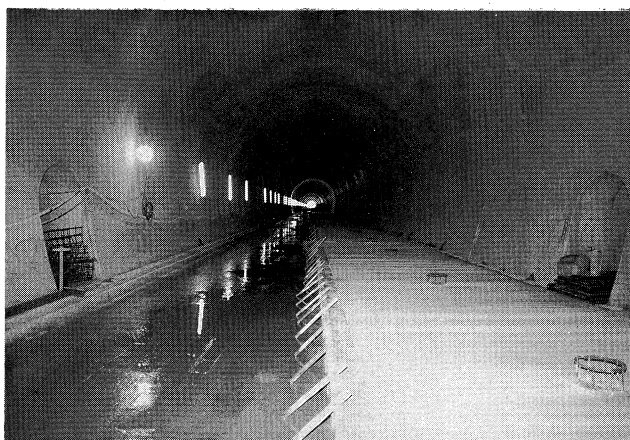
児島～坂出ルート



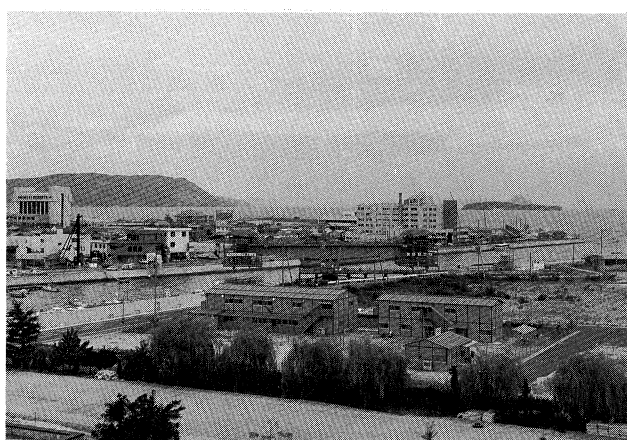
一般国道30号阿津道路(その2)工事 (60年9月)



本四備讃線木見高架橋(その1)工事 (60年9月)



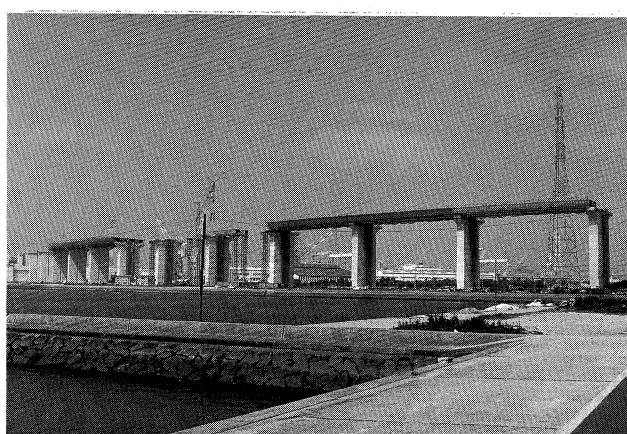
本四備讃線福南山トンネル南工区工事 (60年9月)



本四備讃線小田川橋梁上部工工事 (60年9月)

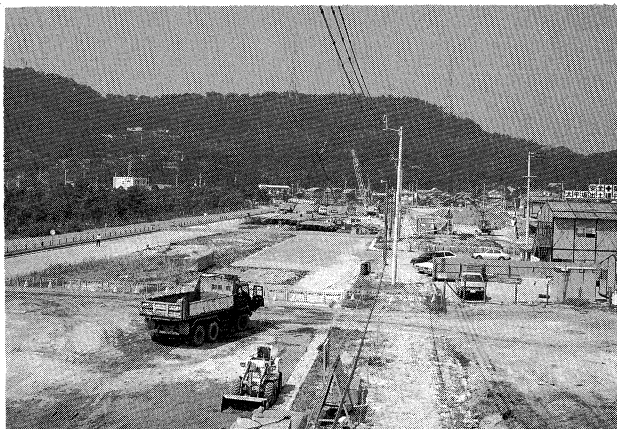


本四備讃線阿津地区PC上部工工事 (60年9月)

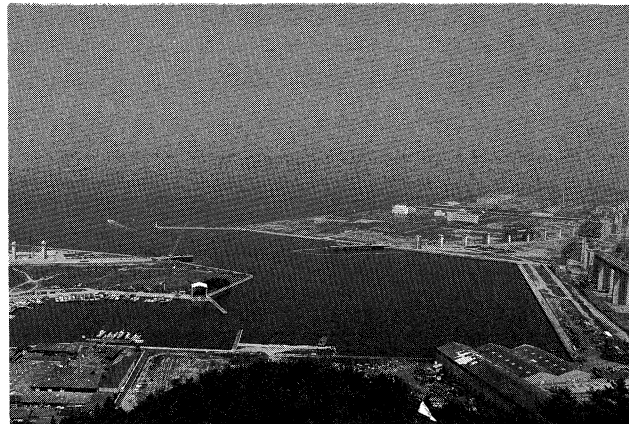


一般国道30号番ノ州高架橋上部工架設工事 (60年9月)

児島～坂出ルート



一般国道30号坂出北 I.C. 高架橋下部工(その2)工事
(60年9月)



本四備讃線北浦橋梁下部工事
(60年9月)

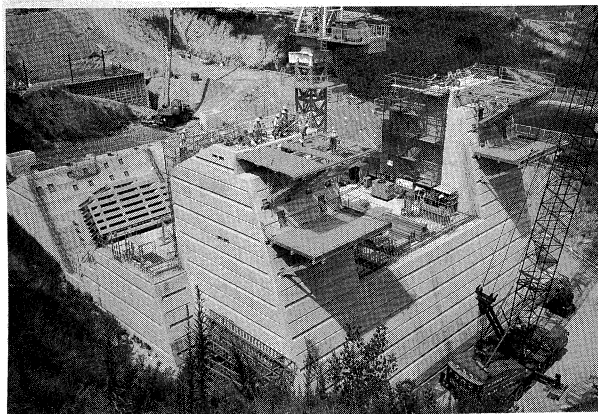
尾道～今治ルート



伯方 I.C. 工事
(60年9月)



大島大橋塔架設(6P) (60年9月)



大島大橋アンカレイジ工事(7A) (60年9月)



宮窪トンネル工事 (60年9月)

明石海峡大橋への課題

Problems on the Akashi - Straits Bridge

常任参与 **大橋 昭光**
Masamitsu Ohashi

既に、因島大橋、大鳴門橋が完成し、児島・坂出ルートの下津井瀬戸大橋、南北備讃瀬戸大橋、尾道・今治ルートの大島大橋、いずれも上部工工事の最盛期を迎えて、漸く工事の見通しを得つつあり、これから明石海峡大橋への本格的取組みが始まろうとしている。

今世紀は、その前半がアメリカにおいて、その後半がヨーロッパと東洋において、数多くの吊橋が架けられており、21世紀の橋梁工学の書物には、20世紀を吊橋の発達と円熟の世紀と評するに違いない。

かつて、アメリカにおける長大吊橋の発達を容易にしたものとして、①平行線ケーブル架設法の発明、② Traveller Crane による塔の架設法の発明、③ Open Dredge Caisson 工法の発明、があげられた。

アメリカで、19世紀末から20世紀初頭にかけて盛んに用いられた Pneumatic Caisson は、当時の設備の貧弱さから事故を多発し、基礎工法として優れたものがあるにも拘らず、徹底的にきらわれ、これに替わる安全な工法の開発が要求された。この要求を満たすために発明されたのが、Open Dredge Caisson で、Pneumatic Caisson の泣き所であった深度と作業性の改善につながり、より大型で、大深度の基礎構築が可能となって、長大吊橋の計画をより容易にさせることになった。これは、比較的軟い堆積物を貫入して、平らな岩盤に基礎を置く工法として優れたものであった。

Open Dredge Caisson に工夫をして、曳航時ならびに掘削時の安定をはかったものに、San Francisco Oakland Bay 橋に用いられた Domed Caisson の開発があり、後にポルトガルの4月25日橋の基礎にも用いられた。

さらに、Mackinac 橋の基礎の一部では、Open Dredge Caisson を改良した鋼製2重壁ケーソンを用い、コンクリートにプレキャストコンクリートを採用した点で、一つの画期的な工法の開発であり、わが国にも大きな影響を与えた。

一方、アメリカで、岩が露頭したり、海底岩盤上に堆積層のない場所の基礎には、Cofferdam 工法が用いられてきた。わが国でいう締切り直接基礎工法である。この Cofferdam 工法で最も苦労したのが、Golden Gate 橋の南側主塔基礎で、南北備讃瀬戸大橋の条件と酷似しており、世が世であれば、設置ケーソン工法が最適ということになるのではなからうか。

基礎工法の選定には、幾多の先例を参考にしながらも、

その地点によって新たに克服しなければならない問題がつきまとうことが多い。明石海峡大橋の場合にも、大鳴門橋の多柱基礎工法、南北備讃瀬戸大橋の設置ケーソン工法の決定に際して行われたような、幅広い活発な議論が必要であろう。

Manhattan 橋が最初とされている Traveller Crane による塔の架設は、わが国では若戸大橋で初めて用いられ、関門橋から本四連絡橋へと、塔高200mまで、その実用性を遺憾なく発揮してきた。関門橋や南備讃瀬戸大橋で用いられた Tower Crane は高さの関係で限界があり、明石海峡大橋のように塔高300mを超える範囲には、やはり、Traveller Crane が主力になる。さらに、吊り能力の増加とともに、偏心の少ない構造のものが要求されるようになるであろう。

Air Spinning (AS) 工法で代表された平行線ケーブルの採用は、アメリカにおける吊橋の発達に大きく役立ってきた。その後、Parallel Wire Strand (PWS) 工法の出現があり、ともに平行線ケーブルの架設工法として、わが国でその技術開発がはかられてきている。

明石海峡大橋では、AS、PWS ともに、ケーブルの架設工法の対象になるものと考えられる。AS 工法は、現在下津井瀬戸大橋で行われているが、明石海峡大橋における工期短縮の目的で、アメリカで行われてきたワイヤの低張力高速曳出しに加え、Golden Gate 橋で用いられたような中央径間中央点におけるワイヤの交換方式による能率化も、いま一度検討対象としてとりあげてよい。PWS 工法は、本四連絡橋で多くの実績を得たが、さらに工期短縮の目的で、マーキング架設を対象として、問題点の実験的調査に入ったところである。

補剛桁は、その構造形式として考えられるトラス形式と箱桁形式について、まず設計の観点から詰めを行うことが当面の課題である。この架設工法は、既往の実例と本四連絡橋で開発した工法との組合わせで、工程短縮と安全の両面から工夫されることになろう。

明石海峡大橋は、技術的に本州四国連絡橋公団の最大の課題であり、これまでの吊橋における自他の経験の全てが、この橋に注がれるべきものである。公団創立当時から、大三島橋、大鳴門橋、因島大橋、児島・坂出ルートの着工に至った頃の、垣根を越えた多くの人の参画と熱い議論の汲みかわしが、いまこそ必要な時と考える。

疲労を考慮したトラス部材の製作と検査

Fabrication and Inspection of Truss Chord with Consideration of Fatigue Strength

設計部 設計第二課長代理 阪本 謙二
Kenji Sakamoto

設計部 設計第二課 鳥海 隆一
Ryuichi Toriumi

1. まえがき

本州四国連絡橋の長大併用橋では、従来の鉄道橋で実績の少ない調質高張力鋼（SM58、HT70、HT80）を多量に使用すること、および吊橋の補剛桁は活荷重による応力の割合が大きいことから、疲労に関する検討が重要である。これらの検討の一環として、鉄道荷重が作用するトラス部材を対象とした大型疲労試験を実施した結果、弦材かど溶接の微小な欠陥が疲労強度を低下させることがわかってきた。このことは疲労に関する設計基準および従来の溶接施工法の見直しを要することを示すものであり、その対策に当っては公団をはじめとし、橋梁製作会社においても多くの検討がなされてきた。

これらの検討結果に基づき、大鳴門橋および児島・坂出ルートの海峡部橋梁の設計、製作に当っては、疲労に関する設計基準の見直しを図ると共に、溶接施工に関する要求品質および作業基準等を製作基準の特記事項として定め、かど溶接の欠陥の防止に努めることにした。また、それと同時に欠陥検出精度が高く、能率のよい非破壊検査方法の開発にとりくみ、これらの機能を有する自動超音波探傷検査を実施するまでに至った。

本文は主として疲労に関する研究経緯、疲労を考慮した併用橋トラス部材の製作および品質管理方法としての非破壊検査について報告する。

2. 疲労に関する研究経緯

2.1 従来の疲労設計

大きな繰返し荷重が作用する鉄道橋では、従来から疲労の照査を行う設計方法が採られている。本四公団でも併用橋の設計に当り、上部構造設計基準の疲労に関する規定を昭和49年3月に整備した。これは土木学会に委託した研究成果¹⁾に基づくものであり、各方面で実施した疲労試験結果を反映し、国鉄の設計標準²⁾等を参考にしたものである。なお、この規定は40キロ級鋼から80キロ級鋼までの疲労許容応力度を統一した考え方に基づいて定めたものであり、繰返し数200万回、非破壊確率95%を基準にしている。

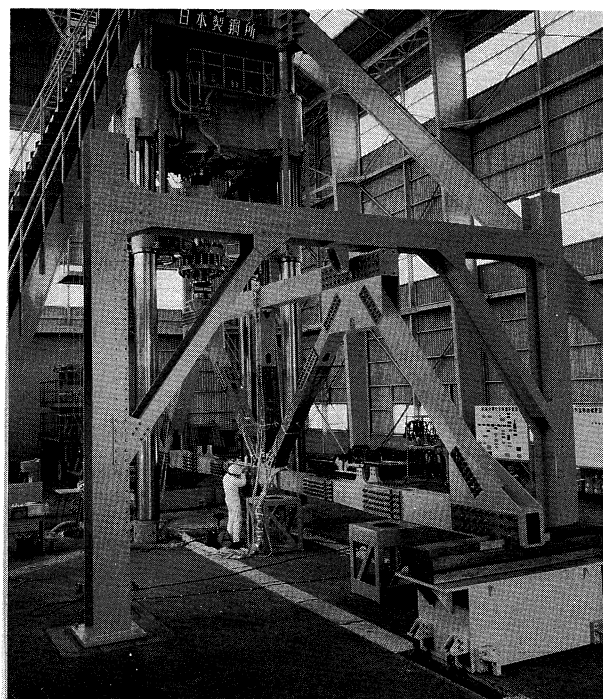
2.2 大型疲労試験の成果

本四併用橋の疲労の照査はとりあえず前項の基準によることになった。しかしながら、当時、調質高張力鋼

（特に HT70、HT80）の疲労試験データは十分とは言えず、各種継手の疲労強度の確認が必要であった。これは従来の研究によると、高張力鋼では、母材の疲労強度は引張強度の増加に伴い上昇するのに対し、溶接継手の疲労強度は引張強度の増加にかかわらずほぼ同程度か、むしろ低くなる場合があるためである。

また、本四併用橋の構造物の規模を考えれば、その疲労強度は寸法効果、溶接条件の違いおよび二次応力等の影響を考慮した検証を行う必要があった。このため、動的荷重振幅400tの世界最大級の大型疲労試験機を製作し、昭和50年3月から疲労試験を開始した。

大型疲労試験は本四連絡橋に使用される代表的な継手をモデル化した大型試験体と実部材に近い部分構造試験体について行った。このうちの吊橋補剛トラスの約1/4の模型であるトラス格点試験体の疲労試験³⁾⁴⁾（写真－1）はディテールの異なる格点部の疲労強度を検証することを目的としたものであった。しかし、この試験の結果、ガセット内のダイヤフラム取付方法に改善すべき点を見出した以外に、弦材のかど溶接に存在するルートブローホール、溶込み不整および溶着金属の垂込みなどの溶接



写真－1 トラス格点構造の疲労試験

欠陥により疲労強度がかなり低下することと、従来の製作基準による、溶接方法ではかど溶接にある程度の溶接欠陥が避けられないことが明らかになった。

トラス弦材のかど溶接は、作用応力に平行な溶接継手で、部分溶込み開先溶接またはすみ肉溶接が一般的である。この継手は、単に材片を集成することを目的としたもので、疲労強度も比較的高いと考えられていた。したがって、疲労許容応力度の等級分類も最も高いA等級にランクされていた。しかし、SM58およびHT80のトラス格点構造試験体の疲労試験結果は、この許容応力度を満足しなかったため、昭和52年8月に設計基準を一部改訂し、調質鋼の作用応力に平行な溶接継手の疲労許容応力度の等級分類をB等級に引き下げた。大鳴門橋の補剛桁はこの時点の基準で設計されたものである。

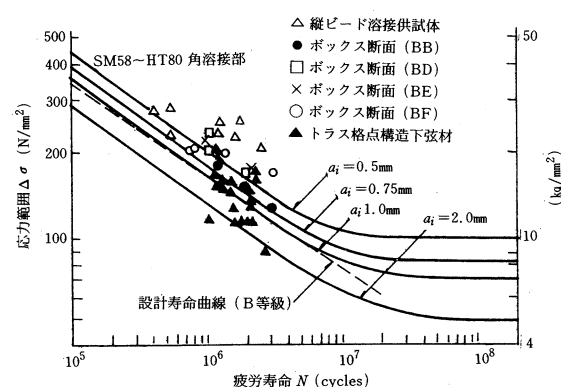
トラス格点構造の疲労試験で問題となった弦材かど溶接の溶接欠陥と疲労強度との関係を明らかにするため、かど溶接を対象とした大型疲労試験を引き続き実施した。その結果、疲労亀裂は応力の繰返しのごく初期に発生し、疲労破壊に至るまでの寿命の大部分は疲労亀裂の進展で占められることが明確になった。この疲労特性の解明には破壊力学の手法を用いることが有効である。

破壊力学を用いて計算したかど継手の疲労寿命と初期亀裂寸法（欠陥寸法）の関係を図-1に示す。この結果は大型疲労試験結果とよく一致することから、かど継手の疲労強度は欠陥寸法の影響を大きく受けることが明らかになった。これらの研究成果⁵⁾に基づき、昭和57年12月に上部構造設計基準の疲労に関する規定を全面的に改訂した。昭和56年度の末から58年度の末にかけて順次発注された児島・坂出ルート海峡部橋梁の上部工は、詳細設計においてこの新基準による疲労の照査を行っている。

2.3 溶接欠陥の許容値

前述のように、かど継手の疲労強度は溶接欠陥寸法の影響を大きく受けるため、設計基準の適用に当たっては、製作時の溶接欠陥が所定の許容値を超えないことが前提である。

調質高張力鋼を用いたかど継手に適用されるB等級の設計寿命曲線は、図-1に示したように欠陥寸法の半径を1.0mmとした推定寿命曲線とほぼ一致する。したがって、かど溶接のブローホールの許容値は、安全側を考えて直径1.5mmとすることにした。しかし、実際の設計ではすべての部材が疲労で断面が決定されるわけではないため、活荷重による応力の割合が小さい部材については欠陥寸法の許容値を緩和することとし、表-1に示すように設計計算から得られる作用応力範囲と疲労許容応力



注) a_i : 初期亀裂 (欠陥) の半径
供試体の欠陥寸法 (内接円の半径):
縦ビード溶接供試体: 0.3~0.6mm
ボックス断面 (BB) 0.9~1.7mm
ボックス断面 (BE) 0.3~0.4mm
トラス格点構造下弦材 0.05~2.5mm

図-1 推定寿命曲線と実験値の比較

表-1 調質高張力鋼を用いた部材の等級分類と検査基準

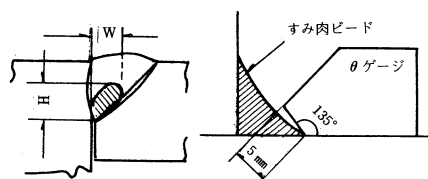
部材分類	応 力 範 囲 許 容 応 力 範 囲	製 作				保 守		
		製作基準	検 査			検査記録	検 査	
			立合いの有無	欠陥の許容寸法	超音波探傷			止端フラック角
特 A	$0.7 \leq \sigma_r / \sigma_{fd}^B$ あるいは $0.85 \leq \sigma_r / \sigma_{fd}^C$	「鋼橋等製作基準」および「調質高張力鋼を用いた部材の角溶接に対する追加事項」	原則として全数立会い	$W \leq 1.5 \text{ mm}$ $H \leq 4 \text{ mm}$ $\theta \geq 120^\circ$ (135°)	角溶接全数	リブ十字溶接全数	永久保存	定期
A	$0.5 \leq \sigma_r / \sigma_{fd}^B < 0.7$ あるいは $0.6 \leq \sigma_r / \sigma_{fd}^C < 0.85$		必要により	$W \leq 3 \text{ mm}$ $H \leq 6 \text{ mm}$ $\theta \geq 120^\circ$ (135°)				
B	$\sigma_r / \sigma_{fd}^B < 0.5$ あるいは $\sigma_r / \sigma_{fd}^C < 0.6$			$W \leq 6 \text{ mm}$ $H \leq 6 \text{ mm}$	全数の約20%		必要により	必要により

ここに、

① σ_{fd}^B , σ_{fd}^C はそれぞれ角溶接、リブ十字溶接の疲労許容応力範囲

② W, H はそれぞれブローホールの短径および長径で、許容値を満足しない場合は、その部分をガウジング後に補修溶接をしなければならない。ただし、B部材については管理目標はA部材と同様とする。

③ θ はリブ十字溶接の止端フラック角で、これを満足しない場合はその部分をグラインダーで仕上げる。ただし、() は図に示す θ ゲージで検査する場合。



範囲の比によって部材を分類し、それぞれに対して欠陥の許容値を定めた⁶⁾

また、表-1に示すリブ十字溶接は弦材ダイヤフラム等のすみ肉溶接である。この場合はビード止端部より疲労亀裂が発生するため、ビード止端部の形状がなめらかであることが要求される。調質高張力鋼では従来の低水素系溶接棒を使用すると、ビード形状が凸状となり、設計疲労強度を満足しない。これでは高張力鋼を使用するメリットがなくなるため、種々検討の結果、ビード形状のよい溶接棒の開発を溶接材料メーカーに要請し、それにより設計疲労強度を満足する溶接を行うことにした。疲労強度に大きな影響を与える止端部の形状はフランク角 θ で管理することにし、大型疲労試験等の結果を考慮して許容値を定めた。

3. 疲労を考慮したトラス部材の製作

3.1 かど継手の欠陥の発生要因とその対策

大型疲労試験の結果、かど継手の疲労強度と溶接欠陥の関係が明らかになるに伴い、溶接欠陥の防止と施工法の改善が大きな課題となった。各方面でその防止方法について多くの実験と検討が加えられた。これらの研究成果は、「調質高張力鋼製作研究会」および大鳴門橋の補剛桁の製作の指導を契機として昭和55年度より設けられた「本州四国連絡橋製作検討委員会」（奥村敏恵委員長）の報告書等にまとめられている。⁷⁾⁸⁾⁹⁾

以下にその概要を述べる。

(1) ルートブローホールの発生要因と対策

ブローホールは溶接金属中に存在する微小な空洞であり、一般にルート部に開口しているためルートブローホールと称している（写真-2）。ブローホールの主な発生原因は、開先面のプライマー、酸化被膜、錆、水分等の不純物が溶接熱によってガスとなり溶接金属中に捕そくされるためである。なかでも、プライマーとガス切断時の酸化被膜（図-2）が最大の原因であり、溶接前にこれらを完全に除去すればルートブローホールの発生を著しく少くすることができることがわかった。このことに関する実験結果の一例として研削量とルートブロー

ホールの発生率の関係を図-3に示す。この結果から、 120μ 以上の研削量があれば 1mm 以上のルートブローホールの発生は、ほとんど防止できることが認められる。

次にルートブローホールとルートギャップの関係であるが、かど継手のウェブとフランジが密着した状態（ルートギャップ=0）では過去の実験結果から一般的にルートブローホールは発生しにくい。ルートギャップは鋼板の単体精度および組立精度上生ずるもので、ギャップが大きくなるとスラブ巻込みや後述する溶接金属の垂込みが生じ、それに伴いルートブローホールも発生しやすい。

ルートギャップが生じる原因として考えられることはまず鋼板の平坦度（特に小波）と端面の直角度である。その他、板継ぎによる面外角変形、ウェブ板継ぎの余盛仕上げの母材すり込み、落とし込みフランジのはめ込み余裕、ダイヤフラムの幅寸法等が考えられる。

落とし込みフランジの直角度については図-4に示す状態の場合、フランジ下端がウェブと接触しているので、かど溶接を行うとルートフェース中の空気が溶接熱により膨脹し、気泡となって溶接金属中に吹上げるため微小なルートブローホールが多発する傾向がある。表-2はこのことを確認した実験例で中央の密閉形が図-4に相当する。密閉形では発生するブローホールは量的にも多く、また、大きさも大きいことがわかる。



写真-2 ブローホール（1.8×2.5mm）と疲労破面

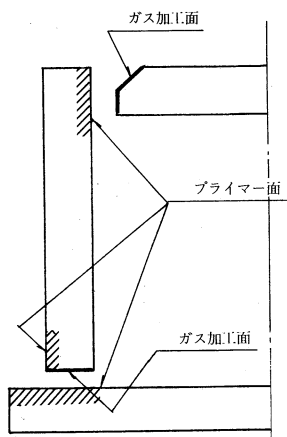


図-2 開先面の処理

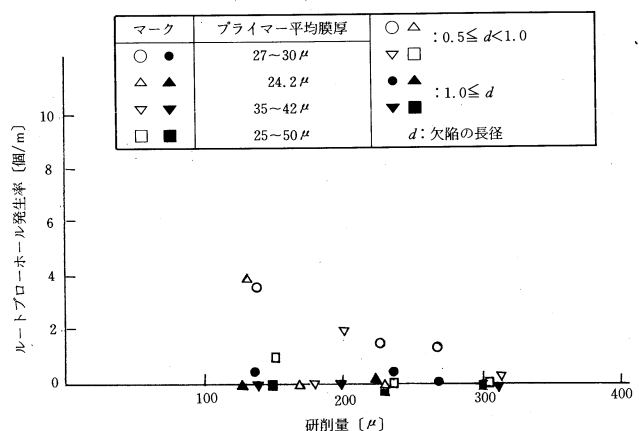


図-3 研削量とルートブローホール発生率との関係

さらに、組立後開先面への結露によりルートフェースが発錆したり、開先内部に異物が混入すればルートブローホールの発生原因となる可能性がある。

組立後の放置時間とルートブローホールの発生率の関係を調査した結果を図-5に示す。この結果によると72時間放置までにおいて特にルートブローホールの発生に対して有意な差は認められない。72時間を超えると漸増する傾向になるが、ばらつきを考えるとそれ程顕著でない。これらの結果から、組立後長時間放置することによるルートブローホール発生におよぼす影響は、結露による発錆よりも開先内への異物の混入の方が主であると考えられる。組立後本溶接までの時間が長いと、開先内へ異物が混入する機会が多くなる。ルートギャップがある場合は異物の除去が困難である。そこで仮付溶接後、仮付溶接のない部分にシーリングビードを置き、ルートフェースを完全に密閉することにより異物の混入を防ぐことにした。

(2) 溶込み不整の要因と対策

弦材かど溶接の疲労強度に影響をおよぼす要因としてルートブローホールと並んでルート部の溶込み不整がある。これは溶込み線の凹凸による切欠効果が疲労亀裂の発生原因となるためである。

溶込み不整が生ずる原因としては、仮付溶接の再溶融不良、溶接条件の変動等が考えられる。特に、仮付溶接は一般に手溶接または半自動溶接で行うため溶込み深さは一様になりにくい。これに対し、本溶接は自動溶接で行うので一様な溶込みが得られやすい。したがって、仮付溶接部の溶込み不整を防ぐためには、仮付溶接を本溶

表-2 ルート部の形状とルートブローホールの発生率

ルート部の形状	No	ルートブローホール発生率N/m (d=長径) mm			
		$0.5 \leq d < 1.0$	$1.0 \leq d < 1.5$	$1.5 \leq d < 2.0$	$2.0 \leq d$
密閉型	1	144.3	121.5	31.1	19.2
	2	107.8	254.8	33.8	24.7
通常型	1	1.8	0	0	0
	2	2.7	0	0	0
開放型	1	0.9	0	0	0
	2	0	0	0	0

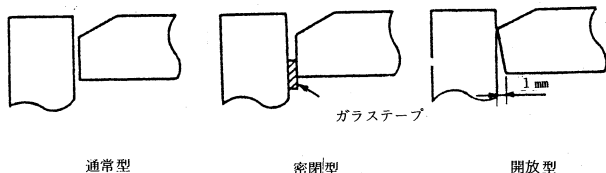
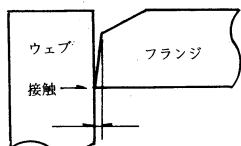


図-4 密閉型のルートギャップ



接で再溶融することが最も確実で効果的な方法である。しかし、このような施工法は、溶込みが深くなるため高温割れの危険性も出てくるので開先形状、溶接条件等の設定が重要となる。

また、シーリング溶接の実施も溶込み不整の防止に効果がある。これは仮付溶接のある部分とない部分を同一溶接条件で連続して溶接すると、仮付溶接のない部分で溶込みが深くなるためである。図-6はこのことを示す実験結果の一例であり、シーリング溶接を実施しない場合には約4mmの溶込み量の変動がみられるのに対し、全長に仮付けおよびシーリング溶接がある場合は、ほぼ一様な溶込み量が得られることがわかる。

溶接の電流と電圧の変動も溶込み不整の原因となる。実施工においては一本の弦材の長さは20mを超える場合もある。その場合、1パスの溶接時間は1時間以上にな

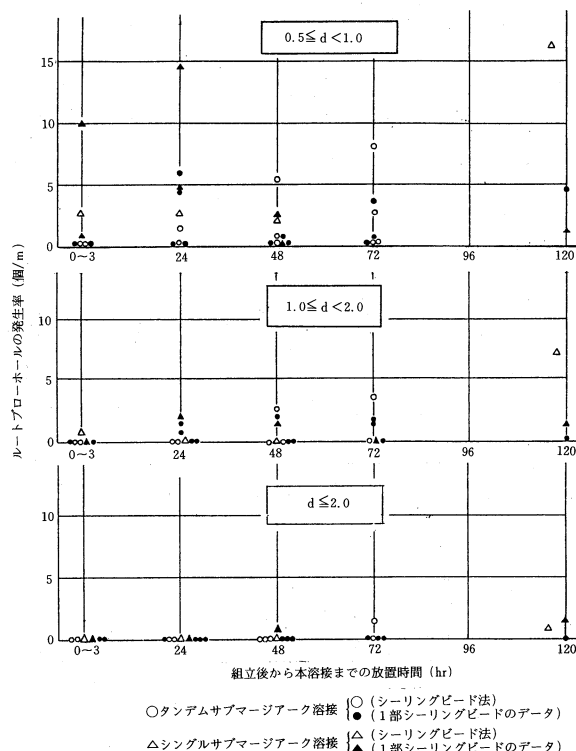


図-5 放置時間とルートブローホールの発生率の関係

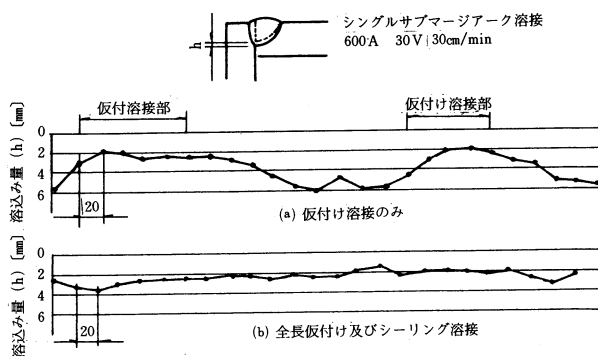


図-6 溶込み深さの変化状況

るため、その間に、溶接電流は入力電圧（一次電圧）の変動により変化することも考えられる。したがって、かど溶接用溶接機につなぐ電源は専用トランスを用いるか、ほかの溶接機と併用する場合は十分な容量のあるトランスを用い電源電圧に変動がないようにしなければならない。なお、併用電源の場合は、クレーン等の大型機器との併用は避けるべきである。

(3) 垂込みの発生要因と対策

かど継手の溶接は、一般にサブマージアーク溶接を使用し、しかも仮付溶接を再溶融するためにより高い電流を使用する。このため溶込み線からルート面に溶着金属が垂込むことがある（図-7）。この現象を一般に「垂込み」または「溶落ち」等と称している。

垂込みは溶接方法や溶接条件で防止できるものではなく、ルートギャップが最大の要因である。図-8に示すようにルートギャップが0.6mm程度になると溶込み深さに影響が現れ始め、かつ垂込みが発生し始める。さらにギャップ量が0.7mm以上ではほぼ全長に発生し、その程度もギャップの増大とともに著しくなってくる。

なお、ルートギャップと垂込みおよび疲労強度に関する研究結果¹⁰⁾を図-9に示す。ルートギャップが0.5mm以下の場合は疲労強度の低下がみられないことがわかる。

3.2 製作基準への反映と実施工

以上述べたように疲労上有害となる溶接欠陥の発生防止には、従来の溶接施工法の改善が必要である。したがって、大鳴門橋および児島・坂出ルート海峡部の補剛桁等の製作工事はそれまで得られた研究成果を要求品質として統一するため、特記仕様書に製作基準の補足特記

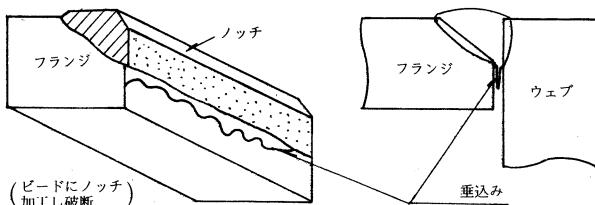


図-7 垂込み

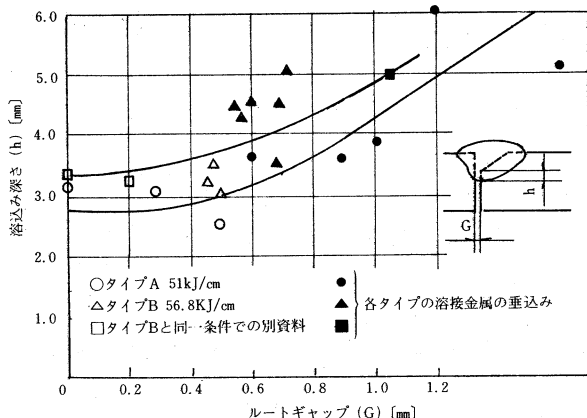


図-8 ルートギャップと溶込み深さ及び溶接金属の垂込み

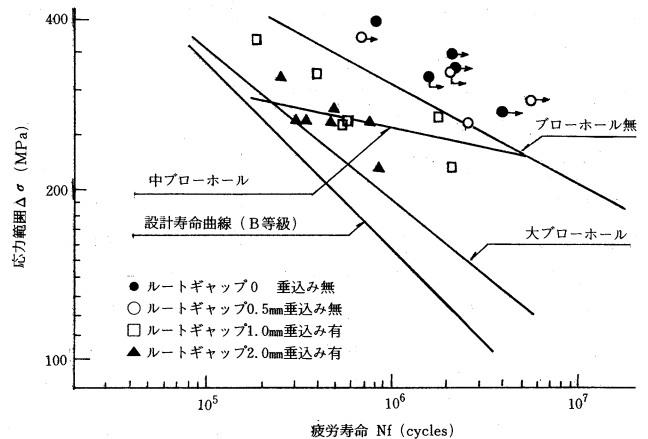


図-9 ルートギャップと垂込みおよび疲労強度の関係

事項を付して発注された。特記仕様で示した調質高張力鋼を用いた部材のかど溶接に対する「鋼橋等製作基準」の追加事項は以下のとおりであり、ほぼ前項の内容をまとめたものである。

- (1) 開先面およびルート部をガス切断により加工した場合、グラインダがけなどによりドラグライン（縞状の酸化被膜）は完全に除去しなければならない。
- (2) 組立に際し、かど継手のルートギャップは、仮付後において0.5mm以下とする。
- (3) かど継手の仮付溶接は原則として自動溶接によるストレートビードとする。なお、手溶接または半自動溶接により所要の性能が得られる場合はこの限りではない。
- (4) バーナーで予熱する場合は、直接開先をあぶってはならない。
- (5) 溶接
 - ① 溶接施工法は健全なルートが得られ、高温割れなど有害な欠陥が生じない方法を選定する。
 - ② 溶接条件は十分な溶込みを確保し、仮付け溶接が完全に再溶融されるものを選定する。
 - ③ 溶接電源および装置は、溶接後の品質を十分保証できるものとする。
 - ④ 溶接面および隣接部分は、溶接に先立ち、グラインダにより研削し、金属前処理塗装などを取除く、この場合、グラインダの目は溶接線と平行とする。また、溶接面および隣接部分は有害なごみが付着しないよう保護するものとする。
 - ⑤ サブマージアーク溶接を使用する場合は、原則として初層はストレートビードの自動溶接とし、手溶接および半自動溶接は行わないものとする。

実施工においては、各製作会社は上記事項の適用のため、各施工工程毎に細く管理項目や施工要領を定めている。さらにあらかじめ実寸大のパイロットメンバー等による溶接施工試験を実施し、要求品質を満足するための施工方法の妥当性を確認している。また、これらの検討にあたっては「本州四国連絡橋製作検討委員会」の指導を受けている。

4. 非破壊検査

4.1 自動超音波探傷装置の開発

このように細心の配慮のもとに製作された部材においても疲労強度を低下させる溶接欠陥の有無を確認するため、非破壊検査を実施することが必要である。

検査方法は、箱形断面トラス部材のかど継手部においてはその形状より放射線透過試験の適用が困難なため、超音波探傷により非破壊検査を行うのが最適と考えられた。しかし、従来の超音波探傷は手探傷が主流であったため記録が残らず、判定が検査者の技量に左右される傾向があった。また、ルートブローホール等のここで初めて問題になった微小な溶接欠陥は探傷の対象外であったため、それらに対する探傷能力も不十分なものであった。そのため、これらの欠点を補い、探傷能力の高い超音波探傷装置を開発する必要が生じた。

探傷装置の能力としては、少なくとも $\phi 1\text{mm}$ 程度のブローホールが検出、判別でき、溶接線の不整、溶込み不足、割れ、スラグ巻込み等の情報が得られることの他、記録性、検査の高能率性が求められた。

大鳴門橋の製作を前に、数種類の超音波探傷装置が提案され、製作検討委員会において比較検討の結果、大鳴門橋においてはA.U.T.法が採用された⁹⁾。

その後、児島・坂出ルートの上部工製作が最盛期を迎える時期をひかえ、A.U.T.法も精度向上のための改善がなされると共に、他の超音波探傷装置についても改善がなされ、製作検討委員会において、各種欠陥の検出に対し、十分な探傷精度を持つものと認められた¹¹⁾。

この結果、児島・坂出ルートの上部工製作の検査では、A.U.T.法をはじめ数種類の超音波探傷装置が活躍している。

4.2 超音波探傷装置の特徴

(1) 探触子

探触子については超音波のビーム束を絞るフォーカスタイプのものをを用いている。これにより、分解能の向上を計り溶込み線の凹凸とルート部欠陥を区別している。また、ビーム束を十分に絞れる範囲は限られているため、探傷する板厚に応じて探触子を交換している。

超音波の入射する方向についても垂直方向のみでなく角度をもたせる斜角探傷を行うことにより、欠陥検出能力の向上を図っている。

1台の探傷装置に2～5個の探触子をセットし、各々の探傷対象の限定、垂直探傷と斜角探傷の併用などを行っている。

(2) 走行方式

探傷装置は全て自動走行であり、走行方式は、溶込み線に沿って走行するもの（ルートトレース方式）と、溶接線上をジグザグに走査するもの（スキニング方式）とに分けられる（図-10）。

1) ルートトレース方式

ルートトレース方式は、ポイントフォーカスの溶込み線検出用垂直探触子によって未溶着部からの反射エコーをとらえ、探触子が未溶着部側に寄るほど反射エコーが大きくなることを利用し、反射エコーが設定値に近付くように装置の位置を調整することにより溶込み線を追跡する方式である。（図-11）

大鳴門橋において検査に用いられたA.U.T.法もルートトレース方式であるが、当初は未溶着部分が圧着している場合などに正常に溶込み線を検出できない現象が生じた。この対策として、溶込み線検出用探触子をやや溶接側に寄るように設定するなどの処置をし、圧着現象が発生しても正常なルートトレースが行えるように改善が加えられた。

また、欠陥が検出された位置では溶接線方向にスライスするような探傷（精密探傷）を実施している。

2) スキニング方式

スキニング方式は、溶込み線をはさんでジグザグ走行をする方式であるため、ルートトレース方式に比べてジグザグ走行に時間がかかり探傷能力が落ちる傾向がある。このため、機種によっては通常の探傷では走査ピッチを欠陥を見落さない程度に粗くし、欠陥が検出された時点で走査ピッチを細かくして探傷（精密探傷）している。

(3) 記録方式

記録方式は走行方式に伴い2種類に分類できる。

1) ルートトレース方式

各探傷子で検出された反射エコーの大きさをペンレコーダーにより記録する。また、溶込み線形状は装置の軌跡を描くことにより記録される。その一例

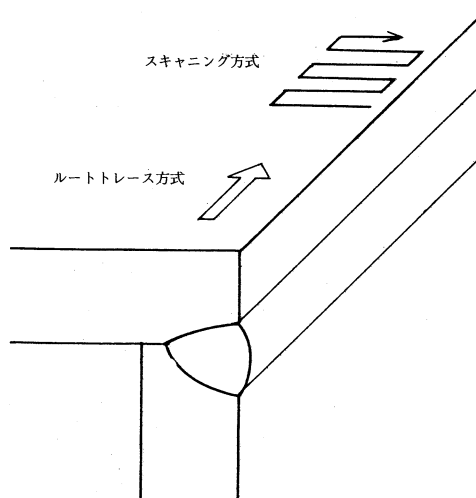


図-10 探傷装置走行方式

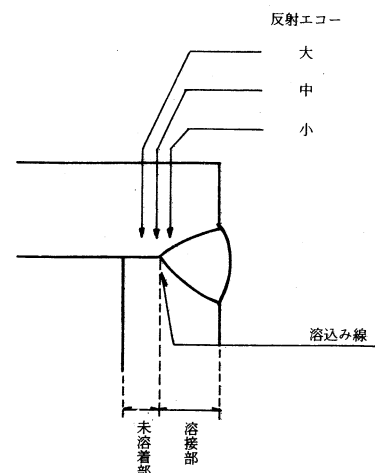


図-11 未溶着部よりの反射エコー

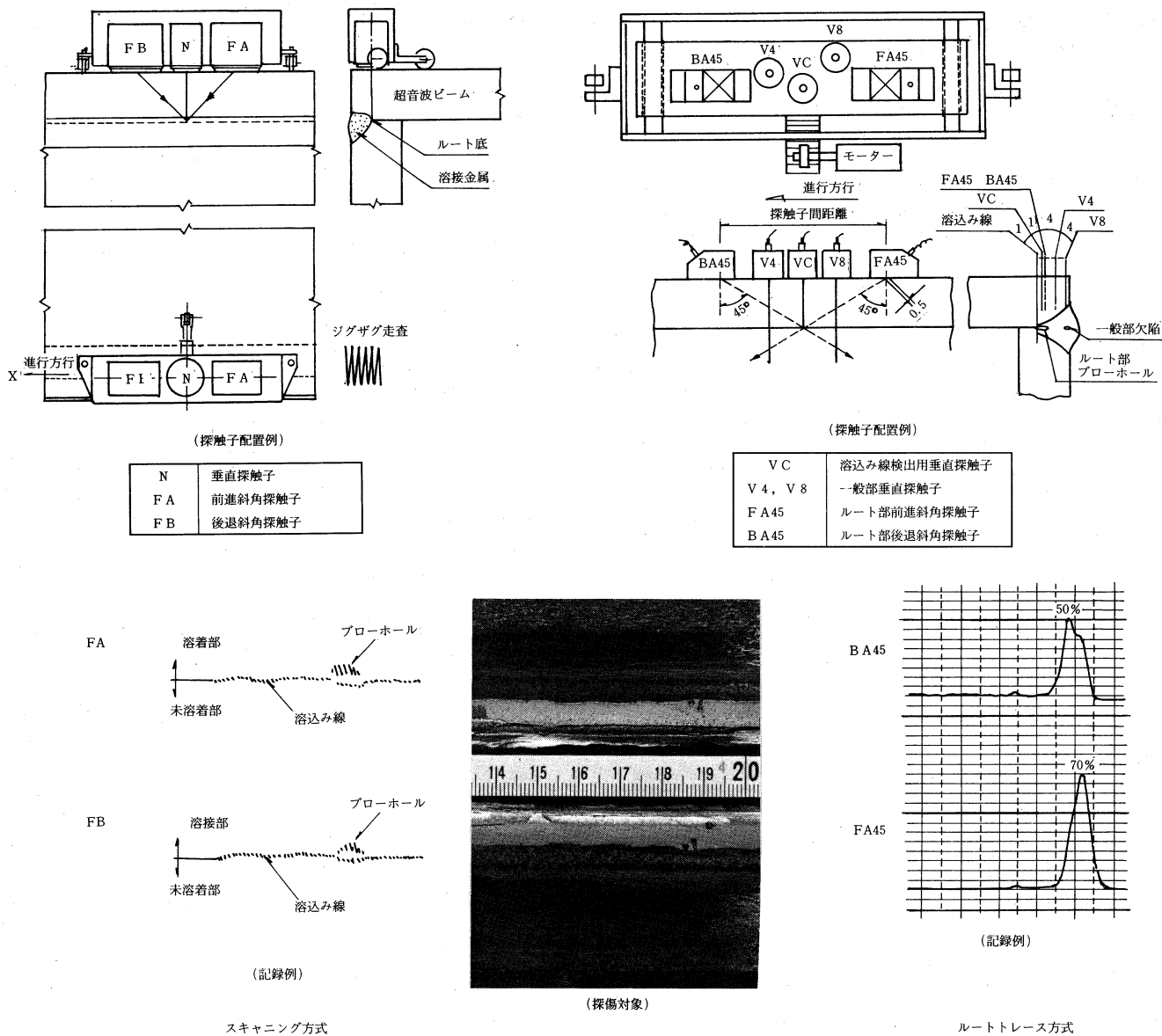


図-12 探触子配置例および欠陥記録例

(A.U.T 法) を図-12に示す。ブローホールによる反射エコーが認められる。

2) スキャン方式

探触子が欠陥上を走査しているため、設定したレベル以上の反射エコーが返ってきた部分を描くことにより、欠陥形状を記録することができる。溶込み線形状についても未溶着部からの反射エコーの範囲を描くことにより記録できる。図-12にその一例を示す。図で黒い楕円形状をした部分がブローホールを示している。

4.3 欠陥検出要領

BH…ルート部ブローホール
D ……一般部欠陥
N ……底面傷 (寸法を推定)
T ……垂込み (寸法を推定)
ME…材料の偏析 (位置および範囲を推定)

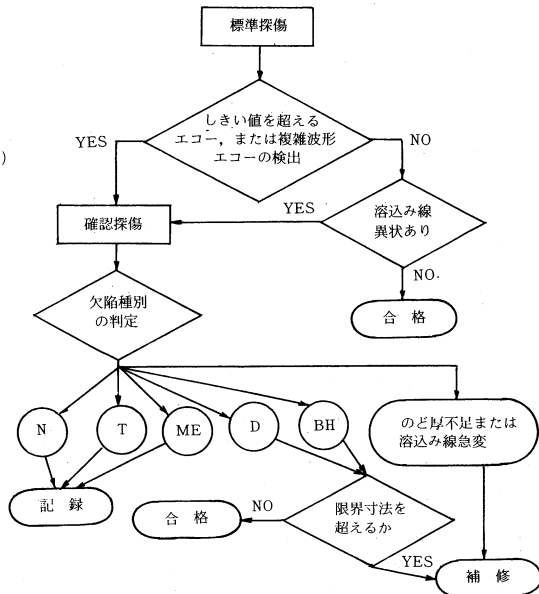


図-13 欠陥判定フローチャート

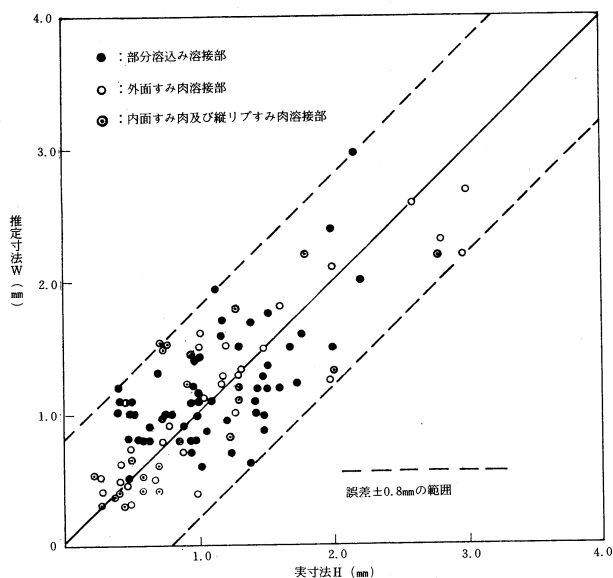


図-14 ブローホール寸法推定精度 (W寸法)

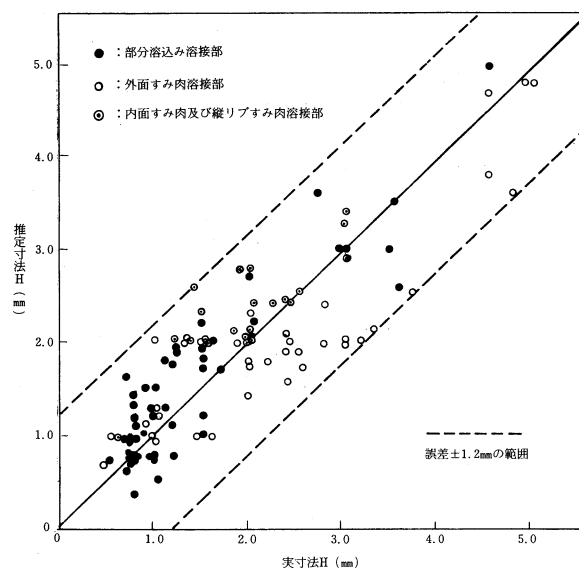


図-15 ブローホール寸法推定精度 (H寸法)

欠陥の検出は、欠陥より反射してくる反射エコーを判別することにより行う。ルートブローホールの寸法の推定には、反射エコーの大きさ、反射エコーの返ってくる範囲によっている。

ブローホール寸法としてW寸法、H寸法(表-1参照)を用いているが、W寸法については垂直探傷、斜角探傷でも直接に対応づける探傷ができないため、W寸法と他の寸法の影響を受けているデータを、一つの仮定のもとに分解して推定を行っている。

なお、ブローホール以外の溶接欠陥を含めた欠陥判定フローチャートを図-13に示す。

4.4 ブローホールの寸法推定精度

ブローホール寸法推定精度については、W寸法1.5mm(特A部材における許容値)において $\pm 0.8\text{mm}$ 以内の精度が要求された。これに対し、数種類の探傷装置により溶接欠陥を含んだ試験体を探傷し、その後、溶接部を割りブローホール寸法を実測し、超音波探傷により推定した寸法と比較したものを図-14に示す。推定寸法の精度は $\pm 0.8\text{mm}$ 以内に収まっている¹²⁾。

H寸法について同様の比較を行った結果を図-15に示す。推定寸法の精度は $\pm 1.2\text{mm}$ 程度に収まっている¹²⁾。

また、溶込み線形状についても急激な変化に十分、追従できることが確認されている。

5. あとがき

疲労を考慮した併用橋トラス部材の溶接施工に要求される品質は、これまでの鋼橋の工場製作に例をみない厳しいものである。これに対処するための製作方法は、大鳴門橋の補剛桁製作工事において、一応確立されたが、現在も児島・坂出ルートの上部工製作工事において、疲労に有害となる溶接欠陥の発生を最少限にするための努力が重ねられている。また、非破壊検査方法としての超

音波探傷も欠陥の検出精度を上げるための検討がなされている。

最後にこれまで長年にわたり疲労設計および疲労を考慮したトラス部材の製作に関する研究に御尽力頂いた「土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会」ならびに「海洋架橋調査会・本州四国連絡橋製作検討委員会」の委員の皆様、大型疲労試験の実施にあられた日本建設機械化協会・建設機械化研究所の関係各位および多くの実験と資料のとりまとめにあられた橋梁製作会社の関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書、別冊2 昭和49年3月
- 2) 土木学会：鋼鉄道橋設計標準解説 昭和49年4月
- 3) 田島，奥川：80キロ鋼を使用したトラス格点構造の疲労試験、橋梁と基礎 1978年9月
- 4) Tajima J, Takena K, Miki Ch and Ito F: Fatigue Strengths of Truss Made of High Strength Steels, Proc. of JSCE No. 341, January 1984
- 5) 土木学会：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54年度～57年度)
- 6) 海洋架橋調査会：本州四国連絡橋の補剛トラス製作に関する検討報告書 昭和58年3月
- 7) 海洋架橋調査会：調質高張力鋼製作研究会報告書 昭和55年3月
- 8) 海洋架橋調査会：調質高張力鋼製作研究会報告書 昭和57年3月
- 9) 海洋架橋調査会：本州四国連絡橋の補剛トラス製作に関する検討報告書 昭和57年3月
- 10) Miki Ch, Nishino F, Sasaki T, and Mori T: Influence of Root Irregularity on Fatigue Strength of Partially-Penetrated Longitudinal Welds, Proc. of JSCE. No. 337, September 1983
- 11) 海洋架橋調査会：本州四国連絡橋の補剛トラス製作に関する検討報告書 昭和60年3月
- 12) 海洋架橋調査会：併用橋の非破壊検査方法の検討報告書 昭和60年3月

鷺羽山トンネルの施工

Construction of Washuzan Tunnel

児島工事事務所 第二工事長 長谷川 滋
Shigeru Hasegawa
児島工事事務所 第二工事長代理 佐藤 正人
Masato Satoh

1. まえがき

鷺羽山トンネルは、本州四国連絡橋児島・坂出ルート
の本州側最南端にある鷺羽山西麓を貫くトンネルである。
(図-1)

このトンネルは、当初オープンカット案で計画された
が、自然景観及び周辺環境の保全等の見地から技術的検
討を重ねた結果、トンネル形状に変更されたもので、上
段に道路トンネル上下線と下段に鉄道トンネル新幹線用、
在来線用2本の世界ではじめての近接4つ目トンネル構
造となっている。(図-2)

この4つ目構造については、鷺羽山トンネル南坑口が
道路、鉄道併用の吊橋である下津井瀬戸大橋に接しており、
吊橋の断面構成をそのまま、トンネル内まで延長せ
ざるを得ないためである。

このためにトンネルの安定問題、工事の安全性経済性
が過去の経験的要素の統合だけでは、十分対応しきれない
難しい問題を含むことになり、この問題を解決するため、
これまで多くの理論的な安定解析を行い、また、工事
においては、地山の挙動を把握するため各種計測を実
施している。

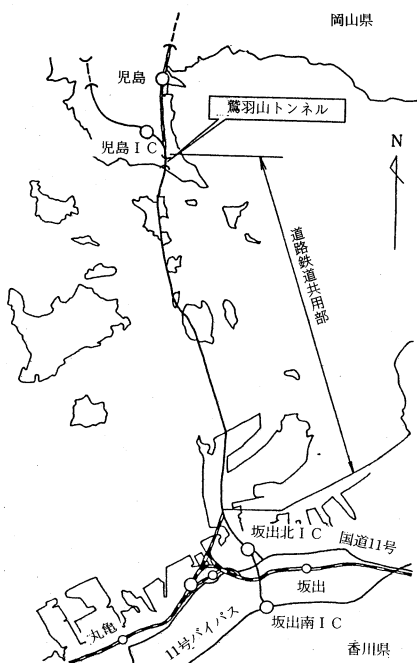


図-1 鷺羽山トンネル位置

現在、下段の鉄道トンネル2本が覆工コンクリートも
含めて完成し、上段の道路トンネルの掘削に着手してい
る。そこで本報告書は、このほど完成した鉄道トンネル
の施工結果(計測も含む)と道路トンネルの施工計画に
ついて報告するものである。

2. 鷺羽山トンネルの施工概要

2.1 地 形

鷺羽山は瀬戸内に突き出た半島のほぼ先端に位置し、
その稜線はおおむね東西方向に約1.5km程延びており、
南北方向に0.6km、標高137mの丘陵状の山である。この
山麓に沿って県道鷺羽山停車場が走っており、その外周
は、すぐ瀬戸内海に没している。また、稜線の南北両斜
面には小規模の浅い谷が点在し、とくに南側斜面には、
大小の転石が露頭している。

鷺羽山トンネルは、この鷺羽山の西端部を南北に貫き、
道路、鉄道の計画高が高いため、道路トンネルからの土
被りは、最大でも約30mしかなく、かなり薄くなってい
る。

2.2 地 質

地質は、数多くのボーリング、トンネル延長分の水平
ボーリングおよび延長分の調査坑の堀削と岩盤試験によ
り事前に十分把握した。

図-3は、それらの結果より作図した路線中心におけ
る地質縦断面図であるが、一部の表土を除いてほとんど
が火成岩で構成されている。そのおもな部分は、黒雲母
花崗岩であり、他に閃緑岩で代表される塩基性岩類の分
布もみられる。花崗岩類と塩基性岩類の分布から見て花
崗岩類が塩基性岩類の後から貫入したものと推定される

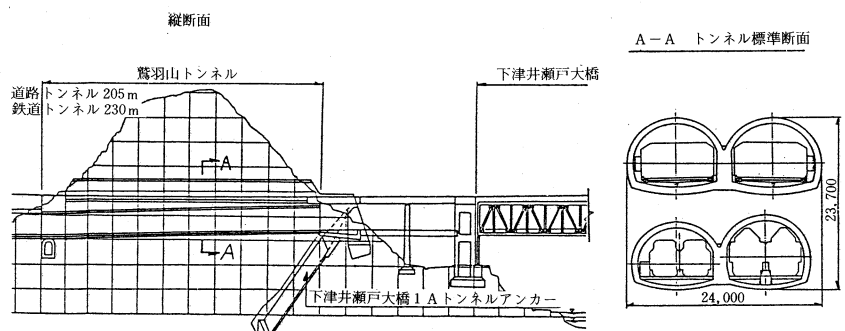


図-2 鷺羽山地区一般図

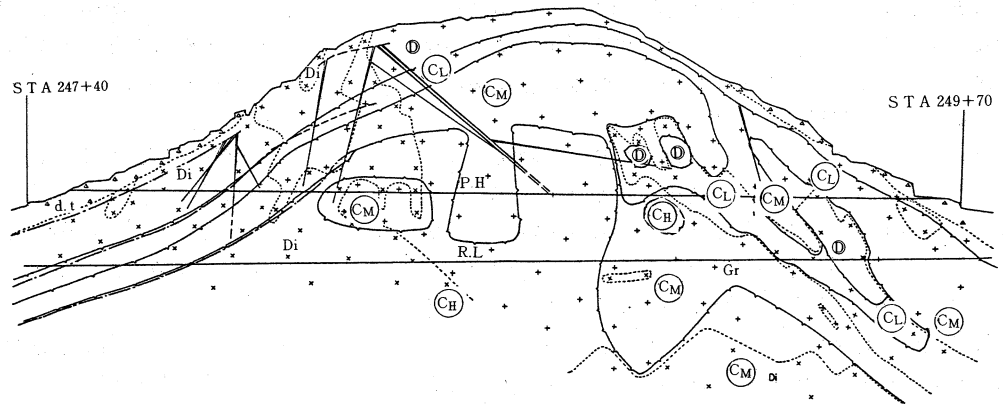


図-3
地質縦断面

が多様な接触形態を示しているため、全体の地質構造は複雑なものとなっている。

花崗岩類は地表付近で真砂ないし、真砂状風化が進んでいるが深奥部では比較的新鮮堅硬な岩相を呈している。

一方、塩基性岩類は全般に風化が進展しており、とくに捕獲岩状の部分にその傾向が著しい。全線を通じて顕著な断層破碎帯は認められないが、部分的には、劣化帯が存在している。節理群についてみれば、傾斜がほぼ鉛直で走向がトンネル軸に対して $45^{\circ}\sim 90^{\circ}$ のものが卓越している。しかし、全体的にブロック状を呈しているといえる。

また、深層部の新鮮堅硬な岩盤においても亀裂がかなり発達しており、地質構造上の1つの大きな特徴となっている。なお、地下水位については、ボーリング調査等から推定するとT.P25m~27m程度で鉄道トンネル計画高より8m~10m程度下であり、トンネルの施工に特に影響はない。

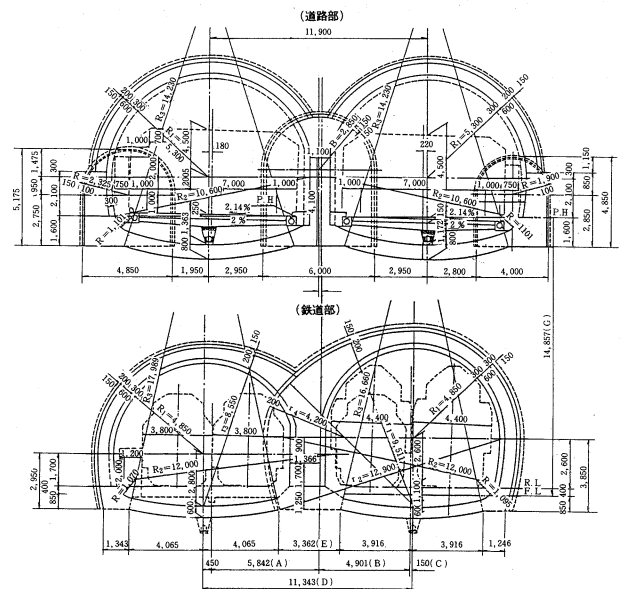


図-4 トンネル標準断面

2.3 鷲羽山トンネルの諸元及び断面

鷲羽山トンネルは、冒頭にも述べたとおり、4つ目構造の2段双設トンネルである。

図-4に標準横断面図を示す。また、表-1に各トンネルの諸元を示す。

2.4 鉄道トンネルの施工結果

鷲羽山トンネルの施工手順は、力学的安定性、施工性、経済性などの各側面からの検討結果を踏まえ、下段の鉄道トンネルの掘削及び覆工完了後、上段の道路トンネルの施工を行う事にした。

昭和57年10月21日に着手し、昭和60年2月23日に覆工コンクリートを打設完了した鉄道トンネル工事について以下施工概要を述べることにする。

本工事は4本のトンネルを極めて近接して施工するため、掘削による地山の損傷を極力おさえ、トンネル相互間の悪影響をできるだけ低減すること等の考えから、全線 NATM を採用し、上部半断面先進ショートベンチカット工法とした。施工の形態および過程は、大別して坑口部と中央部にわける事ができる。

まず南北両坑口部については、

- ① 通常のトンネル同様、土被りが薄く、地形の影響

表-1 トンネル諸元

	鉄道トンネル		道路トンネル	
	東(在来線)	西(新幹線)	東(下り線)	西(上り線)
延長(m)	230		205	
勾配	1%(本州側 四国側)		0.852%(本州側 四国側)	
掘削断面(m ²)	81	123	119	119
仕上り内空断面(m ²)	59	69	75	75
吹付コンクリート(cm)	20		20	
支保工	H-150		H-150	
ロックボルト (断面当り)	SNボルト(TD-24) ℓ=3m×6本 ℓ=4m×7本 ℓ=6m×2本		SNボルト(TD-24) ℓ=3m×10本 ℓ=4m×5本 ℓ=6m×2本 グラスファイバー ℓ=3m×6本	
			異形棒鋼(SD35) ℓ=3m×13本	異形棒鋼(SD35) ℓ=3m×13本
			異形棒鋼(SD35) ℓ=2m×3本 グラスファイバー ℓ=2m×6本	異形棒鋼(SD35) ℓ=3m×3本 ℓ=2m×2本 グラスファイバー ℓ=2m×10本 ℓ=2m×5本
覆工(cm)	60(全線複鉄筋)		60(全線単鉄筋)	
化粧巻※(cm)	30		30	

※必要に応じて施工

で偏圧を受けやすい。

- ② 地表面からの風化の進展が著しい。

- ③ 法面のすべり等、安定が問題になる。

等を考慮してパイプルーフ工(北坑口 $L=40$ m, 南坑口 $L=35$ m)を施工するとともに、同区間に坑口天端部の地盤補強のためのグラウト工を実施した。グラウト工は、1ショット方式でソレタンシュ工法を採用し、その実績は両坑口とも注入対象地山量の約21%(北坑口でC

B 1020m³、RSG-Ⅳ 510cm³、南坑口でCB1814m³、RSG-Ⅳ907m³)であった。また、パイプブルー工の施工区間については、トンネル脚部の補強安定化を図るため、掘削方式を側壁導坑方式とした。

次にトンネル中央部については、当初中央導坑を先行させ、中央隔壁コンクリートを施工した後、上部半断面先進ショートベンチカット工法による本体掘削を行う計画であった。しかしその後「鷲羽山トンネル特別小委員会」(吉村 恒 委員長)で検討した結果、施工の単純化、工程の短縮、経済性等を考慮し、在来線トンネルの一部をだき込む形で、新幹線側(西側)トンネルを掘削し新幹線側の全断面覆工コンクリート(中央隔壁部を含む)を完成させた後、在来線側を掘削し、在来線側の覆工を新幹線側の左肩部に乗せ、めがねの形になる様に施工した。この中央部の施工順序を図-5に示す。

なお、覆工コンクリートには、D19の異形鉄筋が上、下縁2段に配筋されており、また地山(吹付コンクリート)と覆工コンクリートとの間には、アイソレーション(不織布)を施工した。ここで本トンネル工事の施工上の留意点とその対策工について述べることにする。

まず留意点として下記事項があげられる。

- ① 全線にわたって土被りが比較的薄い(鉄道トンネルで最大50m)ため、地山の変位量を最小限にするよう慎重に施工する。
- ② 道路トンネルと鉄道トンネルの中間岩盤は厚さが5.5m(北坑口部)~2.5m(南坑口部)しかないため、地山を極力いためず施工しなければならない。
- ③ 周辺の住環境に与える影響を最小限におさえるため、発破による騒音、振動対策を十分に実施する必要がある。
- ④ 地山の動きを中心として施工の状態を常時把握し、トンネル全体の安全管理を行う必要がある。

これらに対し、実施した対策としては、下記の事項があげられる。

- ① 吹付けコンクリート、ロックボルト等早期一次覆工を施工し、地山の変位を押える他、制御発破や一部機械掘削を行う事により極力地山の損傷を防いだ。

⑧ 上記④とも関連するが制御発破等により地山のゆるみを極力小さくする他、鉄道トンネル覆工後、中間岩盤への補強注入を行ない、地山強度の復元を図った。

⑨ 運搬用坑道を使ってトンネル掘進の方向を坑内から坑外へと進め、坑口の土被りの薄い地山のゆるみを防ぐとともに運搬用坑道に2重の防音扉を設置し、坑内の発破による騒音、振動を坑外へ拡散するのを防いだ。

⑩ 坑外及び坑内での各種計測を行ない、地山やトンネルの挙動を常時把握しトンネル全体の安全管理を行なった。

次に上記⑧で述べた、鉄道トンネル覆工後の中間岩盤グラウト工について、その設計と施工について少し詳しく示すこととする。当初鉄道トンネルと道路トンネルとの中間岩盤補強工として、長尺ロックボルト工を設計していたが、トンネルの安定解析結果等から、道路トンネル掘削時、鉄道トンネルに上方への引張りが生じ委員会でこの長尺ロックボルト工は、上方への引張りの現象を助長する事になるという討議がされており、その後補強工についてグラウト工で施工しよう変更がなされた。

グラウト工を実施する前に中間岩盤のグラウト工による効果を確認する意味で、中間岩盤の変形特性、強度特性の差異が、鉄道、道路トンネルの覆工及び道路トンネルの施工にどのような影響を与えるかについての安定解析を行なった。

解析結果として、①掘削においては、道路トンネルの導坑掘削した段階：Step 2では注入「なし」のケース(Case A)は破壊領域が連続し、かつ広範囲におよび崩壊する危険がある。一方、注入「あり」のケース(Case B)では不安定領域はあるものの中央導坑掘削時に対処が可能である。それ以降の施工段階では、注入により安定が増す。②覆工応力については、鉄道トンネルでは大きな差異はないが、道路トンネルで発生する最大引張応力度は、注入「あり」が「なし」に比べ約 $\frac{1}{2}$ に低減されるという結果を得た。図-6にStep 2の破壊接近度を示す。

グラウト工の施工については、両坑口部でも実施したソレタンシュ工法により注入し、材料については、強度と浸透性を重視し超微粒子セメント系注入材(商品名、アロフィクスMC1号)を使用した。注入管については、両坑口部($l=34m$)は鉄道トンネル掘削前に坑外から実施したグラウト工の注入管を使用し、トンネル中央部($l=143m$)については、鉄道トンネル内より中間岩盤に向けて上方に鋼製の注入管を建込み注入した。施工実績として、ほぼ計画量であった注入対象地山量の約8%(1,856m³)を充填することができ、所定の岩盤強度を得られたものと考えられる。

2.5 道路トンネルの施工計画

次に現在工事に着手している道路トンネルについて施工計画を述べる。

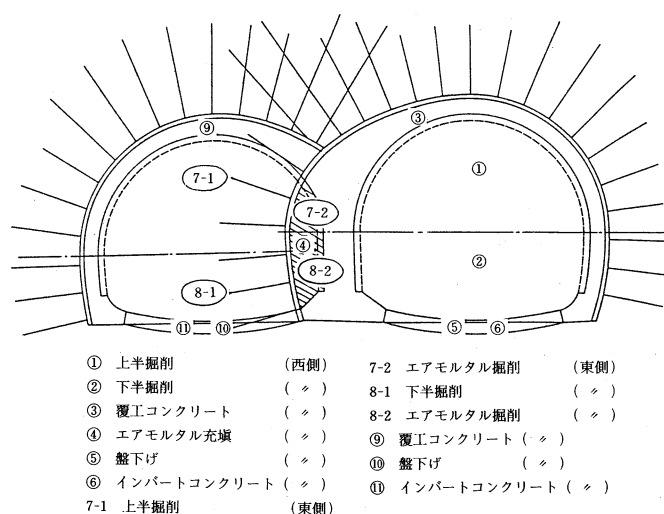


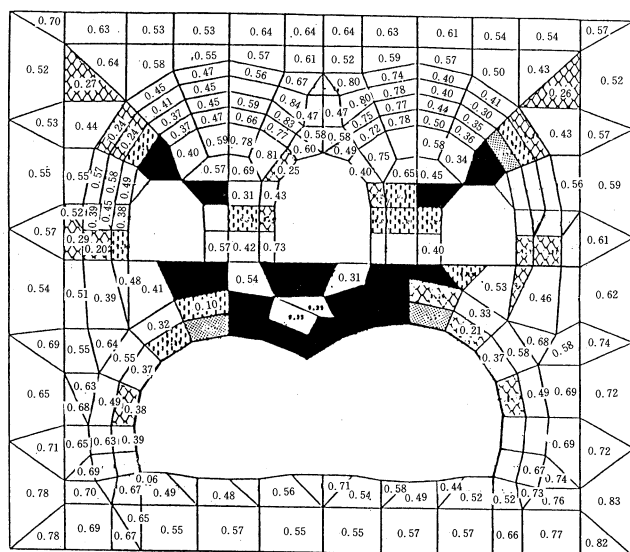
図-5 鉄道トンネル中央部施工順序

施工手順は、まず北坑口に工事中の騒音対策のための防音建屋を設置し、鉄道トンネル坑口部と同様斜面の安定を計るためパイプルーフ工等を実施した後、中央及東西両側壁導坑を掘削する。さらに中央及び西側壁導坑のコンクリートを打設後、東側導坑より掘削した連絡坑を利用して西側本坑トンネルを坑内から坑外へ向けて掘削し、覆工コンクリート完了後、東側本坑トンネルを掘削する事とした。

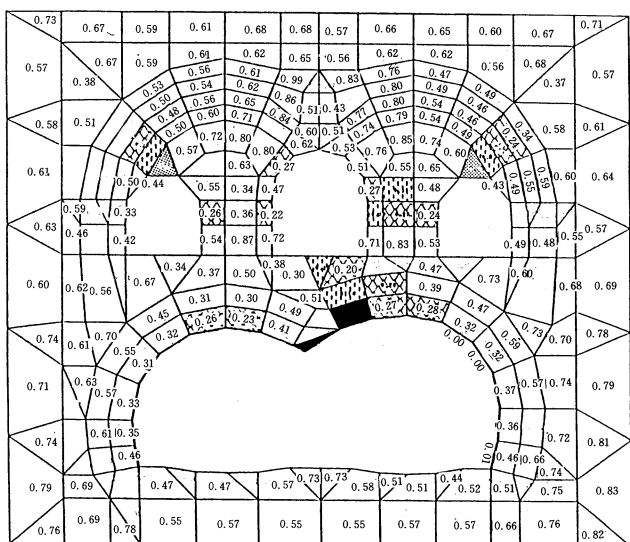
図-7に標準部の施工順序を示すが、両坑口部や悪地質箇所についてはインバートコンクリートによる断面の閉合を早急に行なう施工を計画している。

ここで道路トンネルの側壁導坑方式の選定理由を下記に述べる。

① 道路トンネル中央部天端にある調査坑の地質の悪



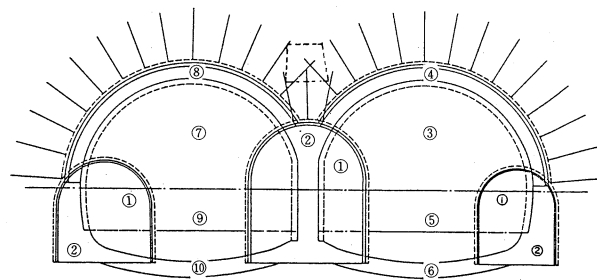
Case A (Step 2)



Case B (Step 2)

凡例 R=0 0.1 ≤ R < 0.2 0.2 ≤ R < 0.3 0.3 ≤ R

図-6 破壊接近度



- | | |
|-----------------|-------------------|
| ① 中央導坑掘削 | ④ アーチコンクリート (西側) |
| ② 側壁導坑掘削 (西側) | ⑤ 大背掘削、盤下げ (〃) |
| ③ 側壁導坑掘削 (東側) | ⑥ インバートコンクリート (〃) |
| ⑦ 中央コンクリート | ⑦ 上半掘削 (東側) |
| ⑧ 側壁コンクリート (西側) | ⑧ アーチコンクリート (〃) |
| ⑨ 側壁コンクリート (東側) | ⑨ 大背掘削、盤下げ (〃) |
| ⑩ 上半掘削 (西側) | ⑩ インバートコンクリート (〃) |

図-7 道路トンネル標準部施工順序

い箇所は、調査坑の埋戻し時に危険であるため木製支保工や木失板が撤去できず、中詰コンクリート周辺部には、空洞が残っている。また、長期間の放置により、空洞周辺のゆるみが進行している。

② 調査坑でゆるんでいる部分は、本坑掘削の発破により自立できず、崩壊する危険が大きいと考えられるので、中央導坑を掘削してセンターピラーを打設し変位を拘束する。

③ センターピラーで上部の変位を拘束して、さらに側壁導坑および連絡坑を設け上半、下半を坑内から坑外方向へと掘進する事ができ、坑口法面の安定確保を図るとともに、複数の作業箇所が可能となり工期短縮を図れる。

④ 調査坑周辺部の崩壊等不慮の事故時において規模を極力小さくするとともに、対応策が臨機応変にすることができる。

以上により道路トンネルの施工法は導坑方式が有効であると考えられた。

次にFEM解析による道路トンネルの設計を行なったので、その概要について述べることにする。

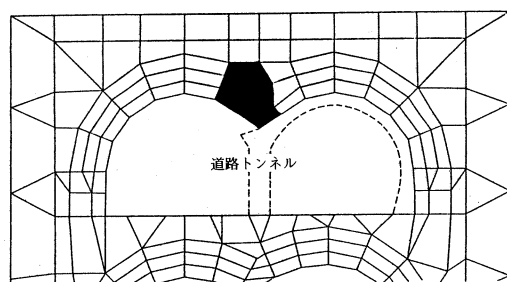
まず、解析にあたっての施工方式としては、鉄道トンネルで実施した上半断面先進ショートベンチカット工法による道路トンネルの施工(ケースA)及び上記で述べている導坑方式による道路トンネルの施工(ケースB)の両案についての解析を行なった。

解析断面はSTA249+00を選び、解析条件としては、岩盤及び覆工コンクリート要素を平面ひずみ要素、ロックボルト及び吹付コンクリート要素をバー要素としてモデル化し、弾塑性解析を行なった。

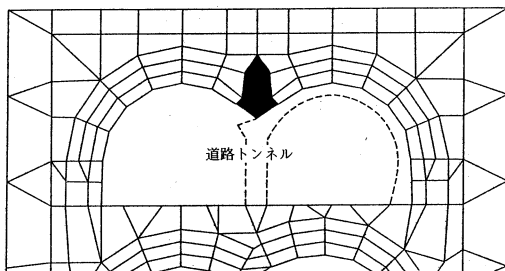
解析結果について下記の事項が判った。(図-8にケースA、Bの破壊領域の模式図を示す。)

① 変位、岩盤の応力分布、ロックボルト軸力、吹付コンクリート応力、覆工コンクリート応力のいずれについても両案に顕著な差は、みられない。また、数値的にも施工上問題を提起するような結果ではない。

② 調査坑周辺の岩盤については、ケースAではかな



CASE-A



CASE-B

図-8 破壊領域の模式図

りの領域が崩落する可能性があり、ケースBではセンターピラーを早期に打設することにより支保効果が期待され調査坑周辺岩盤が崩落する危険性は少ない。仮に崩落するにしてもケースAの40%の領域で済む。

- ③ 総合的に評価すればケースA、Bの両案に顕著な差は見られないものの、調査坑周辺の安定性においては、ケースBの方が優れており、導坑方式で掘削する事が決定された。

以上道路トンネルの施工計画の概要を述べたが、2.4で述べた鉄道トンネル工事の留意点については、そのまま道路トンネル工事にも同じ事項が言え、地山のゆるみを極力抑え、発破の騒音、振動対策やトンネルの安全管理には万全の努力を払う必要がある。

3. 鷲羽山トンネルの計測概要

3.1 計測の目的と意義

鷲羽山トンネルは、前述したとおり4つ目構造という極めて特殊なトンネルであり、これまでに実施された前例がなく事前調査や力学的な安定解析を中心として多くの技術的検討がなされて来た。

従来トンネルは経験的要素が設計の主要を占めて来たが、近年NATMという新しいトンネル掘削工法の発展にともないFEM解析による設計手法が多くとられるようになった。

しかし現在に至っても未だ確立されたFEMによる事前解析の手法はない。これは、トンネルの挙動解析を行なうに当り、岩盤物性などの初期条件の設定や、解析モデル自体に含まれる誤差に起因する問題等があるためである。

今後のトンネル工学における安定解析やトンネル挙動

の事前予測は、工事の安全性や経済性の検討を進める上で不可欠なものであり、このためにも各種の現場計測により、実際の地山およびトンネルの挙動を把握して解析そのものの精度や信頼性を向上して行かなければならない。

また鷲羽山トンネル特有のものである鉄道トンネルと道路トンネルで挟まれている薄い中間岩盤の挙動や各トンネル相互間の影響等を調ベトンネル全体の安全管理を行ない、施工を確実なものにしていくためにも系統的に計測を実施していく必要がある。

今回の報告では、道路トンネルの計測計画については、別の機会に譲ることとし以下に鉄道トンネルの計測について示すこととする。

3.2 計測項目

本工事において実施した計測項目および計測位置を図-9に、図-10は代表的なモデル計測断面を示している。

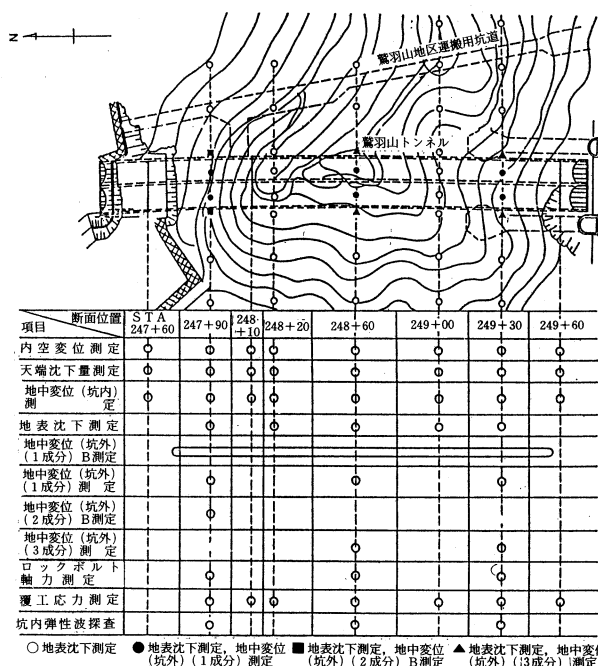


図-9 計測項目および位置図

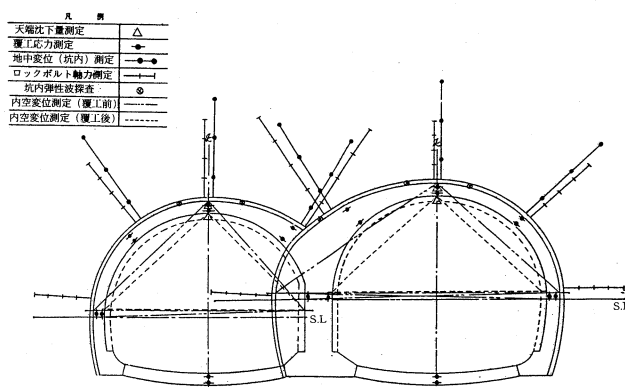


図-10 モデル計測断面

また、本工事における計測の特徴として、つぎのことがあげられる。

- ① 多項目の計測が必要である。
- ② 坑外からの計測が必要である。
- ③ 高い計測精度が必要である。
- ④ 二次覆工後にもかなりの計測が必要である。

①については、各計測データを相互に補完して総合的な評価を行なうことにより、できるだけ正しい判断を行なう目的をもっている。例えばロックボルトの軸力分布と坑内からの地中変位、坑内弾性波探査の結果を照合することにより、岩盤のゆるみ領域をよりの確に判断することができる。

②については、地山全体の動きをとらえ、平均的な地山の挙動と掘削の影響圏を把握する目的をもっている。また、切羽が到達する以前からの変位をとらえる事ができ、かつ全変位をも求めることができる点に特徴がある。

③については、当該地区の岩盤が比較的良好であり、破壊ひずみが小さいこと、事前解析の結果からも変位は小さいことが予想され、通常の計測機器では時間経過による計測値の変化が識別できず、きめ細かな管理ができなくなるおそれがあること、また、節理が発達しており、計測結果からこれらの節理の影響を考慮した総合的な検討を行うためにも計測機器の精度は極力高い事が、望ましいなどの理由によるものである。

④については、本工事の特殊性に起因して、トンネル相互間の影響を把握することが、安全、確実な施工を行なうための重要かつ支配的な要件と考えられるためである。

3.3 計測結果

紙面の都合上ここでは、鉄道トンネルで計測された各種計測結果のうち、坑内計測および地表沈下測定結果の概要を示すこととする。

図-11に各計測断面の内空変位水平測線および天端沈下、さらに主計測断面については、ロックボルト軸力（最大）を示す。この図からSTA249+30の断面が最も変位が大きく、ロックボルトの軸力も大きいことがわかる。この断面の地質はD～C_Lクラスと悪い。

一方、同様の地質あるいは、さらに風化の程度が進んでいる両坑口部の断面（STA247+60、STA249+60）では、変位量が小さくなっている。これは、坑口部で土被りが薄いこと、グラウトおよびパイプルーフの補助工法の効果があらわれていることなどの理由によるものと思われる。さらに、STA248+10およびSTA248+20の断面では変位量が極めて小さくなっているが、これは横坑、切上り斜路の掘削により計測開始以前に相当の応力解放がなされたためであろうと推定される。従って、ここでは、特殊条件下の計測結果を除き、主計測断面における計測結果をとりまとめて表-2に示す。

全体の傾向については、表中概括に示すとおりであるが、地山は概ね安定した状態で掘削されたと判断できる。

その他、今回報告できなかった計測結果についても特

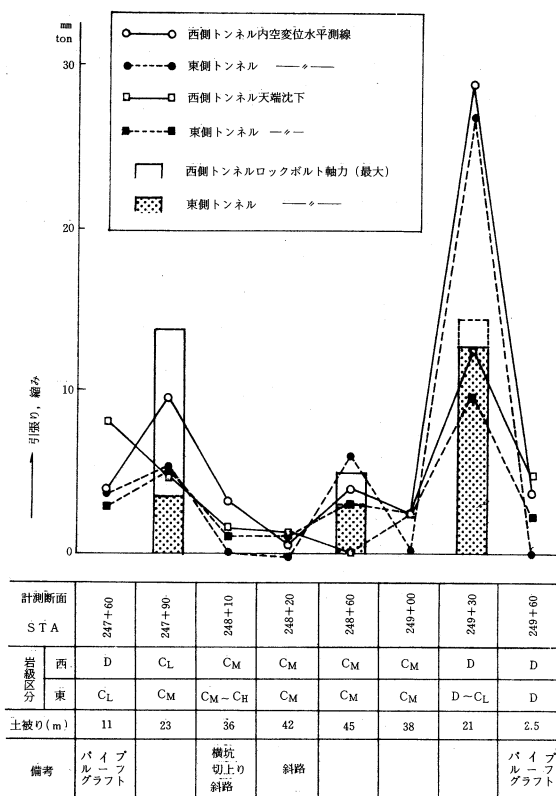


図-11 各計測断面の内空変位他

別な問題を提起するようなものは無く、施工は概ね安全かつ良好に行なわれたと考える。

しかしこれらは、「監視」の性格が強く、積極的に施工を「コントロール」するまでには、至っていない。今後はこれらの計測結果を分析、評価し、施工と計測を有機的に結びつけることにより、合理的な設計、施工を実施することが重要な課題であると考えられる。

4. あとがき

鷺羽山トンネルは、現在下段の鉄道トンネル工事を無事、工期内に完成させる事ができ、計測結果から判断しても地山は、安定していると考えられている。しかしなお一層むずかしい道路トンネルの着手に当りいよいよ工事にも正念場を迎える事となり、今後とも地山の挙動やトンネル相互間の影響を常に把握し、工事の安全性を確保していくことが増々重要になると考えている。

最後に、本工事の施工の安全性および設計の合理性について貴重なご助言とご指導をいただいている日本トンネル技術協会「鷺羽山トンネル特別小委員会」の各委員に対し深甚なる謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 鷺羽山トンネルの技術検討業務報告書 昭和60年3月 (社)日本トンネル技術協会
- 2) 大島、岡本：鷺羽山トンネルの施工(1) トンネルと地下 第15巻4号 1984, 4

表-2 計測結果の概要

掘削場所	西側トンネル (新幹線)			東側トンネル (掘削時)		
	西側トンネル (掘削時)			東側トンネル (掘削時)		
計測位置	STA 247+90	STA 248+60	STA 249+30	STA 247+90	STA 248+60	STA 249+30
内空変位	$\delta_{\max} = \delta_3 = 9.6 \text{ mm}$ (縮み)	$\delta_{\max} = \delta_3 = 4.0 \text{ mm}$ (縮み)	$\delta_{\max} = \delta_3 = 29.0 \text{ mm}$ (縮み)	$\delta_{\max} = \delta_3 = 2.7 \text{ mm}$ (縮み) ※ 西側よりかなり小さい	$\delta_{\max} = \delta_3 = 3.1 \text{ mm}$ (縮み) ※ 西側よりやや大きい	$\delta_{\max} = \delta_3 = 13.8 \text{ mm}$ (縮み) ※ 西側よりやや小さい
天端沈下	$\delta = 4.6 \text{ mm}$ (沈下)	$\delta = 0.7 \text{ mm}$ (沈下)	$\delta = 12.6 \text{ mm}$ (沈下)	$\delta = 5.1 \text{ mm}$ (沈下)	$\delta = 3.1 \text{ mm}$ (沈下)	$\delta = 9.6 \text{ mm}$ (沈下)
地中変位 (坑内)	・ゆるみ境界は壁面より1m~2m前後と推定される	・ほとんどゆるみはない	・ゆるみ境界は壁面より2m~3mと推定されるが、局部的にはそれ以上深さも考えられる	・ゆるみ境界は壁面より1m~2m程度と推定される ・変形量は西側と同程度~やや大きい	・ほとんどゆるみはない	・ゆるみ境界は壁面より1m~2mと推定される ・変形量は西側よりやや小さい傾向にある
ロックボルト軸力	・右肩部に最大14tonが発生している ・左肩部にも10tonが発生している	・軸力はほとんど発生しておらず、最大でも右側壁部の5tonである	・全体に比較的大きい軸力が発生しており天端部・左側壁部を除き10~13tonである	・軸力はほとんど発生しておらず、最大でも左側壁部の4tonである ・西側よりかなり小さい	・軸力はほとんど発生しておらず、すべて5ton以下である ・西側と同程度	・左側壁部に15tonが発生しているが、その他はすべて5ton以下である ・全体的には西側より小さい
覆工応力 (鉄筋応力)						
地表沈下	・STA 248+60の東西トンネル直上部においてわずか (最大0.9mm) の隆起がみられる。 ・その他の断面ではすべて沈下傾向にあり、最大はSTA249+30の西側トンネル直上部における約23mm (ただし注入の影響を除く) である。					
概 括	(1) 地山はSTA249+30付近が一番悪く、次にSTA247+60、STA248+60付近の順である。 (2) 同一断面における東西両トンネルの変位量はほぼ同程度と考えられ、後続トンネル (東側トンネル) 掘削に及ぼす先行トンネル (西側トンネル) 掘削の影響は明瞭でない。 (3) 東側トンネルのゆるみは西側トンネルと同程度かやや小さい傾向にある。 (4) 東側トンネルのロックボルト軸力は西側より小さい傾向にある。 (5) 掘削トンネル掘削が西側トンネル (覆工後) に及ぼす影響について I) 水平方向はすべて伸び (0.7~1.6mm) ている。(広がっている) II) 天端はすべて沈下している (0.6~1.5mm) III) 覆工応力はSTA248+60で最大引張り (324kgf/cm²) が発生している。圧縮力の最大はセンターピラーに発生する傾向が認められる。(最大はSTA247+90の550kgf/cm²) (6) 地表沈下は概、沈下傾向 (Max 23mm) にあるが、STA248+60ではわずかに隆起 (最大0.9mm) がみられ特徴的である。					

注) ※: 東側トンネルの水平測線は片側をセンターピラーに固定している為、測定値を2倍して西側トンネルと比較した。

注) ここに掲載したデータは中間岩盤注入の影響を含まない。

岩黒島橋上部工の詳細設計

Detailed Design of Super Structure on Iwakurojima Bridge

第一建設局 建設部専門役
(前) 児島工事事務所 第四工事長
洲本工事事務所 工務課長代理
(前) 児島工事事務所 第四工事長付
企画開発部 道路課
(前) 児島工事事務所 第五工事長付

保田雅彦
Masahiko Yasuda
日里正夫
Masao Hisato
大広 始
Hajime Ohhiro

1. まえがき

岩黒島橋の設計については、カンチレバートラス橋以来、環境庁協議、土木学会での併用斜張橋の検討、それらを踏まえて基本設計が昭和56年までにまとめられた。そして、それらの経緯も含め、本技報 Vol.5, No.17に概要が述べられている。

本報告は、それ以降の製作工事の中で実施した詳細設計の報告である。内容として、前回報告済みのものは避け、新たに検討した事項や、変更した事項について報告する。

岩黒島橋は、児島一坂出ルートでは最初の桁工事となった。その為、設計基本条件についても慎重を期し、一つ一つ事務所、局、本社と確認を行いながら進めていったが、その中で、特に手間のかかったのは維持管理設備であった。これらは児島・坂出ルートの長大橋詳細設計の先駆になったものと信ずる

2. 構造諸元

橋 長：790m (支間割185m+420m+185m)

道路幅員：一般部 22.5m (4車線)

拡幅部 29.0m (6車線)

鉄 道：暫定時 在来線複線

完成時 在来線複線、新幹線複線

橋梁形式：鋼3径間連続併用斜張橋

主構形式：垂直材付きワーレントラス

床版形式：合成鋼床版

塔形式：ハンチを有する鋼ラーメンタワー

ケーブル形式：ファン形マルチケーブル

岩黒島橋の全体一般図、塔一般図および主桁の断面構成を、それぞれ図-1、図-2、図-3に示す。断面構成は完成時を示したものである。

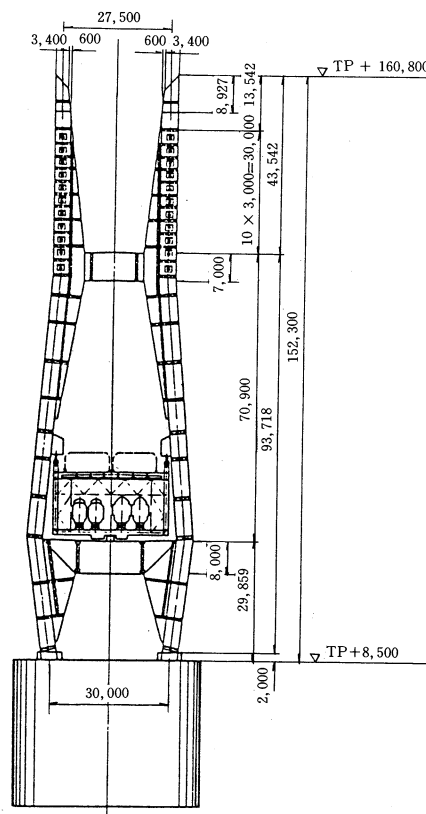


図-2 塔一般図 (3P側)

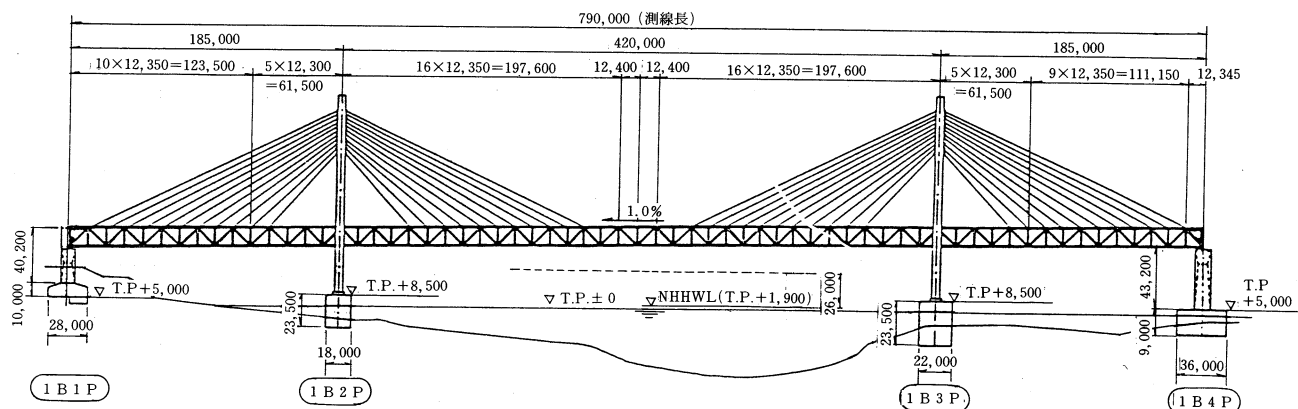


図-1 岩黒島橋全体一般図

$$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal} \quad (1)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{C_x \sigma_{bx}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eax})} \leq 1 \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_{cax} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao}$

σ_c : 作用軸圧縮応力度

σ_{bx} : 橋軸直角方向の作用曲げ圧縮応力度

σ_{by} : 橋軸方向の作用曲げ圧縮応力度

σ_{cal} : 補剛板の局部座屈に対する許容圧縮応力度

σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸圧縮応力度

σ_{cao} : 許容軸圧縮応力度の上限値

σ_{bao} : 許容曲げ圧縮応力度の上限値

σ_{eax} : 許容オイラー座屈強度

$$(\sigma_{eax} = 12,000,000 / (l/r_x)^2)$$

C_x : モーメント換算係数 ($C_x = 0.85$)

許容軸圧縮応力度 (σ_{cag}) は、弾塑性座屈固有値解析を行い、全体座屈に対する座屈固有値を求めることによって決定した。

6.2 主構部材の2次応力

主構弦材断面には、トラスとしての軸力の外に、部材剛結による曲げモーメントとせん断力、部材偏心による曲げモーメントが働く。さらに上弦材には、道路床組縦桁としての曲げモーメントとせん断力が働く。このうち、部材剛結による応力は2次応力として取扱い、1次応力と組合せて断面照査を行う場合には、常時10%、架設時35%の許容応力度の割増を認めた。

6.3 主構上弦材の有効巾

主構上弦材と鋼床版は合成構造であるため、主構上弦材に導入された軸力は、徐々に鋼床版に伝えられ、やがて鋼床版全域に均等応力となって伝達される。

詳細設計では基本設計と同様に、鋼床版全巾が有効となるのは、上弦材着力点より2パネル後方とした。

6.4 鋼床版の応力の重ね合せ

鋼床版には床組としての応力と、主構としての応力が同時に働く。

本四の鋼床版設計要領や道示においては、鋼床版の床組と主桁との作用応力を組合せる場合には、その許容応力度を40%割増することができる。これは、床組作用と主桁作用の最も不利となる自動車荷重の載荷状態が一致しないこと、床組のT荷重と主桁のL荷重では荷重の性質が異なること、床版や床組作用による応力は局部的なもので、一部の応力が過大となっても鋼床版全体の安全性が低下するものではないこと等の理由によるものである。

ところが本橋の鋼床版では、列車荷重による主構としての応力が大きく、これは許容応力度を割増せる性質のものではないため、鋼床版の床組と主構としての応力の組合せに対しては、次式を用いて照査を行った。

$$\sigma_{LR} + \frac{1}{1.4} (\sigma_D + \sigma_{LH} + \sigma_{LF} + \sigma_T + \sigma_{so+E}) \leq \sigma_{cal}$$

ここに、

σ_{LR} : 鋼床版の列車荷重による主構応力度

σ_D : 鋼床版の死荷重による応力度

σ_{LH} : 鋼床版の自動車荷重による主構応力度

σ_{LF} : 鋼床版の自動車荷重による床組応力度

σ_T : 温度変化の影響による応力度

σ_{SD+E} : 支点移動の影響および製作架設誤差による主構応力度

σ_{cal} : 局部座屈を考慮した鋼床版の許容応力度

6.5 疲労の照査

(1) 主構下弦材と床トラス下弦材の疲労照査

疲労に対して特に留意しなければならない部材は、列車荷重の繰返しによる引張応力の変動が大きい主構下弦材と床トラス下弦材である。特に主構下弦材には切欠き感受性の高い調質鋼を使用しているため、十分な配慮が必要である。

疲労の照査は次式によった。

$$\sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \sigma_{fa} \quad \text{ただし} \quad \sigma_{fa} = a \cdot b \cdot \sigma_{fo}$$

ここに、

σ_{fo} : 繰返し回数200万回設計疲労強度を意味する基本疲労許容応力範囲で疲労等級Cランクに対して1,050kg/cm²

a : 累積疲労被害効果を表わす低減係数

主構下弦材に対して $a = 1.00$

床トラス下弦材に対して $a = 0.85$

b : 応力範囲に占める負の成分の割合によって割増す係数 ($b = 1.0 \sim 1.3$)

調質鋼を用いた部材では、ダイアフラム取付部の溶接ビード端形状を管理することによって、疲労等級Cランクを確保した。

(2) ケーブルの疲労照査

ケーブルの疲労照査は、以下に示す3種類の照査式を用いて行い、ケーブルの設計断面がいずれの照査式も満足できることを確認した。

1) 本四「吊橋のケーブルに関する検討」S53.3.

$$\sigma_{fa}^1 = 30 / (1 - k) \quad \text{ただし、} k = \sigma_{min} / \sigma_{max}$$

2) DIN 1073(1973年)

$$k < 1.118 - \frac{62.09}{\beta_N} \quad \text{のとき} \quad \sigma_{fa} = \frac{25}{1 - 0.895k}$$

$$k \geq 1.118 - \frac{62.09}{\beta_N} \quad \text{のとき} \quad \sigma_{fa} = 0.45 \beta_N = 72 \text{ kg/mm}^2$$

ここに、 $k = \sigma_{min} / \sigma_{max}$

$\beta_N = 160 \text{ kg/mm}^2$ (引張強度)

3) M. BIRKENMAIER ; Fatigue Resistant Tendons for Cable-Stayed Construction (1980年5月)

$$\Delta \sigma_{fa} = \Delta \sigma_{wire} / (1.3 \times 1.25) = 24 \text{ kg/mm}^2$$

ここに、 σ_{fa}^1 , σ_{fa} はいずれもケーブルの疲労許容応力度で $\sigma_{fa} \leq 64 \text{ kg/mm}^2$ 以下とする。

6.6. 溶接設計

(1) 主構下弦材

主構下弦材は軸力部材のため、部材のかど溶接は外面のみとして内面は溶接しないのを原則とした。上フランジとウェブの溶接はガセット内での溶接の遷移を避けるため部分溶込（レ形開先角度60°）とし、他の溶接はすみ肉溶接とした。

かど溶接のサイズおよびのど厚の決定は、本四の「トラス格点構造設計指針（案）」に準拠したが、溶接ののど厚については、板厚とのど厚のバランスを考慮し、かつ不溶着部がなく、2mm程度の溶込み量の得られる溶接管理が十分実施可能なため、本四の製作の製作検討委員会の審議を得て以下のように決定した。

1) すみ肉溶接ののど厚

$$a \geq 0.26t - 2 \text{ (mm)}$$

2) 部分溶込み溶接（レ形）ののど厚

$$a \geq 0.26t \text{ (安全を見て)}$$

(2) 床トラス下弦材

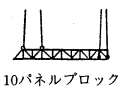
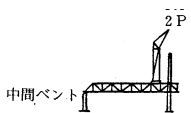
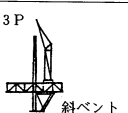
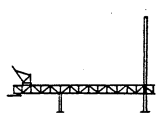
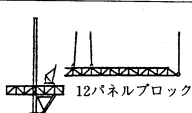
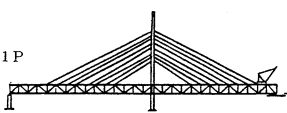
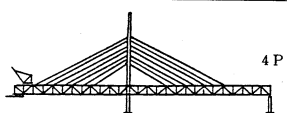
床トラス下弦材には、軸力の外に曲げモーメントと振りモーメントが作用するため、部材のかど継手部には内外面の溶接を行って剛性を高めた。またかど継手部の溶接量は、せん断力が大きく、部材が曲げとせん断と合成応力度で決定されている箇所でもあるので、腹板厚の全強に相当するのど厚を確保するものとした。

6.7 架設時の応力照査

本橋の架設順序を表-3に示す。

架設計算の結果、主構斜材は架設状態によって応力が交番するため、箱形断面として圧縮力に対処できるようにした。他に架設時で断面を決定した主構部材は、斜ベント上の垂直材のみである。ただし、中間ベント上の床トラスの開口部には、仮の斜支材を設けて床トラスのせん断剛性を高め、橋軸直角方向の横荷重を無理なく中間ベントに伝達できるように配慮した。

表-3 架設順序

1	大ブロック一括架設	 10パネルブロック	 6パネルブロック
2	塔上部架設	 中間ベント 2P	 3P 斜ベント
3	側径間架設	 12パネルブロック	 12パネルブロック
4	中央径間架設	 1P	 4P

ケーブルについては、架設時張力が許容値を超える場合には、架設時に一時的にケーブル長さを調整することによって架設時張力を低減した。検討の結果、中央径間最下段ケーブルと、側径間の第2段ケーブルは、ケーブルは製作長を75mm長くすることによって架設初期の張力を低減し、順次架設が進行して張力が減じた時点で、正規の長さに再引込みを行う計画とした。

7. 製作キャンバーと製作長さ

塔柱の高さ方向のキャンバー量は合計55mmとし、下部水平材天端、リンク取付部、ケーブル定着部がほぼ所定高さに据えられるように4ブロックに振り分けた。さらにケーブル定着部においては、塔柱の片側にハンチ材が取付くことによって、内外の塔柱の歪み量が異なるため、塔頂部で内側に約45mmのキャンバー量を考慮した。

床トラスは死荷重たわみに対するキャンバーを考慮し、キャンバー量は床トラス下弦材中央で10mmとした。

主構トラスには死荷重たわみに対するキャンバーの外に、鋼床版、上弦材上フランジの溶接継手による縮み代を考慮に入れた。左右主構の死荷重偏載によるキャンバー差が最大約40mm程生じるが、影響が微細のためキャンバー量は両主構同一とした。

ケーブルの製作長は、計算無応力長より50mm長く製作し、製作、架設誤差をシム厚で調整するものとした。

8. 構造詳細

8.1 塔

(1) 塔柱断面

塔柱の断面形状を図-7に示す。

ケーブル定着部における中セル断面は、エレベータースペースの確保とケーブル定着作業性を考慮して、片側に500mmずつ拡巾した。塔壁の補剛リブは、塔壁の許容軸圧縮応力度が局部座屈の考慮によって低減しない間隔で配置した。

塔柱のブロック割りは、架設重量を上回らない範囲で架設ブロック数が最小となるブロック割りを検討した結果、縦割りをやめて25段の横割りとした。

(2) 補強格子

塔基部と、ケーブル定着部の3セル構造から1セル構造に移行するセル変化部には、塔壁相互間の応力の均一化を図るために補強格子を設けた。補強格子の効果については、F.E.M.解析によって確認した。

(3) ラーメン隅角部

塔柱と水平材の取合いは、

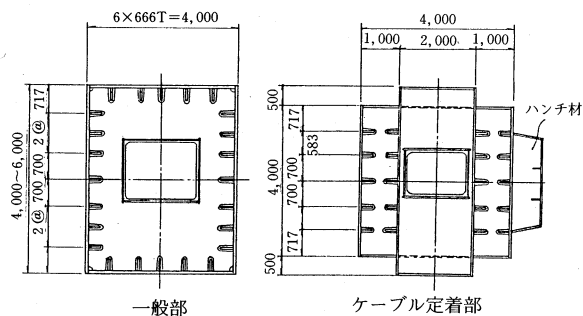


図-7 塔柱断面形状

双方の部材巾が異なるため部分的に3セル構造として、ラーメン隅角部の応力がスーズに伝達されるように配慮した。

(4) ケーブル定着部

ケーブル定着部の塔壁には、鉛道方向の軸圧縮応力、面内、面外曲げモーメントの外に、ケーブルによる水平方向の引張応力が作用して2軸応力状態となり、応力集中が発生することも予想される。詳細設計では、ケーブル定着部の3次元F.E.M.解析を行って塔壁の有効巾を決定し、2軸応力の照査を行った。

(5) 耐ラメラテア材の使用

構造上の取合いにより、重要な部分でやむを得ず板厚方向に引張応力を受ける箇所には、耐ラメラテア材を使用した。図-8に、耐ラメラテア材の使用箇所を示す。

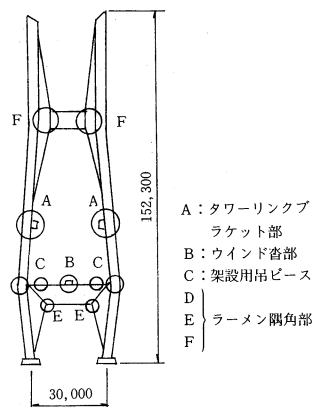


図-8 耐ラメラ材の使用箇所

8.2 主構および床トラス

(1) 断面形状

主構および床トラスを構成する部材の断面形状をそれぞれ図-9、図-10に示す。部材の主要材質はSM50Y材であるが、主構下弦材には64パネル中38パネルに調質鋼(SM58)を用いた。

(2) ケーブル定着部

ケーブル定着部は、図-11に示すように、主構上弦材箱断面内に鋳鋼製の箱形の定着ブロックを挿入し、上弦材腹板に高力ボルトで接合する構造形式とした。ケーブル定着部の上弦材腹板は、ケーブル張力を無理なく鋼床版や斜材に伝達できる板厚を確保した。

(3) 主構格点構造

主構下弦材は調質鋼を使用した疲労が問題となる部材のため、その格点構造はできるだけ単純な構造とし、溶接施工による欠陥、応力集中が発生するのを抑止した。

図-12は主構下弦材の格点構造を示したもので、ガセット面外の剛性を確保するため垂直材をさし込み継手とし、斜材は疲労と施工性を考慮してフランジのみ取合う突合せ継手とした。なお、ガセットの局部座屈を照査

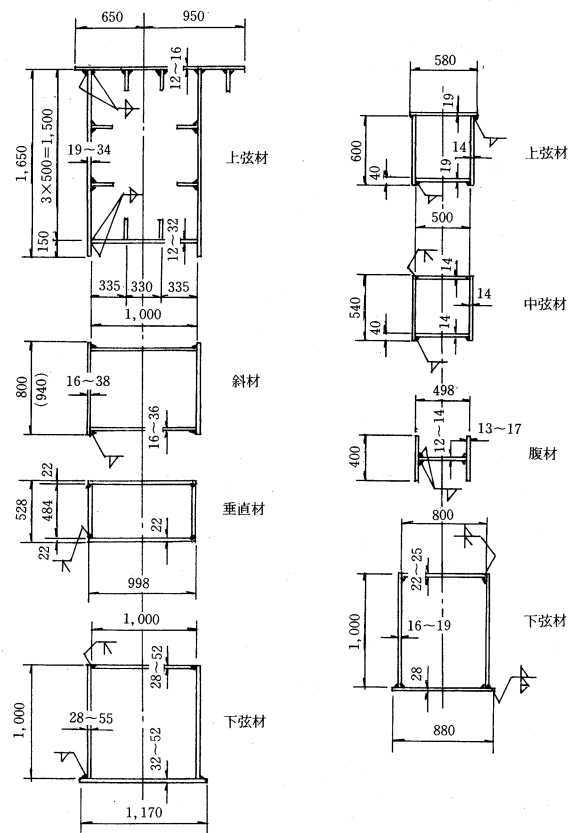


図-9 主構部材構成

図-10 床トラス部材構成

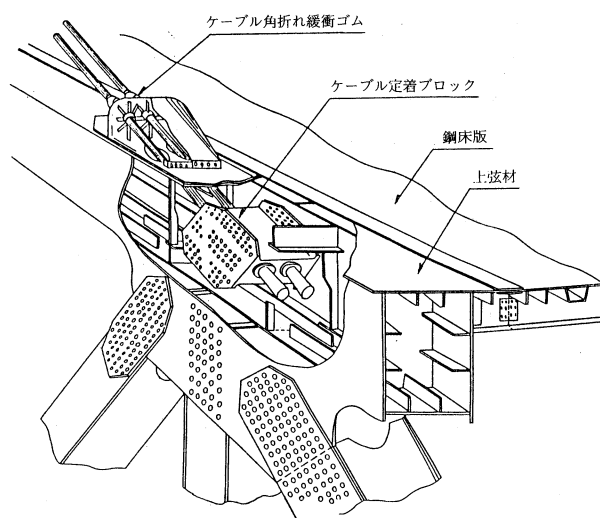


図-11 主構上弦材格点

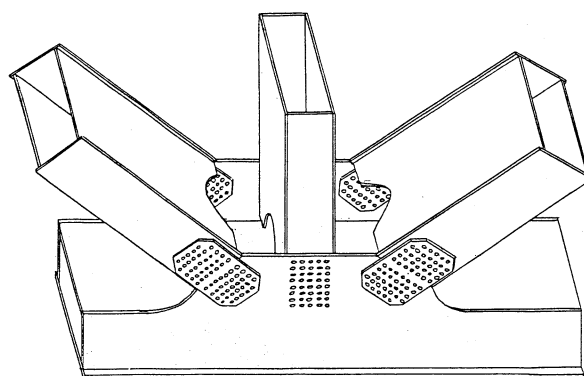


図-12 主構下弦材格点

した結果、局部座屈のために増厚される箇所はほとんどなかった。

8.3 鋼床版

(1) 断面形状

鋼床版の縦リブ、横リブ、縦桁配置は鋼床版設計要領に準拠して決めた。図-13に鋼床版の断面形状を示す。縦桁の腹板は主桁作用による軸圧縮力に対処するため、板厚を12～14mmとし、水平補剛材を2段配置した。デッキプレートは一部を除いて12mm厚とし、その材質は端部3～4パネルと中央径間中央部の12パネルがSM41、残りはSM50Yとした。

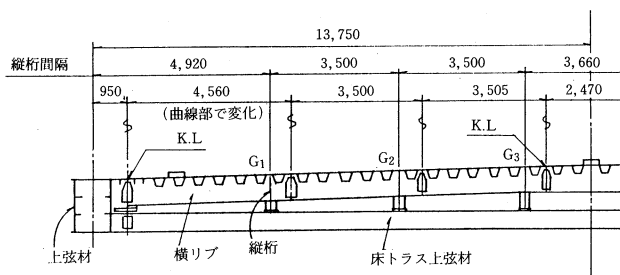


図-13 合成鋼床版の断面形状

(2) 床トラスとの取合い

鋼床版縦桁と床トラス上弦材との取合いは、図-14に示すように支承を用いずに高力ボルトで接合した。高力ボルトには列車荷重の繰返しによる軸力変動が生ずるので、「高力ボルト接合設計施工指針、1972年、日本建築学会」に依って疲労の照査を行った。なお、鋼床版の縦桁の連続桁としての支点負反力は、床トラスのねじれ変形で吸収され、過大な応力が発生しないことも確認した。

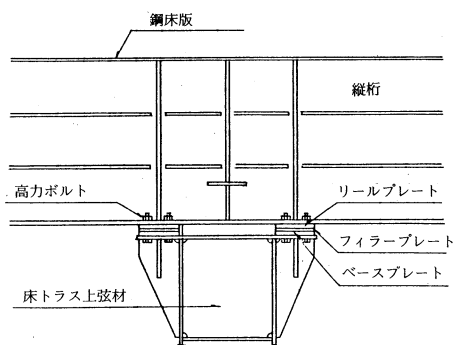


図-14 鋼床版と床トラスとの取合い

8.4 ケーブル

(1) 断面構成

ケーブルは、素線径7mmのピアノ線（引張強さ160kg/m²以上）を束ねた平行線ストランドで構成されるHiam アンカーケーブルである。図-15にケーブルの断面構成を示す。

ケーブルの素線数は139～277本/ケーブル、ケーブル

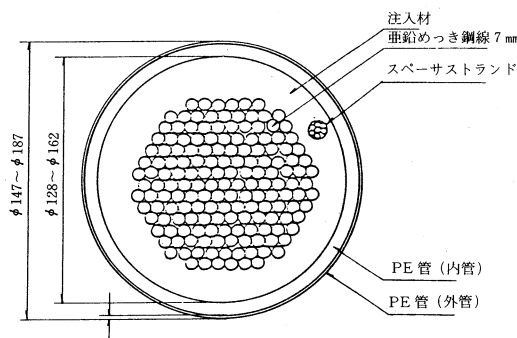


図-15 ケーブル断面構成

長さ（無応力長）は70.1～191.8mとなる。また、ケーブルの防食設計としては、亜鉛めっき鋼線を2重黒色ポリエチレン管で被覆し、その空隙を高分子材料（ポリブタジエン系ポリウレタン）で充填する予定である。これは、本橋が併用橋で、ケーブル張力の応力振幅が大きいいため、充填材として十分な伸び特性を要するからである。

(2) ケーブル角折れ緩衝装置

ケーブルとソケット間の相対角変化によって、ケーブルには曲げモーメントによる2次応力が発生する。ケーブル角折れ緩衝装置は、ソケットの前方にゴムサポートを設置したもので、ケーブルの曲げモーメントを2点に分散させる効果をもつ。

9. 付属物

9.1 付属物の形式

支承および伸縮装置の形式を表-4に示す。

表-4 支承及び伸縮装置

支 承	鉛直支承	塔柱部	タワーリンク（ボス部鍛造品）
	端 部	端 部	エンドリンク（ボス部鋳鋼品）
	橋軸方向	常 時	スプリング沓+三角リンク
	水平支承	地震時	スプリング沓+三角リンク+ストッパー沓
橋軸直角方向水平支承		ウインド沓	
道路伸縮装置	設計移動量	±475 ^{mm}	
	形 式	リンク式	
鉄道緩衝桁	設計移動量	常時±400 ^{mm} 、地震時±550 ^{mm}	
	形 式	800特形（すべり枕木式）	

9.2 リンクの負反力対策

リンク支承は、交番反力によって摩耗が著しく促進されるため、常用荷重によって反力が交番しないことが必要である。

リンク支承の負反力の算出には、道示の式を用いると負反力が過大に評価されて不合理となるため、本四上部構造設計基準の吊橋の式を適用した。ただし、常用荷重の列車荷重としてはKS-16荷重を用いた。

本橋においては、エンドリンクにのみ常用荷重時に約1,200t/沓の負反力が発生するため、カウンターウェイ

トを設置して反力の交番を抑えた。カウンターウェイトには重量コンクリート（比重約3.8t/m³）を用いて、端部パネルの道路面直下に敷設した。

9.3 橋軸方向水平支承

地震時の橋軸方向の水平力は、スプリング沓と三角リンクを組合せた弾性固定装置によって、両端の橋脚に等しく分配される。

スプリング沓は、図-16に示すように68枚×5組の皿パネとロッドから成る特殊な支承であり、K = 3,000t/m/沓のパネ定数を有する。

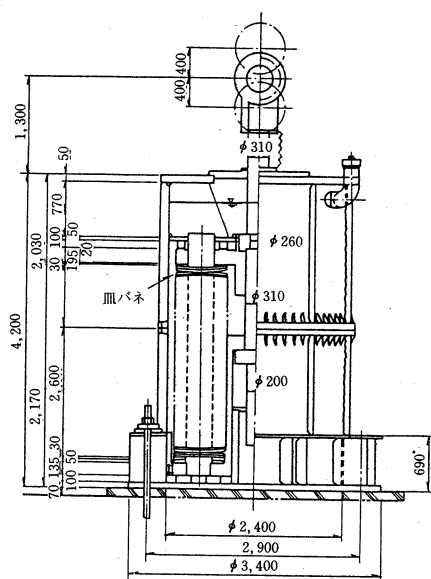


図-16 スプリング沓の構造

スプリング沓の移動可能範囲は鉄道緩衝沓の規模を考慮して424mmとした。これを超えるような不測の橋軸方向地震反力に対しては、ストッパー沓を設けてスプリング沓と共同して抵抗する構造とした。沓とストッパー沓の遊間は、小さすぎると橋脚への負担が過大となり、大きすぎるとスプリング沓の移動が使用範囲（400mm）を超える。時刻歴応答解析を行った結果、335mmが最適遊間であることが判った。

10. 耐風対策

暫定時モデルについて、2自由度部分模型による風洞試験を行った結果、風速20～40m/s時に限定振動が発生し、迎角+5°のときに風速100m/sで振れフラッターが発生することが判明した。図-17は、風洞試験結果を示したものである。

限定振動、振れフラッターの発生を抑制するには、図-18に示すようなフェアリングを主構上弦材に取付けることが効果的であることが判ったので、これを対風対策として採用した。ただし、フェアリングの取付けは、実橋の振動性状を観測した結果によるものとした。

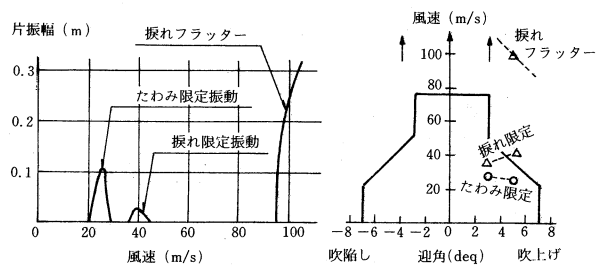


図-17 風洞試験結果（暫定時対風対策なし）

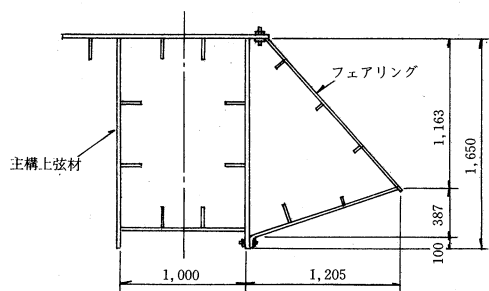


図-18 フェアリング

11. 維持管理対策

維持管理施設として、主桁の内外面および塔柱の内外面に移動式の点検作業車を設置した外、以下に示すような維持管理面への配慮を行った。

1) 塗装の塗り替え面積を減少するため、主構上弦材以外の箱形部材断面内部は、継手部を除いてできるだけ密閉構造となるような構造とした。

2) 継手部のハンドホール等の開口部で鳥の巣となるような箇所には、エキスパンドメタルを張って鳥の進入を防止した。

表-5 鋼重一覧表

種別	重量(t)
塔	8,340
主構トラス	9,770
床トラス	4,440
鋼床版	4,920
下路床組	2,130
添架桁	1,370
支承関係	1,190
ケーブル関係	2,230
その他	1,330
合計	35,720

12. 鋼重

本橋の設計鋼重を表-5に示した。

13. あとがき

紙面の都合で十分な詳しい報告はできなかったが、それらは岩黒島橋上部工詳細設計報告書に詳しく記載されているので参考されたい。

本橋の詳細設計は、石播、横河、松尾、住重、駒井の5社の共同企業体の設計担当者によって実施された。

また、主構の疲労設計に当っては製作検討委員会（奥村敏恵委員長）にも御指導頂いた。更に、これらのとりまとめには、施工管理員の日本建設コンサルタントの担当各氏にもお世話になった。ここに関係各位に感謝の意を表します。

北備讃瀬戸大橋塔架設工事

Erection of the Towers in North Bisan-Seto Bridge

坂出工事事務所 第五工事長	成井 信
向島管理事務所 維持補修課長代理	Shin Narui
(前)坂出工事事務所 第五工事長付	平野 茂
坂出工事事務所 第五工事長付	Shigeru Hirano
	古家 和彦
	Kazuhiko Furuya

1. まえがき

北備讃瀬戸大橋は、本州四国連絡橋・児島～坂出ルート(Dルート)に属し、備讃瀬戸北航路を横断する中央径間 990mの3径間連続道路鉄道併用補剛桁吊橋である。

架橋地点は、瀬戸内海の主航路に位置している関係上船舶の往来が激しく、加えて地域特有の霧の発生等、架橋条件の非常に厳しい地点である。このため、建設工事に際し、瀬戸内海国立公園内での工事を念頭に、航行船舶への安全および、環境保全を最重点として建設が進められている。

本文では、このうち既に竣功した塔の架設工事の概要について報告するものである。

2. 工事概要

図-1に塔の構造概要を示す。塔は橋軸直角方向には斜材形式であり、橋軸方向には基部において橋脚コンクリートに固定され、塔頂においては“柳に風”のごとく、ケーブルの橋軸方向変位に対して、塔本体の曲げ変形で追従しながらケーブルを支える構造になっている¹⁾。

塔柱の幅は基部から頂部まで一定とし、塔頂部で塔柱間隔を35mとする下広がり勾配(1.32%)をもつ斜塔である。また橋軸方向は、中セル幅(3.2m)を一定とし、基部(2P-10.522m、3P-10.700m)から頂部(7.100m)まで外セル幅を直線変化(1.062%)させ絞っている。

塔高は、2Pで161.079m、3Pで169.450mであり、ブロック割りは、重量の均等化、構造上の必要性等を考慮し、次のように決めた。

① クリーパークレーンの能力を考慮し、高さ方向には17分割(最大部材長12.750m)とした。

② 塔基部(第1段)および、塔頂部(第17段)は精度の確保、応力の伝達を考慮し、工場の製作能力上も問題ないため、3セル一体の溶接構造とした。

③ 第9段中セルは、タワーリンクブラケットが取付き、変形形状でありかつ125tと重いので、橋軸直角方向に2分割し、合計4ブロックとした。

④ 塔頂サドルは一体構造とすると、143tにもなるため、2分割構造とした²⁾。

この結果、塔柱架設ブロック数は1基あたり121ブ

ロックとなり、一般部塔柱の最大ブロック重量は106tとなった。また塔柱第1段は245tになり、クリーパークレーンの能力を超えるため、大型クレーン船(以下FC船と記す)により架設した。この他、タワーリンク(2ブロック)、塔頂サドル(4ブロック)を含め、全重量は2Pで8,080t、3Pで8,418tになった。

塔柱の継手は、圧縮力の一部をメタルタッチ(塔外板で50%以上、縦リブで25%以上)で伝達させ、残りの圧縮力を高力ボルトで負担する構造とした。ここでメタルタッチとは、0.04mmの隙間ゲージが挿入できないことを意味する。また継手の最大隙間は0.2mmに制限している。

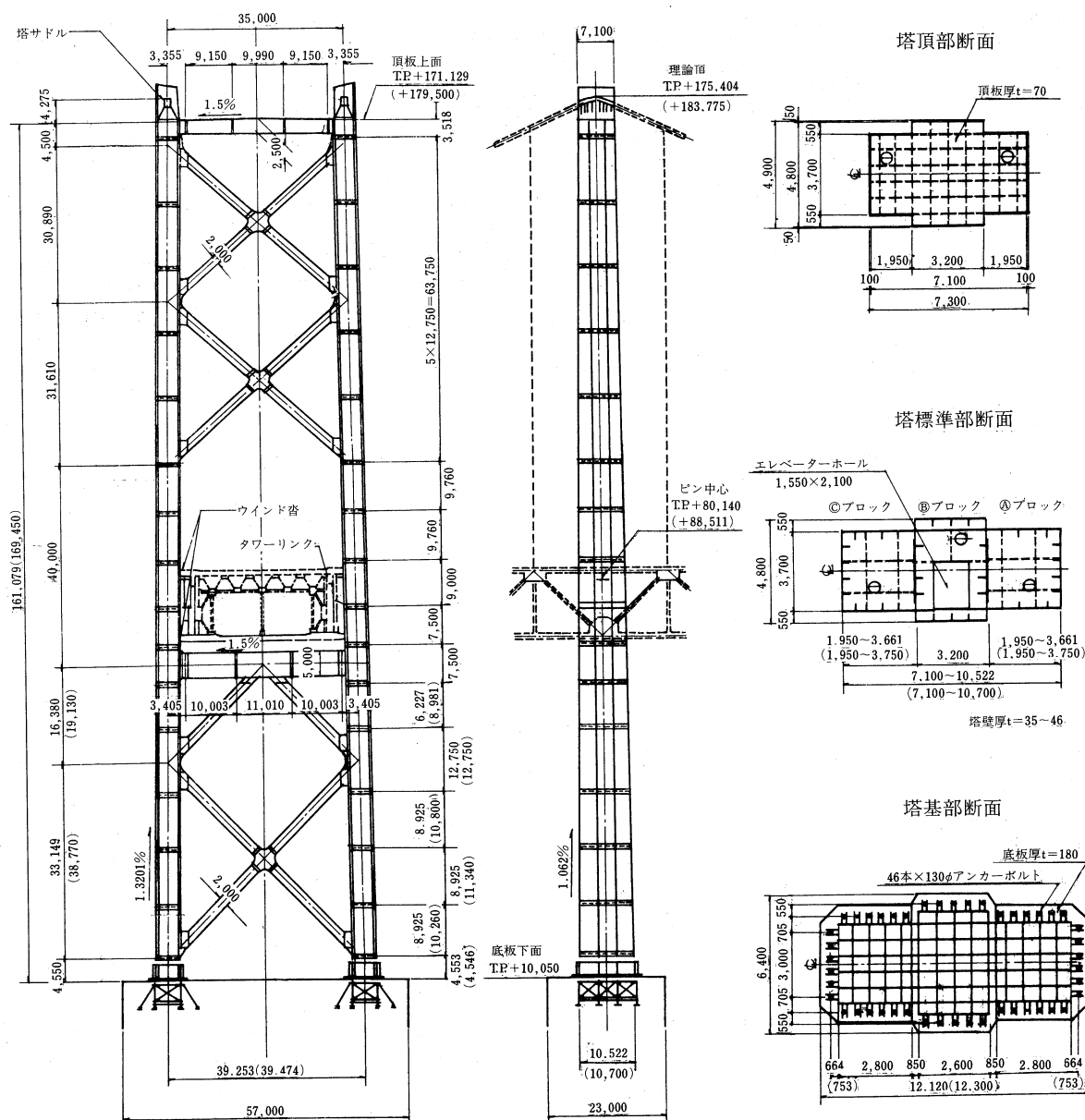
工程表を表-1に示すが、2Pの場合、現地入り条件が整わなかったため、工事の開始が数か月遅れたにもかかわらず、関係者の努力により予定の工期限内に完了することができた。

3. 仮設備計画

塔架設に使用する主要な仮設備は、水切りクレーン(120t×24m)、部材立起し装置、クリーパークレーン(114t×28m)、自立架台、工事用エレベーター設備等がありその配置を図-2に示す。

クリーパークレーンは図-3に示すように既架設の塔柱側面に取付けたガイドレールに沿って自らせり上がり、新たな部材を架設することを順次繰り返して行なう。せり上がりは、既設塔柱の塔天端に天秤を取付け、クリーパークレーンのステージング部(約575t)との間にワイヤーを繰り込み、ウィンチにより全体を引き上げる。せり上げ作業は鉛直に行なうが、本橋の場合、橋軸直角方向に1.32%傾斜しているため、塔柱縦リブ配置には特別な配慮をしている。クリーパークレーンのガイドレールの取付く側の塔柱縦リブ配置を図-4に示すが、クリーパークレーンのガイドレール間隔36.7mは一定であるため、その近傍の縦リブは鉛直方向とし、その他の縦リブは塔軸にそって斜めに配置する構造として塔製作に反映している。

クリーパークレーンがせり上がると、斜材や水平材の架設前の状態では、両塔柱が塔中心にたおれ込み所定の塔柱間隔より狭くなってくる。これは、ガイドレールの軸芯と塔軸芯が一致しておらず、また塔も斜塔のため、クリーパークレーンの重量や、塔本体の自重により発生



()内数値は、3P側塔を示す。

図-1 塔の構造概要

表-1 工事工程表

場所		工事内容	年 月	58 年												59 年												60 年			
				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	4		
2 P (与島側)	仮 設 備																														
	橋 脚 上 面 仕 上 げ																														
	塔 部 材 架 設																														
	塗装(継手部及び補修部)																														
	塔内エレベーター設備																														
	塔 内 電 気 設 備																														
3 P (三ツ子島側)	仮 設 備																														
	作 業 足 場 の 架 設																														
	橋 脚 上 面 仕 上 げ																														
	塔 部 材 架 設																														
	塗装(継手部及び補修部)																														
	塔内エレベーター設備																														
	塔 内 電 気 設 備																														

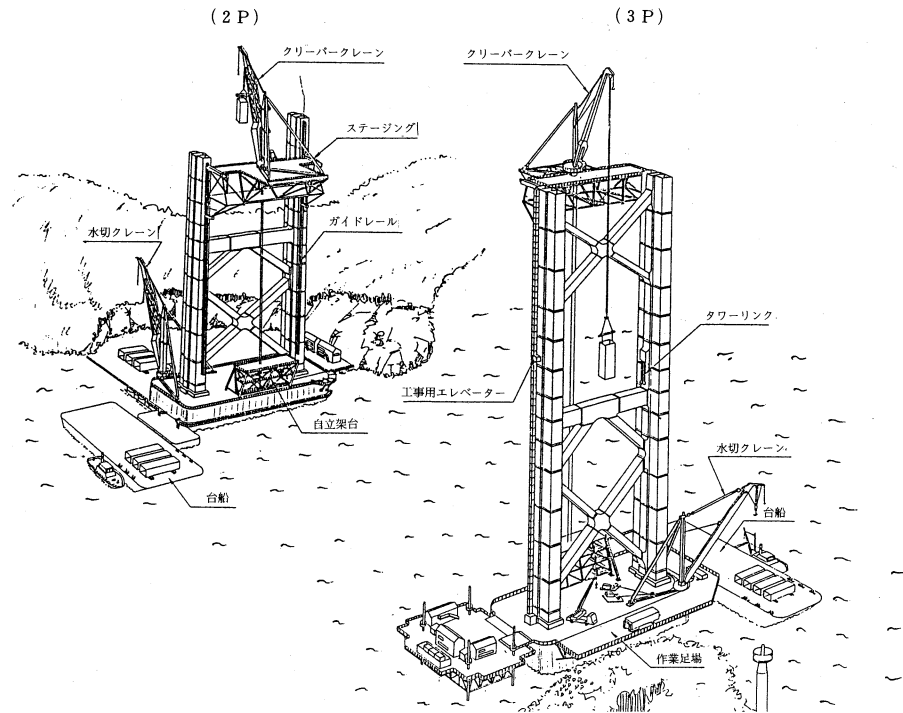


図-2 架設概要図

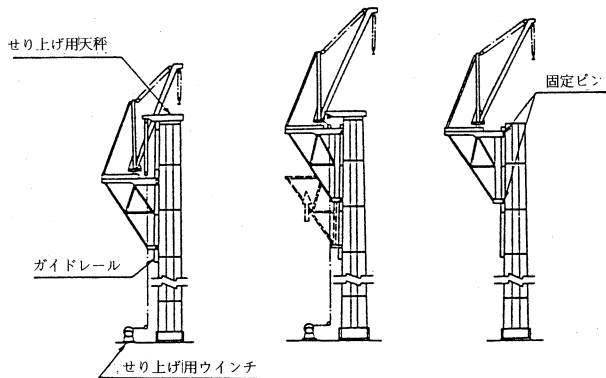


図-3 セリ上げ要領

するものである。これに対して、クリーパークレーンの上側固定ピン付近に設けたジャッキ装置により、塔柱間隔を所定量に調整できるように計画している。

塔柱および塔頂サドル等の架設を完了し、デリック部の解体を終えた後にクリーパークレーンのステーキングを降下する。そのため、塔柱第17段に、せり上げ天秤の仕口を予め設けておき、その先端に天秤を取付け、せり上げと逆の要領で降下する。せり上げ時に用いたガイドレールは、順次上方に盛り替えて使用しているため、降下時にはガイドレールは取り付けしていない。そのため、降下時には、ステーキング部の塔柱側にはゴム製のローラーを取り付け、塔柱に接触しても傷つけないように対処している。

自立架台は、クリーパークレーンのせり上げ前の架台となるもので、3階建ての構造とし、せり上げ用ウインチを始め、主巻ウインチ、起伏ウインチ等を収納したもので、重要な架設機材の1つである。尚、塔下の狭い仮置きヤードを有効に使用できる利点もある。

輸送された塔柱は、水切りクレーンで一担仮置きヤード上に仮置きされ、部材立起し装置で立起された後、

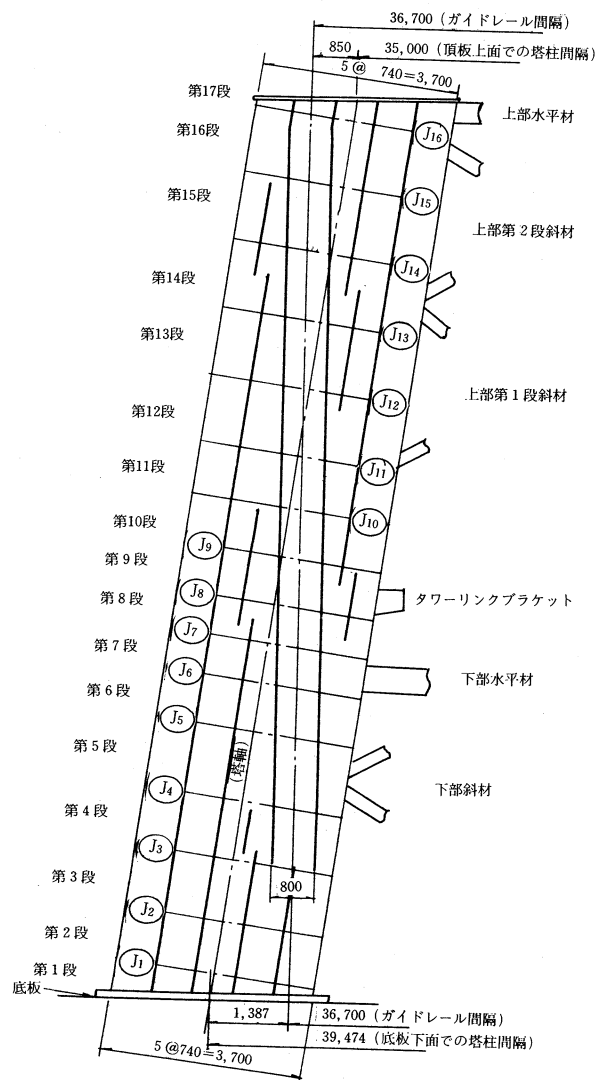


図-4 ガイドレール側縦リブ配置図

報 技 四 本

の稼働率となった。今後このような作業の場合、十分に配慮すべきことである。

4.3. 部材の水切り、仮置き、立起し

塔部材は架設工程に合わせ、各製作工場から主として2,000t積台船にて海上輸送された。仮置きヤードが極めて狭少であることおよび1サイクルの架設所要日数を考慮して架設の1サイクル分を月平均3回程度輸送した。

台船は原則として潮流の転流時に接岸し、係留後すみやかに水切り作業を行ない仮置きした。

3Pの場合、橋脚周辺に強固な足場を設け仮置きヤードとしたが、2Pの場合、図-2に示すように仮置きヤード(TP3.4m)と橋脚天端(TP10.0m)に段差があったため、作業性が悪く、本体部材や架設治具等の仮置き計画について、細部にわたる調整が必要となった。

水切りする部材は、塔柱や塔頂サドルのような大物とは別に、足場材、高力ボルト、塗料等軽量な物も数多い。2Pの場合、これら小物についても水切りクレーンで水切りせざるを得なかったため、非常に能率が悪かった。これら小物部材は、トラッククレーンで水切りできるように計画した方が能率的と思われる。いずれにしても、仮置きヤードの広さや、その配置等は、架設全体工期を左右するもので、今後充分配慮する必要がある。

4.4. 塔本体の仮設

塔の架設ステップの主要項目について、以下に記述する。

(1) 底板の架設

2Pの場合、工程短縮を考慮して、底板は塔柱第1段架設用F C船にて架設した(3Pはクリーパークレーンで架設した)。

底板の据付後の芯合せは、予め埋設していた金物を使用してジャッキにて微調整を繰り返した。

従来、コンクリート研磨面にセメントパウダーやエポキシ系塗料が塗布されてきたが、前者は底板の据付精度が悪くなり、後者は水分が抜けにくく発錆の原因となること等が懸念され、特に処理を施さなかった。

(2) 塔柱第1段の架設

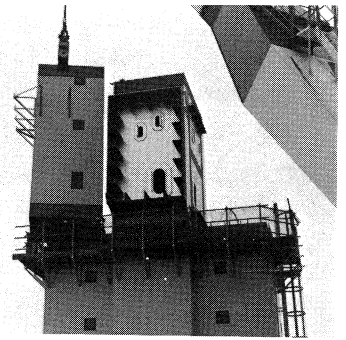
塔柱第1段は塔全体の平面的な最終位置を決定づけるブロックであり、その据付精度管理には最も慎重を期した。F C船(2Pは600t吊、3Pは1,300t吊)にて底板上に仮置きし、上記のジャッキにて前後左右の位置調整後、橋軸方向、橋軸直角方向の通り芯を計測し、十分な精度が得られていることを確認した。

(3) 標準部塔柱の架設

標準部塔柱の架設のうち、第2段から第5段までの架設については、クリーパークレーンを自立架台上に固定した状態で行ない、それ以後の架設は全てクリーパークレーンをせり上げた状態で行なった。各段は3セルに分割されており、その架設は中セル・外セルの順に行なった(写真-1)。

写真-1

一般部ブロック
の架設



塔柱の架設における精度管理は、基本的には工場仮組立時の基準ボルト孔にドリフトピンの打込みを忠実にこなうことで対処している。しかし、直射日光による部材の歪や、横持ち等の外力による影響を受け、メタルタッチの再現が困難な場合も生じた。その対策方法として、添接板を若干ずらせて、本体との孔ずれを利用したドリフトピンの打込みによって引寄せる方法を採用した。上端面のセル間段差についても、縦継手にドリフトピンを打込むことにより極力小さくした。

架設各段ごとに立上がり精度メタルタッチ、セル間段差等について計測し、その精度を確認し、高力ボルトを締付けた後次の架設段階へ進んだ。

(4) 塔柱第9段の架設

塔柱第9段のブラケット側の中セルブロックは吊った場合バランスがとりにくい形状となっているため、図-6に示すように水切りクレーンとクリーパークレーンの相吊り立起しを行ない、台付ワイヤー長をチェーンブロックにて調整し、ピンの仮置きブラケット足場を取付けた後、吊上げを行なった。

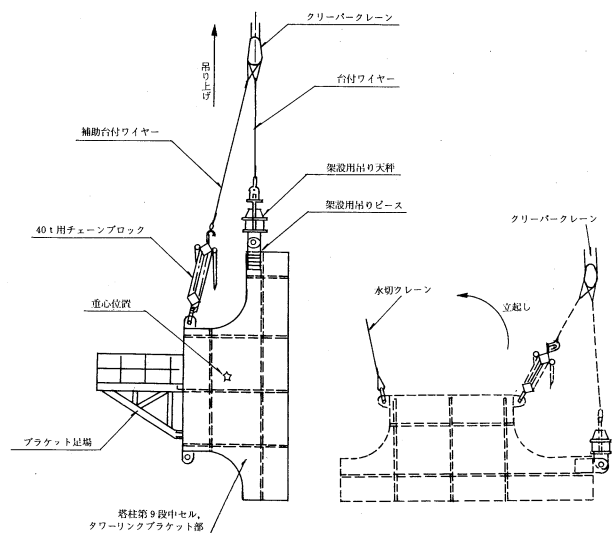


図-6 塔柱第9段の立起し

(5) 斜材の架設

斜材の吊上げ要領は、チェーンブロックを用いて台付長を調整し、所定の傾きに微調整して行なった。先行架設する斜材は、後架設の部材と結合するまでの間、塔柱より斜吊り索を設け、部材先端を仮支持した。

(6) 水平材の架設

下部水平材は、斜材上の中ブロックを架設した後、左右の閉合ブロックを落とし込み架設した。

上部水平材は、塔柱側に取付くブロックを片持状態で架設し、最後に中央ブロックを落し込んだ。

水平材の取合部は、落とし込み作業を容易にするため、部材端に100mm程度のテーバーカットを設けた。

(7) 塔柱第17段の架設

塔柱第17段には、塔内エレベーターの機械部品が取付くため、予めこれらの機械を工場にて組込み架設した。

(8) 高力ボルトの締付け

高力ボルトは、各部材を架設し計測結果が精度内におさまっていることを確認した後、順次締付けを実施した。高力ボルトの締付けは耐力点検法によった。

なお、高力ボルト締付け後、再度メタルタッチを確認し、締付け前から変化していないことを確認した。

(9) 底板と塔柱第1段のメタルタッチ率

底板と塔柱第1段のメタルタッチ率は、格子状に設けた補強リブの全体にわたり計測した結果、アンカーボルト締付け後にはほぼ100%近い値となった。

4.5. アンカーボルトの締付け

アンカーボルトは第1段架設完了後、手締めの状態とし、塔柱第5段までの架設を完了し、高力ボルトの締付けを終えた後（クリーパークレーンの第1回せり上げ前）に所定軸力400tを導入した。この理由は、第1段架設完了後に所定軸力を導入すると、アンカーボルトの配置されている周辺部のみに変形が生じ、中央部が凸型形状気味になり、第2段以降のメタルタッチに影響をおよぼすことが懸念されたためである。

アンカーボルトの締付けは500ton センターホールジャッキを使用し、予備締め（50%軸力導入）、本締め（100%）の2度締めとし、2台の締付機によって各塔柱中心に対して対称となる様な順序で施工した。アンカーボルトには歪ゲージを貼付し、ボルト軸力の管理を行ない、ポンプの油圧計と軸力の相互関係およびジャッキ解放後のボルト軸力の低下を把握した。

アンカーボルトの軸力は時間の経過に伴って減少するが、この減少の原因は、コンクリート部分の乾燥収縮やクリープによるものと、アンカーボルトのレラクゼーションによるものであり、本橋の例では、前者により約35t、後者により約4t、計39tの減少が見込まれた。そのため、計算上の必要プレストレス力360t/本に対して、初期プレストレス力400t/本として本締めを行なった。

塔架設完了後、導入軸力の再計測を行なった結果、平均15t程度の軸力減少が確認された。しかし、プレストレス導入後の経過時間および最終コンクリート打設後の材令等から、クリープ、乾燥収縮はほぼ最終段階に達していると判断され、この減少量は、設計時に見込んだ最終プレストレス減少量より少ないため、あえて増締めは行なわなかった。

4.6. タワーリンクの架設

タワーリンクの架設状況を写真-2に示す。まず第9段に取り付けたブラケット足場のテフロン板製すべり架台上にピン（重量約16t）を仮置きし、微調整を行って、挿入孔との通り芯、水平度等を確認した。

アイバー（重量約65t）は、横置き状態で搬入されているため、上下の吊ピースを利用して、クリーパークレーンと水切りクレーンによる相吊り立起しを行い、吊上げた。アイバーを据付けるピンプレート間隔は、クリアランスが20mmと狭く、落とし込み時には極めて慎重な作業が要求された。アイバーを所定の位置に落し込んだ後、ピンを押出し、ピン孔に挿入した。この後、クリーパークレーンの荷重をピンに移し、吊治具等を撤去した。

なお、補剛桁架設までの間、アイバーは振り子状に吊下げた状態で放置することになるが、風、地震、不慮の外力等によりアイバー本体やブラケット部が損傷する危険性があるため、ワイヤーにより水平材と固定する振止めを設置し養生した。また、補剛桁と連結する下ピン孔およびベアリングプレート面についても、雨水の侵入による発錆を防ぐため、カバーで覆い養生した。



写真-2

タワーリンクの架設

4.7. 塔頂サドルの架設

塔頂サドルは2分割構造であり、予め工場にてサドル底板側面と塔柱第17段の頂板面に合マークを設け、架設に際してはそのマークを一致させるように施工した。架設要領を写真-3に示すが、架設後塔頂部の吊ピース取付け仕口を利用して、ジャッキにて分割面でのサドル鞍の溝部の目違い量を極力小さく押えるように微調整を行なった。その結果、工場の実績通り再現することができた。

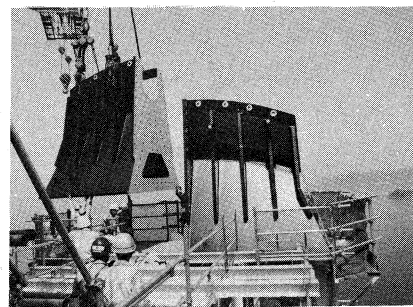


写真-3

塔頂サドルの架設

次に2分割のサドルを完全に一体化させるため、分割面に設けた93本のボルトの締付けを行なった。所要軸力は81.5t/本であり、200ton用油圧ボルトテンショナーによって施工した。軸力はデプスマイクロメーターによりボルトの伸び量を計測することによって管理した。

4.8. 制振装置

本橋の塔はフレキシブル構造でありケーブル張渡し前の自立状態では、橋軸直角方向の比較的低風速によって過励振振動が誘起されることが懸念された。

風洞実験の結果³⁾によると、この振動によって塔頂倍振幅が曲げ振動では3.5m以上、ねじり振動では5°以上となることが予測された。これらの値は、塔本体およびクリーパークレーンの安全性および作業の安全性から決定した許容振幅を大きく上回るため、何らかの制振対策が必要となった。

その方法として種々検討の結果、2Pの場合スライディングブロックのクーロン摩擦を利用した付加減衰方式を採用し、3Pの場合オイルダンパーと重錘を組み合わせた付加減衰方式を採用した。

5. 架設精度

5.1. 一般

架設精度は工事の最終出来形を示すものであり、基本的には設計思想を反映させたものである。すなわち、設計計算の仮定、許容応力のとり方等と関連させて許容精度が決定されているため、この範囲において精度管理を行なうことによって自から上記の要求は満足される。

特に吊橋の場合、塔工事、ケーブル工事、補剛桁工事と連続し、その各工事毎にそれぞれ技術的に可能な最高レベルの精度管理を行なうことが重要である。

塔工事に着目した場合、精度管理は工場製作時の状態を現場で忠実に再現することに努力した。

実施した主な計測内容は次のとおりである。

- ① 橋脚上面コンクリート仕上げ
- ② 塔柱メタルタッチ
- ③ 塔柱立上がり精度
- ④ 塔高

これらに対する精度基準は表-2に示すとおりである。

5.2. 橋脚上面コンクリート仕上げ

仕上げ完了後コンクリート面に500mmピッチに地墨を打ち、その各点の仕上げ精度を確認した。その結果を表-3に示すが、十分に許容値を満足している。

5.3. メタルタッチ率

表-4にメタルタッチの実績を示す。この表から工場の精度を十分に再現し、規定を大きく上回る良好な値が得られていることがわかる⁴⁾。

5.4. 塔柱立上がり精度および塔高

表-2 精度基準

項目	内容	許容精度あるいは管理基準
橋脚上面コンクリート仕上げ	平面度	仕上げ全面積につき1mm以下
	最大隙間	0.5mm/1m以下
	仕上げ高さ	計画エレベーションに対し±1mm
	傾斜	1/10,000以下
塔	立上がり精度	架設完了後の塔柱中心偏位30mm以下
	高さ	±1.0mm×N (ブロック数) 全長で±17mm以内
	メタルタッチ率	外板 50%以上 縦リブ 25%以上
	断面寸法	フランジ幅 ±2mm 対角線長 ±3mm以下
	中セルと外セルの段差	0.2mm以下
	目違量	1mm以下

表-3 橋脚上面コンクリートの仕上げ精度

		平面度	最大隙間	高さ	傾斜
2P	東塔	0.8mm	<0.5mm/m	max +0.3mm	max 1/15,000
				min -0.5mm	
	西塔	0.8mm	<0.5mm/m	max +0.4mm	max 1/11,250
				min -0.4mm	
3P	東塔	0.68mm	<0.5mm/m	max +0.41mm	max 1/12,500
				min -0.27mm	
	西塔	0.55mm	<0.5mm/m	max +0.45mm	max 1/13,974
				min -0.10mm	

各塔柱の橋軸方向および橋軸直角方向の立上がり精度は、塔完成時形状の計画塔頂中心に対する実際の塔頂中心までの偏位量をトランシットで計測することにより求めた。

計測の結果は、図-7に示すとおりであり、すべて許容値内におさまっている。なお、それらの数値は制振装置ワイヤーやクリーパークレーンの影響を補正済の値である。また、計測は部材の温度差の影響をなくすため、早朝に実施した。

図-7のうち、●印測定値はクリーパークレーン撤去後の最終出来形測量の結果を示す(ただし、制振装置ワイヤーは取付いているので、その影響値を補正している)。なお、立上がり精度基準として塔柱中心偏位量のみを規定しているが、塔柱断面の振れも発生するので、今後、この振れ量についても管理する必要があると思われる。

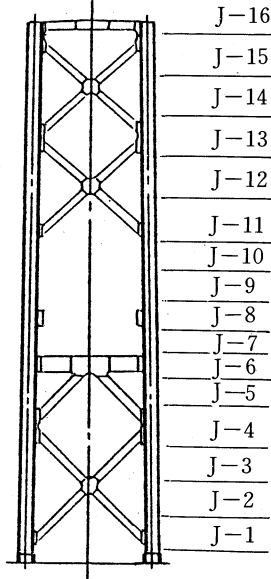
塔高の計測結果は、表-5に示す。

6. 現場塗装および電波吸収材

本橋は、工場塗装により最終仕上げまで行う仕様とし

表-4 メタルタッチ率

単位 (%)

塔柱 継手	2 P				3 P				備 考
	外 板		縦リブ		外 板		縦リブ		
	東塔	西塔	東塔	西塔	東塔	西塔	東塔	西塔	
J 1	73.1	72.1	50.9	57.5	91.7	92.6	84.0	73.0	
J 2	86.5	83.7	59.5	77.4	90.4	83.5	76.2	70.2	
J 3	93.3	91.3	73.8	75.0	88.5	92.3	75.0	72.6	
J 4	91.0	90.0	83.3	79.8	92.0	99.0	83.3	88.1	
J 5	85.0	81.0	66.7	76.2	87.0	93.0	65.5	91.7	
J 6	90.9	88.9	59.2	57.9	89.0	85.0	90.8	82.9	
J 7	93.9	96.0	82.9	73.7	99.0	89.0	97.4	86.8	
J 8	91.9	96.0	80.8	83.3	87.0	93.0	78.9	81.6	
J 9	82.8	85.9	75.0	69.2	99.0	93.8	96.1	92.1	
J 10	92.6	92.6	78.9	77.6	94.8	86.5	88.2	85.5	
J 11	89.6	86.5	84.2	78.9	90.6	95.8	93.4	96.1	
J 12	95.7	94.6	80.8	93.6	83.7	87.0	92.3	93.6	
J 13	96.7	92.3	74.4	75.6	94.6	90.2	87.2	82.1	
J 14	96.7	89.0	81.4	74.3	93.5	94.6	97.1	82.9	
J 15	100.0	100.0	80.9	89.7	88.6	90.9	82.4	89.7	
J 16	85.2	81.8	86.8	76.5	75.0	92.0	83.8	91.2	
平均	90.3	88.9	75.0	76.0	90.3	91.1	85.7	85.0	

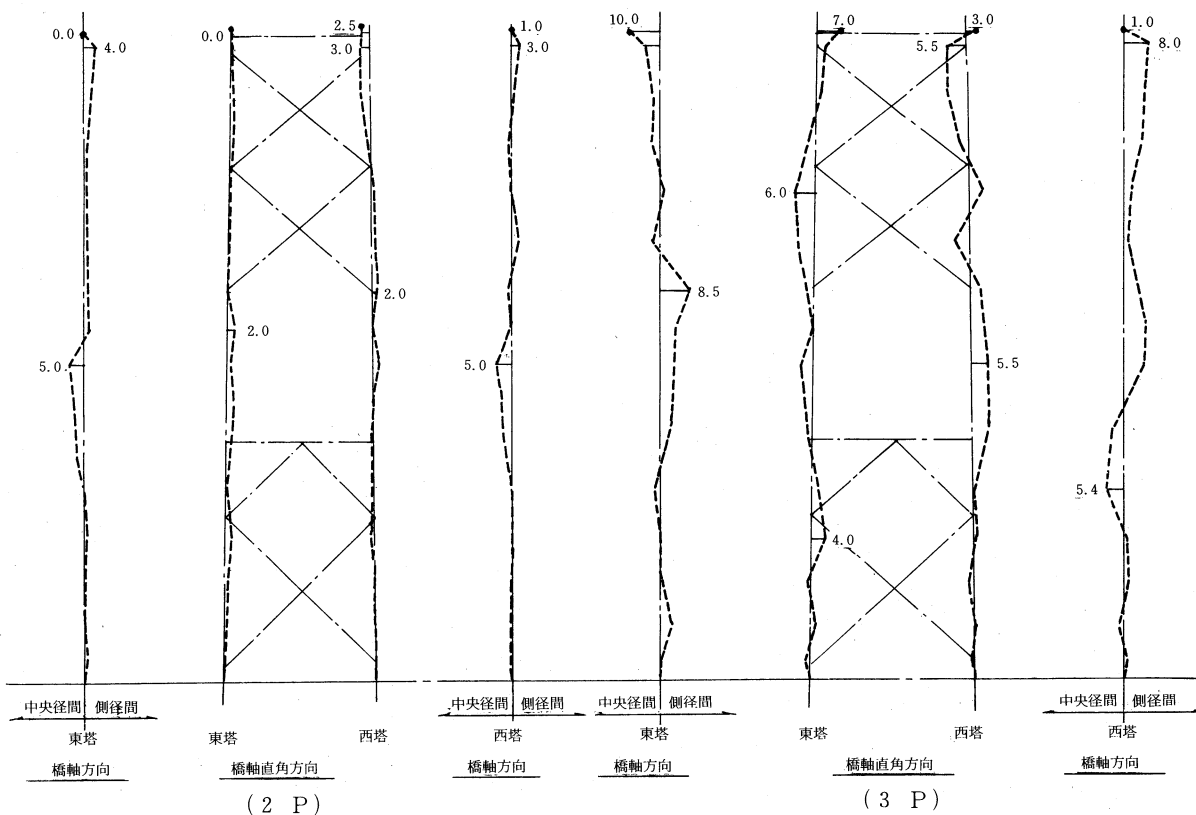


図-7 立上がり精度

表-5 塔高の計測結果

	東 塔	西 塔
2 P	+ 12.5 mm	+ 13 mm
3 P	+ 15 mm	+ 15 mm

ており、現場塗装としては現場継手部、仮設備機材取付け箇所の塗り残し部等が対象となる。このうち現場継手部の外面は足場を利用し、その他の外面については塗装用ゴンドラを用いて作業を行った。

塗装前に被塗装面の塩分付着量を塩素イオン検知管により測定し、規定値100mg/m²以下であることを確認した。部材輸送時には、部材全体をシートで覆い、さらに添接部はビニールで養生するなど十分防護したため、塩分付着量は約20mg/m²と少なく、現地での水洗いは必要なかった。

塗装作業は架設作業と平行作業になるために、外面塗装作業においては上下作業を禁止し、内面作業においては有機溶剤によるガスの換気や火気等に注意し施工した。

現場継手部や塔基部外周等は雨水や海塩粒子等の腐食因子の侵入を遮断する目的でシーリングを施し、また底板上面や斜材交差部等は排水や防錆を目的としてライニングを行った。

本橋2 P塔には、海難防止対策として橋梁による船舶レーダーの偽像発生を軽減するために、第12段までの塔柱の東面にクロロプレんフェライト系の電波吸収材を貼り付けた。

貼り付けした電波吸収材の標準の大きさは50cm×53cmであり、不定形状も含め約5,800枚におよんだ。電波吸収材は、図-8に示すような構造であり、工場にて塔部材に貼り付け、その表面を上塗り塗装したものである。これらは塔体の横持ち、立起しの際に非常に傷つきやすく、極めて慎重な作業が要求された。

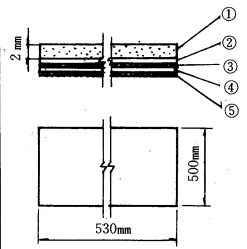
項 目	仕 様	摘 要
材 質	クロロプレん・フェライト	
構 造		① 電波吸収材 ② 反応型感圧接着剤 ③ 電波反射材 ④ 反応型感圧接着剤 ⑤ 離型紙

図-8 電波吸収材

また、部分的にふくれやはがれが生じてきたものもあり、特にその程度が大きいものは、現場にて貼替えを実施したが、固定足場がなく危険作業を伴った。

7. エレベーター、電気設備

架設後の塔の保守点検を目的としたエレベーター設備を、各塔2基計4基設置した。

エレベーターは、塔軸に平行に配置されたレールをガイドとして、塔柱17段に設けた巻上機のロープにより昇降する構造である。エレベーターかご寸法は、塔本体の振動、伸縮、斜塔としてのたおれ量および塔本体のセットバック量等を考慮し、中セルのダイヤフラムの開口部2.1m×1.5mの平面スペース内に、より大きく確保できるよう配慮した。また保守用とはいえ、昇降行程が約150mもあり、かつ停止階も10箇所を要するため、昇降速度を90m/分とした。

エレベーターの据付け工事は、作業の安全性および作業効率向上のために塔柱横置き状態で部品を仮取付けし、塔柱架設後にガイドレールの調整や出入口部品、かご等の取付け作業を行った。

塔電気設備としては、塔の維持、保守および点検等のため、照明、動力、電話回線等を設けている。

8. 今後の検討事項

本橋における塔工事の反省点から、今後の同種工事できさらに検討することが望まれる事項等について以下に述べる。

(1) メタルタッチ

メタルタッチ率の低下箇所として、a) 第16段(3セル)と17段(1体)との継手部、b) 外セル(開断面)の外板部、c) 中セルの縦リブ等であった。

第16段と17段との継手部のメタルタッチ率の低下は、既設塔柱の3セル間の段差が累積したものであり、各段架設後毎に段差を計測し調整したものの不十分であり、一般部に比べ低下し、最低60.0%となった。

一般部の外セル外板は、開断面形状のため、輸送、立起しの際の外力および直射日光の影響を受け変形しやすく、中セル外板の最低値75.0%に比べ、53.1%にまで低下した部分もあった。

中セルは、図-9に示すように、上下端の添接部分がづつみ状になっており、縦リブ先端では最大0.6mmもの隙間を生じていた。この変形は仮組立後の横持ち等の外力や塗装ブラスト等による内部拘束力のバランスがくずれ発生したと考えられるもので、架設時にはジャッキで縦リブを押すことにより改善をはかり、73.6%にまで向上し、規定値を十分満足することができた(外セルの縦リブは85.6%であった)。

これらは塔柱断面が大きくなるにつれ、また外板部の幅-板厚比が大きくなるにつれ低下することが想定されるので、今後同種の工事では、より一層慎重に行なう必要がある。

(2) 仮設備等の改良

今回の塔工事では仮設備等に各種の改良が加えられ安全性や作業効率の向上につながっている。

a) ガイドレール盛替設備

従来のガイドレール撤去および盛替作業は、足もとも

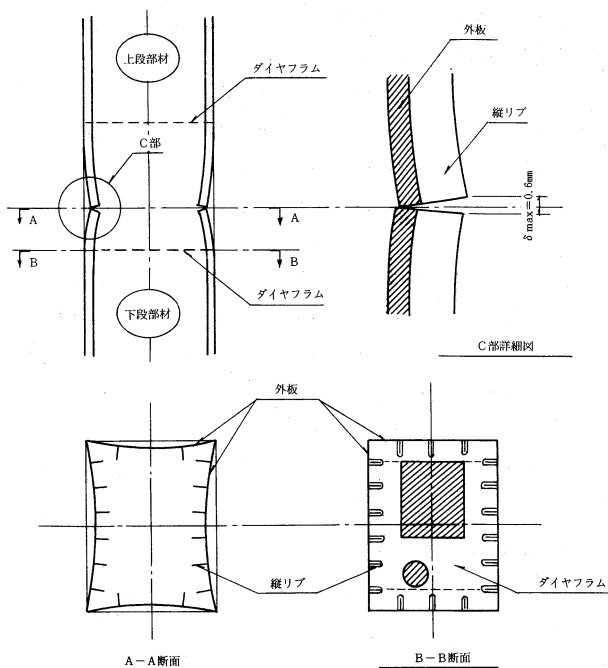


図-9 中セルの変形状況

悪く、かつ撤去時にガイドレールが振れ、塔体に接触する危険があり困難を極めた。今回は写真-4に示すように独自の盛替設備とゴンドラをステージング下に設けることにより危険もなく、スムーズに実施できた。

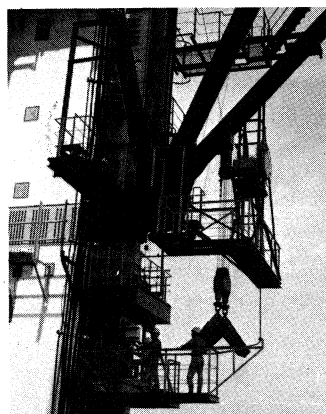


写真-4

ガイドレール盛替設備

b) せり上げ天秤の改良

天秤とシーブブロックを分離することによって天秤の吊り姿勢が安定し危険作業をなくすことができた。さらに、ワイヤーの繰り込みや引き出しも容易となり、ワイヤーの防護上でも有利となった。

c) メタルタッチ面の保護

塔柱の上面には、あらかじめ工場にて添接板を取付けてあり現場での省力化をはかった。そのため上面のメタルタッチ面は、ウォッシュプライマー-20 μ を塗装して保護した。なお、これによるメタルタッチ率の低下はみられなかった。なお、塔柱下面側はテープにて養生を行った。

d) 工事用エレベーター

工事用エレベーターの乗降口は既設塔柱全継手位置お

よびステージング上の伸縮歩廊に設けたことにより、作業の効率化がはかられた。

以上のようなものの他、細かい改良等もあり、全体的に作業の円滑化につながり、工期短縮ができた一因である。今後においてもさらに改良が望まれる。

(3) 足場

塔柱足場は三角ブラケットで塔柱に固定する方式とし、部材架設前にブラケットや足場板の取り付けを行ない、高所での作業を極力なくすようにした。一方、斜塔のためクリーパークレーンのガイドレールとの取合構造が各継手位置で変わり、この面の足場の改良が望まれる。

斜材・水平材用足場、タワーリンク架設用足場はユニット化した足場を用いた。

足場の撤去は、塔頂クレーンで吊った作業枠で行なったが、大変危険な作業である。また塔柱内側では、斜塔のためゴンドラが塔壁より離れてしまうため作業が困難であった。撤去用ゴンドラとして塔柱を囲む作業枠を製作し、合わせて塗装用としても使用するなどの方法をとる必要がある。

また、工事用エレベーターの取付かない側の塔柱は、継手足場への連絡路がなくなってしまう場合も生じるので、あらかじめ梯子等の設置を計画しておき、塗装作業の遅れなどを生じないように考える必要がある。

(4) 橋脚上面コンクリート研磨

アンカーボルト回りの研磨機は旋回式研磨機を用いたが、研磨用ブレードの外縁部がすりへり、平滑に仕上げられず、さらにハンドポリシャーにより最終仕上げを要した。また、電線管があらかじめ埋め込まれていたが、作業性の低下をきたすため、箱抜きするなどして後で設置する方法が好ましい。

なお、研磨面の最終出来高計測点は500mmピッチとした。これは研磨面の精度は機械の据付精度によって大部分が左右され、小範囲の凹凸は生じないからである。

(5) サドル分割面のボルト締付け

サドル分割面のボルト締付け作業は、水平方向であり狭あい部でもあり、作業性が悪かった。また軸力測定用のデプスマイクロメーターは誤差が発生しやすく、締付軸力の確認方法も一考を要する。

(6) 塗装

現場継手部のダイヤフラム床上面および水平材の床上面は、架設作業の仮基地となるため工場塗装が汚れ、最終的に再び現場塗装を行なった。この部分の工場塗装は中塗りまでしておき、架設完了後に現場で上塗りする方法にするのがよいと思われる。

タワーリンクの塗装は維持管理上、半永久塗装であるガラスフレーク塗装である。この塗装は衝撃に対して非常に弱いのでわれやすく慎重な架設作業が要求された。また塗装粘度が高く狭あいな場所でもあるため、補修塗装は非常に困難であった。一方、工事期間中にも、紫外線によって黄変し、塔本体の塗色と多少の相違を示した。今後この塗装系の採用に際しては一考を要する。

(7) その他

斜材・水平材と塔柱の交点には曲線状の化粧板を取り付けたが、板厚が薄いにもかかわらず面積が大きくかつ重いので、その取付作業が困難であった。

外・中セル間のダイヤフラム継手やマンホールは、外セルの落し込み架設を容易にするため、その構造詳細について一考を要する。

また、仮組を省略することの多い小物部材、ピース、架台等について取合上いくつかの問題も生じた。例えば水平材の階段出入口付近の最上段ステップは、マンホールとの取合上、充分なステップ幅が確保できず、通行しにくくなってしまった。これら細部については、十分に工夫し、工場製作時に入念にチェックしておくことが要求される。

(8) 電波吸収材

前述したように、工場施工してきた電波吸収材の一部にふくれやはがれが発生し、その原因については現在なお調査中であるものの、この種の材料の採用にあたっては充分吟味し選択することが必要である。

9. あとがき

北備讃瀬戸大橋の塔架設工事はDルート吊橋3橋のトップを切って昭和58年5月工事に着手し、約1年半余りの歳月をへて無事完成した。本橋の塔は大鳴門橋主塔に比べて塔高も高く、ブロック重量も重く（塔高で約1.3倍、鋼重比で約1.8倍）、第8章で示したような大規模

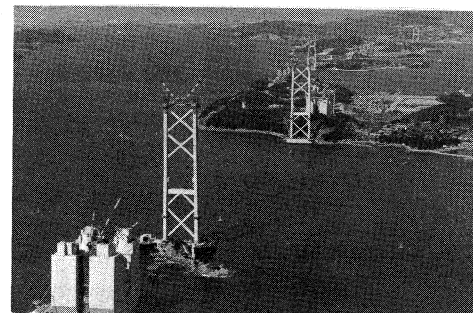


写真-5
塔完成写真

工事に伴う種々の問題が発生したが、因島大橋、大鳴門橋の塔架設工事中において得られた経験を十分生かし、適切な方法で対処して、高精度で高品質の吊橋塔を完成することが出来た。本工事の成果が今後の同種の工事に役立てば幸いである。

最後に、本工事に当り、御協力、御指導を頂いた関係各方面の方々に紙上を借りて厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 馬場・成井・平野;北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計、本四技報 Vol. 8, No. 27, '84. 1
- 2) 馬場・成井・吉元;北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計(その1)、本四技報、Vol. 8, No. 28, '84. 1
- 3) 馬場・成井・平野;北讃瀬戸大橋塔の風洞実験、本四技報 Vol. 8, No. 30, '84. 7
- 4) 成井・平野・古家;北備讃瀬戸大橋塔製作 本四技報 Vol. 9, No. 33, '85. 4

南北備讃瀬戸大橋4A アンカレイジの施工

Execution of North & South Bisan-Seto Bridge 4A Anchorage

第二建設局 計画第二課長 山中 鷹志
(元)坂出工事事務所 第一工事長 Takashi Yamanaka
坂出工事事務所 第一工事長付 栗原 敏広
Toshihiro Kurihara

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋の3つのアンカレイジのうち、4A アンカレイジ（以下4Aという。）は南、北2つの吊橋の共用アンカレイジであり、設置ケーソン方法による海中部の施工に引き続き、57年9月より躯体部のコンクリート打設を開始した。途中、3,000 ton吊クレーン船によるケーブルアンカーフレームの一括架設を行い、約25万 m^3 におよぶコンクリート打設は、60年2月1日完了した。本報告は、この工事の概要、工事実施上問題となった点などを紹介するものである。

2. 工事概要

4Aは南北備讃瀬戸航路にはさまれた海峡部の中央に位置している。このため、工事に必要な資機材は全て海上輸送で搬入せざるを得ず、また、資材置場のためのスペースも必ずしも十分にとれず、施工条件としては厳しいものであった。

4Aの躯体工事は、南北備讃瀬戸大橋下部工北工区（その4）工事として56年12月に発注し、準備工事に引き続き57年9月26日よりコンクリートの打設を開始した。主要工事数量を表-1に示す。

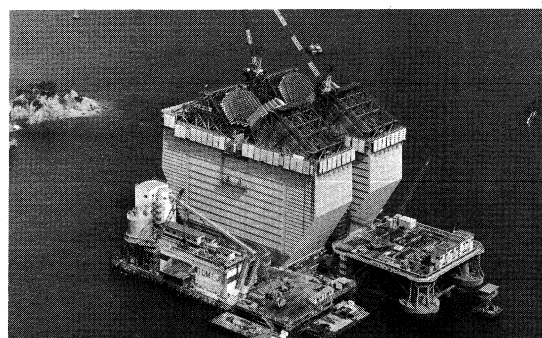


写真-1 4A施工状況（59.3）

3. 仮設備

3.1. 仮設備の配置

仮設備の全体配置を図-2に示す。

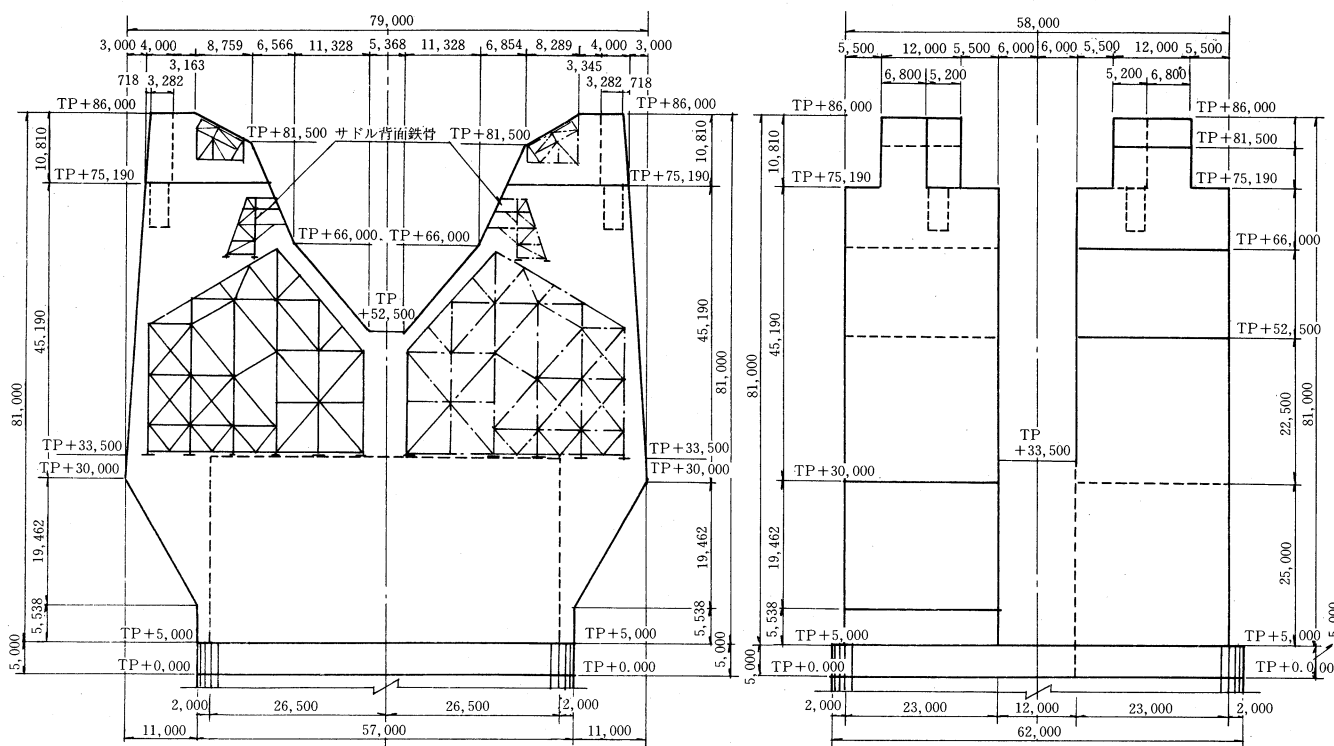


図-1 4A構造一般図

表-1 主要工事数量

工 種	数 量
コ ン ク リ ー ト 工	253,500m ³
鉄 筋 工	5,500ton
型 枠 工	36,900m ²
ケーブルアンカーフレーム据付	4 基
その他のアンカーフレーム	90ton
各 種 埋 設 金 物	700ton

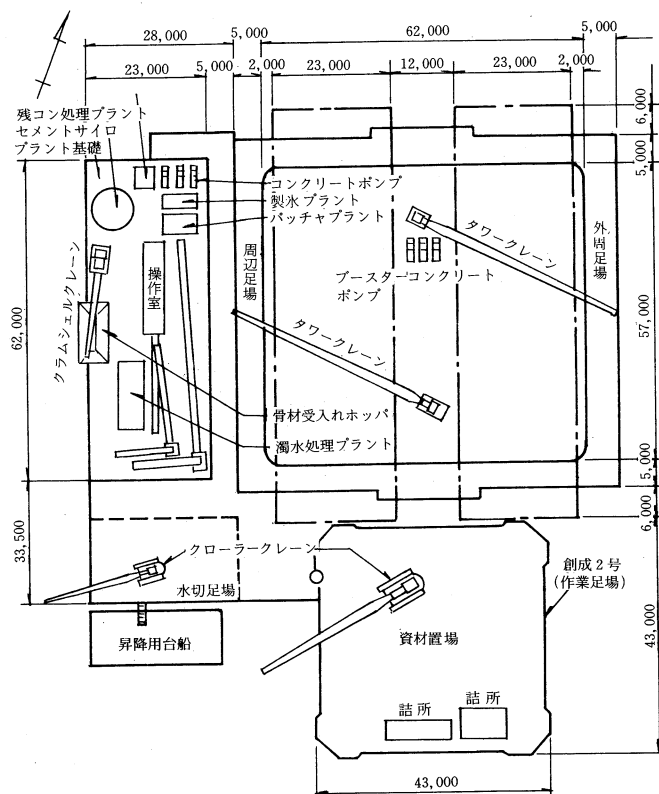


図-2 仮設備配置図

4 A の西側にはバッチャプラント、骨材貯蔵設備等を搭載したプラント基礎を設置、その南側には資機材の水切、仮置スペースとしての水切足場を設置した。4 A の南側には資材置場としての「創成 2 号」、また、4 A の外周にはケーソンの天端にとりつけられたブラケット足場がある。

3.2. プラント基礎

プラント基礎はバッチャプラント、製氷プラント、骨材の貯蔵引出し設備、セメントサイロ等を搭載するための基礎で、縦62m、横23m、高さ10mのプレストレストコンクリートバージである。

プラント基礎の内部は隔壁によって仕切られ骨材の貯蔵槽となっており、貯蔵引出しのための X-Y 走行台車、ベルトコンベアなどが装備されている。

プラント基礎は三原市のドックで製作、瀬居基地まで曳航し、設備の搭載を行ったのち、あらかじめ現場の海底上に碎石を投入して構築されたマウンド上に設置した。設置はプラント基礎内にポンプで注水し沈下させること

で行ったが、撤去時には、海底面との付着等を考慮し全設備を現地で撤去したうえで、プラント基礎内に、あらかじめ骨材と置きかえておいた水を排水することにより浮上させた。

3.3. コンクリート製造、運搬設備

バッチャプラントは2.5m³の2軸強制練りミキサー(公称能力150m³/hr)を使用した。

夏期におけるコンクリートの練り上り温度を低下させ、温度ひび割れの防止、ポンパビリティーの向上をはかる設備として混練水の冷却設備および30 ton/日の製造能力をもつ製氷プラントを設け、温度に応じ両者を併用、あるいは単独使用した。

コンクリートのポンパビリティーの向上のため、プラント下にアジテーター(4.7m³)を設けた。

コンクリートポンプは90m³/hrのポンプを3台プラント下に設置し、6インチの圧送管によって打設現場まで圧送した。打設時には圧送管に大きな衝撃が作用するため、圧送管は配管ラックによって躯体に固定した。T.P +33.5m以上の中高層部の打設には、プラント下のコンクリートポンプだけでは能力不足となるため、中央ブロックのT.P +33.5m上に3台の増設ポンプを設け圧送を中継した。

3.4. 作業足場

工事期間中の作業通路、資機材の仮置のために幅5mの外周足場を鋼製ケーソンに取り付けた。東側の足場はセメントタンカーが接舷できるよう係船柱、防舷材をつけた構造としている。

南西部の水切足場は6本の脚をもつジャケットタイプの足場であり、台船等で搬入される一般の資材の水切、仮置のために使用した。

「創成 2 号」は瀬居基地においてデッキ上のウインチ等機装品の撤去、デッキ面の補強、全面ブラスト、塗装を行った後、3,000 ton 吊クレーン船により、あらかじめ施工されたコンクリート台座上に設置した。創成上は主として、鉄筋、型わく等の資材置場として使用したが、後には一部 5 P 主塔の制振装置のためのスペースともなった。

プラント基礎、水切足場、外周足場、創成間はつなぎ足場で連絡し、連続した平面をつくっている。

3.5. 荷役設備

水切足場上に資材の水切用として40 ton 吊クローラークレーンを、水切りされた資材を創成上に置くために、創成上に50ton吊クローラークレーンをそれぞれ配置した。

躯体内の汎用作業のため、南北に180 t・mのタワークレーンを設置したが、途中からの工事数量の増加に対応するため東側に1基増設した。

躯体内の昇降設備としては、中央ブロックの南北に工事用エレベーターを設置した。

3.6. その他の設備

コンクリート打設により発生する残コン、濁水の処理設備をプラント基礎内に設置し、濁水から骨材分を分離し、さらにPH、SS処理をして水を再利用した。

4. 施工

4.1. コンクリート工

(1) 材料および配合

暫定配合に基づき試験練りを行い、示方配合を決定した。表-2にその結果を示す。配合F-1はT.P+33.5mまでの低層部、F-2はT.P+33.5m以上の中高層部に使用した。

セメントは高炉B種の中熱タイプであり、支給材の3メーカーのものを使用している。

細骨材は水洗いをした海砂を使用、塩分含有量は0.04%以下を基準としており、実績は平均0.02%であった。

粗骨材は最大寸法を40mmとし、40~25mm、25~13mm、および13~5mmの3種類を4:3:3の混合比で個別計量し使用している。

(2) ブロック割り、リフト割

ブロック割りは図-3に示すとおり、T.P+33.5mまでは中央ブロックがあるため6ブロックに、また、T.P+33.5m以上は4ブロックに分割した。

リフト割りはマスコンクリートの温度ひび割れ防止の観点と工程上の制約からリフト高1.5mを標準として計画した。T.P+33.5m~52.5mまでは、ケーブルアンカーフレーム内の打設となり、作業能率が低下して打設時間が長くなること、鉄筋組に時間を要し打設間隔が長

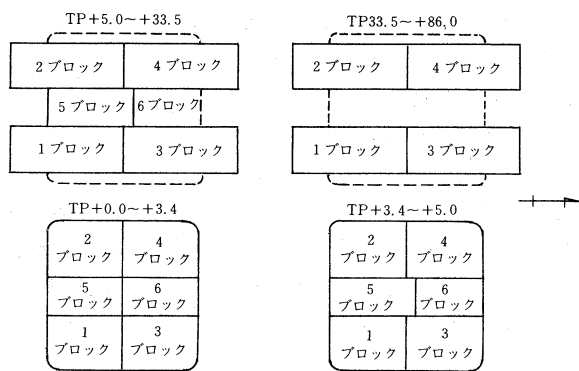


図-3 ブロック割り

表-2 コンクリートの品質基準および示方配合

コンクリートの種類	材令91日における圧縮強度 (kg/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (打込み筒所)(cm)	空気量の範囲 (打込み筒所)(%)	セメントの種類
F-1 F-2	240	40	11±1.5	4±1	高炉セメントB種 (中熱タイプ)

コンクリートの種類	水セメント比 W/C (%)	粗骨材率 s/a (%)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	単位細骨材量 S (kg)	単位粗骨材量 G (kg)	単位混和材量 (kg)	減水剤 A E 材の区分	コンクリートの圧縮強度 (kg/cm ²)		
									7日	28日	91日
F-1	57.1	39.2	160	280	723	1,143	0.7	減水剤	123	273	353
F-2	60.0	40.7	168	280	743	1,100	0.7	減水剤	133	263	353

くなり、旧コンクリートとの外部拘束上、リフト高が低いことが望ましいことなどから、リフト高は1mとしている。

この結果、T.P+30m付近の最大打設ブロックは約1,350m³の規模となった。

(3) コンクリート打設

T.P+33.5mまでの一般部の打設はアンカーフレーム類がなく、鉄筋も水平筋のみであるので1ブロック当り2台のディスリビューターを使用し、打設の効率化をはかった。

T.P+33.5m以上の中高層部はアンカーフレーム類、鉄筋が支障するため、二段ポンプ圧送で水平配管打設を主とした。図-4にコンクリート打設実績を示す。

打設後の養生は巾200mmのブリキ板をブロックの周りに押し込み、約10cmの湛水を行った。また、冬期には型枠の足場にシートを張り風を防ぎ、シート内部にアイランブを入れ保温養生を行った。

グリーンカットには超高圧洗浄機を使用し、レイタンスの除去を行った。グリーンカットの開始時期は、春秋は打設後13時間、夏は10時間、冬は34時間を標準とした。

4.2. 型枠工

躯体外面の型枠は船舶のレーダー偽像防止および構造物の景観設計上から5°の傾斜をつけた3mの大型スライド型枠を使用し、2リフト打設する毎に1回スライドを行った。

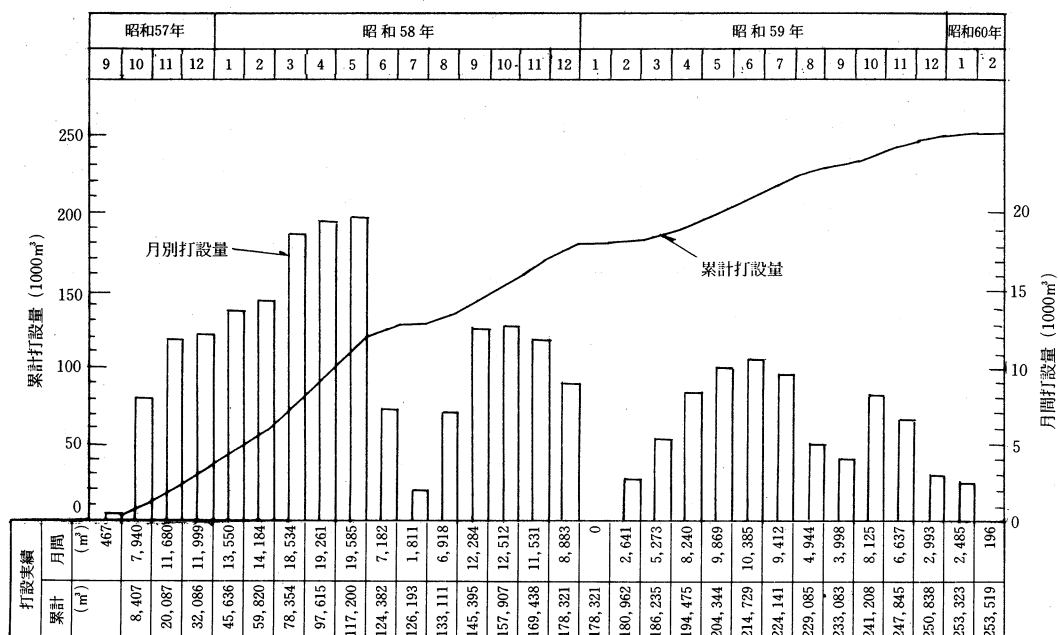
また、ケーブルアンカーフレームの前面などスライド型枠の使用ができない部分は木製バラ型枠を使用した。

4.3. 鉄筋工

鉄筋の総重量は約5,500tonで、そのうち約4割がD32、約3割がD51、残り3割がD16~D29である。鉄筋継手は重ね継手、ガス圧接継手、トルク式継手、圧着継手を使用箇所、鉄筋径に応じて使い分けた。

ブロック間の鉛直継目を貫通する鉄筋の継手については、ネジ鉄筋を使用したトルク式継手とし、型枠に穴を明けることなく施工した。また、継目付近は施工後の継目の開きにより鉄筋に過大な応力が発生することを防ぐために、継目の両側各2mに塩ビパイプによる縁切りを行った。

図-4
コンクリート打設実績



4 Aは通常のアンカレイジと異なり、鉄筋とアンカーフレーム類との競合が多いため、中高層部における配筋作業は困難であった。特にタワークレーンが有効に使用できないケーブルアンカーフレーム内の作業は非常に時間を要した。

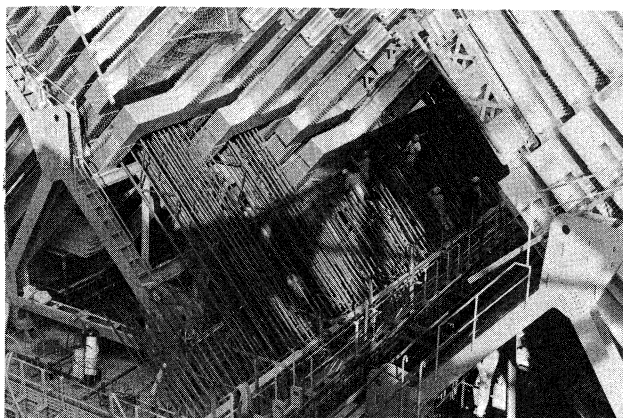


写真-2 ケーブルアンカーフレーム内鉄筋組立状況

4.4. アンカーフレーム工、埋設金物工

本工事で施工したアンカーフレーム、埋設金物を表-3に示す。

表-3 アンカーフレーム埋設金物

種 別	数 量	備 考
ケーブルアンカーフレーム	7,300ton	3,000ton吊起重機船による一括架設
スプレーサドルアンカーフレーム	62ton	
エンドリンクアンカーフレーム	8 ton	
ウインドシュアンカーフレーム	15ton	
上 屋 用 埋 設 金 物	140ton	道路橋、鉄道橋アンカーフレーム他
ケーブル工事用埋設金物	300ton	キャットウォーク定着金物他
サドル背面鉄骨	230ton	

4.5. クーリングおよび温度計測

(1) クーリング実施項目

周知のとおり、アンカレイジのようなマスコンクリートにおいてはクーリングは不可欠であり、4 Aにおいても他のアンカレイジ同様、プレクーリング、1次クーリング、2次クーリングの3段階のクーリングを行った。各クーリングの目的は次のとおりである。

1) プレクーリング

コンクリートの練り上がり温度を低くすることにより、打設後の温度上昇を抑制するもので、4 Aでは混練水の冷却、アイスフレークの使用によった。

2) 1次クーリング

打設後、コンクリートの水和熱による温度上昇を抑制し、リフト内に発生する温度応力を極力小さくするため行うもので、ブロック内にクーリングパイプをコイル状に敷設し、クーリング水（海水）を循環させる。

3) 2次クーリング

ブロック間の継目を開かせ、ジョイントグラウトを行えるようコンクリートを最終安定温度（16℃）まで低下させるもので、1次クーリングで使用したパイプを利用する。

(2) プレクーリング

プレクーリングは外気温の高い6月～10月にかけて行った。打ち込み温度は当初25℃以下を目標として管理したが、プレクーリングがひびわれ抑制に有効なことから、設備の使用方法を改善することで59年夏期には20℃以下に強化した。

混練水に置換するアイスフレークの混入量は20kg/m³より開始し、外気温、打ち込み温度の上昇に合わせ順次増加し、最大時は60kg/m³であった。経験的にアイスフレークを10kg/m³投入したときに練り上がり温度は2℃低下することがわかった。

図-5に58年夏期における外気温、打ち込み温度、練

り上り温度、アイスフレック混入量の関係を示す。練り上り温度に対して打ち込み温度が2～3℃高いが、これはコンクリートと圧送管の摩擦熱、ポンプ等の機械熱、圧送管が外気から受ける熱等により上昇したものと考えられる。圧送距離の長くなった59年夏期には、さらに1～2℃高い傾向がみられた。

(3) 1次クーリング

クーリングパイプは径25mmの薄肉電縫鋼管を1.4m間隔でブロック全体に並列敷設した。

1次クーリングの実施期間は打設後約1ヶ月としたが、

温度降下が2.5℃/日以上の場合は中止するものとした。

1次クーリングの効果を確認するため、2ブロック20リフトにおいて図-6に示すようクーリングパイプの間に熱電対を配置し温度計測を行った。

図-7に各段階における温度分布を示す。(a)は打設直後の分布であり、リフト内がほぼ一様の温度分布を示しているがサプライ側のパイプ付近ではクーリング水温(16℃)に近い温度となっている。

(b)は温度上昇ピーク時の分布であり、サプライ側のパイプの回りでは等温線が密になっているが、その範囲

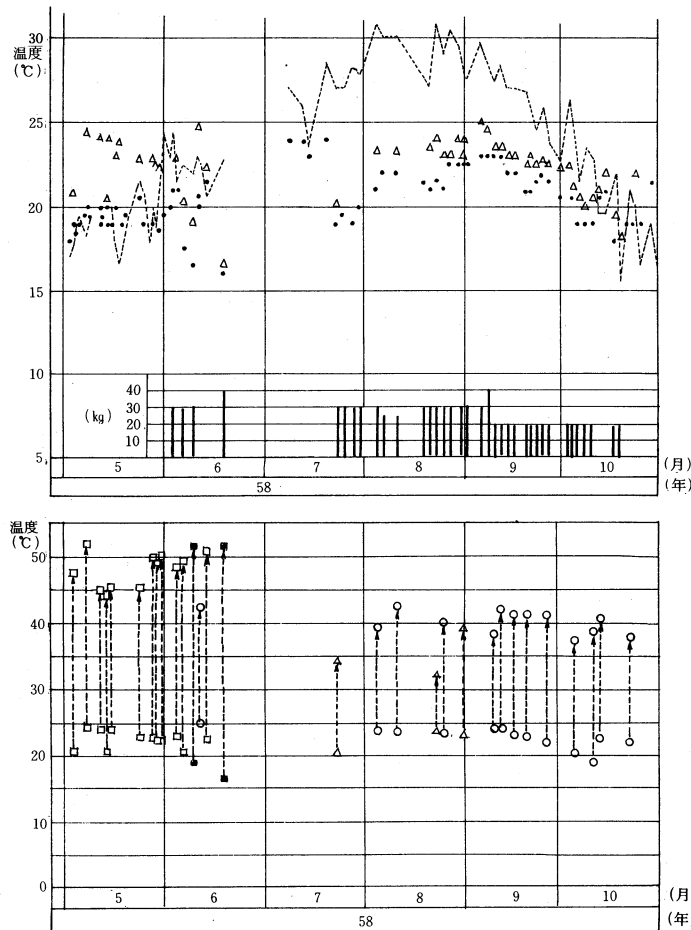


図-5 コンクリートの練り上り温度、打ち込み温度、温度上昇

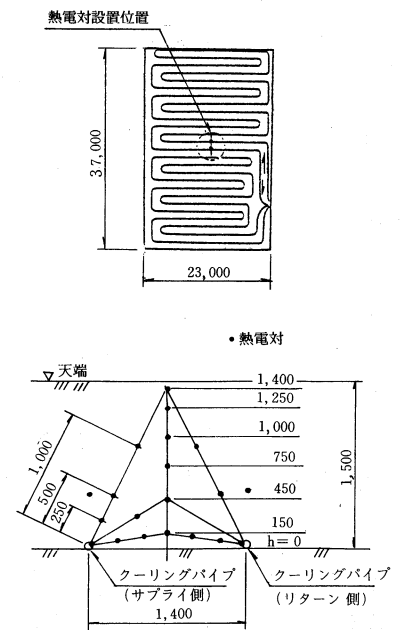


図-6 1次クーリング効果確認試験

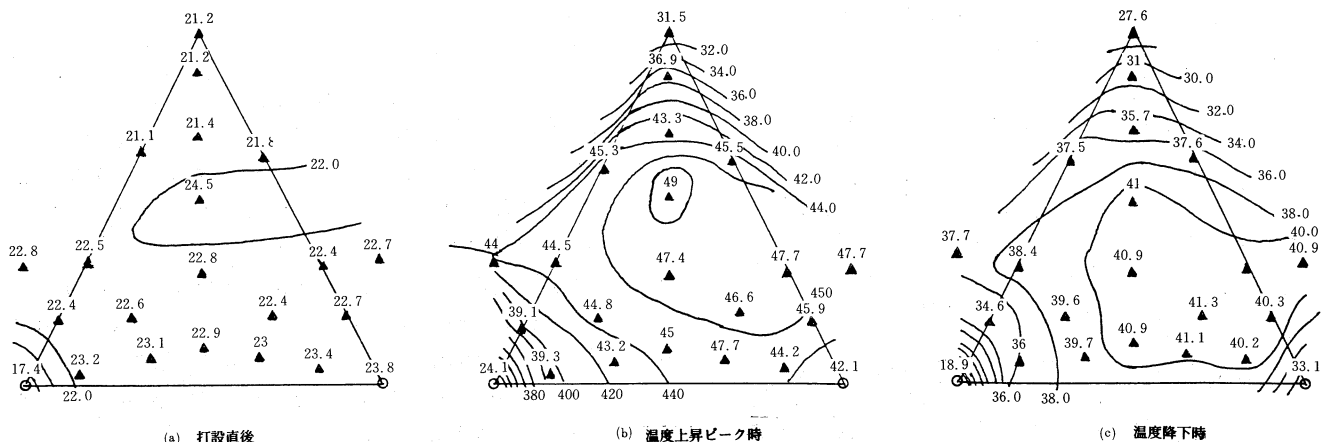


図-7 リフト内温度分布

はパイプから70～80cm以内に限られており、リターン側はほとんど効果がないことがわかる。

(c)は温度降下時の分布であり、リターン側のパイプの影響も現われている。しかし温度の降下量は表面の外気の影響を受けている範囲が大きく、クーリングパイプの効果はパイプの周辺に限られているものと思われる。

以上のことから1次クーリングの効果についての結果をまとめると

- 1) 1.5mリフトの場合、打設後の温度上昇時におけるクーリングの効果は少く、ピーク温度を下げる意味ではほとんど影響を与えていないと思われる。
- 2) コンクリートの発熱完了後、躯体温度はクーリングの影響で徐々に降下するが、リターン側では、その効果はあまりみられず外気の影響が大きいものと思われる。これはクーリング効果等の解析をする場合、特に注意する必要がある、配管長、ピッチ等の他、パイプの敷設図等を考慮して解析を進めないとクーリング効果を過大評価する可能性があると思われる。
- 3) リフト面に直接クーリングパイプを敷設した場合、上部リフト打設による下部リフトの温度上昇を抑制する効果は若干あるものと思われる。

(4) 2次クーリング

2次クーリングは海水温が低い59年1月から4月にかけて実施した。クーリングによる断面内の温度分布が極力滑らかになるように通水バルブの開閉を頻繁に行った。クーリングによる内部温度の下降履歴を図-8に示す。完了後も1リフト付近の温度が高いのは、下部の海中コンクリートからの熱を受けているためである。

4.6. グラウト工

グラウト工はブロック間の鉛直継目にセメントミルク

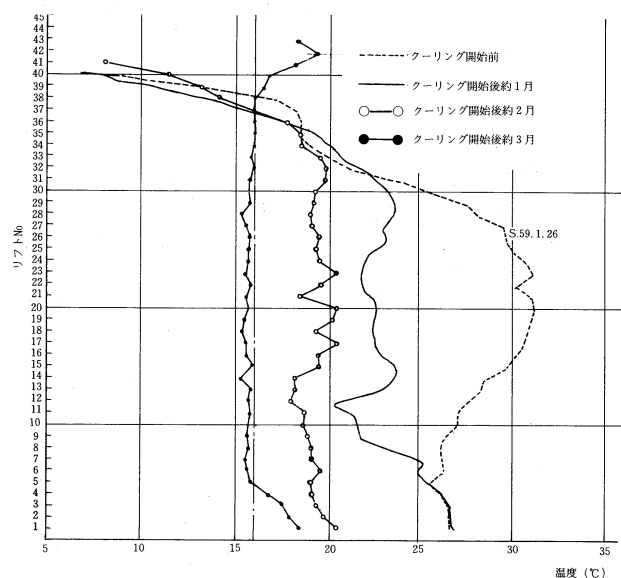


図-8 2次クーリング時の温度下降履歴

を注入し、躯体全体を一体的にするものである。

グラウト時のブロックの安定、作業性等を考え、鉛直方向約10mを1つのグラウトゾーンとすることとし、各ゾーンの境にはグラウトストップを設け他のゾーンへの漏れがないようにした。グラウト配管、グラウト管理のための継目計、鉄筋計等はコンクリート打設に先立ち、躯体内に埋設した。

グラウトの施工に先立ち、各ゾーンへの通水調査を行ったが、躯体内を通じてゾーン間で連絡している箇所もみられたため、複数のゾーンをあわせてグラウトする場合も生じた。

セメントミルクは1:10の配合比から始め、最終的には1:1とした。

グラウト時の計測結果では、グラウト圧による鉄筋応力度、継目開度の増加はごくわずかであり、(鉄筋応力度 $<100\text{kg}/\text{cm}^2$ 、継目開度 $<0.3\text{mm}$) 注入完了後は元に戻るという傾向がみられた。

5. ひびわれ

5.1. ひびわれの発生状況

58年12月、躯体の打ち上り高さがT.P + 50m付近まで達した頃、それまでほとんどひびわれの発生のみられなかった4Aで各ブロックの東西面中心付近に3～5ヶ所鉛直ひびわれが、またT.P + 30mの躯体変曲点近くの水平打ち継ぎ目に沿った水平ひびわれがほぼ時期を同じくして発生した。

図-9に1ブロックのひびわれ幅の経時変化を示す。ひびわれ幅は外気温の変化に追従して夏期は閉じ、冬期は発生時と同程度に開いている。

5.2. 発生要因の分析

考えられるひびわれの発生要因として、コンクリートの発熱に伴う温度応力の影響、乾燥収縮の影響、地盤の不等沈下による影響を考え、以下のような解析を行った。

- 1) 埋設計器(熱電対、ひずみ計、応力計)の計測値の分析によるリフト内部の応力分布状態の把握
 - 2) 多層打設モデルを用いた3次元FEMによるリフト内部の応力分布状態の解析
 - 3) 乾燥収縮ひずみの実測による乾燥収縮応力の把握
 - 4) アンバランスな地盤支持条件を考慮したFEM
- これにより以下のことが明らかになった。

- a) 前記1) 2) の結果により、気表面から約3.5m以内のリフト端部では外気の影響を受け、内部温度の降下の過程からほぼ全断面に $10\sim20\text{kg}/\text{cm}^2$ の引張応力度が作用しており、この応力は以後減少することなくリフト内に残留している。
- b) 4A躯体表面での乾燥収縮ひずみの測定結果では乾燥収縮ひずみはほとんど生じていない。すなわち、躯体表面の乾燥収縮ひずみが内部によって100%近く拘束されているということであり、これはクリープによる応力緩和を考慮しても $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の引張応力度が躯体表面付近に作

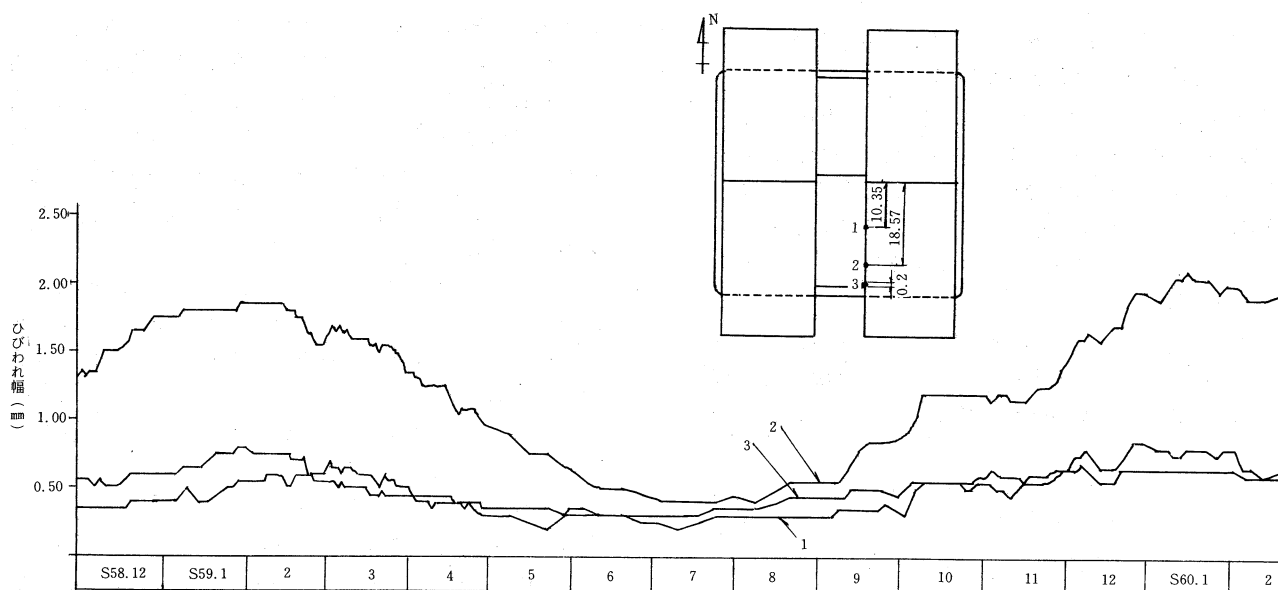


図-9 ひびわれ幅の経時変化

用していることとなる。

- c) 支持地盤のアンバランスを考慮したFEMの結果では施工時においてひびわれを発生させるほどの大きな引張応力度は認められない。

以上のことより4Aのひびわれは内部に残留していた温度応力、乾燥収縮応力に、さらに種々の要因が加わり、急激な気温低下がインパクトとなって発生したと考えられる。

5.3. ひびわれ発生後の措置

ひびわれ発生後、発生原因の分析を進めるとともに、施工面では

- 1) コンクリートの温度管理、打設後の養生等施工法の見直し
- 2) ひびわれ発生箇所への鉄筋補強
- 3) ひびわれの追跡調査
- 4) 計測項目、頻度の増加

などを行い、ひびわれの進展、新たなひびわれの発生を防ぐ措置を講じた。

また、ひびわれを考慮したFEMによる解析等で、発生した範囲のひびわれでは構造物全体の安全性、安定性に対して有害としないことを照査した。

なお、ひびわれは最終的に表面をエポキシ樹脂にて充てんし、躯体内部への水の侵入防止をはかった。

6. あとがき

4Aの工事完了によって、昭和54年1月から始まった南北備讃瀬戸大橋下部工工事は全て終了した。4Aの工事工程は楽なものではなく、特に59年4月以降は連日きびしい条件のもとで鉄筋作業を行うことを余儀なくされたが、ほぼ予定どおり後続のケーブル工事に引きつぐことができた。

因島大橋、大鳴門橋、さらには児島～坂出ルートの吊橋3橋の施工を通じて、吊橋アンカレイジの施工データの蓄積は一応完了したと思われるが、今後予定されている明石海峡大橋のようなさらに大規模なアンカレイジでは、今までの施工実績をふまえたうえで、さらに視点を変えた設計手法、施工計画の立案が必要であると思われる。

最後に、本工事の施工にあたった北工区共同企業体の諸氏および下部工工事開始以来、熱意をもって施工管理を行った(社)産業開発青年技術協会の諸氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山中：マスコンクリート 橋梁と基礎 Vol. 18 1984
- 2) 山中：マスコンクリート コンクリート工学 Vol. 22, No. 11 1984
- 3) 北工区共同企業体：BB4A気中コンクリート計測工報書

伯方大島大橋下部工施工報告

Report of Construction on the Hakata-Ohshima Bridge

第三建設局 維持課長
(前)今治工事事務所 第二工事長
今治工事事務所 工務技術課長

重村 公登
Kimito Shigemura
高 島 豊
Yutaka Takabatake



写真-1 伯方大島大橋完成予想写真

1. まえがき

伯方大島大橋は本州四国連絡道路(尾道～今治ルート)のうち、既に使用中の大三島橋及び因島大橋に続き建設する海峡部橋梁である。

本橋は昭和55年12月起工以来愛媛県越智郡島嶼部の早期一体化を図るべく当面は地域開発橋としての使命を担い、昭和62年度完成を目途に鋭意建設を進めているところである。

昭和60年度を迎え本橋とその関連工事も最盛期に入りこのほど着工以来4箇年余りを要した下部工事が本年3月に竣工したので、ここに工事等の概要を報告するものである。

2. 概 要

2.1. 橋梁計画

伯方大島大橋は伯方島から見近島を経由して大島に至る全長1,230mの海峡部橋梁である。この架橋地点を宮窪の瀬戸といい、来島海峡の副航路として主に500t以下の内航船が行き交い潮流の速い瀬戸として有名であり、その昔伊予水軍の三拠点の一つだと伝えられている。今はかつてのあわたしきさはもうなく、ただ激流に洗われた岩礁が白い波や島の緑と調和して瀬戸内海国立公園のすばらしい景観を呈している。

ここに架橋する本橋の計画にあたっては景観と調和する橋梁形式、色彩の選定、橋台橋脚等の修景に配慮した。

本橋は2橋にわかれ内1橋は伯方橋、橋梁形式は3径間連続箱桁橋 $L=326\text{m}$ で中間の見近島では大島大橋と連続している。大島大橋は見近島内にアンカレイジと塔基礎をおき、宮窪瀬戸をひとまたぎする。橋梁形式は単径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋 $L=560\text{m}$ (中央径間)で大島側に塔基礎及びアンカレイジをおいた。

2.2. 工事区分等

伯方大橋の下部工事は、昭和55年度より着工し逐次工事区域を拡大した。その工事内容は表-1のとおりである。

3. 施 工

3.1. 仮設備

見近島に設置された主な設備としては300t以下の船舶を対象とした水切用棧橋、コンクリート製造設備、空気ケーソン用設備、タワークレーン、濁水処理設備等である。なお、これら設備に供給する電力は島内通過電力線を受電設備を設けて引込んだ。

主体設備であるコンクリートプラントは故障に対応しやすい2軸傾胴式ミキサー(公称能力 $60\text{m}^3/\text{h}$)に混練性をより向上させるためアジテーターを取り付けた構造

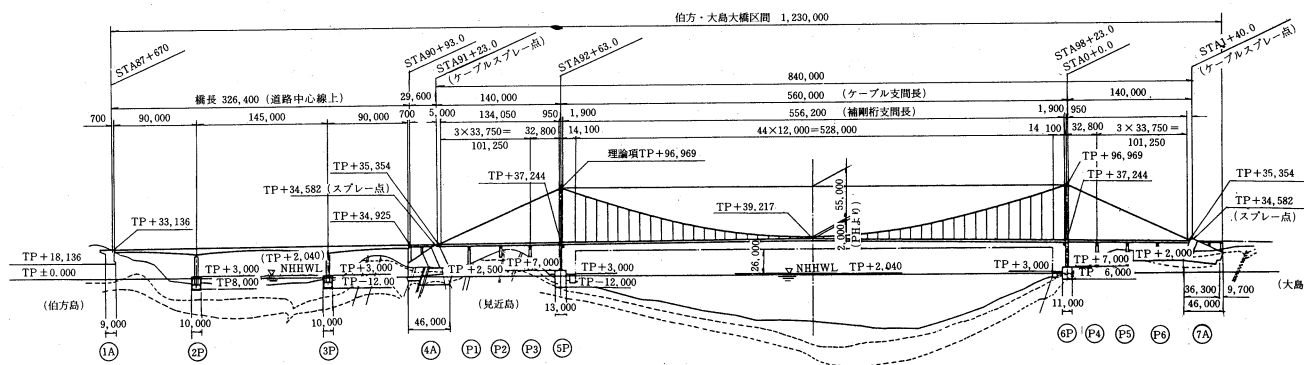


図-1 伯方・大島大橋一般図

表-1 工事区分等一覧表

工事名	契約額 (百万円)	工 規	請 負 者	工事内容
伯方・大島大橋 下部工事 (その1)	288	自) 55.12.31 至) 57. 2.24	真鍋港湾工業(株)	見近島棧橋
伯方・大島大橋 下部工事 (その2)	606	自) 56. 7.31 至) 57. 8.14	五洋建設(株)	見近作業ヤード 造成一式 5 P 工事用トン ネル 5 P 締切堤、4 A 掘削
伯方・大島大橋 下部工事 (その3)	4,063	自) 57. 7. 1 至) 59. 9.27	五洋建設、大豊 建設、アイエン 工業共同企業体	4 A、7 A アン カレイジ 5 P、6 P タ ワー基礎 P1～P6 側径 間橋脚工
伯方・大島大橋 下部工事 (その4)	525	自) 58. 7. 1 至) 60. 3.15	五洋建設、大豊 建設、アイエン 工業共同企業体	工事用トンネル 工 3 P 基礎、橋脚 工
伯方・大島大橋 下部工事 (その5)	450	自) 58. 7. 1 至) 59.12.20	公成・真鍋共同 企業体	1 A 橋台工 2 P 基礎、橋脚 工

とした。貯蔵設備容量は1週間分のコンクリート打設量とした。

大島に設置された主な設備としてはタワークレーン、汚濁処理設備、受電設備等である。なおコンクリート製造設備は島内の既設プラントによった。

3.2. 構造物

(1) 大島大橋

1) 橋台工

4 A は見近島に、7 A は大島に設置した重力式アンカレイジである。4 A の設計地盤は C_L クラス、7 A は C_H クラスの花崗岩である。

7 A は支持地盤が浅いため構造物の重量が軽く、滑動に対する抵抗を増すためアンカレイジ底面を傾斜させた。これら地形地質条件を踏まえた設計の結果が 4 A (コンクリート量 33,000 m³)、7 A (コンクリート量 22,000 m³) の規模の違いとなった。

a. 掘削工

4 A 掘削においては設計地盤で支持力不足となったため全体を 1.5 m 盤下げした。土の処理においては見近島の掘削土 67,000 m³ のうち約半分はヤード造成および 4 A の埋戻しに使用し残りは対岸の埋立地に捨土した。7 A 掘削土 65,000 m³ の大半は本線道路部へ捨土した。

7 A の岩盤仕上げにあたっては当初 30 cm の人力仕上げで計画していたが、C_H ～ B 級岩盤であったため 15 cm まで衝激の少ない火薬を使用した。

b. コンクリート工

4 A、7 A コンクリートは硬化熱処理および施工上から 6 ブロックに平面分割

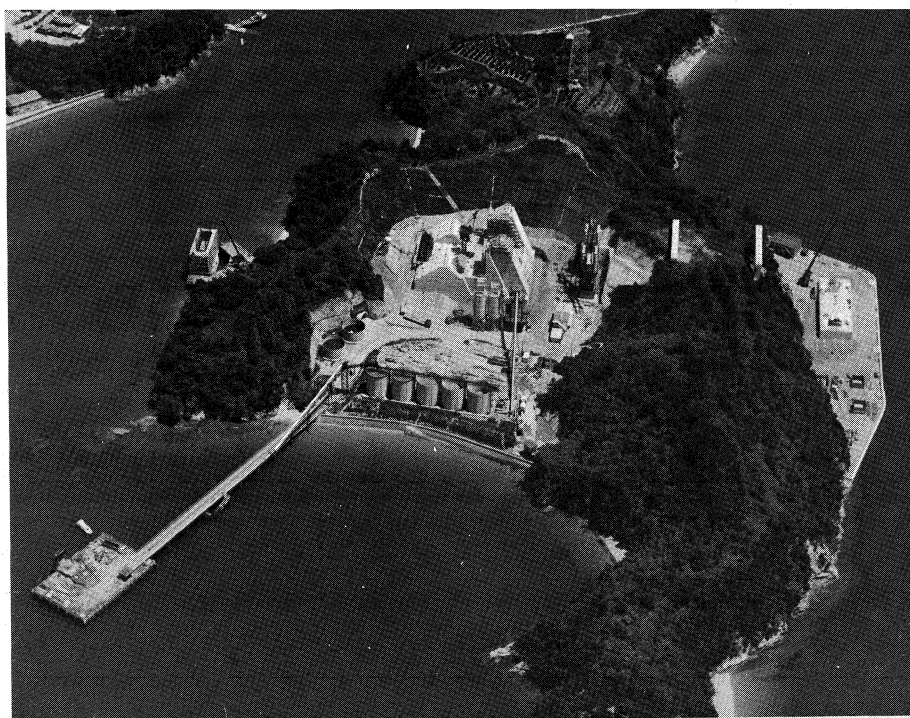


写真-2 見近島工区施工状況

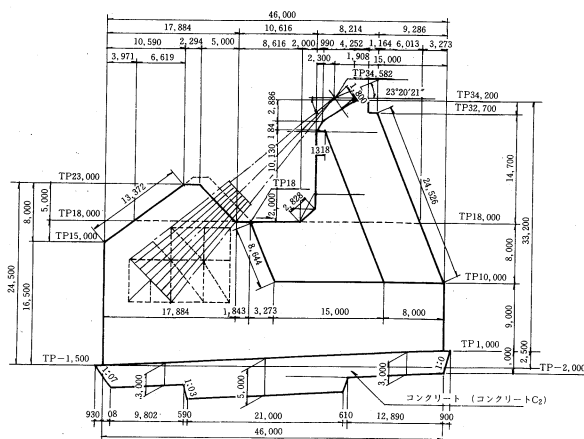


図-2 4A断面図

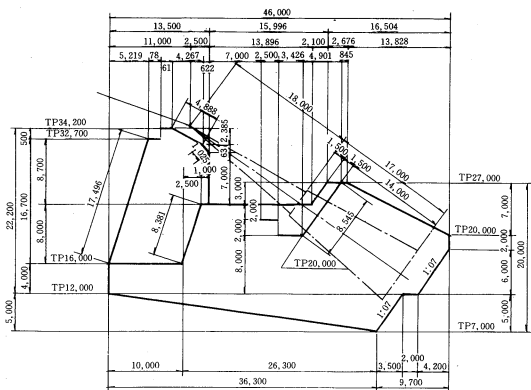


図-3 7A断面図

した。夏期にはひび割れ等抑制のための管理限界温度 46°C に抑えるため強制冷却方式パイプクーリングを行った。また、全コンクリート打設完了後は、全体を年平均気温(16°C)まで下げるため2次クーリングを行い、ブロック間の継目を開かせ、セメントミルクを注入してブロック全体を一体化した。4A, 7Aはマスコンクリートに分類されるのでマスコンクリートとしての品質管理を行った。コンクリートは $\sigma_{91}=240\text{kg}/\text{cm}^2$, スランプ $8\text{cm}\pm 3\text{cm}$, 単位セメント量は $280\text{kg}/\text{cm}^3$ である。4A, 7Aの標準リフト高は 1.0m であり、1回当たり最大打設量は 300m^3 , 打設期間は7日間を標準とした。4Aの月平均打設量は $1,800\text{m}^3$, 月最大打設量は $2,800\text{m}^3$ であり、162回打設で19ヶ月間かかった。一方7Aの月平均打設量は $2,000\text{m}^3$, 月最大打設量は $4,000\text{m}^3$ であった。

c. クーリング工

4Aのコンクリート打設は昭和57年12月から59年6月まで、7Aコンクリート打設は昭和58年8月から昭和59年6月まで行ったが、4Aコンクリートの打設は夏場が最盛期とならざるをえなかった。また58年は5月頃から夏場にかけての気温が例年よりも特に高かった。

1次クーリングにおいて、当初は海水循環方式のパイプクーリングを計画していたが、現場付近の6月頃の海

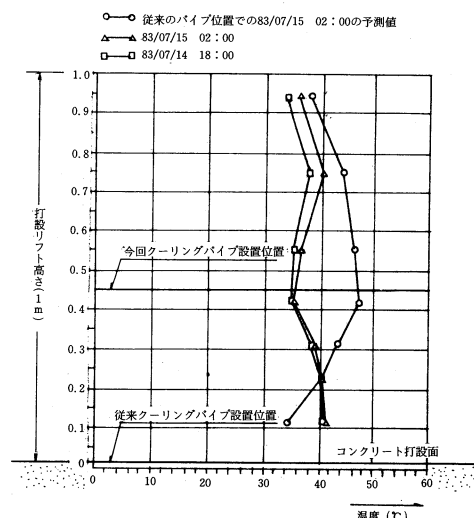


図-4 クーリング実施時の高さ方向温度分布

写真-3

4Aクーリング
配管設置状況



水温度と気温の差が過去の計測値 $4\sim 5^{\circ}$ を下まわり $2\sim 3^{\circ}$ 程度しかなかったことから、同計画によるクーリング効果が期待できなかったため、強制冷却による真水($9\sim 12^{\circ}$)の循環方式パイプクーリングに計画変更し、58年6月より同方式により実施した。同年8月頃になるとこれによっても管理限界温度 46°C を越えることがしばしば生じた。

この問題を解決するため骨材及び混練水を冷却する案等も検討したが、コンクリート温度計測の結果から、打設リフト内の温度分布で最高温度を示す個所に着目し、ここに冷却パイプを通すことにより打設ブロック内の最高温度を規制でき、なおかつ打設リフト内コンクリート温度分布がより均等化できるであろうという試みから以後この方式によった。図-4に結果を示すが、予想以上の成果を得た。

d. 継目グラウト工

4A, 7Aの継目グラウトは鉛直打継目にセメントミルクを注入して各ブロックを1体化する目的で実施した。施工は2次クーリングが完了しコンクリート温度が最終安定温度(16°C)に達し、継目が最大に開いた時に行った。継目の開度は各ブロックの計測結果では $1\sim 3\text{mm}$ であった。

e. アンカーフレーム工

4A, 7Aのケーブルアンカーフレームは前面ガーダー定着方式で、部材は前面ガーダー($33\text{t}/\text{基}$), 引張材($105\text{t}/\text{基}$), アンカーガーダー($23\text{t}/\text{基}$)及び支持フレームより構成される。架設精度は定着部の先端で、

水平方向の最大誤差は4 A 3.5mm, 7 A 4.0mm (許容値±15mm)、鉛直方向は4 A 5.0mm, 7 A 4.9mm (許容値±5mm)である。架設作業に要した期間は4 A, 7 Aともに約3ヶ月であった。

2) 塔基礎工

a. 5 P基礎工

5 Pは見近島の汀部に位置し非常に亀裂の多い脆弱な岩盤であったため、締切堤による築島方式ケーソン工法とした。

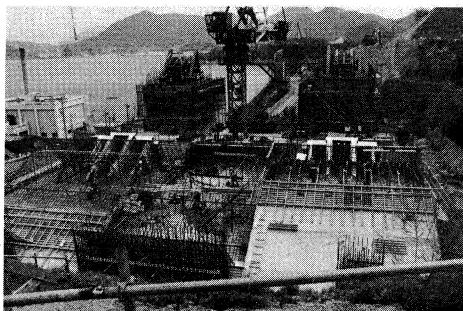


写真-4
7 A 施工状況

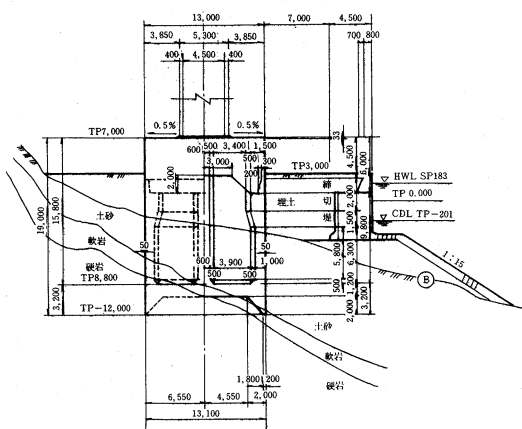


図-5 5 P側面図

主要な設備としては電気設備、送気設備 (函内送気用低圧コンプレッサー3台, 予備1台, 掘削用コンプレッサー1台), 礪出し (クローラークレーン35 t) 設備であるが、特にここでは締切堤上全体に遮光設備を設けた。これは夜間にかかるケーソン工事照明が航行船舶に悪影響を与えないよう配慮したものである。

ケーソン刃口は鋼製で平面寸法36.1m×13.1m (重量57 t) であるため、製作段階において12分割して製作を行い工場より海上運搬して組み立てを行った。

ケーソンの沈下箇所は岩盤面が海側に傾斜しており地盤支持力に差があることから、沈下中の変位及び傾斜が懸念されたため、あらかじめ変位及び傾斜の予測を行い据付時にケーソンを山側に15cmシフトさせた。ケーソンの辺長比1:3で沈下掘削を行う上から変位修正の難しい構造であるにもかかわらず、最大変位量を10cm以内に納めることができた。

函内掘削は電動式0.1m³型バックホウ3台を用いて2

直制で実施した。岩盤掘削は発破を併用して行った。

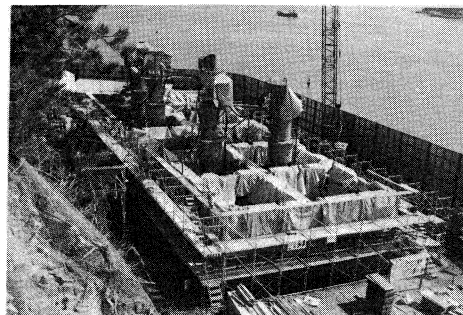


写真-5
5 Pケーソン
施工状況

b. 6 P基礎工

6 Pは大島の汀部に位置し止水性のよい岩盤であったため、締切堤によるオープンドライ掘削の直接基礎とした。締切堤は海底部を床掘し岩着する水中コンクリートを打設した。掘削開始前に懸念された締切堤支持岩盤からの漏水は僅少であり本体掘削に支障はなかった。

基礎底面の地質は細粒黒雲母花崗岩で、岩盤区分は一般的にC_M~C_H級岩盤である。一部にはD_H~C_L層が分布していた。

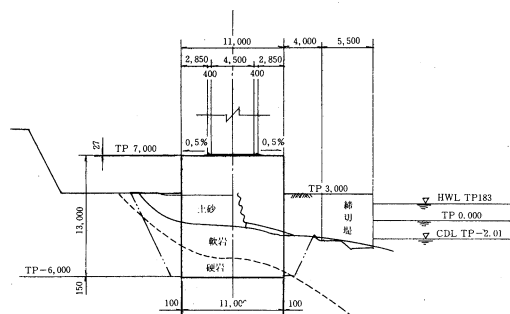


図-6 6 P側面図

岩盤試験は平板載荷試験により設計支持地盤としての工学特性 (変形, 強度等) を確認した。

コンクリートのブロック割は躯体形状が幅11m, 長さ36mという躯体であり、長手方向の中央部に躯体を2分するようなび割れが懸念されたが、Dルートでの実績と冬場の打設等を考え、ブロック割は行わなかった。

3) 側径間橋脚

側径間橋脚はP₁~P₆の6基の橋脚からなり、P₁~P₃は見近島に、P₄~P₆は大島に設置した。これら橋脚の基礎形式についてはP₁, P₄, P₆は直接基礎で、P₂, P₃, P₅は急斜面に位置することから深礎基礎とした。

(2) 伯方橋

1) 橋台工

1 Aは国道317号線に接する橋台で、4 A_pは4 Aアンカレイジに上載するかたちで設置した橋台である。

1 A橋台の支持地盤はD_H層とした。岩盤試験は平板載荷試験を3ヶ所行い、この結果支持層の支持力度は160 t/m²以上と判断した。

2) 橋脚工

2 P, 3 Pは海中設置する橋脚である。これらの基礎

工は空気ケーソン法である。ケーソンは最大3ノットにも達する潮流を考慮し小判型ケーソン（平面寸法10×16m）とした。2P基礎の据付予定深度はTP-8.0m、3PはTP-12.0mである。

ケーソン本体施工に先立ち、2Pでは工事用道路、仮棧橋、鋼製仮枠による築島工事を行い、3Pでは工事用トンネル、2Pとはほぼ同形式の仮棧橋、鋼製仮枠による築島工事を行った。

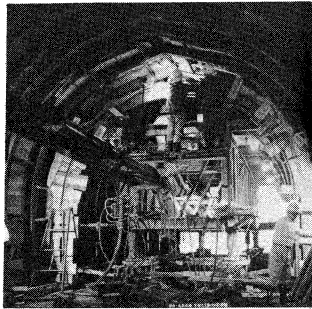


写真-6 3P工事用トンネル施工状況

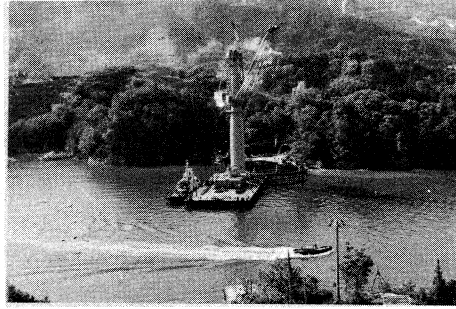


写真-7 3P鋼製仮枠設置状況

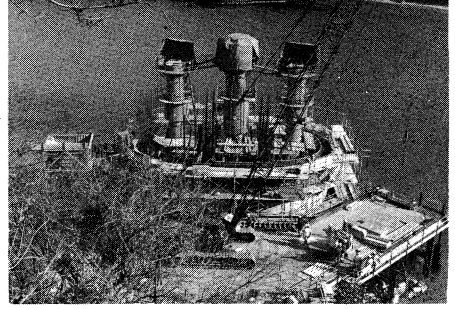


写真-8 2Pケーソン施工状況

a. 3P工事用トンネル工

工事用トンネルは3P設置場所とコンクリートプラント等の作業ヤードとの連絡を図り、地形の改変をできるだけさけるため、延長50mの工事用トンネルを設けた。このトンネルの内空面積は17.0㎡あり棧橋施工に必要なクローラークレーン35tで決定された。

掘削方式は全断面掘削（掘削断面21.7㎡）の縫地矢板工法とし、支保工（H-150）、間隔は1.0mで施工した。地質は両坑口付近は風化花崗岩のD_L～D_M層で切羽の崩壊が一部に見られた。芯部はD_H～C_L層の安定した地質であった。湧水は全くなかった。覆工コンクリートは全掘削完了後スライドセントルで5回に分割して施工した。

b. 仮棧橋工

2P、3Pの棧橋は、空気ケーソン及び橋脚の作業スペースと資機材搬入用道路を確保するために設置されたものであり、橋脚工事完了後は撤去した。

c. 築島工

築島（φ18.0m）は鋼製仮枠、鋼矢板、中詰砂で構成される。鋼製仮枠（重量2P、3P≒60t）は現地据付前に海底地形の細部測量を行ない、この地形に合わせたかたちで部材寸法（支柱）を決定し、主要部分を工場製作し現場近くのヤードで組み立てた。これを設置箇所へクレーン船（2P、250t吊り、3P、150t吊り）により海上輸送し、そのまま据付けた。据付けられた鋼製仮枠の内周に沿って、棧橋上よりクローラークレーンによるパイプロハンマーで鋼矢板を打ち込んだ。矢板は海底に50cm～1m程度打ち込まれたことから、後に投入した中詰砂の流出は全く生じなかった。

b. ケーソン工

ケーソン掘削は2P、3Pともに、ケーソン底面積が140㎡であることから0.1㎡型電動バックホウによる機械掘削とした。沈下方法は築島部を通過し刃口の大半が着岩するまでは、沈下初期の不等沈下の防止及び偏心防止

の目的で、作業室にサンドルを組立て沈下抵抗を大きくした。

2P、3Pともに岩着はTP-3m付近であった。据付岩盤（2P、TP-8.0m、3P、TP-12.0m）にいたるまでの岩質は花崗岩のD_L～D_H級の岩であり、発破併用掘削を行った。2P、3Pとも傾斜、変位の施工管理は刃口計、鉄筋応力計、傾斜計等の計測結果と併せて沈下掘削作業にフィードバックした。ケーソン函体の据

付精度は、2Pは最大誤差36mm（許容値300mm）、3Pは60mmであった。

e. 橋脚工

基礎工完了後の橋脚コンクリートは、2P、3Pともに外型枠と内型枠で構成するメタルフォーム型枠により1ロット3mで施工した。なお、この橋脚は壁を設けたラーメン橋脚である。

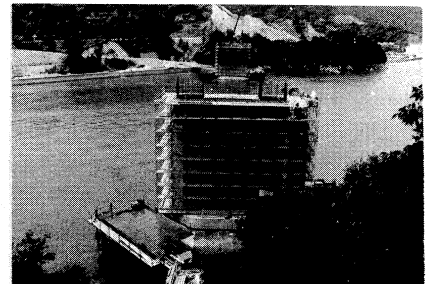


写真-9

2P橋脚施工状況

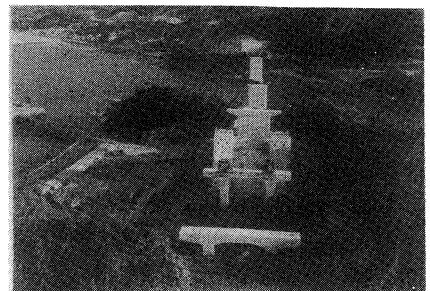


写真-10

見近島側下部工完成

4. あとがき

本4連絡橋における伯方大島大橋は先に完成している因島大橋、大鳴門橋に続くものとして、先覚した工事の教訓を踏まえ、施工法の改善、構造の単純化等について諸々配慮したものであるが、工事途中における塩害問題等を多々聞き及ぶにあたり、土木構造物の健全度の向上に努力し、なお一層今回の経験を踏まえ継続工事へ十分反映できるよう、諸記録を整備保存したいと思っている。

大鳴門橋開通後初の阿波踊り期間を経験

大鳴門橋と関連道路は、6月8日の開通後約80日を経過し、鳴門ピア、くにうみの祭典、帰省、阿波踊り等の条件も重なり、予測平均交通量の170%を超える盛況を見せている。

大鳴門橋における平均交通量（以下、交通量は全てトラフィックカウンターによる台数）は、6月9日から8月11日まででは、11,150台/日、8月12日から8月18日までの盆の1週間をとると22,550台/日であり、最大は8月15日の28,440台であった。一方、津名一宮 I. C. ～洲本 I. C. 区間における平均交通量は6月9日から8月18日まででは、4,590台/日、同じく盆の1週間では、9,110台/日である。

この交通量は、予測平均交通量である大鳴門橋約6,500台、津名一宮～洲本約1,500台に対し、各々170%ならびに300%を超えるもので、土曜日、日曜日及び休日における交通量が多い現象からも、大鳴門橋開通と周辺における大型イベントが相乗して招いた観光ブームと言えそうである。なお、関西と四国間交通流の変化は盆を中心とする帰省客の流れに顕著に現れ、地元紙の報道によれば、阪神～淡路間フェリーが約20%増加したのに対し、阪神～徳島フェリー、宇高連絡船等周辺の交通機関では、約20%減少しているといわれている。

交通管理においては、供用直後より絶えない大鳴門橋上に停車する車両の問題があり、次第に速くなってきた定期便等の車両速度とも相まって更に注意する必要があるが、名だたる渦潮を眼下にする大鳴門橋上での停車願望は根強いものがある。また、休日のインターチェンジ出入口における渋滞の問題については、交通容量の大きな差がもたらすものとして、津名一宮 I. C. ～鳴門 I. C. 間45km全通までは抜本的解決は難しいと思われる。

維持管理上は、幸い数度の大雨にも関わらず通行止めを行う災害に至っていないが、法面や踏掛板等に早急な対策を行うべき箇所も見られる。

児島・坂出ルート陸上部の工事現況

一般国道30号本州側（早島 I. C. ～共用部始点）及び、四国側（共用部終点～坂出南 I. C.）の延長37.5kmと、本四備讃線本州側（宇野線茶屋町～共用部始点）及び、四国側（共用部終点～宇多津駅）の延長32.4kmの建設を同時に進めている。

道路単独部は岡山県側20.1km、香川県側4.3kmで59年度末までの工事発注区間は全体の77%の19kmとなっている。このうち早島 I. C. ～水島 I. C. 間の南側については高架橋・土工とも概成の状況にあり、未着手であった早島 I. C.、坂出北 I. C. 付近は59年度末に発注しており、坂出南 I. C. についても60年8月には発注し、本年

度後半には全面的に工事を展開する。

鉄道単独部は岡山県側14.9km、香川県側4.4kmで59年度末までに14km（全体の72%）を発注している。このうち児島駅付近の高架橋部分についてはほぼ概成しており、茶屋町駅付近についても国鉄に委託して工事に着手し、全線にわたって工事を進めることとしている。

児島・坂出ルート海峡部橋梁の桁大ブロック架設

児島・坂出ルート海峡部橋梁は、着々と上部工工事が進められており、斜張橋・トラス橋においては工事で立体に組み立てられた主桁の大ブロックを2隻あるいは1隻の3,000トン吊級クレーン船を使用した架設を実施及び計画中である。

桁大ブロック架設は斜張橋の櫃石島橋で4回、岩黒島橋で3回実施し、櫃石島橋の15パネルは一括架設は架設重量約6,100トンで、世界でも類似な例がないし、岩黒島橋の12パネル架設では、橋げたを吊り上げたまま、となり合った橋げたと空中で直接ボルト連結する「空中ジョイント工法」を実施した。

トラス橋では、櫃石島高架橋のトラス部を今年8月に架設を実施し、今後、与島橋（2回）、羽佐島高架橋（2回）、番の州高架橋トラス部（2回）の架設がそれぞれ今年から来年にかけて計画されている。

なお、吊橋の南備讃瀬戸大橋の塔付4パネルについてもブロック架設を実施する計画となっている。

大島大橋パイロットロープ渡海作業終る

伯方・大島大橋のうち、大島大橋のパイロットロープの渡海作業は、10月7日に予定されていたが、当日、強風のため、10月8日に順延された。10月8日は好天気にもめぐまれ、10時から開始された作業も順調で、13時10分に、予定されたすべての作業を終えた。

大島大橋は、中央径間560m、側径間140mの単径間吊橋である。作業は、5P（見近島）から6P（大島）へ、300t吊クレーン船により行われた。

大島大橋は、この後ケーブル架設、補剛桁架設等の工程を経て、昭和62年度の完成を目差し、工事を進めることになる。なお、大島大橋の補剛桁は、本四公団では始めて箱桁が採用されている。

伯方・大島大橋関連の陸上部は、伯方島側、大島側ともきわめて順調に工事が行われている。

大島側の宮窪トンネルでは、側壁、舗装も完了し、この後、目地の注入、側帯工事、トンネル坑外の雑工事に移って行く。

伯方島側は、土工事が主体であり、その土工事も順調に行われている。I. C. 橋の発注もなされており、12月には現地作業に掛かる予定である。

「本四技報」総目次 (No. 1 ~ No. 35)

件 名	執 筆 者	巻号一頁	年月
巻頭言			
発刊にあたって	尾之内由紀夫	Vol. 1 No. 1-1	'77. 7
本四技報の充実発展を願って	養輪健二郎	Vol. 1 No. 1-1	'77. 7
「悪くても」と「うまくゆけば」	井上義光	Vol. 1 No. 2-1	'77. 10
技術雑感	川崎偉志夫	Vol. 2 No. 3-1	'78. 1
技報感想	浅間敏雄	Vol. 2 No. 4-1	'78. 3
工事と安全技術	松崎彬磨	Vol. 2 No. 5-1	'78. 7
カレンダーによせて	多田安夫	Vol. 2 No. 6-1	'78. 10
豊かさは自らの心の中にある	山本成美	Vol. 3 No. 7-1	'79. 1
或る連想—大三島橋の開通式に出席して	平石茂義	Vol. 3 No. 8-1	'79. 4
再び船上会談を	富樫勘七	Vol. 3 No. 9-1	'79. 7
大三島橋のしゅん功にあやかって	大富 宏	Vol. 3 No. 10-1	'79. 10
ある橋の話	久保村圭助	Vol. 4 No. 11-1	'80. 1
新しい芽を育てよう	浅谷輝雄	Vol. 4 No. 12-1	'80. 4
文化と橋	尾之内由紀夫	Vol. 4 No. 13-1	'80. 7
橋の建設と維持	向井 清	Vol. 4 No. 14-1	'80. 10
本州四国連絡橋を考える	下川浩資	Vol. 5 No. 15-1	'81. 1
Seeing「見ること」	山根 孟	Vol. 5 No. 16-1	'81. 4
美観・安全性・経済性	松崎彬磨	Vol. 5 No. 17-1	'81. 7
基礎とその認識	大島 久	Vol. 5 No. 18-1	'81. 10
新しい技術と経験	吉田 巖	Vol. 6 No. 19-1	'82. 1
経験について—森有正の思想をかりて	沖中浩一郎	Vol. 6 No. 20-1	'82. 4
荒廃するアメリカの躍動	山本成美	Vol. 6 No. 21-1	'82. 7
新しいものへの挑戦	山根 孟	Vol. 6 No. 22-1	'82. 10
人口をめぐる	高橋弘篤	Vol. 7 No. 23-1	'83. 1
土木工事雑感	柴田啓次	Vol. 7 No. 24-1	'83. 4
文化と理科	高山 昭	Vol. 7 No. 25-1	'83. 7
新だなる目標	柴田啓次	Vol. 7 No. 26-1	'83. 10
現場からの土産話	松崎彬磨	Vol. 8 No. 27-1	'84. 1
因島大橋雑感	吉田 巖	Vol. 8 No. 28-1	'84. 4
地域開発橋	大橋昭光	Vol. 8 No. 29-1	'84. 6
窓外雑感 (みなと・神戸)	高橋信夫	Vol. 8 No. 30-1	'84. 7
本州四国連絡橋事業を支える技術	今中靖雄	Vol. 8 No. 31-1	'84. 10
技術と人間あれこれ	山根 孟	Vol. 9 No. 32-1	'85. 1
技術開発に思うこと	山下文利	Vol. 9 No. 33-1	'85. 4
明石海峡大橋への課題	林 宣熙	Vol. 9 No. 34-1	'85. 7
	大橋昭光	Vol. 9 No. 35-1	'85. 10
報 文			
計 画			
気象・海象予測手法	西野新造	Vol. 2 No. 3-2	'78. 1
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測手法	黒滝義則、加島延行	Vol. 2 No. 4-2	'78. 3
架橋関連地域の経済・輸送構造の予測結果	黒滝義則	Vol. 3 No. 8-2	'79. 4
大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定	吉川利治、阿部和智	Vol. 3 No. 8-22	'79. 4
海中工事における潮流条件の設定	山田勝彦	Vol. 4 No. 12-2	'80. 4
門崎高架橋の橋梁計画	宮下 力、古家彦彦、熊野善彦	Vol. 6 No. 19-16	'82. 1
伯方・大島大橋の橋梁形式選定	岩屋勝治	Vol. 6 No. 20-8	'82. 4
伊弉高架橋下部工施工計画	植田正弘、才川 勉、中村富二夫	Vol. 7 No. 25-11	'83. 7
設計・試験			
(上部)			
東大橋におけるケーブル応力の測定調査	北川 信	Vol. 1 No. 1-10	'77. 7
80キロ鋼溶接継手の疲労試験	奥川淳志	Vol. 1 No. 2-10	'77. 10
吊橋ケーブルの二次応力測定〈平戸大橋〉	北川 信	Vol. 2 No. 3-8	'78. 1
鋼床版の変形特性に関する調査	福井幸夫	Vol. 2 No. 4-14	'78. 3
吊橋ハーガーロープの引張および疲労試験	奥川淳志	Vol. 2 No. 5-2	'78. 7
因島大橋ケーブル施工性試験	林有一郎、中村 守	Vol. 2 No. 5-20	'78. 7
塗装を施した摩擦接合継手の性能試験	榎波義幸、越智 勝、森 邦久	Vol. 2 No. 6-22	'78. 10
明石海峡大橋補剛桁風洞実験	加島 聰、大橋治一、秋山晴樹	Vol. 2 No. 6-28	'78. 10
ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験	多田和夫	Vol. 3 No. 7-14	'79. 1
因島大橋のエンドリングの設計	林有一郎、淵田政信	Vol. 3 No. 8-30	'79. 4

件 名	執 筆 者	巻号一頁	年月
橋梁用ロープの曲げ疲労試験	岸本良孝、竹之内博行	Vol. 4 No. 11-8	'80. 1
PWS用ゲージワイヤの測長精度	鈴木周一	Vol. 4 No. 12-12	'80. 4
大三島橋補剛板の座屈実験	吉田好孝	Vol. 4 No. 12-29	'80. 4
因島大橋風洞試験	中村 守、岡野 哲	Vol. 4 No. 14-27	'80. 10
リブ十字継手の疲労許容応力	武名興英、岸本良孝、伊藤文夫	Vol. 5 No. 16-2	'81. 4
大鳴門橋主塔風洞実験	田中淳之	Vol. 5 No. 16-28	'81. 4
櫃石島橋・岩黒島橋の設計	旭 一穂、新田篤志、田中美宇	Vol. 5 No. 17-6	'81. 7
下津井瀬戸大橋の塔頂構造の設計	山根哲夫、村瀬佐太夫	Vol. 5 No. 17-19	'81. 7
大鳴門橋塔頂サドルの設計	田中淳之、藤井裕司	Vol. 5 No. 18-2	'81. 10
吊橋造物を有する橋梁の変位制御に関する考察	金光 宏、樋口康三	Vol. 5 No. 18-9	'81. 10
疲労許容応力の見直し	旭 一穂、竹名興英、平野 茂	Vol. 5 No. 18-23	'81. 10
櫃石島橋・岩黒島橋の架設検討	加島 聰、田中美宇、大江慎一	Vol. 6 No. 19-23	'82. 1
下津井瀬戸大橋ケーブル定着部構造検討	加島 聰、田中美宇	Vol. 6 No. 20-2	'82. 4
緩衝桁伸縮装置	松浦章夫	Vol. 6 No. 20-18	'82. 4
吊橋主塔架設時の制振対策	成井 信、金崎智樹	Vol. 6 No. 21-17	'82. 7
門崎高架橋の風洞試験	大島 久、宮下 力、大橋治一	Vol. 6 No. 22-14	'82. 10
鋼床版舗装	村上憲司・新田篤志	Vol. 6 No. 22-22	'82. 10
長大橋梁の点検補修用作業車	室谷貞雄	Vol. 6 No. 22-30	'82. 10
南北備讃瀬戸大橋 4 A ケーブルアンカーフレームの設計	山中鷹志、栗原敏広	Vol. 7 No. 24-15	'83. 4
大型クレーン船を用いたパイロットロープ渡海実験	馬場賢三、平野 茂、吉元郁男	Vol. 7 No. 24-22	'83. 4
大鳴門橋バックスティ径間の製作	多田和夫	Vol. 7 No. 24-30	'83. 4
高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験	香川裕次、岸本良孝	Vol. 7 No. 25-32	'83. 7
門崎高架橋上部工の設計製作	土居敏彦、大橋治一、中尾俊哉	Vol. 7 No. 26-7	'83. 10
下津井瀬戸大橋ケーブル定着用ロッド疲労試験	谷中幸和、村瀬佐太美	Vol. 7 No. 26-23	'83. 10
北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計	馬場賢三、成井 信、平野 茂	Vol. 8 No. 27-26	'84. 1
大鳴門橋ケーブルバンドの設計	淵田政信、鈴木周一	Vol. 8 No. 28-19	'84. 4
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計 (その1)	馬場賢三、成井 信、吉元郁男	Vol. 8 No. 28-25	'84. 4
大島大橋上部工基本設計 (その1)	山田勝彦、正田伸二	Vol. 8 No. 28-36	'84. 4
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計 (その2)	馬場賢三、成井 信、吉元郁男	Vol. 8 No. 30-20	'84. 7
北備讃瀬戸大橋塔の風洞試験	馬場賢三、成井 信、平野 茂	Vol. 8 No. 30-25	'84. 7
大島大橋上部工基本設計 (その2)	山田勝彦、正田伸二	Vol. 8 No. 30-34	'84. 7
櫃石高架橋剛結横梁の設計	大町武司、吉田茂治、北口雅章	Vol. 9 No. 33-17	'85. 4
南北備讃瀬戸大橋 (上部工) の基本設計	森本隆也、馬場賢三	Vol. 9 No. 33-26	'85. 4
下津井瀬戸大橋タワーリンクの設計製作	奥川淳志、村瀬佐多美	Vol. 9 No. 34-37	'85. 7
疲労を考慮したトラス部材の製作と検査	阪本謙二、島海隆一	Vol. 9 No. 35-2	'85. 10
岩黒橋上部工詳細設計	保田雅彦、日里正夫、大広 始	Vol. 9 No. 35-	'85. 10
設計・試験			
(下部)			
吊橋塔基部の模型実験	加島 聰	Vol. 1 No. 1-19	'77. 7
水中発破 (その1)	長坂 進	Vol. 1 No. 1-33	'77. 7
水中発破 (その2)	長坂 進	Vol. 1 No. 2-2	'77. 10
大径鉄筋の継手と付着に関する調査	佐伯康二	Vol. 1 No. 2-16	'77. 10
流れと波が共存する場における流体力の評価について	野村直茂	Vol. 1 No. 2-22	'77. 10
風化花崗岩のクリープ特性について	喜岡直太郎、谷中幸和、森本則行	Vol. 1 No. 2-28	'77. 10
大型振動台による下部構造-地盤系の模型実験 (その1)	樋口康三	Vol. 2 No. 3-14	'78. 1
大型振動台による下部構造-地盤系の模型実験 (その2)	樋口康三	Vol. 2 No. 4-22	'78. 3
児島・坂出ルート海峡部地質調査 (その1)	山県 守	Vol. 2 No. 3-20	'78. 1
児島・坂出ルート海峡部地質調査 (その2)	山県 守	Vol. 2 No. 4-28	'78. 3
神戸層水ジェット掘削試験	藍谷武紀	Vol. 2 No. 5-8	'78. 7
神戸層載荷試験	高橋幸蔵、有田 稔	Vol. 2 No. 5-14	'78. 7
番ノ州高架橋基礎杭試験 (その1)	山本紀夫、兼田和弘	Vol. 2 No. 5-26	'78. 7
番ノ州高架橋基礎杭試験 (その2)	山本紀夫、兼田和弘	Vol. 2 No. 6-2	'78. 10
吊橋塔基部のグラウト注入実験	佐伯康二	Vol. 2 No. 6-12	'78. 10
大鳴門橋における多柱式基礎の設計	上田浩司、土田泰秀	Vol. 3 No. 7-2	'79. 1
鋼設置ケーソン設計要領 (案)	奈良平俊彦	Vol. 3 No. 7-22	'79. 1
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止実験	加島 聰、田中宗博	Vol. 3 No. 7-26	'79. 1
大鳴門橋支持岩盤の確認	宮島圭司	Vol. 4 No. 11-16	'80. 1
因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計	林有一郎	Vol. 4 No. 11-28	'80. 1
900ton シンカーの製作	佐野幸洋	Vol. 4 No. 12-21	'80. 4
大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説 (案)	金光 宏、大町武司、樋口康三	Vol. 4 No. 13-9	'80. 7
船舶の衝突に対する緩衝工模型実験	大町武司	Vol. 4 No. 13-18	'80. 7

件 名	執 筆 者	巻号一頁	年月
大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計	田中淳之	Vol. 4 No. 13-28	'80. 7
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防護工実験〈その2〉	加島 聰、古屋信明	Vol. 4 No. 14-2	'80. 10
伯方大島大橋岩盤試験	山県 守	Vol. 4 No. 14-15	'80. 10
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法(下津井瀬戸大橋1A)	金光 宏、大町武司、樋口康三	Vol. 4 No. 14-21	'80. 10
明石海峡大橋海中基礎の調査・概況	奈良平俊彦	Vol. 5 No. 15-2	'81. 1
南北備讃瀬戸大橋5Pケーソン設計・製作	奥川淳志、仁木清貴	Vol. 5 No. 15-15	'81. 1
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法(その2)	金光 宏、樋口康三	Vol. 5 No. 15-21	'81. 1
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法(下津井瀬戸大橋1A)(その3)	金光 宏、大町武司、樋口康三	Vol. 5 No. 16-15	'81. 4
明石海峡大橋主塔基礎の施工法検討	奈良平俊彦、加島 聰	Vol. 5 No. 16-21	'81. 4
深いニューマチックケーソンの掘削工法に関する検討	金光 宏、野村直茂、大町武司	Vol. 6 No. 19-2	'82. 1
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領(案)の確認実験	金光 宏、樋口康三、栗野純孝	Vol. 6 No. 21-3	'82. 7
番ノ州高架橋下部工設計	樋口康三	Vol. 7 No. 23-8	'83. 1
南北備讃瀬戸大橋のアンカレイジ表面仕上	村田正信	Vol. 7 No. 23-21	'83. 1
緩衝工の設計要領(案)	神 弘夫、栗野純孝	Vol. 7 No. 24-9	'83. 4
傾斜二層地盤の支持力に関する検討	塩井幸武、神 弘夫、栗野純孝	Vol. 7 No. 25-2	'83. 7
与島高架橋の設計	加島 聰、森谷俊美	Vol. 7 No. 25-18	'83. 7
耐震壁付き橋脚の設計法(解析編)	塩井幸蔵、神 弘夫、吉田好孝	Vol. 7 No. 26-2	'83. 10
同 上 (実験編)	塩井幸蔵、加島 聰、吉田好孝	Vol. 8 No. 27-2	'84. 1
FEM・RBSMによる基礎の支持力・変形解析	栗野純孝	Vol. 8 No. 28-2	'84. 4
櫃石橋3P鋼製ケーソン設計	田島照義、高城信彦	Vol. 8 No. 30-13	'84. 7
撫養高架橋杭の載荷試験	吉田 修、加藤嘉津次	Vol. 8 No. 31-2	'84. 10
南北備讃瀬戸大橋5P緩衝工の調査	山中鷹志	Vol. 8 No. 31-41	'84. 10
脚付ケーソン基礎の耐震安定性	塩井幸武、吉田好孝	Vol. 9 No. 32-2	'85. 1
南北備讃瀬戸大橋4A共用アンカレイジの設計	馬場賢三	Vol. 9 No. 32-34	'85. 1
下津井瀬戸大橋トンネルアンカーの設計施工	竹田寛夫、吉田好孝	Vol. 9 No. 33-11	'85. 4
明石海峡大橋主塔基礎施工調査	岩屋勝司、土田 宝、植村和宏	Vol. 9 No. 34-2	'85. 7
明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験(その3)	北川 信、森 邦久	Vol. 9 No. 34-12	'85. 7
設計・試験			
(その他)			
明石海峡における海中防食試験	森本隆也	Vol. 1 No. 1-27	'77. 7
道路のり面の植生試験	重村松登	Vol. 2 No. 3-26	'78. 1
閃光式航空障害灯調査	亀山正俊	Vol. 2 No. 4-8	'78. 3
長支間道路吊橋の計画(要約)	川崎偉志夫	Vol. 3 No. 8-10	'79. 4
和泉層群のり面工	原崎郁夫	Vol. 4 No. 11-21	'80. 1
鷺羽山の地質調査	宮下 立、江藤隆男、田村 隆	Vol. 4 No. 12-16	'80. 4
P C斜張橋の紹介	小川英信、岡野 哲	Vol. 4 No. 13-2	'80. 7
鷺羽山トンネル構造形式検討	藤井周志	Vol. 5 No. 16-9	'81. 4
伯方・大島大橋岩盤試験解析	井上真三	Vol. 5 No. 18-30	'81. 10
舞子沖地質調査報告(3)	神 弘夫、岩屋勝司、土田 宝	Vol. 7 No. 23-15	'83. 1
本四備讃線の電気設備	吉田昌弘	Vol. 7 No. 23-25	'83. 1
既存橋梁の架橋インパクト分析	黒籠義則	Vol. 7 No. 23-30	'83. 1
工 事			
大三島橋下部工工事報告	榎波義幸	Vol. 1 No. 1-2	'77. 7
因島大橋アンカレイジ基礎地盤の確認	宮島圭司、村上憲司	Vol. 2 No. 3-32	'78. 1
大三島橋のコンクリート	高須賀博一、福本英一郎	Vol. 2 No. 6-18	'78. 10
因島大橋の下部工事に使用した海砂の品質	平山純一	Vol. 3 No. 7-8	'79. 1
大三島橋と関連区間の概要	大島 久	Vol. 3 No. 9-2	'79. 7
陸上部工事	日高誠一、神野隆義	Vol. 3 No. 9-8	'79. 7
大三島橋架設時の耐風対策	山岸一彦	Vol. 3 No. 9-17	'79. 7
大三島橋の塗装	村上憲司	Vol. 3 No. 9-23	'79. 7
大三島橋の床版と橋面舗装	山県 守、福本英一郎	Vol. 3 No. 9-31	'79. 7
大三島橋関連維持管理施設の計画と施工	第三建設局機械課	Vol. 3 No. 9-40	'79. 7
舞子沖試験工事中間報告	神 弘夫	Vol. 3 No. 10-8	'79. 10
大鳴門橋多柱基礎の施工報告	遠藤武夫、赤間 信	Vol. 3 No. 10-14	'79. 10
因島大橋下部工工事報告	竹内寛夫、平山純一	Vol. 3 No. 10-20	'79. 10
大三島橋載荷試験	村上憲司	Vol. 3 No. 10-26	'79. 10
因島大橋塔工事施工報告	竹内寛夫、池田 博	Vol. 4 No. 14-8	'80. 10
因島大橋塔の製作	松崎 実、池田 博	Vol. 5 No. 15-27	'81. 1
因島大橋塔の振動観測	松崎 実、池田 実	Vol. 5 No. 17-2	'81. 7
舞子沖地質調査(その2)工事報告	神 弘夫	Vol. 5 No. 17-12	'81. 7

件 名	執 筆 者	巻号一頁	年月
南北備讃瀬戸大橋 5 P ケーソン沈設作業	山下理雄、仁木清貴……………	Vol. 5 No. 17-26	'81. 7
岩塊を使用した高盛土の施工	榎原房之助、山中鷹志、芥川省三……………	Vol. 5 No. 17-32	'81. 7
因島大橋ケーブル製作	香川裕次……………	Vol. 5 No. 18-17	'81. 10
大鳴門橋アンカレイジの施工報告	山口浩二……………	Vol. 6 No. 19-10	'82. 1
鷺羽山地区運搬用杭道の計測結果	夷藤 満、藤井周志、富田大造……………	Vol. 6 No. 19-29	'82. 1
因島大橋ケーブル架設	香川裕次、平野信一……………	Vol. 6 No. 20-24	'82. 4
南北備讃瀬戸大橋の海底掘削	山下理雄、大塚岩男……………	Vol. 6 No. 20-33	'82. 4
大鳴門橋主塔の製作・架設	田中淳之……………	Vol. 6 No. 21-9	'82. 7
門崎高架橋岩ケーソン施工報告	宮下 力、土居敏彦、矢野保広……………	Vol. 6 No. 21-23	'82. 7
撫養橋 4 P オープンケーソン施工報告	大町武司、武山哲郎、中尾俊哉……………	Vol. 6 No. 21-30	'82. 7
南北備讃瀬戸大橋 3 P・4 A ケーソン製作・施工	山中鷹司、岡沢達男……………	Vol. 6 No. 22-2	'82. 10
南北備讃瀬戸大橋 5 P 海中コンクリートの施工	山中鷹司、坂本光重……………	Vol. 6 No. 22-9	'82. 10
番ノ州高架橋リバース杭施工報告	大田 享……………	Vol. 7 No. 23-2	'83. 1
亀浦高架橋の施工	富岡 紘、山本茂樹……………	Vol. 7 No. 24-2	'83. 4
因島大橋補剛桁架設	香川裕次、平原伸幸……………	Vol. 7 No. 25-25	'83. 7
門崎高架橋上部工架設(計画編)	宮下 力、大橋治一、真辺保仁……………	Vol. 7 No. 26-13	'83. 10
大鳴門橋ケーブルサドルの製作	鈴木周一……………	Vol. 7 No. 26-17	'83. 10
南北備讃瀬戸大橋 7 A 海中コンクリートの施工	三木啓三……………	Vol. 7 No. 26-31	'83. 10
門崎高架橋上部工の架設(架設編)	宮下 力、大橋治一、真辺保仁……………	Vol. 8 No. 27-8	'84. 1
大鳴門橋ケーブル製作	奥田 基……………	Vol. 8 No. 27-16	'84. 1
松帆沖地質調査	岩屋勝司、土田 宝、小林克己……………	Vol. 8 No. 28-8	'84. 4
因島大橋と関連区間の概要	松崎 実……………	Vol. 8 No. 29-2	'84. 6
因島大橋上部工工事の回想	旭 一穂……………	Vol. 8 No. 29-6	'84. 6
因島大橋関連区間の陸上部工事	越智啓登……………	Vol. 8 No. 29-10	'84. 6
因島大橋の補剛桁閉合と架設時の形状測定・応力測定・振動測定	青野 宏……………	Vol. 8 No. 29-18	'84. 6
因島大橋の橋面補装	岸本良孝、小林義弘……………	Vol. 8 No. 29-26	'84. 6
因島大橋のケーブル後期工事	香川祐次……………	Vol. 8 No. 29-33	'84. 6
因島大橋アンカレイジ上屋工事	榎原房之介、池田 博……………	Vol. 8 No. 29-41	'84. 6
因島大橋の維持管理設備	第三建設局機械電気課……………	Vol. 8 No. 29-50	'84. 6
門崎高架橋の橋面補装	吉田 修、中尾俊哉……………	Vol. 8 No. 30-2	'84. 7
測塔を有する吊橋のケーブル架設工法(大鳴門橋)	洲田政信、鈴木周一……………	Vol. 8 No. 30-7	'84. 7
岩黒島橋下部工事施工報告(その1)	山根哲雄、飯塚力也、田村 隆……………	Vol. 8 No. 31-16	'84. 10
与島高架橋地下連続壁の施工	加島 聰、森谷俊美、川田政史……………	Vol. 8 No. 31-24	'84. 10
南北備讃瀬戸大橋 6 P ケーソン曳航・沈設～海中コンクリート施工	三木啓三、飯間秀雄……………	Vol. 8 No. 31-29	'84. 10
南北備讃瀬戸大橋 4 A・7 A ケーブルアンカーフレームの一括架設	栗原敏広、吉川章三……………	Vol. 8 No. 31-34	'84. 10
下津井瀬戸大橋 4 A アンカレイジの施工(その2)	中元雄治、武藤礼布、上村博文……………	Vol. 9 No. 32-10	'85. 1
岩黒島橋下部工施工報告(その2)	丸尾 進、有馬 勇、田村 隆……………	Vol. 9 No. 32-14	'85. 1
南北備讃瀬戸大橋 1 A アンカレイジの施工	加島 聰、森谷俊美、徳永剛平……………	Vol. 9 No. 32-24	'85. 1
下津井瀬戸大橋 1 A トンネルアンカーの設計施工	竹内寛夫、吉田好孝……………	Vol. 9 No. 33-11	'85. 4
北備讃瀬戸大橋塔製作	成井 信、平野 茂、古家和彦……………	Vol. 9 No. 33-41	'85. 4
大鳴門橋の補剛桁製作工事	洲田政信、江藤隆男……………	Vol. 9 No. 34-18	'85. 7
下津井瀬戸大橋塔の製作	奥川淳志、村瀬佐多美……………	Vol. 9 No. 34-26	'85. 7
下津井瀬戸大橋タワーリンクの設計製作	奥川淳志、村瀬佐多美……………	Vol. 9 No. 34-37	'85. 7
北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの製作	成井 信、平野 茂、古家和彦……………	Vol. 9 No. 34-43	'85. 7
鷺羽山トンネル施工	長谷川滋、佐藤正人……………	Vol. 9 No. 35-10	'85. 10
北備讃瀬戸大橋塔架設工事	成井 信、平野 茂、古家和彦……………	Vol. 9 No. 35-25	'85. 10
南備讃瀬戸大橋 4 A アンカレイジの施工	山中鷹志、栗原敏広……………	Vol. 9 No. 35-36	'85. 10
伯方大島大橋下部工施工報告	重村公登、高畠 豊……………	Vol. 9 No. 35-43	'85. 10
その他			
欧米長大橋視察報告(1)	多田安夫、松崎 実……………	Vol. 3 No. 8-18	'79. 4
欧米長大橋視察報告(2)	多田安夫……………	Vol. 3 No. 10-2	'79. 10
埋蔵文化財調査	長尾和守……………	Vol. 4 No. 11-2	'80. 1
第50回 IABSE シンポジウムに参加して	旭 一穂……………	Vol. 4 No. 11-28	'80. 1
欧州レーダ対策視察報告	北風 潔……………	Vol. 4 No. 13-25	'80. 7
大気測定車による大気質調査	阿部明弘……………	Vol. 5 No. 15-9	'81. 1
米国の航行安全に関する調査報告	小川英信……………	Vol. 5 No. 16-37	'81. 4
Humber 橋訪問記	奥川淳志……………	Vol. 7 No. 24-37	'83. 4
オーストラリアの橋梁	辰巳正明、山県 守……………	Vol. 8 No. 27-37	'84. 1

本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。

*印のものは(財)海洋架橋調査会 (Tel 03-436-3896) で販売しております。

仕様書・要領等

- *土木工事共通仕様書(改訂版) 昭和59年8月
- *測量・調査・設計等共通仕様書 昭和56年12月
- *電気通信施設標準仕様書
- *施工管理試験要領 昭和54年11月
(昭和56年4月追補)
- 測量作業規程 昭和55年度
- 図面作成要領 昭和46年12月
- *技術関係資料取扱要領・技術関係資料
マイクロフィルム作成等事務処理要領 昭和56年4月
- 海上工事安全施工技術指針 昭和52年3月
- *溶接構造部材における溶接欠陥と疲労
き裂の発生の一例(写真集) 昭和58年1月

設計基準類

- 海峽部における道路の建築限界および
幅員構成 昭和47年10月
- 用語と定義 昭和48年5月
- *上部構造設計基準・同解説 昭和55年6月
- *下部構造設計基準・同解説 昭和52年3月
- *耐震設計基準・同解説 昭和52年3月
- *耐風設計基準(1976)・同解説 昭和51年3月
- *鋼橋等製作基準・同解説 昭和52年3月
- *鋳鍛鋼品製作基準・同解説 昭和55年3月
- *鋼橋等塗装基準・同解説 昭和55年3月
- *橋面舗装基準(案) 昭和58年4月
- 橋梁用マスコンクリート施工基準・
同解説(案) 昭和50年3月
- *仮設物設計指針 昭和52年3月
- 吊橋リンク・支承構造設計指針 昭和51年3月
- *トラス格点構造設計指針(案) 昭和51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
- 耐震設計要領 昭和52年3月
- 吊橋主塔設計要領(案) 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
- ケーブルバンド設計要領 昭和53年3月
- ハンガー設計要領 昭和53年3月
- *鋼床版設計要領 昭和53年3月
- *鋼床版現場溶接施工要領(案) 昭和54年3月
- *風洞試験要領(1980)・同解説 昭和55年6月
- 鋼上部構造用鋼材選定要領(案) 昭和48年9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
- 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
- *鋼設置ケーソン設計要領(案) 昭和54年2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
- 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
- 風化花崗岩の支持特性判定要領(案) 昭和55年3月
- 陸上部道路橋設計要領(案) 昭和51年11月
- ケーブルアンカーの設計マニュアル 昭和49年2月

- 下路管理路設計マニュアル 昭和53年9月
- 鉄道床組の標準図作成 昭和57年10月
- *鋼材規格 昭和53年10月
- 鋼上部構造用鋼板規格の解説 昭和54年3月
- 摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角
ナット・平座金のセット暫定規格 昭和51年2月
- *ケーブル材料規格 昭和54年6月
- *塗料規格 昭和55年3月
- リンク支承用ピン(案) 昭和51年3月
- リンク支承用ブッシュ(案) 昭和51年3月
- 設計関係通知文書集(昭和56~58年度) 昭和59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	奈良平 俊彦		
編集委員	岩屋 勝司	上田 克己	
	榎沢 寛	加藤 茂	
	阪本 謙二	庄司 吉美	
	下村 稔	鈴木 朗	
	田島 照義	田中 秀也	
	千々岩 敏弼	手島 茂富	
	成田 秀志	福井 幸夫	
	宮沢 修二	森 章	
	森田 行	山下 義之	
	湯谷 優	渡辺 忠明	
	小暮 三郎	(海洋架橋調査会)	

本四技報 第35号

- 発行 昭和60年10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
東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル 〒105
電話03(436)-3896
- 発行者 井上 義光
- 印刷 中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

