

報技四本

修監公団橋絡連四国本州

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第41号 目次

最善の努力を結集しよう.....	総 裁.....	山 根 孟.....	1
門崎高架橋仮設備撤去工事.....	工務第一部工務第一課.....	淵 田 政 信.....	2
	(前)第一建設局鳴門工事事務所		
	第一建設局鳴門工事事務所.....	川 西 芳 則	
鳴門黒山地区の強風対策.....	第三建設局今治工事事務所.....	山 田 勝 彦.....	8
	(前)第一建設局鳴門工事事務所		
	第一建設局鳴門工事事務所.....	池 田 昭 欣	
神道山地区工事.....	第二建設局児島工事事務所.....	藤 井 秀 夫.....	14
櫃石島橋塔架設時の動吸振器式制振装置.....	設計部設計第三課.....	金 沢 克 義.....	21
	(前)第二建設局児島工事事務所		
	設計部設計第三課.....	河 口 浩 二	
	(前)第二建設局児島工事事務所		
櫃石高架橋下部工の施工.....	第二建設局坂出工事事務所.....	北 川 信.....	26
	(前)第二建設局児島工事事務所		
	第二建設局計画第一課.....	武 田 茂	
	(前)第二建設局児島工事事務所		
羽佐島高架橋大ブロック架設.....	第二建設局児島工事事務所.....	飯 島 邦 治.....	31
	同 上.....	勝 地 弘	
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験(第二報).....	第一建設局鳴門管理事務所.....	成 井 信.....	36
	(前)第二建設局坂出工事事務所		
点検用補修作業車を利用した因島大橋のメンテナンス.....	第二建設局建設第二部.....	高 橋 信.....	46
	(前)第三建設局向島管理事務所		
	第三建設局向島管理事務所.....	平 野 茂	
	第三建設局維持課.....	末 広 弘 靖	
	(前)第三建設局向島		
技術ニュース.....			52

本四技報 第42号 (62.4) 掲載予定

- 阿津川橋梁上部工の施工
- 福南山・蟻峰山トンネルの施工
- 櫃石島橋の形状管理
- 岩黒島橋塔製作・架設
- 与島高架橋の施工
- 南北備讃瀬戸大橋補剛桁の詳細設計
- 宮窪トンネルの施工

最善の努力を結集しよう

Let's Integrate Our Best Efforts

総裁 山根 孟
Tsutomu Yamane



21世紀に向けて国際化、高度情報化、都市化など経済社会変化の基本的潮流にあって、貿易摩擦、一昨年秋から昨年夏にかけての急速な円高から、内需主導型経済構造への転換というきびしい課題をかかえながら、昭和62年の新春を迎えました。

現在、21世紀への活力のある国土づくりの指針を示す第四次全国総合開発計画が策定されつつあります。昭和63年度を初年度とする新たな道路整備五箇年計画を立案する年であります。20世紀の残された期間は、わが国の将来を左右する社会資本の整備にとって、きわめて重要かつ貴重な期間であります。

私どもが携わる本州四国連絡橋は、全国的な幹線交通網の一環であり、魅力ある四国、瀬戸内海地域そして西日本の活力ある基盤づくりの先導的な役割を果たし、21世紀へ引き継ぐ20世紀の代表的な所産となるものであります。

昨年は、一昨年にひきつづき1ルート4橋の事業の最盛期でありました。また、明石海峡大橋、生口橋の事業化、起工式により、新たな展開をみた意義深い年でありました。本年は、1ルート4橋の総仕上げ、明石海峡大橋の現地工事着手への基礎がため、来島大橋の優れた計画づくり等、本州四国連絡橋事業にとっての正念場、これまでの努力の真価が問われる年であります。

仕上げ段階にある大鳴門橋関連区間は、本年5月下旬四国側、10月淡路島内の供用により、45キロメートルが全通いたします。

初めて本州と四国とを道路と鉄道の陸路で結ぶ児島・坂出ルートは、お蔭をもちまして順調な工事の進捗をみております。吊橋3橋の補剛桁架設が進み、斜張橋2橋の桁・鋼床版、与島橋の主構は閉合し、島しょ部と番の州高架橋の桁の殆どが架かりました。難工事の鷺羽山トンネルのめどがつき、道路・鉄道単独部も工程のつております。これから道路の舗装、修景緑化、供用関連施設、鉄道の軌道、電化、開業設備等々の段階になりますが、明年3月の完成を期し、総力をあげなければなりません。

伯方・大島大橋関連区間は、昨年初めにケーブル架設を開始した大島大橋は補剛桁の架設中で、伯方橋、宮窪

トンネルはすでに概成しております。本年末には完成、来年1月の供用が目途であります。これにより、いわゆる越智三島が、大三島橋とあわせて一体化されることになります。

以上いずれも立派に仕上げ、それぞれの機能を十分発揮させなければなりません。これには、工事の実施にあたり工事そのものの安全はもとより航行船舶はじめ第三者への安全の確保が絶対であります。旅客船問題等対策の円滑な実施をはかってまいらなければなりません。十全な管理体制の整備が肝要であります。適正な料金の設定はきわめて重要な課題であります。

明石海峡大橋では、継続中の地質調査、現地試験等の成果をふまえて基礎の構造寸法、施工法の確定、発注設計、漁業補償、陸上部神戸側の都市計画決定、淡路島側の設計協議等が、かなめとなります。昨年末、下部工着手にこぎつけた生口橋は、工事の促進をはかることになります。本格的な調査を進める来島大橋は、とりわけ自然景観との調和、航行安全の確保への慎重な配慮が不可欠であります。これまでの蓄積のうえに英智と創意が傾注されなければなりません。

このように本年は、高度で多岐にわたる事業を着実に遂行すべき年であります。

ところで本年は、世界的な名橋のGolden Gate橋の完成50周年にあたります。その前年にはSan Francisco Oakland Bay橋が供用しております。アメリカ合衆国における1920年代の道路整備の進展が、大恐慌を克服するNew Deal政策に受け継がれていった時代の大きな成果でもありました。その時代の技術の粋を如実に物語っております。

わが国では、若戸大橋の完成25周年にあたります。関門橋の経験を経、今や本州四国連絡橋の技術は、1ルート4橋の建設を通じて世界的水準に達しております。昨年9月IABSEの現地視察では、参加者全員に深い感銘を与えたところであります。

世界の最先端を行く事業を担う私どもは、将来にわたって批判に堪え得よう、最善の努力を結集しなければならないと考えるのであります。

門崎高架橋仮設備撤去工事

Withdrawal the Temporary Equipment of Tozaki Viaduct

工務第一部 工務第一課長代理
(前) 鴨門工事事務所 第二工事長
鴨門工事事務所 工務技術課

淵田 政信
Masanobu Fuchida
川西 芳則
Yoshinori Kawanishi

1. まえがき

門崎高架橋仮設備撤去工事は、門崎高架橋の建設に使用した作業ヤード、作業足場（鋼製ジャケッ）、土砂搬出施設等の仮設工作物を撤去し、永久構造物として橋脚周辺を混成堤体で保護し、併せて国立公園地の原状回復を図るための工事である。

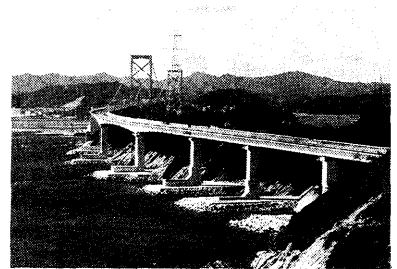
門崎高架橋構築に先立つ「瀬戸内海国立公園特別地域内工作物の新築について」の環境庁協議のなかで、特に次の諸点を配慮のうえ、周辺の風致景観との均衡を考慮した修景緑化が義務づけられており、本工事でもこれらの点に留意した計画及び施工が実施された。

- (1) 工事完了後、門崎作業ヤードの埋立部分については、原状回復に万全を期すること。
- (2) 仮設工作物（鋼製締切枠等）は工事完了後撤去し、跡地は風致の保護上支障のないよう整理すること。
- (3) 工事用道路、作業ヤード、土砂搬出用シュート等の工事により生じた緑地は播種等により緑化修景すること。

本文は、昭和58年10月から昭和61年1月まで行った撤去工事の概要を紹介するものである。

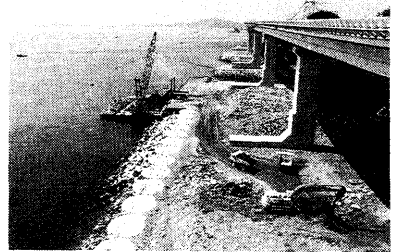
写真－1

撤去工事完了全景



写真－2

T2. 3P着手前



2. 実施工程

表－1 に実施工程表を示す。

表－1 実施工程表

工 種		数 量	58			59												60												61
			10	11	12	1	2	3	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1				
T2P・T3P	埋土・埋砂撤去	98,414m³																												
	消波ブロック	1,825個																												
	締切枠撤去	1,684 t																												
	堤体コンクリート	4,631m³																												
	捨石均し	5,315m³																												
	被覆石布設	2,013m³																												
T4P・T7P	消波ブロック	2,343個																												
	締切枠撤去	2,209 t																												
	中詰石撤去	8,561m³																												
	被覆石布設	3,422m³																												
	コンクリート舗装	6,291m³																												
修景工	シュート跡地	1式																												
	T I A 前面	〃																												
稼 動 率 (%)			100	83	81	70	93	89	64	73	81	83	87	77	93	94	97	81	63	77	45	87	74	97	74	69				

※ 消波ブロック ■ 撤去・仮置 □ 据付

3. 施 工

3.1 海上工事施工手順

・本工事は、門崎高架橋が門崎半島の切立った崖を背にし、作業ヤードも橋脚ごとに独立して構築されていることから、海上工事が主体である。主要工種について作業手順を整理すると図-1のとおりである。

なお、撤去前後の作業ヤード標準断面を図-2に示す

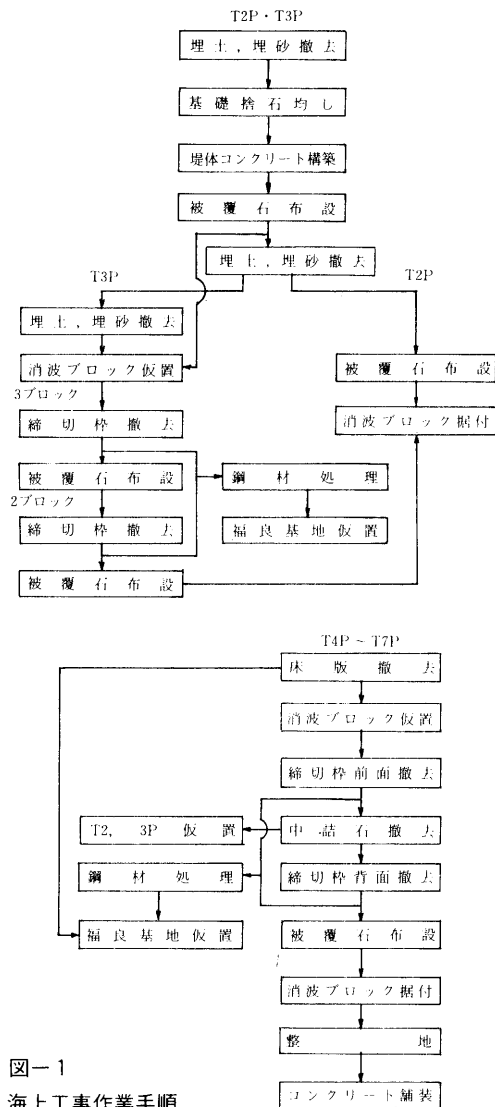


図-1
海上工事作業手順

3.2 消波ブロック工

(1) 施工実績

締切枠内（前面部）及びコルゲートセル堤体前面部に設置された10t型消波ブロックを抜取り、周辺海域に仮置き、被覆石布設後図-2のように据付を行った。

なお、転用使用しても不足する10t型消波ブロック及び後述の16t型消波ブロックは、新規に製作し据付けを行った。10t型消波ブロックの施工実績は、抜取り・仮置が1日当たり平均約52個、据付が1日当たり平均約46個であった。

(2) 施工サイクル

本工事における抜取り、据付けの標準施工サイクルは図-3のとおりである。

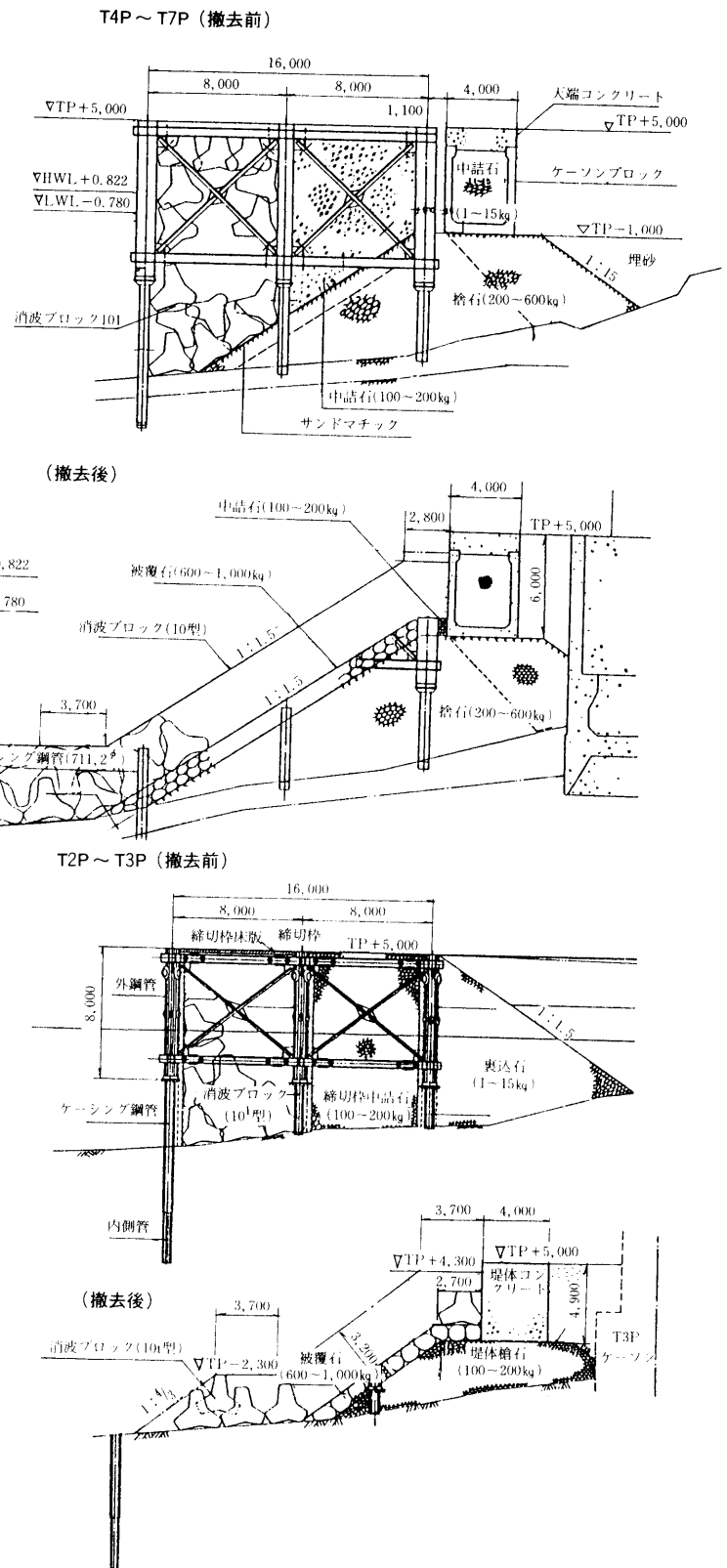


図-2 作業ヤード標準断面

	作業時間											
	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
抜取り、仮置	電航											
据付												

図-3 標準サイクル

10t 型消波ブロックの抜取りは、当初70t 吊クレーン付台船での施工を計画していたが、水中部で長年の波浪の影響によりブロックが移動し、また個々のかみ合い状態も強くなっており、抜取りの能率がおちるだけでなく施工上の安全性にも問題があることから、100t 吊クレーン付台船に変更して施工した。

(3) 石留工の変更

当初は、根固め鋼管杭を利用した石留工を設置することにより、消波ブロックの法尻をカットして新規製作の消波ブロックを極力少なくするとともに、漁業補償面積も小さくする計画であったが、根固めの鋼管杭の強度が問題となり再検討することにした。

図-4 に示すように、石留工にかかる水平力は消波ブロック及び被覆石が斜面に沿って滑べろうとする力である。また、実際の現象では、引波時に消波ブロック及び鋼管杭に負の波力（沖側へ向う波力）が作用すると思われるが、現在のところ、この波力算出の研究成果が明確でないため、負の波力は省略し、杭とした場合と、硬岩の地盤に変位がないものと仮定して、杭を片持梁とした場合の二つの方法について検討を行った。

その結果、二つの方法とも常時では安定であるが、地震時では杭の断面が不足するために、図-2 の断面構成に変更して施工を行った。

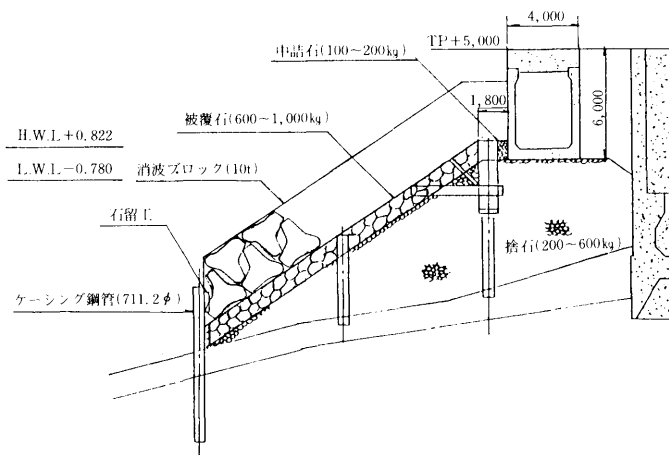


図-4 石留工

(4) 消波工の安定検討

10t 型消波ブロックを橋脚防護消波工として転用使用する場合の長期安定検討を行った。

i) 設計条件

波高	H=5.6m	(既往現地最大波高推定値)
潮位	D. W. L	T. P+1.700m
	H. W. L	T. P+0.822m
	M. L. W. L	T. P-0.329m
	L. W. L	T. P-0.780m

使用消波ブロック

10t型	(実重量 9.2 t)
16t型	(実重量14.49t)

ii) 消波ブロック重量と被害率

消波ブロック重量は水理模型実験によらない場合、ハドソン式を用いて算定するのが一般的である。その場合、永久構造物としての被害率は0～1%として設計する。本工事の場合、ブロック転用を前提に計画しており、表-2を準用して被害率の推算を行った。

表-2 被害率と K_D 値

被害率(%)	$H/H_{D=0}$	K_D
1～1	1.00	3.2
1～5	1.18	5.1
5～15	1.33	7.2
10～20	1.45	9.5
15～40	1.60	12.8
30～60	1.73	15.9

また、ブロック重量算定式はハドソン式を使用した。
ハドソン式

$$W = \frac{\gamma_r \cdot H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cdot \cot \alpha}$$

W : ブロック重量(t)

γ_r : コンクリートの単位体積重量
(2.3t/m³)

S_r : コンクリートの海水に対する比重
($S_r = \gamma_r / \gamma_w$)

γ_w : 海水の単位体積重量($\gamma_w = 1.03t/m^3$)

H : 設計波高(m)

K_D : 定数(消波ブロック、砕波として8.3)

α : のり面と水平面とのなす角度
($\cot \alpha = 1.5$)

10t 型消波ブロックで被害率が0～1%の時の波高($H_{D=0}$)は、

$$H_{D=0} = \sqrt[3]{\frac{9.2 \times 8.3 \times \left(\frac{2.3}{1.03} - 1\right)^3 \times 1.5}{2.3}} \div 4.5 \text{ m}$$

$$H/H_{D=0} = 5.6/4.5 = 1.24$$

従って表-2より被害率は5～12%の範囲となる。

一方、永久構造物として被害率0～1%となるブロック重量は、 $W \approx 17.3t$ である。

本来、10t 型消波ブロックの転用使用の前提は、橋脚周辺の混成堤体が、本体基礎の安定性と直接連関するものでないこと、将来万一消波ブロック被災時の対応に自由度があること、経済性等から定めたものであるが、比較的長期の安定のために、消波ブロック防護工の特に弱点となりやすい隅角部には、16t 型を新規に製作し設置することとした。

3.3 締切柵撤去工

本工事の成否を左右する工種でもあり、工事発注前は

もちろんのこと、施工途上においてもさらに改善した施工法、安全性の確保等について諸種の検討が要求された。

本工事の発注に先立って、大鳴門橋仮設備撤去工事を想定して作業足場撤去試験工事が実施された。その結果は、根固め鋼管杭が大鳴門橋建設期間中の強潮流や波浪に対して、目標設計強度を十二分に満足するものであり、裏返していえば、本撤去工事の困難さを暗示するものでもあった。試験工事の結果から、岩盤と根固め鋼管杭との付着力は、杭1本当たり650t以上が確認されており、根固め鋼管杭の撤去方法が最大の問題であった。

試験工事におけるデータ等を参考に、引抜き工法と切断工法を検討したが、引抜き工法では周辺海底地盤への乱しの影響のほかに、次の点が問題となった。

- ① 杭の引抜きは、国内最大クラスの起振機により可能であるが、その付属設備(スプリング、ショックアブソーバー等)を新規に開発する必要がある。
- ② 引抜く鋼管に補強が必要となる。
- ③ FC 船使用の場合、1000t クラス以上の大型 FC 船が必要となり、拘束期間が長く割高となる。

以上の理由により切断工法を採用した。

もう一つの問題は、撤去の寸法である。ブロック単位の撤去と単材撤去を検討したが、ブロック撤去では次の点が不利となり、単材撤去とした。

- ① 根固め鋼管杭の切離しにより、ブロックが不安定になる期間が長い。
- ② 二次解体作業が必要となり、また鋼管杭の長さが海底地形により異なることから、仮置が難しく作業性が悪い。
- ③ 間詰モルタル、中詰砂の施工により設置時以上の大型 FC が必要となって不経済。

(1) 撤去手順

1) T4P～T7P

図-2 に示すように堤体側の鋼管杭等が捨石内に残置されるために、前面部(消波ブロック部)を撤去しても締切枠は自立する。従って、各橋脚の締切枠の撤去作業を

能率的に行うために、各工種ともに2パーティとし、順次つぎの橋脚に移ってゆく方法をとった。

本工事箇所は門崎半島の南側に位置しており、冬期の北西風は半島にさえぎられて海上は穏かであるが、夏期は直接南東風を受け、太平洋からの波浪の影響を大きく受けやすい。結果的に T4P～T7P は、施工時期が冬期に集中したため作業は計画よりも順調に進捗した。

2) T2・3P

締切枠は5基のブロックを現場つなぎ材で連結し、一体化した構造(16m×100m)となっている。この締切枠は、前面部を撤去すると自立が困難であり、また作業広場は締切枠上の床版のみとなるため、消波ブロック、中詰石撤去後、両側面から作業を開始した。ところが、T2・3P の混成堤体は図-2 のとおり T4P～T7P と違い、基礎捨石の上に堤体コンクリートを構築しており、締切枠撤去後に被覆石・消波ブロックを布設するが、それまでの期間は波浪に対して弱い状態となり、施工時期との関係ではその安定性が問題となった。残り2ブロックの撤去時期が昭和60年8月からとなって、台風期とも重なり、波浪による堤体への影響を無視できなくなった。そこで、1サイクル当りの締切枠の撤去範囲を極力小さくして、締切枠撤去後すみやかに被覆石・消波ブロックを布設し完成形状とする作業の繰返しで波浪に対処した。

(2) 水中切断工

水中切断工法として、火炎ジェット切断、酸素アーク切断を作業足場撤去試験工事で実施し、両工法とも可能という結果を得ていたが、本工事では作業の安全性、確実性、工事経験、経済性等を総合的に考慮し、酸素アーク切断工法を採用した。以下に水中切断の概要について述べる。

1) 水中切断部材断面

水中切断断面一覧を表-3 に示す。

2) 施 工

鋼管杭の切断位置は、ダイバーによる潜水切断時の限

表-3 水中切断断面一覧

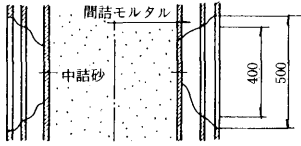
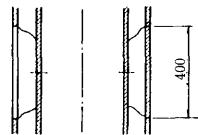
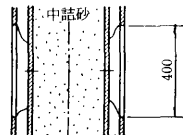
切 断 断 面 図	場 所	切 断 材	長
	三 重 管 T2.3P 根 固 杭	外鋼管 1,117.6φ×16t	7.02m
		(縦割) 0.5×3	1.50
		ケーシング鋼管 1,016φ×12t	6.38
		(縦割) 0.4×3	1.20
		内鋼管 812.8φ×19t	2.55
		計	18.65m
	二 重 管 T4~7P 山 側 鋼 管	外鋼管 812.8φ×16t	5.10m
		(縦割) 0.4×3	1.20
		内鋼管 609.6φ×19t	1.91
		計	8.21m
	二 重 管 T2.3P 海 側 根 固 杭	ケーシング鋼管 711.2φ×12t	4.46m
		(縦割) 0.4×3	1.20
		内鋼管 558.8φ×16t	1.75
		計	7.41m



写真-3 鋼管杭撤去状況



写真-4 中詰モルタル研り状況

界姿勢及び切断杭の被覆石、消波ブロック設置作業への支障度合等を勘案し、ケーシング管と内鋼管の二重管のある海底上約50cmを標準とした。切断作業はまずケーシング管への付着物を除去し、約40cm幅で上下二重に切断後縦にも円周を4分割してケーシング管を引きはがし、間詰モルタルの斫りを行い、内鋼管の切断後撤去する。

また、三重管では間詰モルタルの斫りと鋼管切断がさらに各1回追加される。鋼管杭の水中切断速度は、板厚による差異はもちろんであるが、むしろダイバーの切断技倆による差異が大きく、本工事では、外鋼管、内鋼管、ケーシング管を総合した平均値は1時間当り約3.12mであった。

酸素アーク切断で施工上特に留意すべき点は、陰陽極反転が生じアークストライクとなりやすい飛沫帯での作業であり、この箇所が工程計画上のネックとなる傾向が認められた。水中切断では限界作業条件（波高0.5m、潮流速1ノット以下）を定め、潮流の変化に注意して無理な作業にならぬよう作業補助と見張りを兼ねたスタンバイダイバーを配置し、また気中部には見張員、送気員を配置して施工した。

なお、水中切断はフーカー作業を主体とし、補助的にスキンド이버を使用した。

3.4 修景工事

修景工事は、土砂搬出用シュートの跡地及び作業ヤードの埋立部分回復による TIA 前面部法面を、波浪と雨水による侵蝕から保護するため、門崎半島の景観を損わないように修景を行うものである。

作業手順を図-5に示す。

(1) シュート跡地

シュート基礎部は、コンクリート枠組構造となりロックアンカーで固定されているため撤去せず、修景にそのまま使用することにした。以下に主な工種について述べる。

1) 客土

コンクリート基礎内及び側部に、門崎高架橋上と排土ヤード上からホッパーによる投入を行った。作業場所は45°近い急傾斜地であるため、投入場所には移設可能な足場を設置するとともに、落下防止網を15m毎に設置して作業の安全を確保した。

2) 植生土のう製作・据付

コンクリート基礎部は、土のうの滑り防止のために山形鋼を1mピッチで取付け、側部も異形棒鋼と山形鋼で滑り防止を行った後、土のうを設置した。土のうは景観を考慮して緑色の袋とした。

3) 落石防護網設置

シュート跡地が急傾斜地であり、梅雨期の長雨、台風時の豪雨等による土のうの崩落、流出の防止のため落石防護網を設置し、法面の保護を行った。設置4ヶ月後の8月に集中豪雨を受けたが全く異常はなく、今後長期間の安定にその効果が期待出来るものと考えられる。

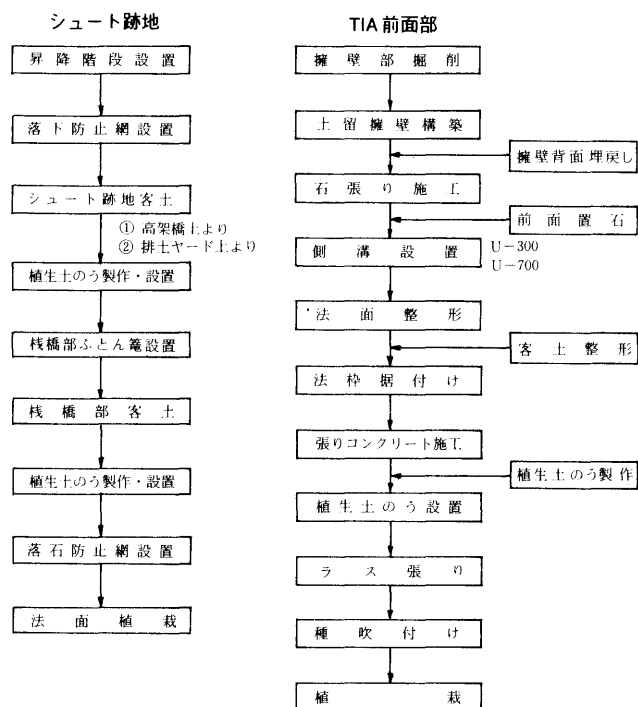


図-5 修景工事作業手順



写真-5

シュート跡地修景前

4) 植栽

植生土のうによる法面復旧と合わせて植栽も行った。

植栽については、現地植生の中から主要な樹種を選定するとともに、耐乾性、耐潮性、耐風性等現地環境への適合性の強い苗木として、トベラを1㎡当り2本とした。



写真-6

シュート跡地修景後

(2) TIA 前面部

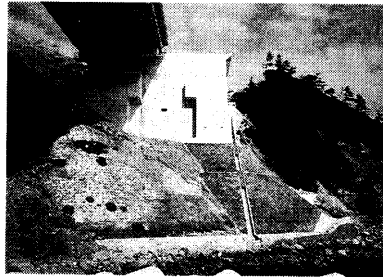
法面の法尻に擁壁を構築し、波浪による侵蝕を防止して、TIAの長期的安定を目的とした。法面は法枠、ラス張り種吹付けにより初期の安定を図り、植栽による緑化も行った。

1) 土留擁壁

土留擁壁高さは、当初周辺の海岸保全区域護岸高を参考に、T.P.+5.00mで計画していたが、環境庁との協議

写真-7

TIA前面修景後



により、海上からの景観を考慮して T.P+3.00m とした。現地の南東方向海洋に開けた半島の付根部という地形的特性を考えた場合、景観保持と土留機能の調和という点では、再考の余地があるのかもしれない。

土留擁壁コンクリートの打設は、コンクリートプラント船で行った。図-6 に標準断面を示す。土留擁壁前面は、コンクリート面を隠し、なるべく自然に擬す目的で現場発生材の被覆石を流用した石張工を行なった。

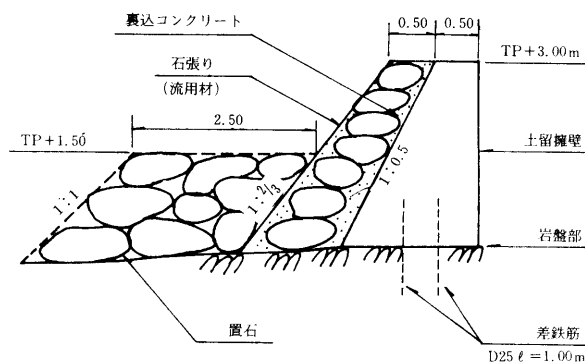


図-6 土留擁壁標準断面図

2) ラス張り・種吹付け

法枠以外の法面部には、法面緑化の目的でラス網張り、種吹付けを行った。

施工は、法面整形後保水用サンドマットを法面に50cm 間隔に取付け、その上にラス網張り（#14, 52mm×52mm）を行い、種吹付け（厚さ30mm）を行った。

4. あとがき

本工事は、厳しい自然条件のなかで、特に気象、海象に大きく左右される海事作業が中心の工事であったが、満足出来る成果とともに、無事故、無災害で終わることが出来た。本工事の特殊性、困難性、安全施工確保の努力成果が評価され、労働大臣安全表彰を受賞できたことを特筆したい。これもひとえに、本工事に携わった企業体職員及び数多くの作業員の御努力と、関係各位の御指導の賜ものであると深く感謝の意を捧げるものである。

最後に本報告をまとめるに当り協力を頂いた方々に厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

大鳴門橋作業足場撤去試験工事 昭和58年9月 本四公団第一建設局

鳴門黒山地区の強風対策

Windbreak at Kuroyama Area in Naruto-city

今治工事事務所 副 所 長
(前) 第一建設局 建設部専門役
鳴門工事事務所 第一工事長

山 田 勝 彦
Katsuhiko Yamada
池 田 昭 欣
Akiyoshi Ikeda

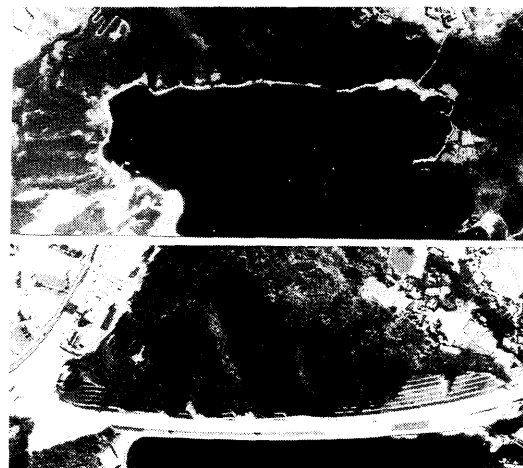
1. まえがき

大鳴門橋に接続する鳴門市大毛島内の本四道路は、延長約5kmの南北に連なる山地の麓を通過する。この山並は海峡一帯の強風に対して防風壁の役割を果たす一方、山の途切れる個所では収束効果に伴う風の通り道が形成される。大毛島にウチノ海が入り込み、幅が最も狭くなる黒山地区では工事により山麓を開削するため海岸低地部の風環境変化が予想され、工事着手に際し地元からも強い懸念が示された。

当テーマに類似の事例は見当らず、ビル風公害における地元の意見が内容で参考になる^{1,2,3)}程度であった。

現地の風は特殊な地形の影響を受けるものであり、解決には実況を反映した地形模型を用い検討を行う事とした。作業は工事着手前から開始し、地元対応、風観測及び模型実験を並行して進めて来た。昭和60年秋、工事概成に引続き防風対策を施し、強い冬期季節風を経験した。現在、中期的に地上10mぐらいまでの生活空間の風について概ね工事前のレベルかそれ以下に評価できる段階に至っている。本文は以上の概要を報告し、今後の工事対応ならびに維持管理に資するものである。

点を黒山高架橋で通過する。当該地の西側は三方が山に囲まれたウチノ海の入江であり、典型的な風道となつて



上段：中央がウチノ海、上部黒山。その南麓(右上部)に旧切通しが見える。右端は三ツ石山の北麓である。

下段：黒山の北麓は鳴門北I.C.南麓部が開削部で右上方が黒山地区の一部である。

写真-1 工事前・後の地形改変状況



上段：本線上方より南東部を望む
左方に市道、その左に黒山観測点(百葉箱と風速計)が見える。

下段：海岸から北西方向を望む
中央は市道黒山中央線
左・三ツ石山、右・黒山の
一部。(工事後の状況)

写真-2 黒山地区

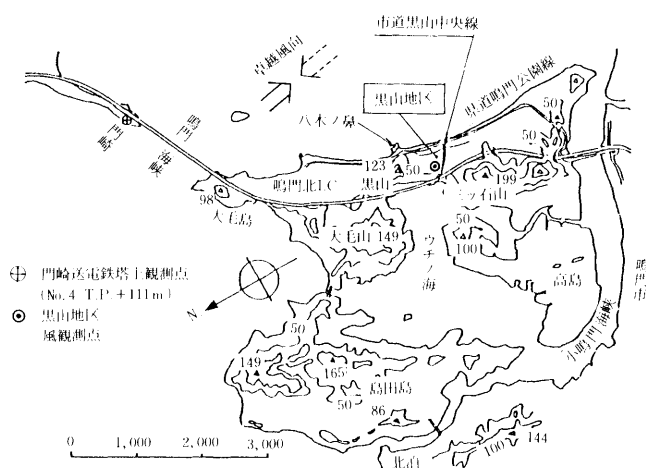


図-1 大毛島内本四ルートと地形

2. 工事と問題点

本四道路は標高123mの黒山と、同じく199mの三ツ石山を結ぶ稜線が最も高度を下げ、切通しとなっている地

いる。この稜線南東部には古い砂丘から成る丘陵が分布する低平地が広がる。表層地質は海岸漂砂（粒度の揃った細砂）を供給源とする風積層で、強風時には激しい飛砂が見られる。平地部は家屋や若布乾燥用のビニールハウスが多く、畑地はさつま芋やらっきょう等の栽培が盛んである。強風地帯である当地区は海岸線に沿った防風林を始め、家屋及び畑地防護のため、生垣や防風ネット等が巧みに配置されている。

工事による風況の変化は切通し部の開削・拡幅に伴う気流の増加と、両側切土斜面がもたらす剝離角度の変化による。その対象は家屋、ビニールハウス及び土壌浸食等のほか、日常生活における物の飛散や風切音等心理的要因の強い事柄にも及ぶ。

3. 検討内容

3.1 経緯

地形模型を用いた風洞実験の有効性については、未だ議論が定まっていない点もあり、現場での実況を再現し精度を高める方針とした。そのための現地観測を含めた一連の作業内容及び実施工程を図-2及び表-1に示す。

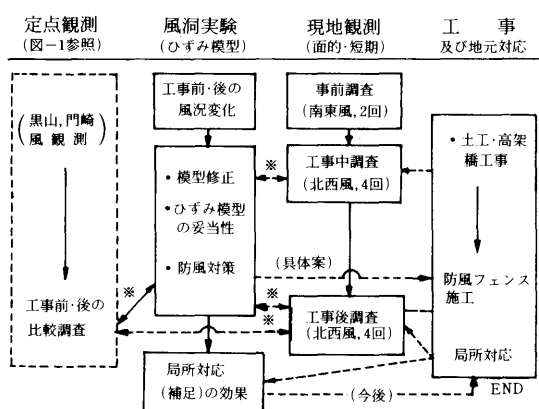


図-2 全体作業概要（※印は“対比”を表す）

表-1 工事・調査等工程 昭和61年6月末現在

昭和(年度)	58	59	60	61	備考
切通し部土工					周辺一切通し部
黒山高架橋			橋台	上部工	支間長約32m単純P C 桁(17主桁)
風洞検討	模型製作	5)	6)		文献 5), 6)
現地風観測	工事前	工事中			
防風対策実施			防風フェンス製作・設置		
黒山風観測*	工事前	工事中	工事後		※NET. データ 工事前: 延べ80日 工事後: 延べ80日

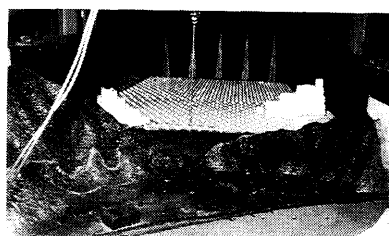
3.2 風洞実験と主たる知見

(1) 実験内容（写真-3 参照）

実験は徳島大学工学部多目的風洞実験装置を用いた。装置はエッフェル型吹出し式境界層風洞で、計測筒断面寸法は1.2m×1.2mである。

当初は地形変化を重視し、等高線に示される地形と建

物までを模型化したが、現地観測との対比により、地上のかんりの粗度までが影響を持つ事が判った。そのため生垣や立木を加え（修復模型）現地の状況再現に努めた。これをスパイアとラフネスブロックによって生成される境界層乱流中に設置し、現地に対応する実距離100mのメッシュの測点上の風速をホットワイヤセンサにより計測した。実験風速は境界層外で実換算50及び25^{m/sec}の



左方、三ツ石山々頂
右方、黒山々頂で
直径1.5m内を模型化。
(工事前の状況)

写真-3 地形模型（H=1/1000、V=1/500）と風洞内装置

2段階とした。風向については、模型を回転して設定した。

(2) 主たる知見

一連の検討の結果、まぜ（南東風）の場合は風況変化が黒山高架橋附近に局限され、北西風が問題になると判定された。なおルート沿いに吹く南、北の風は山に遮られてしまうので特に問題にはならないと考えられた。

北西風の場合、平地部地表附近の風は、市道南側の吹出し口下流部に当る風速の大きい区域と、その北側で黒山々麓までの反流域及び両者の中間に介在する風向変動域とに分類できる。（後出図-11参照）。工事による影響は南北（本四道路）方向に風通しが良くなるので、旧切通しからの強風は稍北寄りに偏るようになる。図-3は工事前後における上空風速と地上5mの風速を対比したも

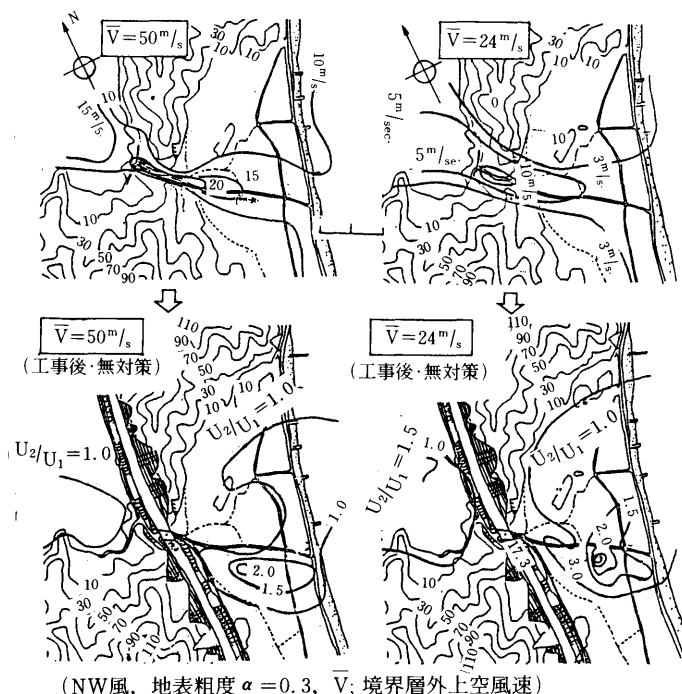


図-3 工事前、地上5mの風速（U1、上段）と工事後、無対策時の風速増加率（U2/U1、下段）

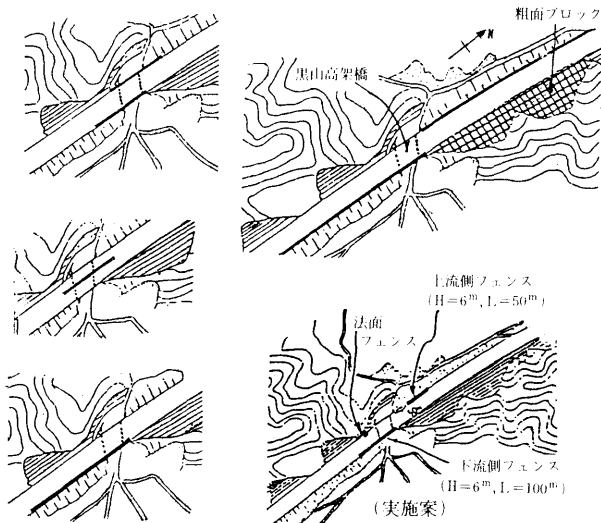
のである。上空風速が小さい程地表附近の風は相対的に強まる。また工事後何ら対策を施さない場合は、工事前に比し風速増強部が拡大し、部分的には非常に強い風域が現われる。

(3) 防風対策の検討

防風対策は実験的な見地から原則として道路敷内に防風フェンスを配置する事とした。フェンスはある程度の透過性が必要（完全遮風は良くない）なためエキスパンドメタルの使用を考えた。

フェンスの諸元（充実率、高、延長）及び組合せは模型上で試行錯誤的に比較・検討を重ねた。基礎データを得るため道路を遮断した案を含め幾つかの案を検討した。図-4に試行例数案と実施案を示す。フェンスは導流壁の作用も有るので設置箇所ばかりでなく上・下流部の組合せ効果が重要である。

(4) 実施案と局所対応



(フェンス高さ: 2.5, 5.0, 7.5, 10m, 充実率: 66, 100%, 長さ: 各種)

図-4 防風フェンス試行例と実施策



写真-4 実験案模型実験 (NW風 $\bar{V}=25\text{m/sec}$ 小さな旗は風向を示す。)

実施案は一次案（省略）を得て、さらに微調整を加え絞り込んだものである。図-4の法面フェンスは高架橋西側の通路を昇る風を東に向ける効果をねらっている。

図-5に実施案の効果を風速増加率で示した。模型のひずみ効果（後記）を考慮に入れると概ね工事前の風速以下に納め得ると云える。写真-5に防風対策の状況を示す。写真の中、切土法面端部（吹出し口、A及びB）は北西風時には非常に強く加速された風が間断無く吹き出しており、市道南部に降りる事が観察される。また高架橋の下は旧切通しと同様激しい風が通り抜ける。これらの箇所は現場で状況を見ながら対応を行って来た。図-6に以上の局所対応箇所を整理した。図中◎を除き模型実験で各々の効果を検討している。下流部本線法肩にフェンスを延ばしても目立った効果は無い。また、上流フェンスと黒山高架橋との間は低いフェンスでも配置することは逆効果となるようである。

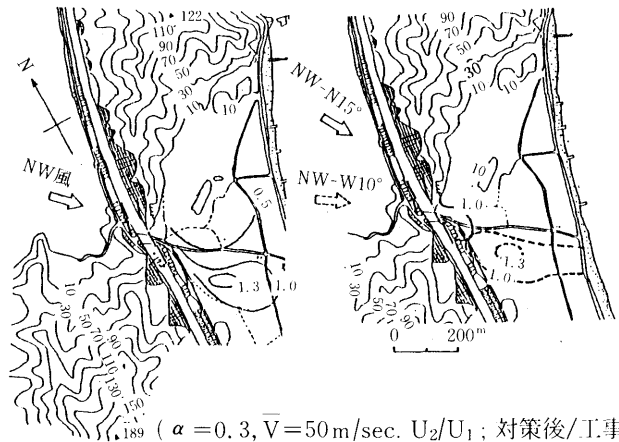
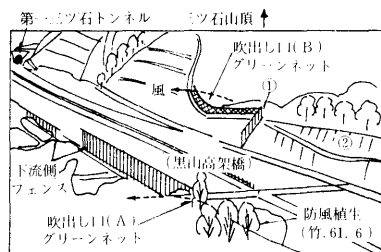
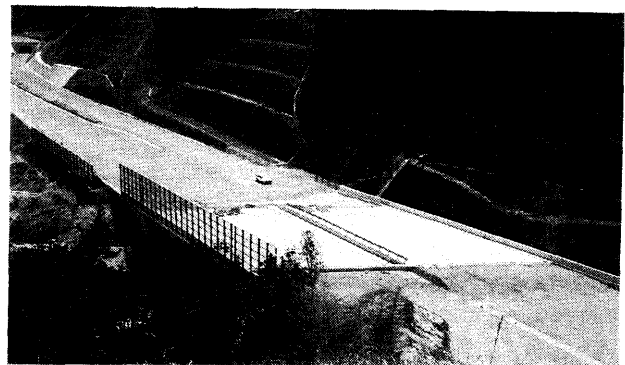
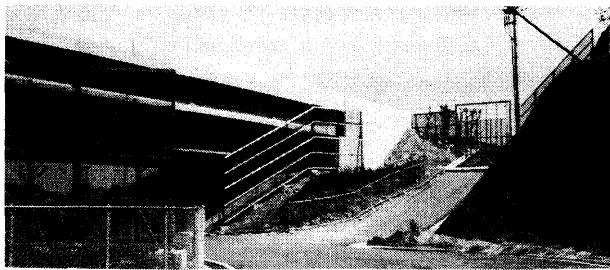


図-5 実施案の風速増加率(U_2/U_1 : 修復模型)

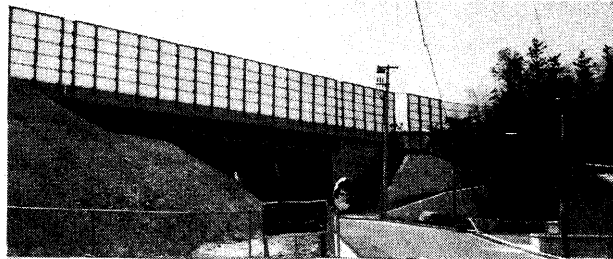


- ① 法面フェンス
- ② 都計画実施時に開削される尾根

写真-5 対策状況（その1）



高架橋、西側仮設ネット(上流対策)と法面フェンス(右上)



下流側フェンス、吹出し口(A)の防風ネット及び植生(中・右方)

写真-6 対策状況(その2)

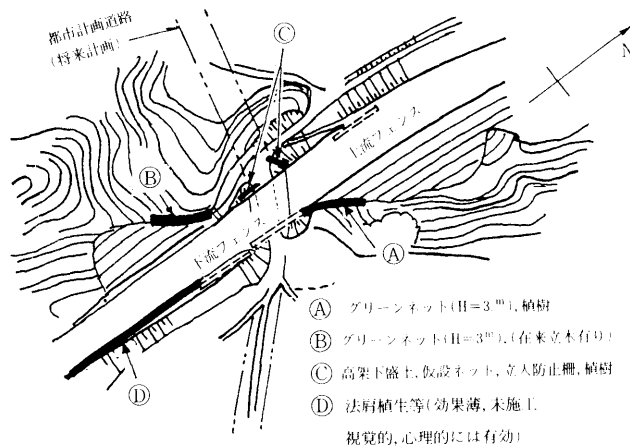


図-6 局所対応

3.3 現地風観測

現地風観測は、切通し部工事着手前、土工完了時及び防風対策実施後の3シリーズ、計10回行った。観測方法は模型に合せた100mメッシュの測点上をポールに取付けた風速計により、地上5mの風向・風速を測定する事とした。風速計は8及至6台を使用した移動時間を要するのでウチノ海海岸の測点を基準とし全観測時間にわたって記録を行い、他点と同時対比ができるようにした。以上の組織的な観測とは別に風速計を1台確保し、工事期間を通じて随時問題になりそうな、又は苦情の出た地点でのチェックならびに体感することに努めた。図-7は防風対策実施後の観測データを示す。現地観測はその体制の点からタイムリーに強風を捕捉することは困難ではあったが、一応満足されるデータが得られたと判断している。

3.4 ひずみ模型の有効性について

当実験では比較的小さな地形変更の影響を明確に把握

る事を意図し、ひずみ模型を使用した。結果は予想を上回る敏感なものであった。ひずみの効果は単純化した台形模型を使ったシリーズ実験により次のような所見を得た。まず剥離様式についてはひずみの影響はあまり無い

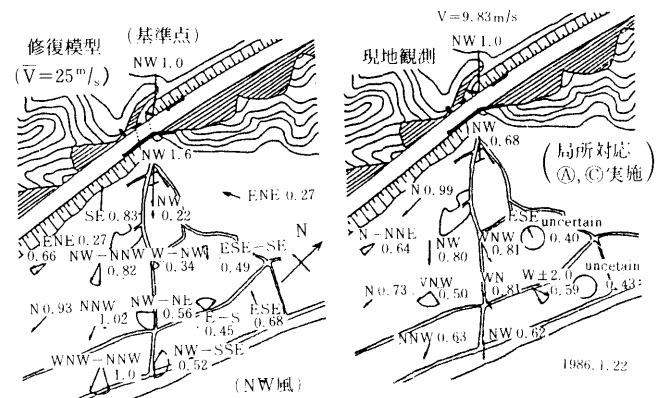


図-7 模型実験と現地観測による風速・風向の対比

が、尾根が高くなり前・後面の圧力差が大きくなると収束効果が増し、開口部の幅が尾根の高さに比し狭まる程著しくなる。また、同一開口幅の場合は尾根の高さに比例して下流の風速が増強される。主流直交方向への拡がりも同様である。

風洞実験と現地観測との比較では全体的な流れは良く一致する。さらに上記事項を考慮すると整合性はより良好になると云える。次に変動風のスペクトルについても、共に Kármán 型に近く実験手法そのものの妥当性も十分と考えられる。

4. 黒山地区風観測データの検討

黒山観測点(図-1、写真-2参照)風速計データにより工事前・後の突風率の変化を比較した。これは家屋等への直接的な風圧や風切音にも影響する。また門崎観測点では長期のデータが蓄積されており、黒山観測点との相関々係を調査した。門崎のデータは海峡一帯上空の風を大体において代表しており、風洞境界層上方の風に相当すると想定できる。これにより定点における風況変化が把握でき、一方、風洞実験との対比が可能である。

たまたま工事着手の年の冬は、強風が少なかったが、防風対策を行った次の冬では、強風が多く、地元対応に苦慮した。強風の原因が工事に短絡され易いので強風の年変化の程度を心得ておくことも不可欠である。

(1) 突風率の変化(図-8参照)

突風率は工事前の方がバラッキが大きい。観測点が1点で風向変動域にかかっている難点はあるが防風対策後は風の息が少し小さくなっていると云えよう。

(2) 黒山観測点と門崎風観測点の相関性

門崎NNE~WNW風につき黒山との相関性を調査した。この内、WNW風はごく少なくNNE風がこれに次ぐ。

図-9は卓越風の1例である。黒山で図示以外の風向分についても図-9と同じ傾向である。両観測点は5kmも離れているが、かなり明瞭な相関性が認められる。防風対策実施後の黒山の風は門崎の $\frac{1}{4}$ 程度であり、工事前に

比し低下の傾向が顕著である。他の風についても大体同様であり風洞実験の知見との整合性は良好である。

この相関性をベースに黒山地区の強風出現状況を門崎のデータから推定することができる。参考のため風の年変化の例を図-10に示した。

5. 防風フェンスの設計と構造

防風フェンスは溶融亜鉛メッキを施し、全体の充実率を50%とした。設計に際しては収束・加速された風を受ける事を考慮し表-2に示す条件を設定した。設計風速は風洞実験による風速増強率、鳴門海峡の風速と再現期間、卓越風向及び重要度等を勘案して決めている。

エキスパンドメタル及び高架橋部支柱はボルト止めであり脱着可能とした。高架部壁高欄からPC桁上フラン

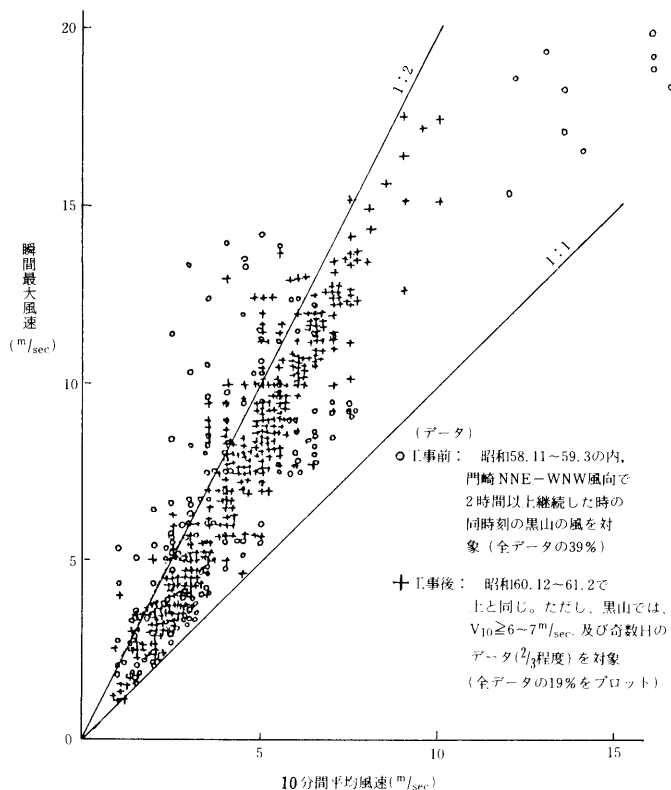


図-8 黒山風観測点における突風率

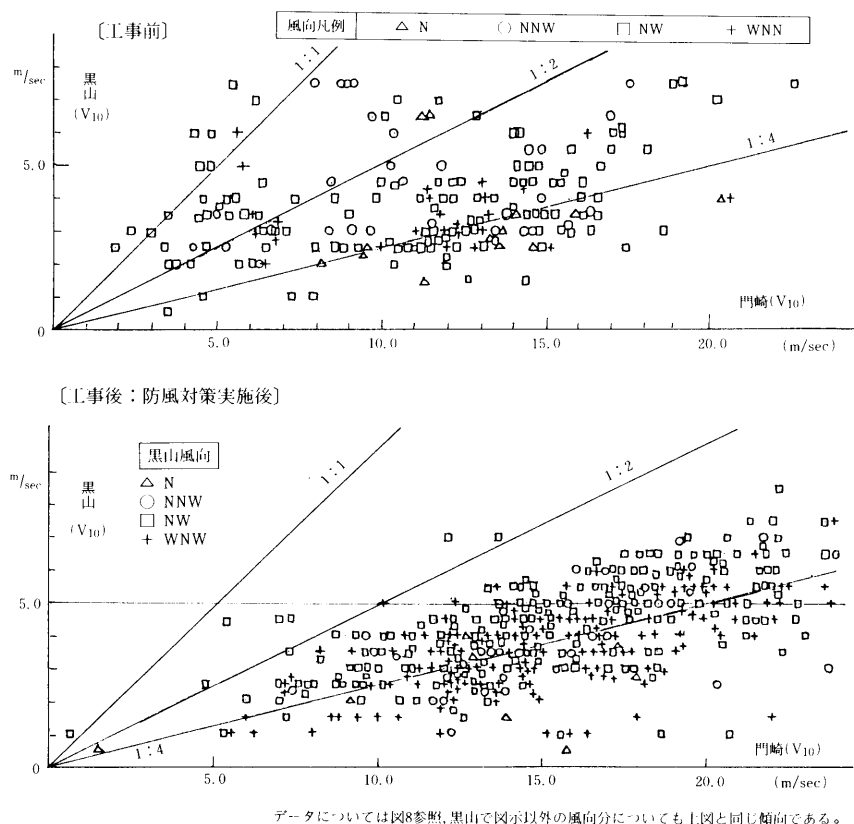


図-9 門崎観測点(TP. +111m)NNW風と黒山風観測点の風の相関性

表-2 防風フェンス設計条件(暴風時)

	① 橋梁上部工	② 高架部防風フェンス	③ 土工部防風フェンス及び基礎	摘要
設計風速: V_D	5.5	5.0	5.0	(口)
抗力係数: $\bar{C}_D$	1.1	1.1	1.1	実験値 ⁽¹⁾
許容応力度の割増し ⁽¹⁾	(死荷重+風荷重)	(同 左)	(死荷重+土圧+風荷重)	
	1.2	1.5	1.5	

注: イ) ①…死荷重の比率小、②、③は日本道路公団・しゃ音壁標準設計図集、53.8に準拠した。

ロ) ②、③は4~50年の再現期間を考慮。

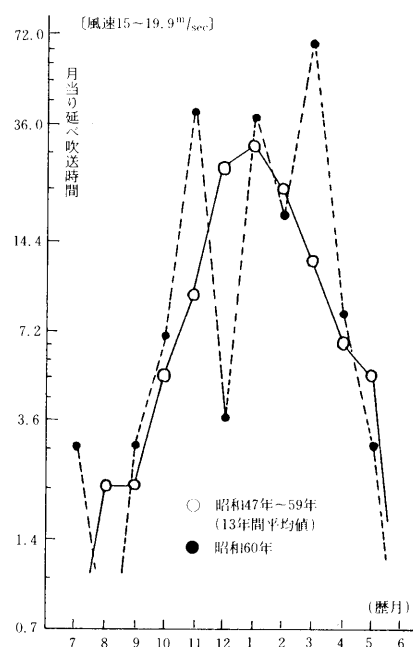
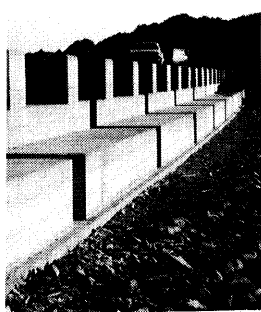
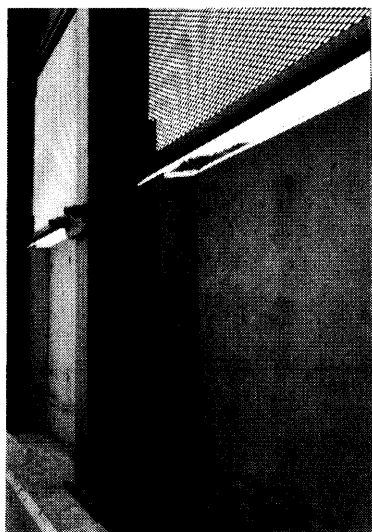


図-10 風の年変化(門崎、NW風)例



↑ 土工部上流側フェンス
(基礎(埋戻し)、支柱(H 200×200))
間隔2.5m

← 高架部取付状況
(支柱(H 200×200)間隔2.0m
(エキスパンドメタルt=2.3mm)
路面上高6.0m)

写真-7 防風フェンスと基礎

ジ部にかけては風荷重に対応し、特に部材寸法の点から鉄筋の縦着長が不足することもあるため大幅に補強をしている。土工部フェンスの支柱建込み用基礎は杭の打込みが不可能であったため法肩に重力式のものを配置した。下流側土工部フェンスは1.5m高の盛土上に高さ4.5mのものを設置している。

6. 今後の対応

工事着手以来2度にわたり冬季節風 zu 遭っているが、未だ台風の洗礼は受けていない(61年6月末現在)。当分、現地の状況の観察とアフタケアを続けながら管理に引継ぎたいと考えている。今後、長期的には植栽による遮風及び視覚効果の向上が期待でき、状況は徐々に好転に向うものと予想される。しかし、従前見られなかったか、もしくは気付かなかったような現象や、人手が加わることによる問題が出て来ないとも限らない。風況変化に対する恕限度については定まった見解がない事が問題解決を複雑にするので、必ず、因果関係と責任範囲ならびに工事による被害の増分(工事前を標準、マイナスも有り得る)を明確にし協議に当るべきである。主観的な要素が入り易い問題でもあるので安易な妥協は却って他地区への波及も考えられ注意を要する。

最後に、将来、黒山高架橋下を通る都市計画道路黒

山・中山線が施工される場合、西側の尾根筋が開削され風環境には大きな変化を与える事になる。原点に溯った検討が必要となるので、注意を要する。

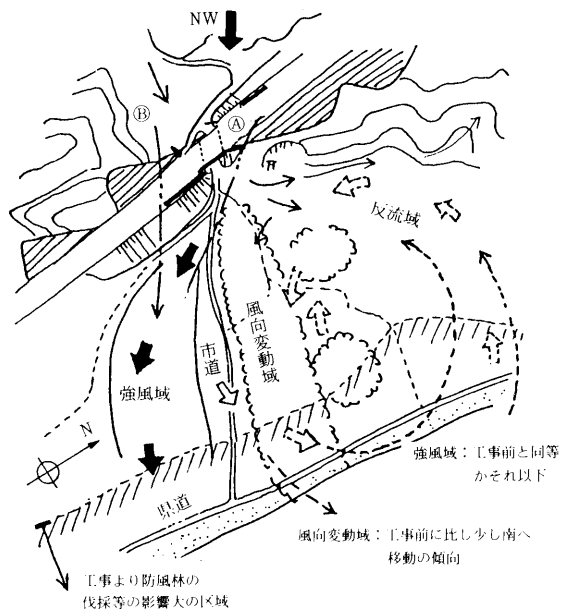


図-11 防風対策後の風況概念図

7. あとがき

本報告は、足掛4年にわたる作業を全体的に要約したものである。模型実験や現地風観測などの詳細については文献⁵⁾、⁶⁾を参照されたい。

末尾ながら、防風対策の検討、実施にあたり多大な御指導を賜った徳島大学工学部宇都宮教授及び長尾助手に厚く感謝の意を表わす次第である。

参考文献

- 1) 亀井勇;ビル風一動向・分析・対策, 建築技術 No.281 1975・1
- 2) 財国土開発技術センター(住宅・都市整備公団建築技術開発部委託);高層建築物における周辺気流の影響とその対策に関する開発研究(昭和51、52、53年度)
- 3) 室田達郎;高層建築物周辺の風の問題について, カラム No.63 昭和57年
- 4) 鳴門市(本四公団鳴門工事事務所委託);大毛島地区環境調査報告書, 昭和58、59、60年度
- 5) 徳島大学工学部建設工学科土木設計学研究室(本四公団鳴門工事事務所委託);黒山地区切土調査報告書, 昭和60年3月
- 6) (同上);防風柵効果の検討報告書, 昭和61年3月
- 7) 宇都宮、長尾、吉村;大規模土木工事による風環境変化の予測とその対策について, 第8回風工学シンポジウム論文集, 1984・12
- 8) (同上);切土工事による風環境変化の予測とその対策について, 第40回土木学会年次講演会 1985・9

神道山地区工事

Triple Cross of Jindozen Tunnel

児島工事事務所 第九工事長 藤井秀夫
Hideo Fujii

1. まえがき

神道山地区は、本州四国連絡橋児島～坂出ルートのご用部（道路・鉄道の共用工作区間）始点付近に位置し、早島 I.C から南下する一般国道30号線（道路）及び国鉄宇野線より分岐する本四備讃線（鉄道）が上下（上…道路、下…鉄道）に交わり、一体工作物となる鷺羽山トンネル迄の約600mの区間である。この区間は図-1に示すとおり、道路部分は土工（切土主体）で、鉄道は、道路土工下部をトンネル（神道山トンネル、 $l=450\text{m}$ ）で施工している。道路土工及び神道山トンネルから鷺羽山トンネルの間142mは2層 Box（以下「函渠」と言う。）で鷺羽山トンネルに接続する。鷺羽山トンネルからは、海峡部下津井瀬戸大橋に至る。なお、函渠区間においては、下津井電鉄線と立体交差し、また鷺羽山トンネル北坑口付近では、石ノ塔トンネル（付替市道…施工済）と立体交差している。神道山トンネルは、新幹線規格の断面を有するトンネル（暫定的に新幹線トンネルを在来線が使用する。）である。

鉄道線形は、海峡部橋梁工の橋軸を中心とする上下線

にシフトするため、函渠区間で上下線の線形シフトを行う。ここでは、神道山地区工事の特殊性を述べ、発破掘削及び函渠区間における下津井電鉄線との交差部工事について紹介する。

2. 神道山地区工事の特殊性

2.1 現場環境

神道山地区工事は、近接した民家が多く、発破の同意が必要な家屋は146戸に達した。また、現場周辺は、急傾斜地ならびに土砂流出防止保安林の指定区域でもある。特に急傾斜地周辺には、法面等の不安定な箇所が多い事や、老朽化した家屋も点在する。このような現場環境にあるため掘削にあたっては、発破に伴う振動の上限値を最接近民家に対して、当地区の隣接工事区域である鷺羽山地区工事の長年にわたる経験的数値である0.2 Kine に設定し、細心の注意を払い制御発破方式により掘削を実施した。

2.2 明り部（道路）とトンネル（鉄道）

神道山トンネルは、その直上を一般国道30号線がオー

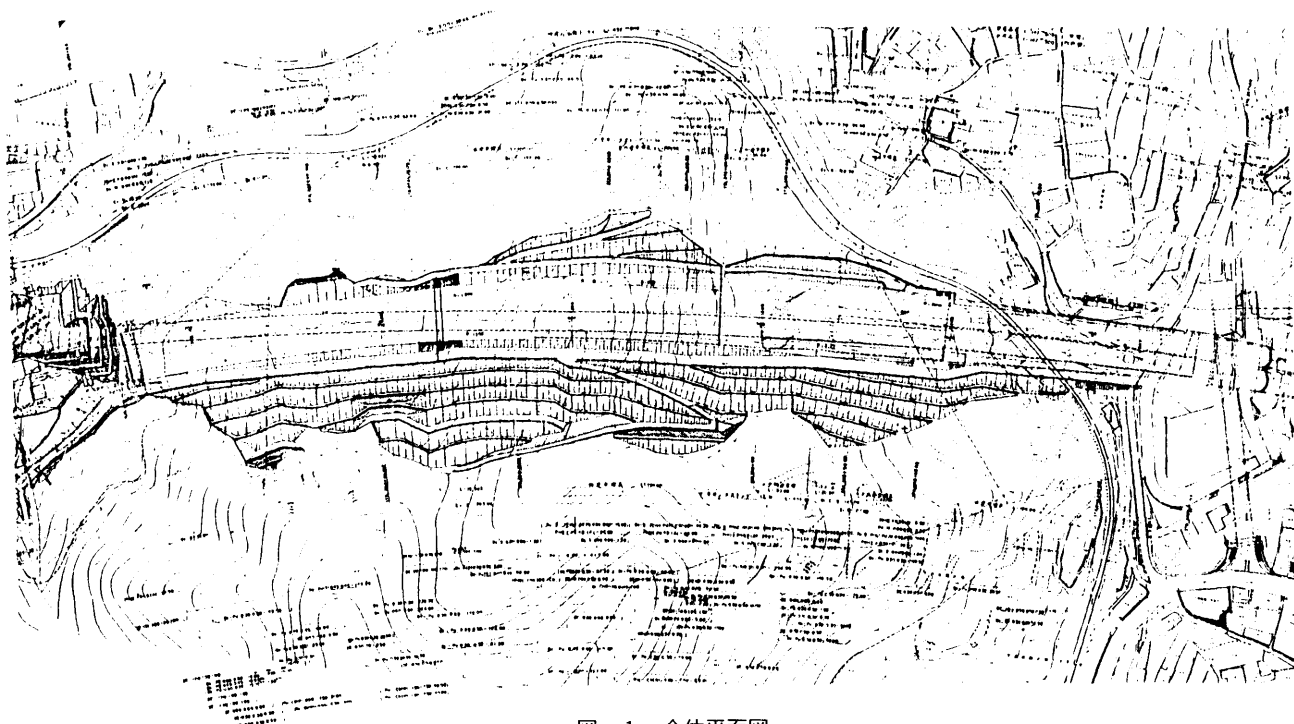


図-1 全体平面図

パンカットによりほぼ平行に通過する（神道山土工事）。このため、神道山トンネルの施工は、上部道路の切土を行いながら、下部においてトンネルの掘削を行うこととなる。従って、地山の安定性確保のためにも上部切土工事の進行が浅いうちに、トンネル掘削を終了させる工程を計画した。道路の計画高とその下部を通過する神道山トンネルとの離れは17.4m～12.2mである。また神道山地区の地質図を図-2に示す。神道山の岩質は比較的硬いが、節理が非常に多く、クラッキーな地質といえる。神道山トンネルの掘削工法は、上半先進ロングベンチカットのNATMを採用

し、その施工にあたっては、表-1に示す計測を実施し、管理を行った。この計測は、通常のNATM計測のみならず、上部明りの発破掘削が、その直下で施工を行っているトンネルに与える影響について、トンネル掘削時に計測を行ったものである。計測結果によると、トンネル変位とその上部明り掘削との相関関係は見られない。これは、地質が硬岩（花崗岩、石英閃緑岩、弾性波速度4.5～5.2km/sec.）であるため、上部明りの掘削がトンネルに対して偏圧

を与える事なく施工されたためと考えられる。トンネル掘削と上部明り切土工事との進行速度の違いから、トンネルの掘削時にはまだ土破りが相当あり、トンネル断面が最も不安定な上半掘削時にも地山が安定していた結果によるものと考えられ、トンネルの掘削を先行させた事が良い方向になったものと思われる。

2.3 神道山トンネルの将来線施工及び鉄道線形（暫定線形）のシフト

神道山トンネルは、一級線（在来線）及び新幹線、2

		24K148.0				24K598.0				
		北側坑口				南側坑口				
		表-1 計測位置図								
料 程		24K200.0		24K300.0		24K400.0		24K500.0		
岩 質 区 分										
区 間 長		34.0	29.0	312.8				18.2	27.6	28.5
支 保 パ タ ー ン		Ⅱ4	Ⅱ2	Ⅱ6				Ⅲ2	Ⅲ3	Ⅲ5
計 測 位 置	内 空 変 位	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	天 端 沈 下	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	ロックボルト軸	○		○	○	○		○	○	○
	地 中 変 位	○		○	○	○		○	○	○
	コンクリート有効応力	○								
測 定 料 程		24K167.5	24K227.5	24K282.0	24K377.0	24K471.0	24K524.0	24K588.0		

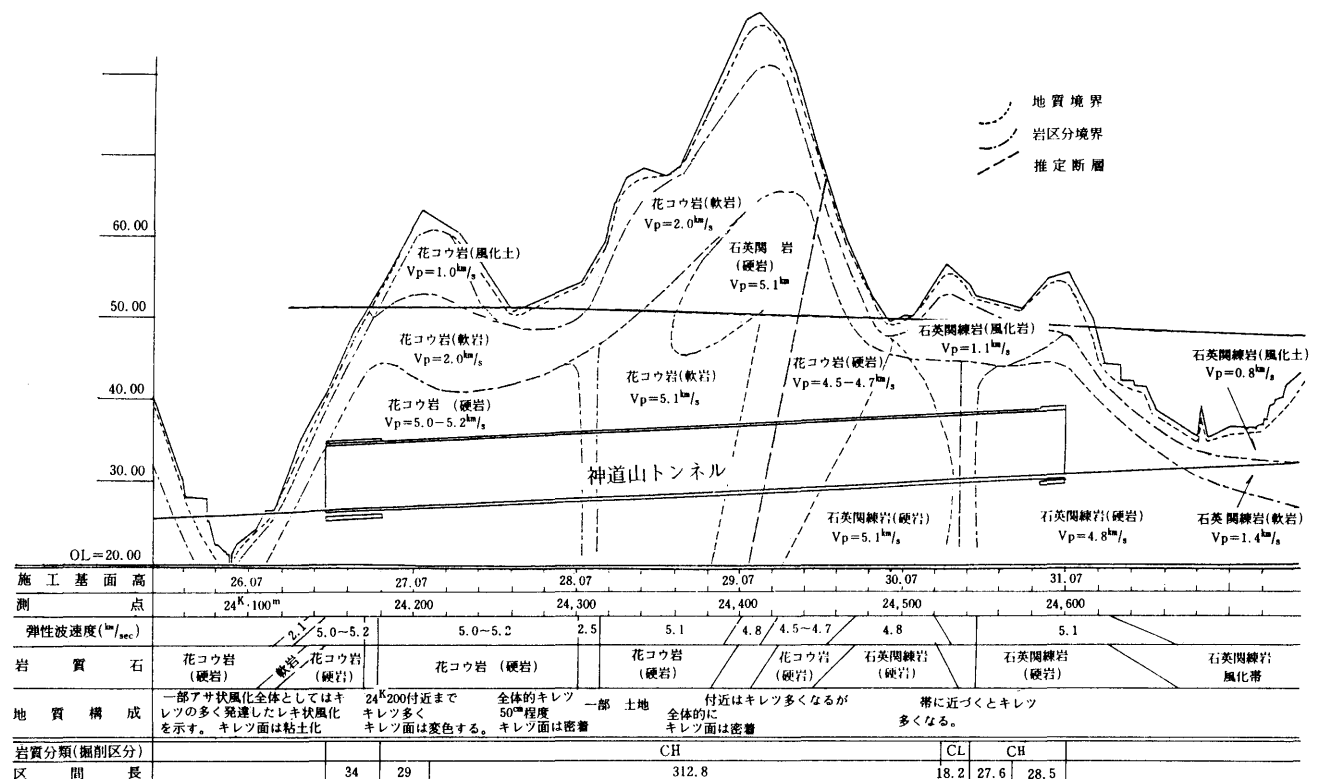


図-2 地質縦断面図

本のトンネルが非常に近接し平行に計画されているが、当面新幹線ルート（新幹線断面）の施工を実施している。その理由は、新幹線ルートが道路用地内にある事や、一級線は神道山の山すそに位置し、新幹線を後に掘削すると一級線トンネルに大きな偏圧を与える事となる。このため、将来の一級線施工については、鉄道営業線での列車通過、及び上部道路では、車両の高速走行を考慮した上で施工を行わなければならない。また、鉄道線形については、神道山トンネル～鷺羽山トンネル間で海峡部橋梁上での中央2線にシフトする必要がある。神道山トンネルの将来線施工を考慮した項目は、次のとおりである。

- 1) 南坑口において、一級線掘削時に営業線断面に変状を与えないような覆工及び支保等の設計。
- 2) 神道山トンネルと函渠部の接合部での埋戻し方法。
- 3) 一級線掘削（発破振動）における営業線トンネル断面への影響等

また、鉄道線形については、函渠内でシフトを行う事とした。図-3は、神道山トンネル～鷺羽山トンネル間の線形を示す。

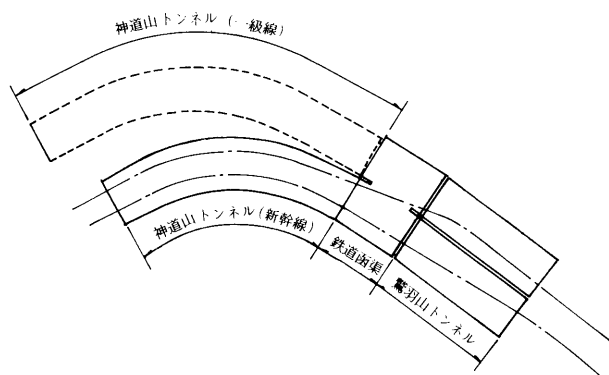


図-3 鉄道線形図

2.4 下津井電鉄線（営業線）との交差

神道山地区には、下津井電鉄（株）の営業線が本線の海側を平行して走り、函渠区間にて斜めに交差を行なっている。交差は、立体交差であり、上層部は一般国道30号線、中層部は下津井電鉄線で、下層部は本四備讃線の3層である。図-4に交差部の断面を示す。

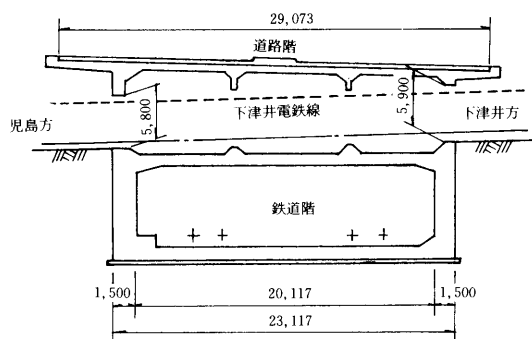


図-4 下電交差部縦断面図

施工の詳細については、本編4に記するが、営業線の休止を一切行わず、掘削及び函渠の構築を施工する事ができた。

3. 発破掘削

3.1 概要

神道山地区の地質は図-2に示すとおり花崗岩及び石英閃緑岩により形成されている。神道山地区工事における発破必要区間を図-5に示す。発破掘削数量は、道路部で約215,000 m^3 、鉄道部で約56,000（トンネル部約36,000 m^3 、函渠部約20,000 m^3 ）である。土工数量及び掘削工程、並びに月平均土工量を表-2、表-3に示す。

3.2 制御発破

神道山地区は、工事現場周辺に家屋が密集し、また、下津井電鉄営業線が通過しているため、発破の使用にあたっては発破に伴う振動、騒音に対して特別な配慮が必要であった。当初計画において、騒音による被害は精神的なものを除き、発生しないと判断した。振動について

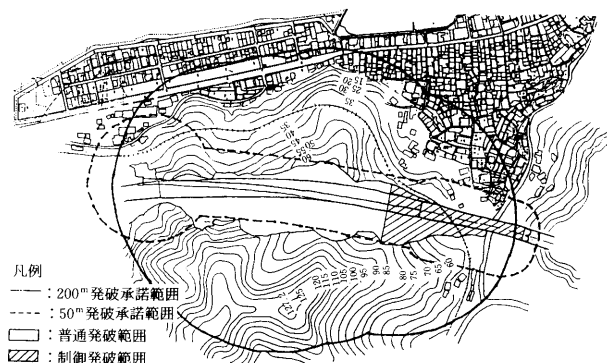


図-5 発破必要範囲図

表-2 土工数量

区 分	種 別	全体数量(m^3)	発破掘削数量(m^3)
道 路	道 路 掘 削	57,000	5,000
	捨 土 掘 削	348,000	209,000
鉄 道	捨 土 掘 削	32,000	20,000
	ト ン ネル 掘 削	36,000	270,000
計		473,000	270,000

表-3 発破掘削工程及び土工量

		59年												60年												61年											
		6	7	8	9	10	11	12	1	2	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	5
道路部	工程																																				
	数量																																				
鉄道部 (函渠)	工程																																				
	数量																																				
鉄道部 (トンネル)	工程																																				
	数量																																				

は、発破振動による家屋の損傷を極力避け併せて、工事を円滑に進めるため発破振動を規制することとした。振動規制値の決定については、当該地区（鷺羽山地区）周辺の被害発生及び苦情に対し、工事を円滑に進めるための経験的数値である0.2 Kine (cm/sec.) を最接近家屋に対する振動規制値とした。

(1) 発破振動について

発破振動が地盤を伝わる時の距離による減衰量は、土質地下水、振動の性状等によって影響を受け、ただ発破場所からの距離で一義的に決まるといったものではない。地盤を伝わる波動の距離による減衰特性を的確に知ろうとするならば、それぞれの地点において実験的に求める他ないとされている。また、発破振動予測の適否は、 K 値の設定が大きなウェイトを占めている。さいわい、当工事着手まえに鷺羽山地区（その1）（その2）工事が完成及び施工中であるので、それらの工事で得たデータ（表-4 参照）をもとに発破振動の予測を行った。

表-4 K 値の設定

成分	データ数	平均値	標準偏差	最大値	最小値	差
	n	k	σ	max	min	ΔK
X 成分	心抜き 19	10.8	5.4	22.1	4.7	17.4
	払い 98	4.6	2.8	15.3	0.7	14.6
Y 成分	心抜き 19	11.6	4.2	19.4	5.1	14.3
	払い 98	5.1	3.0	16.7	1.9	14.8
Z 成分	心抜き 19	8.8	2.7	14.4	4.7	9.7
	払い 98	3.3	1.6	10.0	1.0	9.0

ただしANFO 使用時は2号樫の60~65%と仮定する。

表-4 に示すように実測による K 値もばらつきが大きく値を設定するのに苦慮したが、現実的な計画とするため0.2 Kine 以上が発生しない確率を80%とし、各成分の最大値を心抜き（1自由面）、払い（2自由面）それぞれの値とした。

心抜き（1自由面） Y成分 $K + \sigma = 15.8$

払い（2自由面） Y成分 $K + \sigma = 8.1$

ここに2号樫ダイナマイトとANFO爆薬、コンクリート破砕器のそれぞれの K 値の関係は、

ANFO 心抜き $15.8 \times 0.63 \div 10.0$

払い $8.1 \times 0.63 \div 5.0$

コンクリート破砕器

心抜き $15.8 \times 0.1 \div 1.6$

以上、 K 値を設定して0.2 Kine に対す薬量と距離を図-6 に示す。

(2) 明り部制御発破

制御発破の計画立案から実施までの手順を図-7 に示すようなこととした。

神道山地区における制御発破及び普通発破範囲を図-5 に示す。

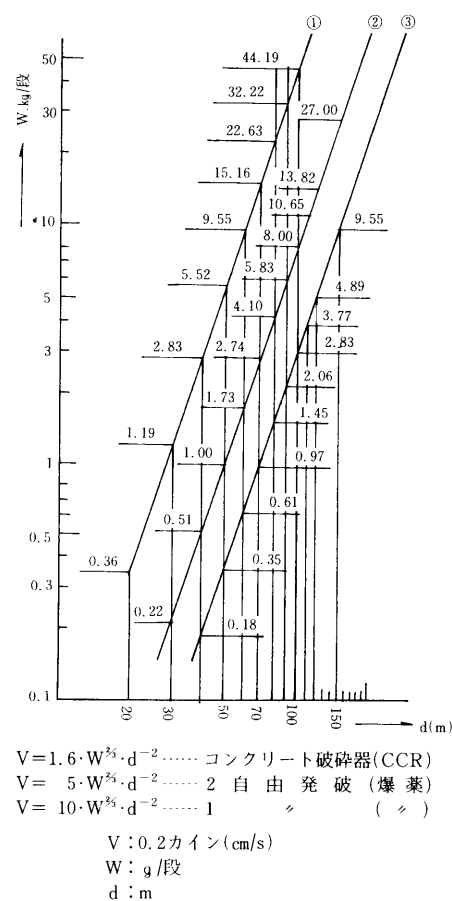


図-6 発破振動 $V=0.2$ カインに対する薬量と距離

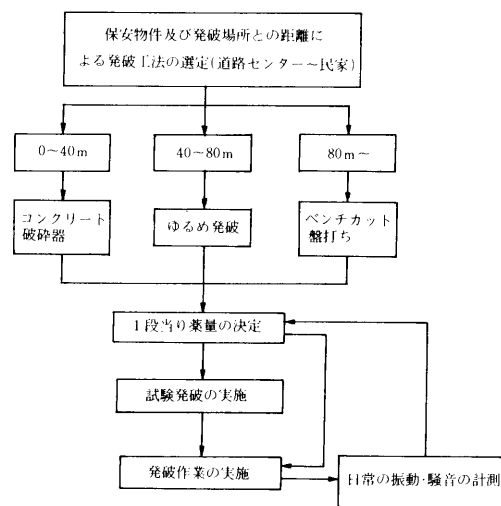


図-7 制御発破の計画立案から実施までのフロー

一般的に明り部における発破工法は、ベンチカット発破、すかし発破、盤打ち発破が実施されている。神道山地区工事においては、特に保安物件（民家）が近接する場合、盤打ち発破工法で装薬量を少なくした発破（ゆるめ発破）を実施した。これは、振動規制を受けた中での発破及び掘削の施工性の向上を図ったものである。また、保安物件が極端に近接した部分（40m以内）においては、爆薬のかわりにコンクリート破砕器を用いた。

ゆるめ発破は、火薬の爆発により堅固な岩盤に亀裂を生じさせ、重機械類等でリッピング処理を行うものである。リッピング機械として当初ブルドーザーD 8 及びD 455 A を使用したが、それは一方向のリッピングしかできず、作業スペースの狭い場合、またそれらの走行により発生する振動、騒音のため有利な方法と言えなかった。そのため、常時亀裂の直角方向からのリッピングを行える大型バックホーを用い、破碎石の処理を実施し、まずまずの成果を得た。

なお、ゆるめ発破は岩に亀裂を入れる程度を目標とした発破のため小割りが必要であるが、その小割りは大型ブレーカー、及びパワースプリッターを用いたが、大型ブレーカーについては、金属的な打撃音がかなり大きく（音源より10mで125 dBA）騒音による苦情もかなりあった。

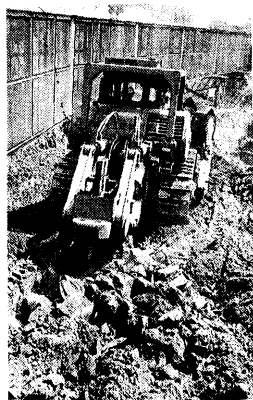


写真-1 ブルドーザー（D455A）



写真-2 ジャイアントブレーカー及び
パワースプリッター
（ニューマン25X）（BP500）

3.4 発破計測

発破掘削に伴ない発生する振動は、人体に不快感を及ぼしたり、建物や精密機械に対して有害な影響を与えることがあり、都市公害の中でも最も重要な問題である。よって、振動の大きさ、周波特性等を把握し、工事場所周辺部の環境変化を定量的におさえることは、工事を円滑に進める上で大変重要であった。また、その他振動レベルは発破ごとに、騒音レベルは適宜計測を実施し、発破パターンが適切かどうか確認を行いつつ、工事を進めていった。

4. 下津井電鉄線との交差部の施工

4.1 概要

函渠と下津井電鉄線は図-9 に示すとおり、上段に一

(条件) ○装薬長 (450×2)=0.9m
○穿孔長 =2.7m
○孔間隔 =2.0m

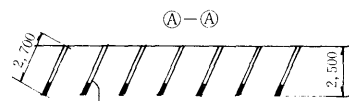
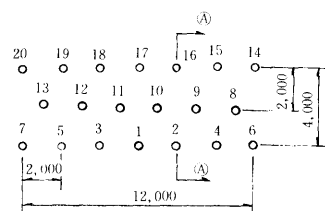


図-8 発破パターン

(3) 発破設計上の注意点

ゆるめ発破においては、理論的に確立されたものがない現状である過去の実績を考慮して、設計を行った。ゆるめ発破自体が、弱装薬発破のため鉄砲となり飛石の原因となる。そこで、飛石防止上、次の点に注意した。爆薬による発破パターンは図-8 に示す。

$$lc \leq 1/3 l \quad l: \text{削孔長}$$

$$lc \leq 1/2 ln \quad lc: \text{装薬長}$$

$$l \leq 3.0 m \quad ln: \text{こめもの長}$$

$$L = C \cdot D^2 \cdot l \quad L: \text{装薬量}$$

$$C: \text{発破係数}$$

$$(0.15 \sim 0.20)$$

$$D: \text{孔間隔}$$

3.3 発破防護

防護方法は、一次防護（直接防護）と二次防護（防護ネット）を併設し、飛石防止対策として十分の効果を達成することができた。一次防護は、装薬完了後削孔穴の上に古タイヤを置き、その上に鋼材で枠組した防護マットを置き、その上をプラスチックマットで覆う工法である。

般国道30号線、中段に下津井電鉄線、下段に本四備讃線と3路線が立体交差している。函渠の施工にあたっては、下津井電鉄営業線を運休させることなく、函渠部の掘削及び構築を行った。施工順序を図-10に示す。

4.2 仮受桁工事

函渠の施工は、下津井電鉄線が函渠の中段部を交差するため、函渠掘削は下津井電鉄線軌道から深さ12m～13m、軌道延長約60mにわたり施工するものであり、函渠掘削前に6スパンに分けて仮受桁の設置を行い、軌道を仮受桁により支保し、掘削を行った。写真3、4、5に工事状況を示す。

4.3 函渠構築及び仮受桁撤去



写真-3
仮受桁設置用仮設栈橋
撤去後函渠掘削開始

下津井電鉄線と交差するB2ブロックの構築は、中段を下津井電鉄線が横断しているため、中床版まで構築したのち、軌道荷重を仮受桁から中床版上に乗り替えさせ、函渠上層部の施工を行った。

施工要領を図-11に示す。(写真-6 参照)

写真-4

函渠掘削(1段目)

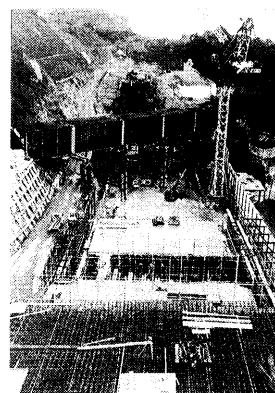


写真-5 函渠掘削完了後

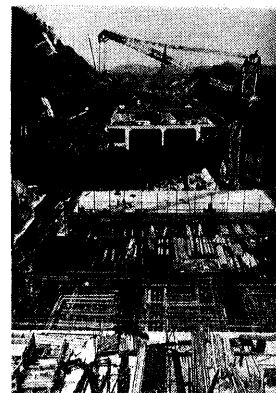


写真-6 函渠構築中

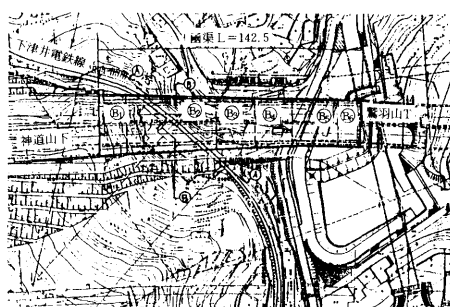


図-9 函渠平面図、断面図

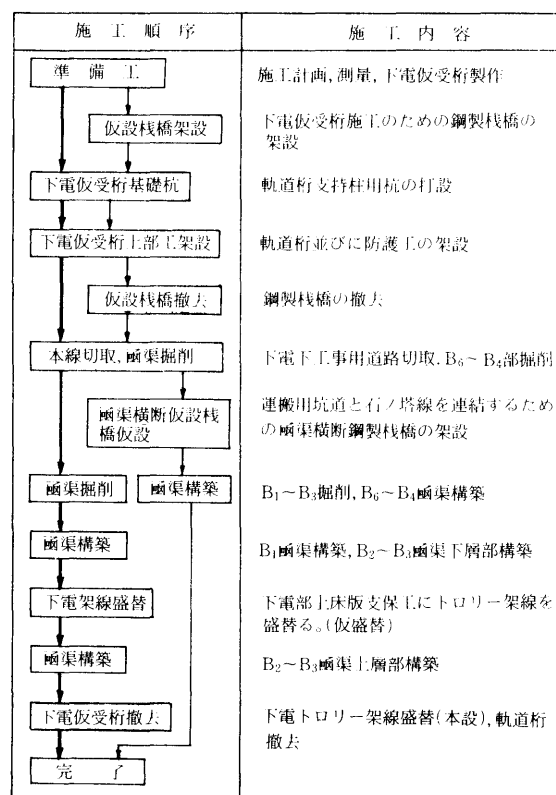


図-10 函渠部の施工順序

5. あとがき

神道山地区は、現在明り部の掘削、神道山トンネルの二次覆工コンクリート、及び函渠構築を概ね完了した。当該地区は、平行して下津井電鉄線が通過し、現場周辺に家屋が非常に密集しているという特殊環境にあったが、発破を使用して約2年にわたる掘削工事を完了した。今回の工事経験をふまえ、今後の家屋密集地での発破掘削工事について考えてみる。

発破を必要とする工事の実施方法については、下記2手法が考えられる。

- 1) 施工性を重視し、家屋の損傷に対し、事業損失補償で対処する。
- 2) 施工性をある程度犠牲にし、家屋に損傷を与えない程度に振動を制御する。

1) の場合 2) に比べ、発破回数は少なく、工事期間も短くなる。しかし、いずれの方法をとるかについては、「影響家屋の多少」「地域のまとまり」「工事に対する理解の程度」等の要因により決定されるものと考えられる。また、振動及び音に対する精神的な影響度合については、いずれの方法とも大差なく、「工事に対する理解の程度」により大きく変化する。この意味では、社会通念上許容される限度をいかに地域住民に理解してもらえるかの説得力にかかってくる。限度については、概念的な説得にならざるを得ず、影響家屋が多い場合、非常に難しい。2) の場合、家屋に損傷を与えない程度(神道山地区では、変位速度0.2cm/sec.以下)に振動を制御し、発破掘削を行う工法であるが、この場合、掘削期間が長く、また補助工法(岩石の小割等)が必要となる。しかし、地域住民に対しては、振動の程度が相当軽減され、家屋

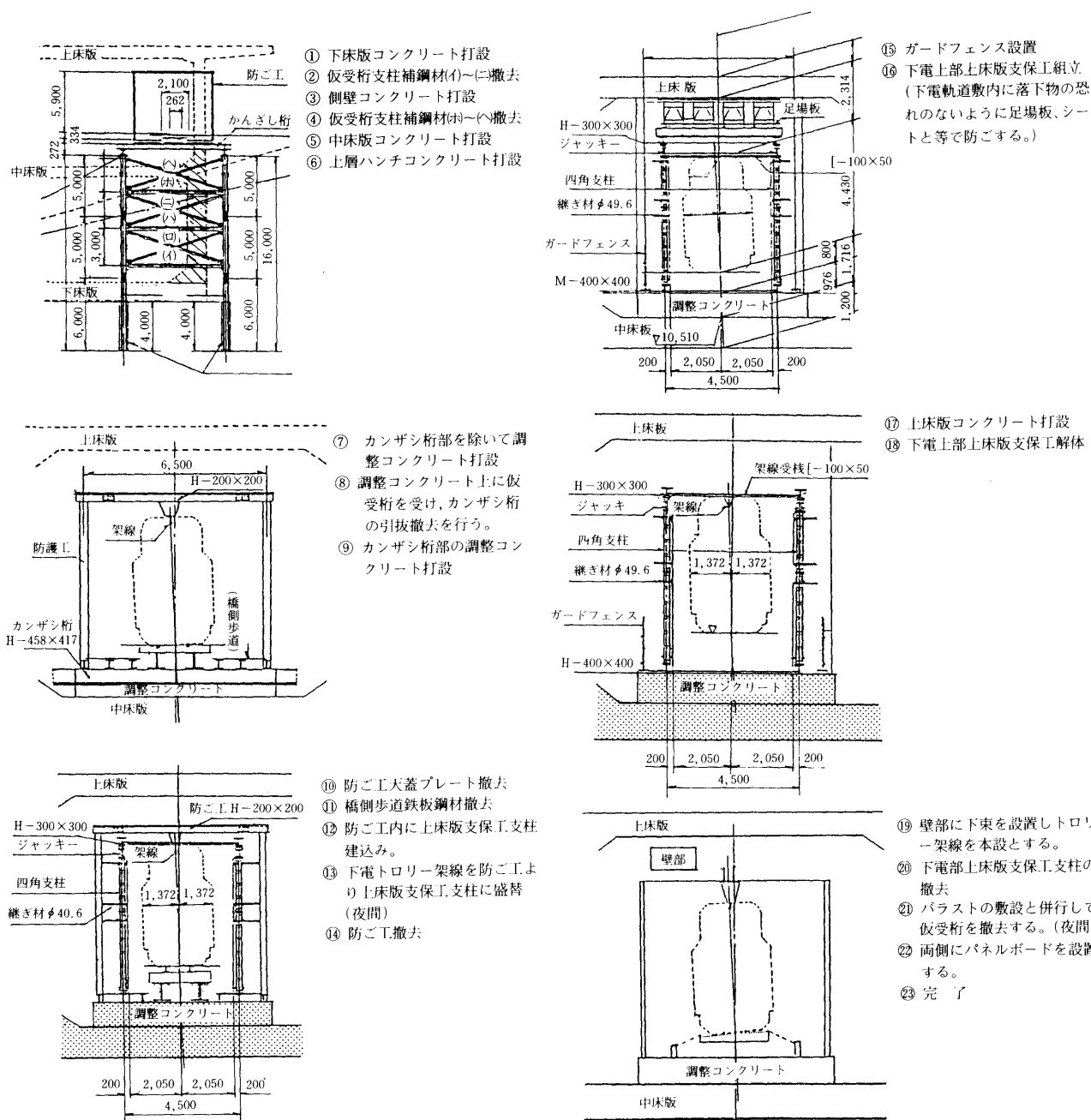


図-11 交差部の施工要領図

に損傷を与えるような発破はしない事、また、万一損傷があった場合を想定し、事前に家屋調査を実施し、事業損失補償で対処する事等により、恕限度の概念的な説明についても相当説得力があるが、発破音及び岩石小割のブレーカー等による機械音、打撃音については、精神的な影響を避ける事はできない。精神的な問題については、地域住民との密着を図る行為を数多く実施し、住民との融和を図ることにより対処せざるを得ないものと思われる。2)の場合、経済性、施工性が1)に比べ相当落ちる事になるが、今後の対処方法について考えてみる。掘削する事に関して、大塊の発生は、ある意味では効率的な掘削である。問題は、土捨場及び運搬過程での条件である。神道山地区において発生する岩屑の処理は、主に駐車場用地及び離岸堤であったため、土捨条件が緩和され、運搬過程での制限のみであった。従って、施工性もある程

度確保できた。これより、今後の特殊条件下での発破掘削について考えてみると、発破振動は、被害が発生しない程度(変位速度0.2cm/sec.以下)に制限すること、及び掘削にあたっては、掘削～土捨迄の間で総合的な施工計画を考え、なるべく大塊な岩屑の処理の可能な土捨場とする事等により施工性を補い、経済性の向上を図る事が必要であるものと考えている。また、大型ブルドーザー、静的破碎薬、その他機械による破碎工法等無発破手法についても実施したが、現在の施工能力では、大量の硬岩掘削に対し発破工法に勝る工法は無いものと思われる。本工事は、神道山地区という特殊環境であり、施工は、各施工条件及び地元環境等によりその実施方法は異なるが、今後の工事について本文が、多少の参考になれば幸いである。

櫃石島橋塔架設時の動吸振器式制振装置

Tuned Mass Damper for the Tower of Hitsuishijima Bridge under Construction

設計部 設計第三課長代理
(前) 児島工事事務所 第五工事長
設計部 設計第三課
(前) 児島工事事務所 第五工事長付

金沢克義
Katsuyoshi Kanazawa
河口浩二
Koji Kawaguchi

1. まえがき

櫃石島橋は、本州四国連絡橋児島・坂出ルート of 櫃石島南水路を跨ぐ道路・鉄道併用橋で、支間割りが185+420+185mの鋼3径間連続斜張橋である。図-1、2に位置図、一般図を示す。塔は図-3に示すとおり、ハンチ付ラーメン斜塔であり、陰影の美的効果を期待した変断面構造となっている。塔の主要諸元を表-1に示す。

塔は独立塔での風洞実験を行った結果、作業性・部材強度について塔面内、面外とも有害な風振動を発生することが判明し、制振対策が必要となった。

長大橋の塔の構造減衰を大きくする代表的な制振装置としては、スライディングブロック方式、油圧ダンパー方式及びその組合せがあるが、本橋では名港西大橋で実績のある動吸振器方式 (Tuned Mass Damper 以下 T・M・D) を採用した。T・M・D は(1)架空ロープが不要なため、クレーン作業が安全、効率的に行える。(2)経

済的である。(3)装置が小さいため塔ブロックに工場取付けができる。等の利点がある。本塔の T・M・D は所定の架設段階において調整を兼ねた実橋振動実験で制振効果を確認しつつ塔工事を完了した。写真-1 に塔の架設状況を示す。

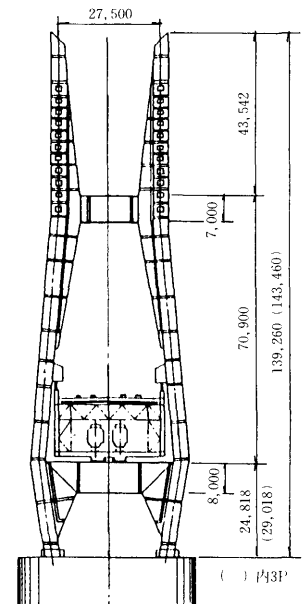


図-3 塔一般図

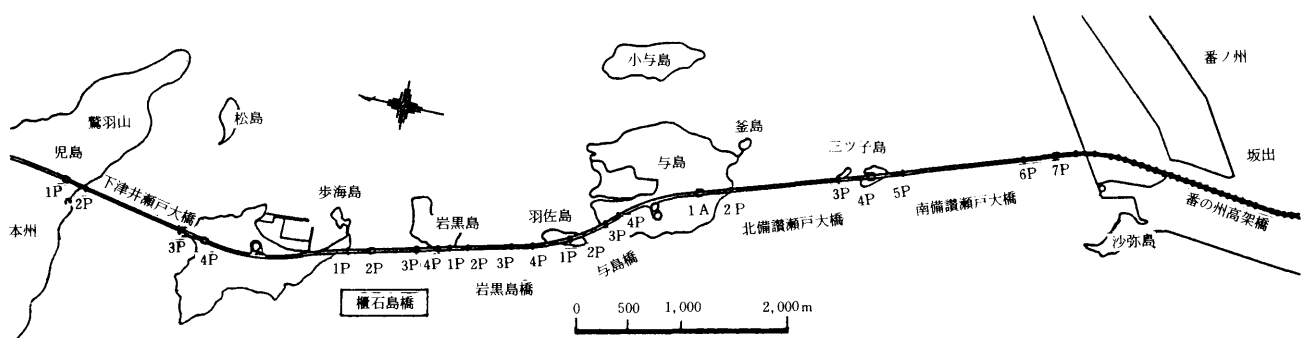


図-1 櫃石島橋位置図

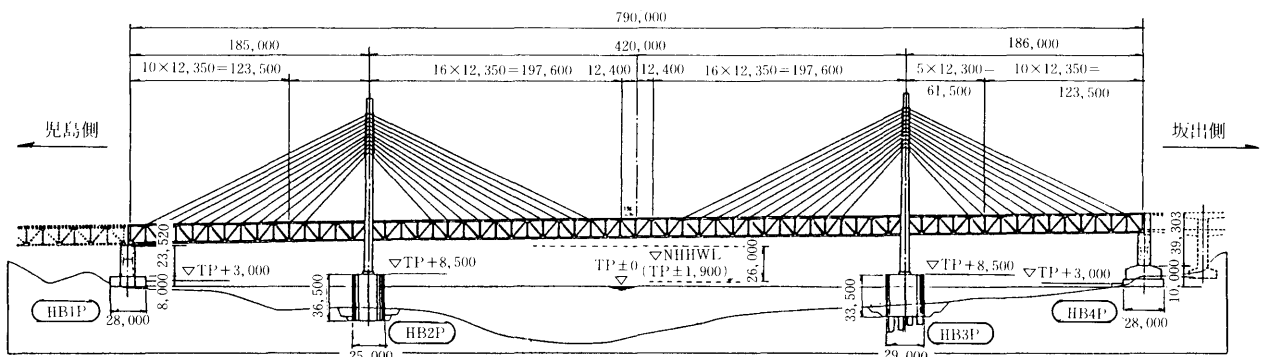
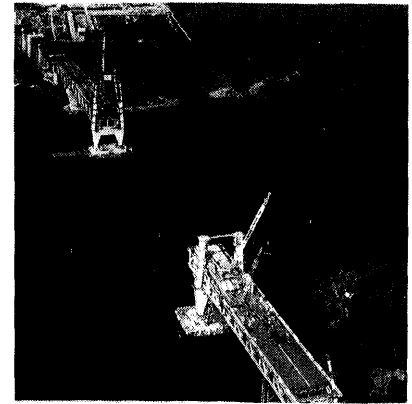


図-2 櫃石島橋一般図

表－１ 塔の主要諸元

鋼 重 (t)			部 材 寸 法	
	2 P	3 P		
塔 柱	3,710	3,710		$t_{max} = 45mm$ SM50Y SM58
アンカーフレーム	108	108		
塔 外 設 備	33	33		
塔 内 設 備	37	59		
タワーリンク	114	134		
小 計	4,002	4,044		
架設単位	下 部	930 t × 1 基		$t_{max} = 45mm$ SM50Y SM58
	上 部	13~100 t × 59 基		



写真－１ 塔の架設状況（向う側 2 P 手前 3 P）

50材の許容応力度を勘案して振動の許容値を次の 2 条件に設定した。

2. 風洞実験

2 P の独立塔完成モデルによる風洞実験は以下のとおりであり、3 P も同様と考えられる。

- (1) 風向、風速別の振動性状は図－ 4、5 に示すとおりであり、塔架設時は面内、面外とも曲げ 1 次限定振動が卓越すると予想される。
- (2) 本塔は斜材がないため面内曲げ剛性が弱く、面内曲げ振動が発生する。
- (3) 限定振動の振幅は、対数減衰率の変化に非常に鋭敏であり、発生風速領域の大きい橋軸方向風に対する面内曲げ 1 次振動が著しい。

作業条件：共振風速＜16m/s のとき、塔各部において、加速度が 100gal 以下で部材応力度が 3,900 kg/cm²

強度条件：共振風速＜49m/s のとき、部材応力度が 3,900 kg/cm² 以下

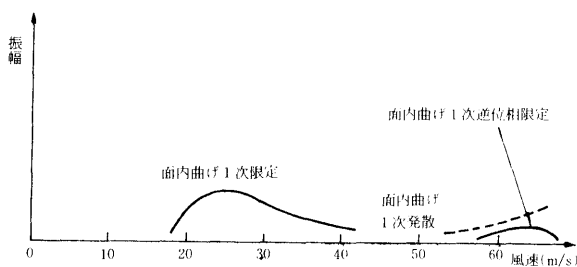
これに対し、風洞実験データをもとに解析した結果を表－ 2、3 に示す。ここでは必要制振効果を対数減衰率で示している。これより、面内振動は強度条件、面外振動は作業及び強度条件から制振装置が必要ことがわかる。

4. T・M・D の原理

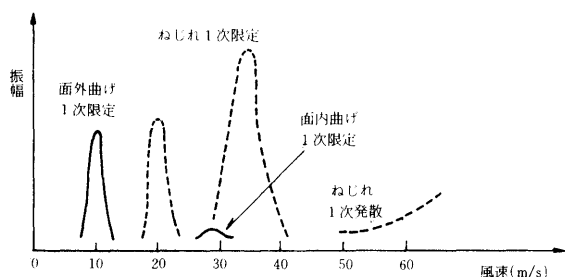
T・M・D は重錘、油圧ダンパー、バネから構成され

3. 必要制振効果

本塔では作業中の労務者の安全確保と主要部材の S M



図－ 4 橋軸風に対する振動特性



図－ 5 橋軸直角風に対する振動特性

表－ 2 無制振時の応答推定及び必要対数減衰率(面内振動)

架設段階 項目	10 段	13 段	16 段	20 段	22 段	完 成	許容値
共振風速(m/s)	37.4	42.9	37.7	33.8	31.7	30.0	49.0
共振振幅 (m)	1.80	1.24	1.16	1.04	1.04	1.44	—
塔応力 (kg/cm ²)	5,340	6,395	5,639	4,650	4,366	5,403	3,900
必要対数減衰率	0.015	0.018	0.016	0.013	0.012	0.015	—

(注) 解析上の基準対数減衰率は $\delta = 0.01$

表－ 3 無制振時の応答推定及び必要対数減衰率(面外振動)

架設段階 項目	10 段	20 段	22 段	完 成	許容値
共振風速(m/s)	34.7	13.8	12.1	11.1	—
共振振幅 (m)	2.62	1.07	1.00	1.64	—
塔頂加速度(gal)	—	385	292	405	100
塔応力 (kg/cm ²)	6,125	—	—	—	3,900
必要対数減衰率	0.016	0.039	0.030	0.041	—

ており、風等で振動する構造物に取り付け、その固有振動数に適合した振動数、減衰率に装置を調整することにより構造物の振動を抑制する装置である。図-6、式(1)、(2)にモデル及び運動方程式を示す。

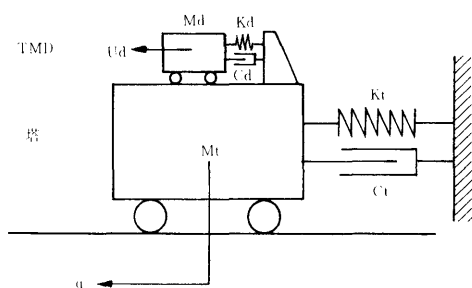


図-6 T・M・Dモデル

$$M_t \ddot{q} + C_t \dot{q} + K_t q + \phi_d C_d (\phi_d \dot{q} - \dot{U}_d) + \phi_d K_d (\phi_d q - U_d) = F \dots \dots (1)$$

$$M_d \ddot{U}_d + C_d (\dot{U}_d - \phi_d \dot{q}) + K_d (U_d - \phi_d q) = 0 \dots \dots (2)$$

ここに M_t : 塔の等価質量(t・s²/m)
 M_d : T・M・D重錘の質量(t・s²/m)
 C_t : 塔の等価減衰(t・s/m)
 C_d : T・M・Dの減衰係数(t・s/m)
 K_t : 塔の等価剛度(t/m)
 K_d : T・M・Dのバネ定数(t/m)
 ϕ_d : T・M・D取付点のモード振幅
 q : 振動モード基準座標
 U_d : おもりの絶対変位(m)
 F : 等価外力(t)

式(1)、(2)よりT・M・Dの最適の対数減衰率と振動数及びその減衰効果の簡易推定式を式(3)、(4)、(5)に示す。

$$\text{等価質量比} \quad \mu = \frac{M_d}{M_t} \phi_d^2 \dots \dots (3)$$

$$\text{T・M・Dの最適対数減衰率} \quad \delta_d = \pi \sqrt{\frac{3}{8}} \mu \dots \dots (4)$$

T・M・Dの最適振動数

$$\delta_d = \frac{1}{1 + \mu} n_t \quad (n_t: \text{塔の固有振動数}) \dots \dots (5)$$

$$\text{塔の最大対数減衰率} \quad \delta_{\max} = \pi \sqrt{\frac{1}{2}} \mu \dots \dots (6)$$

すなわち、T・M・Dの対数減衰率、振動数を式(4)、(5)に示す最適値になるように調整する(T・M・Dの振動数は、塔の固有振動数にほぼ等しくすることになる)ことで、塔の振動を抑制する効果が最大となり、そのときの塔の対数減衰率は式(6)で表わされる値になる。

5. 面内制振実験

5.1 面内制振装置

塔架設時面内曲げ1次振動に対して $\delta > 0.02$ を確保す

るため、写真-2、表-4に諸元を示す面内制振装置を上部水平材内に各1台設置した。本装置の振動数、減衰特性は製作時の試験により予め確認された。装置の固有振動数は重錘の位置を上下することにより調節できる。

5.2 実験内容

実橋実験は、昭和60年10月17日～昭和61年1月24日にわたり、2P、3Pとも架設段階5ケースについて行った。構造系としてはいずれも側径間桁は架設完了していた。加振方法は(1)塔の人力加振、(2)振り子の人力加振、(3)450t吊クレーンの旋回、(4)クレーンの走行の4ケースを実験比較した結果、工事に支障がなく、雑音の少ない波形が得られる(2)案が採用された。T・M・Dの制振効果は、装置作動時と固定時の塔加速度の自由減衰波形から固有振動数と対数減衰率を求めて評価した。図-7に実験段階と加速度計の取付位置を示す。

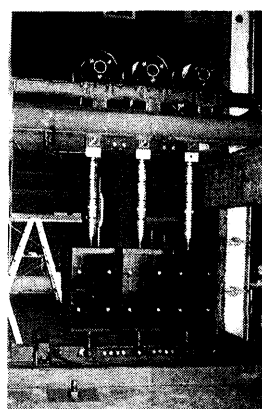


写真-2 面内T・M・D

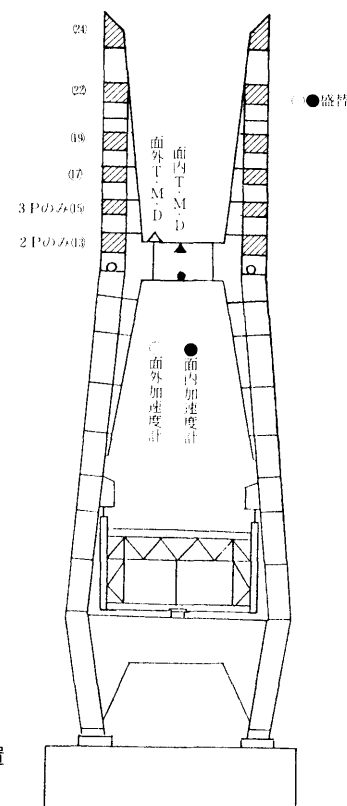


図-7

実験段階と加速度計の取付位置

5.3 実験結果

図-8には装置固定、作動の加速波形の一例を示す。図-9には固有振動数の解析値と実測値の比較を、図-10には装置固定、作動状態に対する対数減衰率の変化を示す。これから次のことがいえる。

- (1) 固有振動数の実測値と解析値は24段完了時には一致するが、それ以前では約15%実測値が高い。
- (2) 桁をタワーリンクで支持すれば架設中の塔の構造減衰が大幅に大きくなり、耐風安定上有利である。この原因はタワーリンクの摩擦減衰と考えられる。
- (3) 面内T・M・Dによる減衰付加効果は δ で2P

$=0.036\sim0.153$ 、 $3P=0.021\sim0.073$ もあり、本装置は十分な機能を有している。

- (4) 塔自体の δ は、 $2P=0.014\sim0.098$ 、 $3P=0.024\sim0.075$ もあり本四耐風設計基準の0.01よりも相当地大きい。

表-4 面内 T.M.D 諸元

方 式		ねじりバネ付き3連振り子式
構 成 要 素	振 子	重 錘 1.67 t × 3 基
	ロ ッ ド	1.3~2.2 m × 3 本(可変)
	バ ネ	ねじりバネ バネ定数 4.0 t・m/rad × 6 基
	付 加 バ ネ	バネ定数 0.25 t/m × 4 基
油 圧 ダ ン パ ー	減衰係数	2.2 t・s/m
	最大抵抗力	1.0 t 1 基
特 性	振 動 質 量	架設時 0.389 t・s ² /m, 完成時 0.511 t・s ² /m
	有 効 質 量 比	架設時 0.17~0.36%, 完成時 0.18%
	固 有 振 動 数	0.65~1.05 Hz (可変)
	減 衰 能	対数減衰率 0.15~0.30
	許 容 振 幅	175 mm (振り子先端)
制 振 性 能		塔の対数減衰率 > 0.02

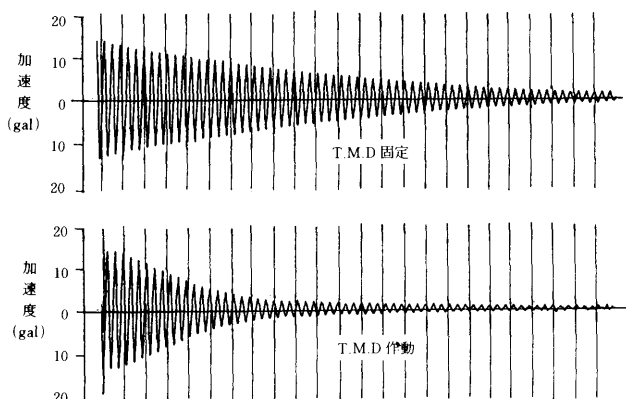


図-8 面内振動の加速度波形例 (3P、15段、タワーリンク支持20%)

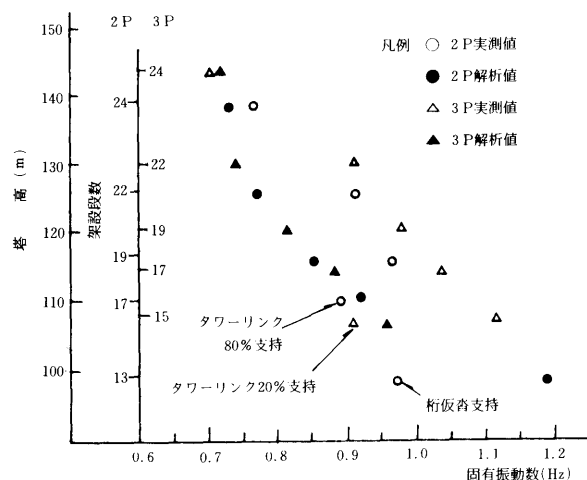


図-9 面内固有振動数の変化

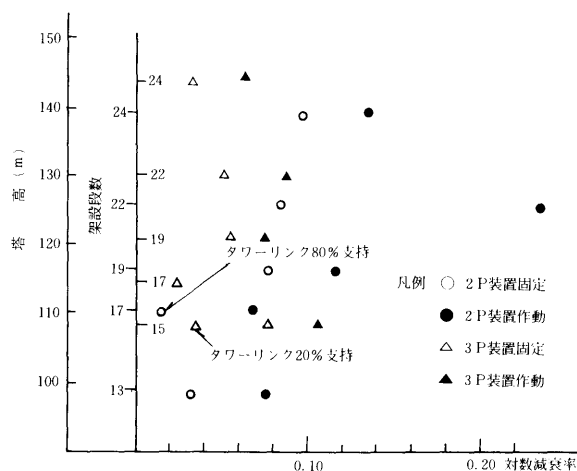


図-10 面内対数減衰率の変化

6. 面外制振実験

6.1 面外制振装置

塔架設時面外曲げ1次振動に対して付加対数減衰率 >0.03 を確保するため、写真-3、表-5に諸元を示す面外制振装置を上部水平材上に各1台設置した。面外 T・M・D の特色は面内 T・M・D と異り、架設段階毎の調整を必要としないことである。

6.2 実験内容

実験は面内と同時にを行った。加振方法は図-11に示すようにトラッククレーンで水平材上に取付けたワイヤーロープを引張り、約10mm強制変位させて急解放を行った。実験段階と加速度計の取付位置は図-7に示す。

6.3 実験結果

図-12に装置固定、作動の加速度波形の一例を示す。図-13には固有振動数の解析値と実測値の比較を、図-

写真-3
面外T・M・D

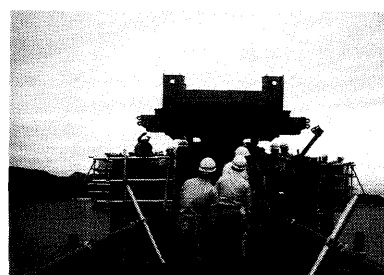


表-5 面外 T.M.D 諸元

方 式		倒 立 振 り 子 式
構 成 要 素	振 り 子	17.8 t
	バ ネ	バネ定数 619 kg/cm × 2 基
	油 圧 ダ ン パ ー	減衰定数 526 kg・s/cm × 2 基
特 性	固 有 振 動 数 (Hz)	2P=0.273, 3P=0.260
	減 衰 比	2P=0.31, 3P=0.32
	許 容 振 幅	50cm
	制 振 性 能	付加対数減衰率 > 0.03

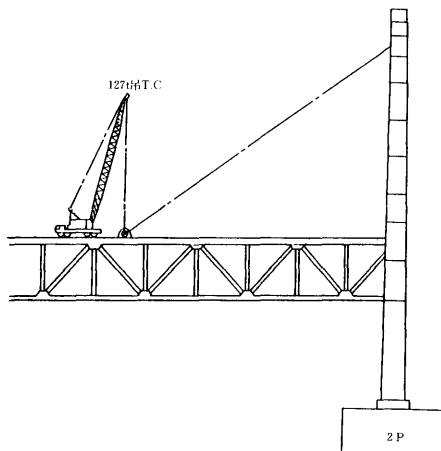


図-11 面外の加振方法

14には装置固定、作動状態に対する対数減衰率の変化を示す。これから次のことが言える。

- (1) 3 Pは2 Pに較べて固有振動数が全般的に低い。
これは橋軸方向の支持剛性が弱いためである。
- (2) 装置の固定・作動の違いは振動数には影響しない。
これは装置の重量が塔の有効重量の0.7~2.0%と小さいためである。
- (3) 塔自体の δ は3 P-19・22段の0.03を最小に、
0.07~0.21と耐風設計基準の0.01より大幅に大きく、
これは各リンク部の摩擦や塔架設足場の減衰効果と
考えられる。
- (4) 3 P-15段、装置固定でのタワーリンクによる桁
支持率を20%、100%としたとき $\delta = 0.07, 0.15$ で
あり、リンク摩擦による減衰効果が大きいことがわ
かる。
- (5) 面外 T・M・D は装置加速度が3 gal、振幅が
3 mm以上で作動し、付加対数減衰率が0.03以上で
あった。

7. あとがき

塔上部の架設は、2 Pは昭和60年8月8日~11月27日、3 Pは昭和60年9月17日~12月26日にかけて無事終了した。

工事中及び完成後ケーブルを張るまでの期間も有害な風振動は発生せず、本橋のT・M・Dは所要の機能を発揮したと考えている。

T・M・Dは、明石海峡大橋のように架空ロープの施工が困難な長大橋主塔に適した制振装置であり、クレーンによる小ブロック架設が主体となる塔工事の工期短縮に有利である。T・M・D関連の今後の検討課題としては、次の諸点があげられる。

- (1) 風洞実験における主桁の有無と支持条件、架設段階、足場クレーン類の正確なモデル化
- (2) 風洞実験による最適塔形状、断面の選定
- (3) 塔の固有振動数変化に容易に追従できる調整機構

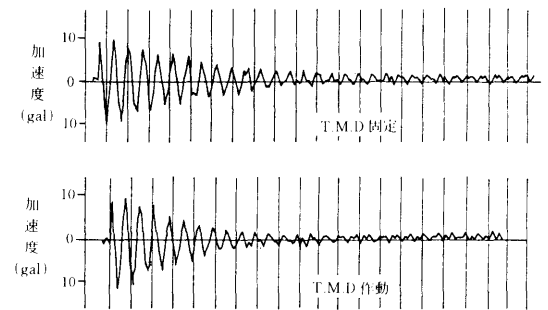


図-12 面外振動の加速度波形例 (2 P、13段)

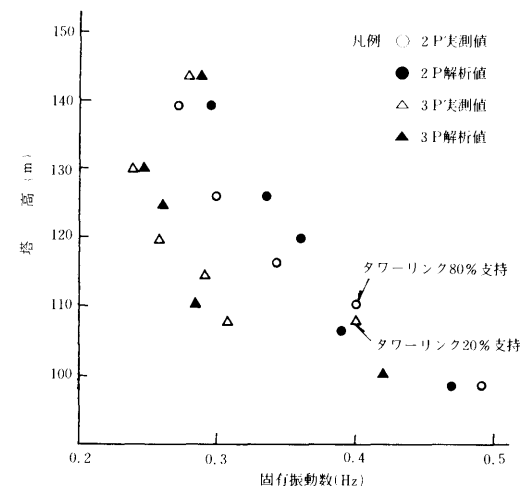


図-13 面外固有振動数の変化

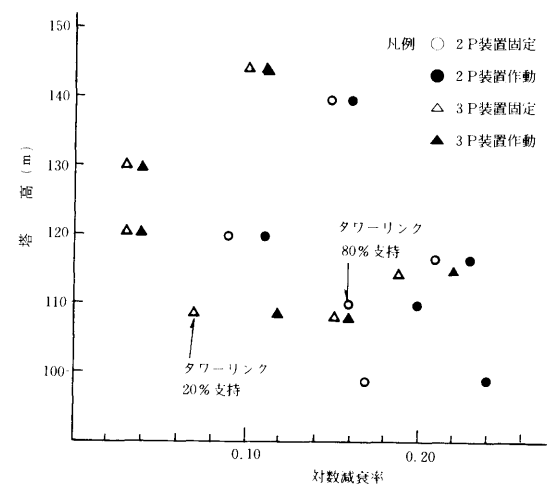


図-14 面外対数減衰率の変化

- (4) タワーリンクの摩擦減衰の定量的評価
- (5) 実験における10cm程度の大振幅加振方法
- (6) 塔架設途中に主桁を載荷して全体の構造減衰を大きくする施工計画

本資料が今後の塔及び類似構造物の架設計画の一助となれば幸いです。最後に本案の検討にあたりご協力頂いた方々にお礼申し上げます。

参考文献

- (1) 横石島橋塔風洞試験報告書 昭和60年2月 本四公団
- (2) 横石島橋主塔振動実験報告書 昭和61年3月 本四公団

櫃石島高架橋下部工の施工

Concrete Pier Work of Hitsuishijima Viaduct

坂出工事事務所 第五工事長
(前) 児島工事事務所 第一工事長
第二建設局 計画第一課
(前) 児島工事事務所 第一工事長付

北川 信
Makoto Kitagawa
武田 茂
Shigeru Takeda

1. まえがき

本州四国連絡橋児島～坂出ルート櫃石島高架橋(HVa)は、下津井瀬戸大橋4A(SB4A)から、櫃石島橋1P(HB1P)に続く、総延長1316mの高架橋であり道路・鉄道二層構造となっている。島内中央部には島内バスストップへの連絡施設(ランプウェイ)がある。

本線の橋梁構造は、上部工がSB4AからHVa30PまでがPC箱桁、HVa30PからHB1Pが単純トラス桁である。但し、HVa4PからHVa8Pの鉄道部は土工区間である(図-1)。

躯体部は、コンクリート橋脚で、基礎形式はHVa17P、18Pがリバースサーキュレションドリル工法による場所打ちコンクリート杭($\phi 3.0\text{m}$)、HVa19Pが深礎工法による場所打ちコンクリート杭($\phi 3.0\text{m}$)であり、その他橋脚27基は直接基礎である。

また、連絡施設は橋梁と土工による構成であり、橋梁構造は、上部工がRC連続中空床版(延長450m)で、下部工は、直接基礎によるコンクリート橋脚(20基)、橋台(3基)である。

なお、高架橋下部工の工事については1P～2Pが櫃石島地区(その1)工事(昭和56年3月～昭和60年3月、清水・銭高・フジタJV)、3P～26P及び連絡施設が櫃石島高架橋工事(昭和58年3月～昭和61年3月、清水・フジタ・銭高JV)、そして27P～30Pが、櫃石島橋下部工(その3)工事(昭和58年10月～昭和60年7月、

西松・東洋・青木JV)において実施された。

本稿では、この櫃石島高架橋の下部工工事のうち、主に本線橋脚部の施工について報告する。

2. 下部工形式の概要

2.1 基礎工

前述のように、比較的支持層(花崗岩)までの深度が深い17P～19Pでは杭基礎としたが、それ以外のすべての橋脚において直接基礎を採用した。ただし、花崗岩層の傾斜が著しい箇所ではフーチング下面の一部をコンクリートで置換えてフーチングの施工を行った。

17P～19Pは当初すべてリバース杭としていたが、19Pについては岩盤が最大 20° と大きく傾斜し、一部 $qu=2,000\text{kg}/\text{cm}^2$ の岩盤が存在していたので、人力等による深礎工法とした。なお、各橋脚共 $\phi 3.0\text{m} \times 26$ 本の杭を配置し、その延長は17Pで419m、18Pで364m、19Pで231mである。

橋脚の構造物掘削は、法切開削方式を基本としたが、地下水位の高い16P、19P～21P、24P、26Pについては、止水矢板併用の法切開削方式とした。なお、17P、18Pについては、土留のための鋼矢板を打ち込み、さらに土留工(腹起、切梁)を行った。

2.2 橋脚工

柱の形状は、美観を考慮して鉄道梁以下の下層柱においては六角形断面、それより上の上層柱においては台形

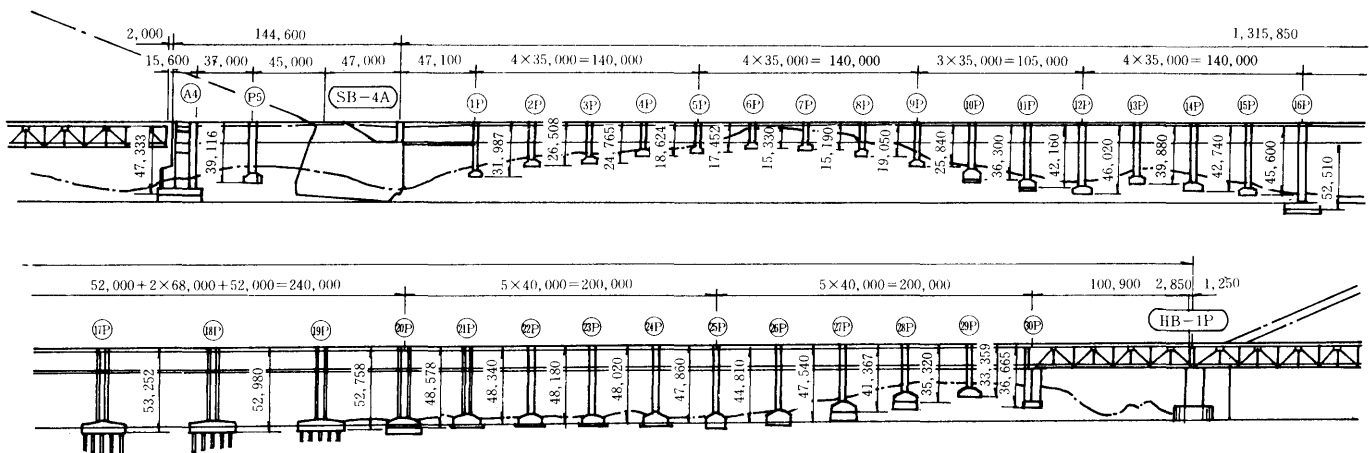
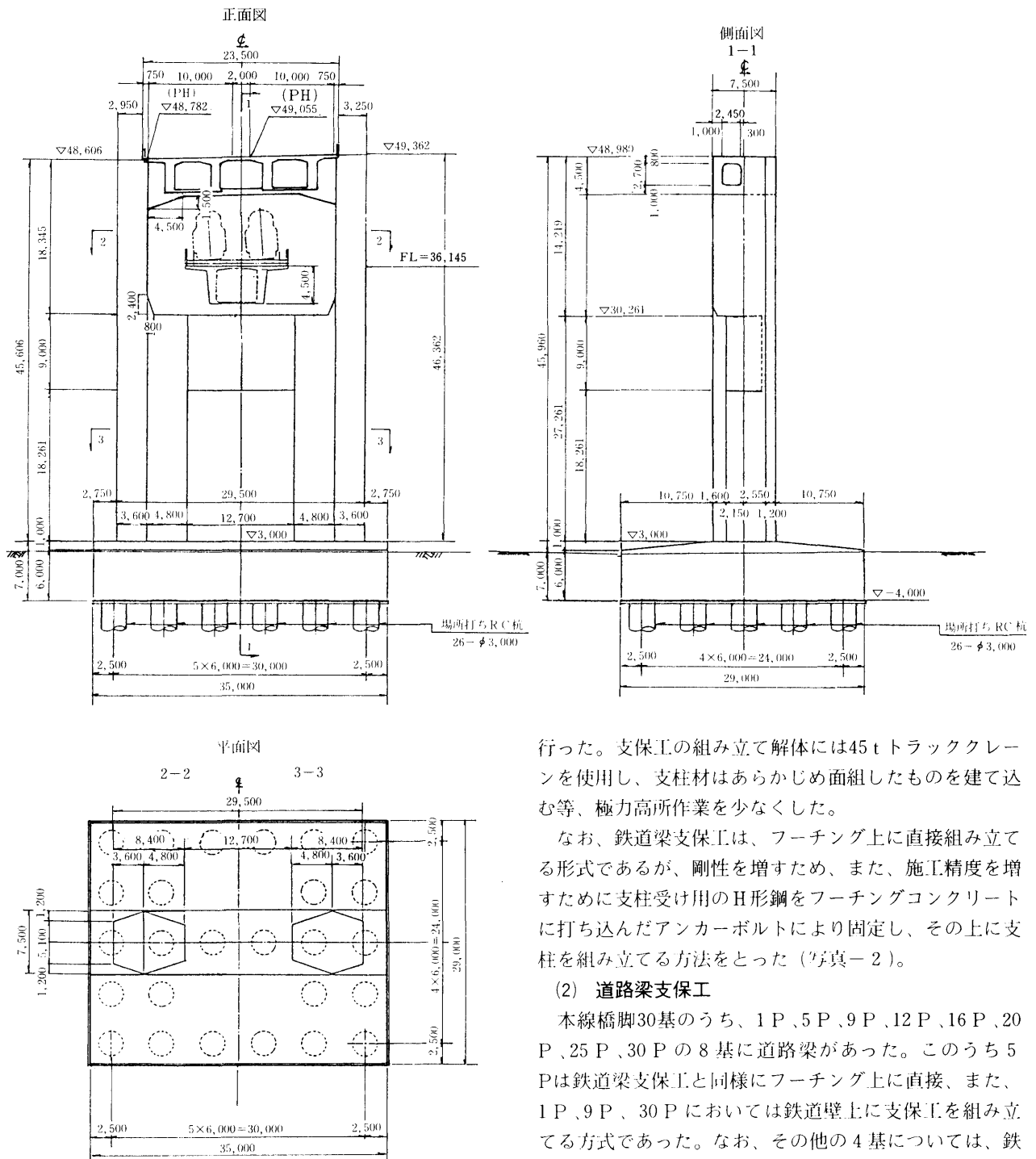


図-1 高架橋一般図(側面図)

断面としている。本橋は、道路・鉄道併用橋梁であるため橋脚寸法が大きくなった。そこで、この威圧感を緩和し、面の変化による造形美を期待し、この橋脚形状を採用したものである（写真－１、図－２）。

橋脚の高さは、15m～53m（フーチング下面～橋脚天端）の範囲にあるが、11P～27P区間はいずれも40m以上の高橋脚が連続する。

下部工工事では、基礎、柱と共に鉄道梁及び端支点部の道路梁も施工の対象とした。なお、道路梁のうち、本線桁が剛結構造となっている中間支点部は、PC上部工工事の対象とした。



図－２ 橋脚形状（18P）

3. 支保工

3.1 概要

鉄道梁及び道路梁の施工には支保工を用いた。本線の梁厚は、鉄道梁で6m～9m、道路梁で2.75m～3.3mもあり、その重量を支える支保工として種々の検討をした結果、H形鋼を主体とした形式を採用した。

3.2 施工

(1) 鉄道梁支保工

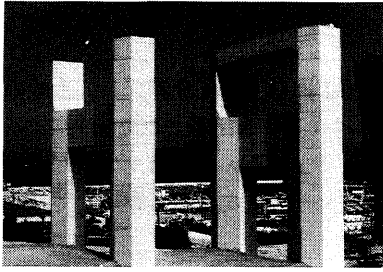
鉄道梁の梁厚は、6m、9mの2種類あったが、支保工の構造計算は1リフト3mとして2リフト分の荷重で

行った。支保工の組み立て解体には45tトラッククレーンを使用し、支柱材はあらかじめ面組したものを建て込む等、極力高所作業を少なくした。

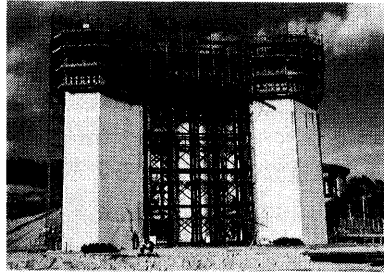
なお、鉄道梁支保工は、フーチング上に直接組み立てる形式であるが、剛性を増すため、また、施工精度を増すために支柱受け用のH形鋼をフーチングコンクリートに打ち込んだアンカーボルトにより固定し、その上に支柱を組み立てる方法をとった（写真－２）。

(2) 道路梁支保工

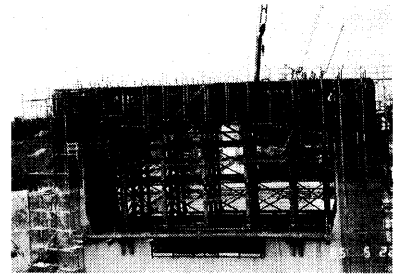
本線橋脚30基のうち、1P、5P、9P、12P、16P、20P、25P、30Pの8基に道路梁があった。このうち5Pは鉄道梁支保工と同様にフーチング上に直接、また、1P、9P、30Pにおいては鉄道壁上に支保工を組み立てる方式であった。なお、その他の4基については、鉄道梁の梁幅より道路梁の梁幅のほうが、2.4m～3.2mと広い構造となっていたため、鉄道梁施工時にあらかじめ



写真一 橋脚の完成状態 (15P、16P)



写真二 鉄道梁支保工 (17P)



写真三 道路梁支保工 (16P)

フォームコネクターを埋め込んでおき、それを利用しブラケット形式の支柱受け梁を組み、その上に組み立てる方式であった(写真-3)。

道路梁支保工は、原則として面組み支柱材、ハンチ部加工ピースの組み立て解体には部材重量の関係から100tレッカーを使用し、それ以外は45tレッカーを使用して行った。

4. 鉄筋工

4.1 概要

本線躯体の鉄筋施工数量は19,075tであり、その60%はD51が占め、継手箇所は52,450ヶもある。従って、鉄筋工事の占める割合が非常に大きく、鉄筋組立をいかに早く正確かつ安全に行うかが、工事工程、安全性を確保するポイントであった。また、躯体高が最大53m(フーチングを含む)と高く、重量物を扱って作業するため作業性、安全性を十分検討したうえで、鉄筋組立を行った。

4.2 鉄筋継手

本工事において、圧接継手箇所はすべてフーチング部分の水平筋であったが、作業床も十分なものが出来たため、特に問題もなく施工することができた。ただし、フーチング部分のD51の継手は、D51の圧接の施工例がまだ少ないこと、1日の施工本数が少ないこと等の理由から、すべて圧着継手とした。

圧着継手の工法については、先に施工した横石島地区(その1)工事の実績により、冷間圧着継手工法(神鋼理研式)を採用した(写真-4)。

4.3 配筋作業

配筋作業は、躯体幅が広く躯体高も高いことからすべてクレーンを使用した。作業ヤードの確保及びクレーンの有効利用の観点から配筋作業に応じて躯体周辺の埋め戻しを行った。

また、鉄筋を正確に堅固に組み立てるため、アングル等の鋼材を使用して鉄筋組立用架台を設置した。これは鉄筋組立用足場の他にコンクリート打設用足場、コンクリート配管用足場としても利用した。

(1) フーチング

フーチングにおいては、上筋、下筋ともD51、D32が配筋されていたが、D51は配筋後圧着する方法をとった。

(2) 柱

柱筋は、すべてD51で、ほとんどが6m~12mまでの長尺物であった。組立は、あらかじめ加工場で半締したものを5本単位で吊り込み、架台に結束後圧着作業を行った。鉄筋架台は、L-120×120×8を主体として長さ8mで2m×2mのマストに加工したものを順次継ぎ足して上部に鉄筋固定用の踊場を設けた(写真-5)。

(3) 梁

梁部においても主筋はすべてD51であり、上筋、下筋とも3段~4段で配筋されるため、L形鋼を主体とした堅固な鉄筋架台を設けた。D51の圧着は、原則として鉄道梁においては、あらかじめ圧着し1本物にした長尺物をトラッククレーンで所定の位置に配筋した。しかし、道路梁においては、1本づつ吊り込み梁内で圧着を行った。これは、梁筋と柱筋が圧着であるため、あらかじめ1本物にしておく鉄筋主材の寸法誤差、施工誤差等により所定の鉄筋長を確保することが困難であったためである。

5. 型枠工

5.1 概要

本線のリフト割は、置換部、フーチングを除いて1リフト3mであるため、その型枠としては $l=4$ mのAPシャタリングを使用して、3m×3m程度に大組したスライド型枠を採用した。また、比較的躯体高の低い1P~9Pまでは、躯体全周による外周足場を組み、足場なしのスライド型枠を使用し、10P~30Pまでは昇降階段を除いては足場付のスライド型枠を使用した。

5.2 フーチング部型枠

フーチング部の型枠は、原則として幅3m、高さ1.5mに大組したスライド型枠を使用し、面板はメタルフォームを使用した。均しコンクリート打設後最初の型枠はスライド型枠を逆さで使用し、後は順次スライドアップを行った。

また、型枠の脱型は、コンクリートの圧縮強度が35kg/cm²以上出現した時点で行ったが、その時期は夏場で2日、冬場で3日経過した後行った。

5.3 躯体部型枠

本線の柱の形状は、前述のように鉄道梁以下の下層柱においては六角形断面、それより上の上層柱においては台形断面である。従って、鋭角及び鈍角のコーナー部分



写真-4 D5I圧着作業状況

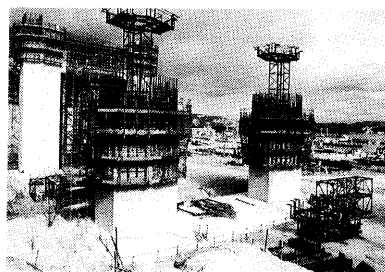


写真-5 鉄筋組立用架台



写真-6 特殊コンクリートフォーム
を使用したスライド型枠

の型枠としてステンレスを使用した特殊コーナーフォームを製作し、角締めの手間を省いた。また、スライド型枠も面板はアルミフォームを使用し、重量の軽減及び浮き錆びの防止を図った（写真-6、図-3）。

梁部においては、梁底には支保工の根太材の上にメタルフォームを敷き並べ、

梁側枠には柱部と同様のアルミフォームを面材にしたスライドフォームを使用した（写真-2）。また、柱部においても梁側枠においても、フーチングと同様最初のリフトはスライド型枠を逆さで使用した。

型枠のスライド作業は、すべてトラッククレーンを使用し行ったが、型枠重量が鉄筋足場等の付属品を入れれば、2t～2.5tと重く、風の影響も大きかったので、原則としては鉄道梁までは45tトラッククレーン、それより上部においては100tトラッククレーンを使用した。

型枠の脱型は、柱、壁については前述のとおり行った。梁底については、支保工の解体と同時に行ったが、コンクリートがその自重及び施工中に加わる荷重を受けるのに必要な強度（140kg/cm²）に達してから取り外したが、試験練り及び現場での圧縮強度試験の結果からコンクリート打設後2週間を原則とした。

6. コンクリート工

6.1 概要

高架橋本線1P～30P、30基のコンクリート総数量は、149,763m³にも及び、その打設回数は500回を越えた。また、1リフト当たりの最大打設量は642m³（17P～19Pフーチング）でマスコンクリートになるため、コンクリートの水和熱を抑えるために高炉セメントB種を使用し、かつ水和熱によるひびわれ防止のためプレクーリングを行った。

コンクリート打設は、櫃石島内に設置した北ヤードプラント（出荷能力90m³/hr）と、東ヤードプラント（出荷能力60m³/hr）で製造したが、最大出荷量は昭和59年7月に約17,500m³/月に達した。

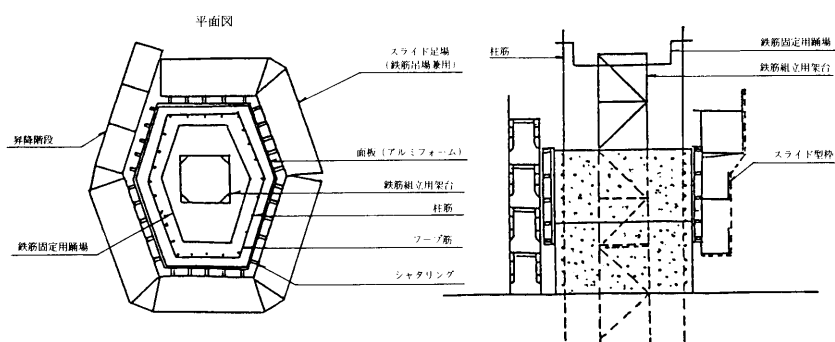


図-3 スライド型枠による組立状況

6.2 コンクリートの種別及び配合

コンクリートの種類及び配合は、前述した北ヤードプラントと東ヤードプラントではセメントのメーカーが違っていたため、各々のプラントで試験練りを実施し示方配合を決定した（表-1、表-2）。

6.3 リフト割

リフト割は、北ヤードプラント及び東ヤードプラントの出荷能力、打設時間（原則として7:00～18:00）を考慮して、適正な打設数量となるように決定した。

リフト高は、フーチングでは0.5m～1.6m、柱、壁、鉄道梁では3mを標準に、道路梁では1.5m～3m程度を標準とした。

6.4 コンクリート打設

コンクリート打設は、北ヤードプラント及び東ヤードプラントより4.5m³ミキサー車で打設箇所まで運搬し、100m³/hrクラスのコンクリートポンプ車で打設した。

ポンプ車は、打設量、打設場所の状況に応じて1台または2台を使用した。また、作業に応じて配管打設またはブーム打設を行い、圧送管は5インチを使用した。

6.5 コンクリート打設足場

コンクリート打設足場は、鉄筋組立用架台の建地材を利用し、水平方向に単管パイプを結束して足場とした。建地材は躯体内に埋め殺しとし、単管パイプに足場板を2枚敷きにし、作業用通路と兼用した。

また、打設用足場は柱、鉄道梁、壁等では1リフト毎に設置したが、リフト高1m以下のフーチング及び道路梁においては、2リフト毎に設置するのを原則とした。

6.6 グリーンカット

水平打継面は、コンクリート打設後まだ硬化しきらないうちにグリーンカットを行い、雑物レイタンス及び緩んだ箇所を取り除く必要がある。グリーンカットは高圧ジェットを使用し、高圧水をコンクリート面に吹きつけて、レイタンス及び水セメント比の高い弱モルタルを取り除いた。

グリーンカットの時期は、夏場で打設完了時間が早い場合は、その日の夕方行った場合もあったが、原則として打設の翌日に行い夜間のグリーンカット作業は行わなかった。

6.7 コンクリート製造

冬季においては、プラントに貯蔵している骨材が冷風の吹き込みによる凍結を防ぐため、コルゲート下のトンネル出入り口を養生シートでふさいだうえ、投光器による保温を行った。

また、朝の出荷時にも各材料の温度を測定し、コンクリートの練り上がり温度を計算し、確認した後出荷した。

夏季においては、打ち込み温度を27℃以下にするため、粗骨材への散水、混練り水にはクーリングプラントで冷却した冷却水を使用した。

表-3に使用したコンクリートの28日、および91日強度の変動係数を示す。変動係数は5.2%程度であり、試験練り時に一般に考える変動係数16%（割増率1.12）を下回るものである（表-3）。

7. あとがき

横石島高架橋下部工工事の特長としては、次のことが挙げられる。

- ① 離島での工事であること。
- ② 道路・鉄道二層橋であること。このため、橋脚寸法が大きいこと。
- ③ 高橋脚が連なること。
- ④ 橋脚形状が複雑であること。

これらの点に対処するために、次のことを実施した。

- ① 島内にコンクリートプラントを設置して、良質コンクリートの安定供給を図ったこと。
- ② 島内埋立地を中心に十分な作業ヤードを確保したこと。
- ③ スライド型枠を全面使用して工期短縮を図ったこと。

これらの効果も有り、本工事は昭和61年3月に竣工し、現在、PC上部工工事に引き継がれている。

表-1 コンクリートの種別

コンクリートの種別	使用箇所	圧縮強度 (kg/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	セメントの種類
Q	フーチング	$\sigma_{91}=240$	40	8±2.5	4±1	高セメントB種
U ₁	上層柱及び道路梁	$\sigma_{91}=270$	20	8±2.5	4±1	〃
U ₂	下層柱及び鉄道梁	$\sigma_{91}=270$	40	8±2.5	4±1	〃

表-2 コンクリートの示方配合

種別	ブランド	水セメント比 W/C (%)	細骨材料 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 (g)
Q	北	52.9	39	148	280	717	1,174	700
	東	57.1	42	160	280	752	1,082	700
U ₁	北	55.9	40	162	290	712	1,111	725
	東	56.6	41	164	290	727	1,090	725
U ₂	北	52.1	39	151	290	705	1,148	725
	東	52.1	39	151	290	704	1,148	725

表-3 各配合の最終変動係数

配合	ブランド	材令 (H)	平均値 (kg/cm ²)	標準偏差 (kg/cm ²)	データ数 (ヶ)	変動係数 (%)
U ₁	北	28	323	12.6	28	3.9
		91	423	14.7	28	3.5
	東	28	313	17.5	69	5.6
		91	425	17.1	69	4.0
U ₂	北	28	319	17.8	82	5.6
		91	419	22.9	82	5.5
	東	28	320	16.6	207	5.2
		91	424	22.1	207	5.2
Q	北	28	313	19.7	208	6.3
		91	411	21.2	208	5.2
	東	28	310	17.9	182	5.8
		91	416	21.5	182	5.2

本稿では、下部工工事のうち、主としてコンクリート工に着眼して報告を行ったが、今後、同種の工事に際して参考となることを願うものである。

最後に、本工事の施工管理を担当した関係各位に深く感謝の意を表します。

羽佐島高架橋大ブロック架設

Large-block Erection of Wasajima Viaduct

児島工事事務所 第六工事長

飯島 邦治

Iijima Kuniharu

児島工事事務所 第六工事長付

勝地 弘

Katsuchi Hiroshi

1. まえがき

羽佐島高架橋は、本州四国連絡橋児島・坂出ルート of 海峡部の無人島羽佐島を通過する、2 径間連続の道路・鉄道併用トラス橋である。本橋は、線形が平面的に Sin 逓減曲線と円曲線 ($R=1,300\text{m}$) からなる曲線であることと、前後に位置する岩黒島橋と与島橋とで主構高が異なるため、次のような構造的特徴を有している。

(1) 中間支点上で、主構が約 6° の平面角折れを有する。

(2) IB4P ~ WV a1P 間で、下弦材を傾斜させて主構高を漸変させている ($12.25\sim 20.0\text{m}$)。

また、架設工法としては、地形的に羽佐島西岸汀線に沿って位置するため、FC 船による大ブロック架設工法を中心に、単材架設工法等も検討されたが、途中下部工施工上の問題により与島橋とともにスパン割りが変更となり、3 径間から現在の 2 径間に形式変更された時点で、現在の大ブロック架設工法に絞られた。

本報文は、昭和61年6月9日・16日の2回に分けて行われた、羽佐島高架橋大ブロック架設について報告するものである。

2. 施工概要

本橋の架設順序を図-3に示す。

表-1 構造諸元

項 目		諸 元	
橋 梁 形 式		2 径間連続ワーレントラス	
橋 長		L = 266. 15 m	
支 間 長		125 + 137 m	
規 格	道 路	第 1 種 2 級 V = 100km/ h	
	鉄 道	在来線 1 級線複線 V = 120km/ h 新幹線 複 線 V = 160km/ h	
床 組	道路床版形式	鋼床版 (舗装厚75mm)	
	鉄道軌道形式	鋼直結軌道 (鋼直Ⅱ型、一部Ⅲ型)	
鋼 重	主 橋 体	SM 5 8	550 t
		SM 5 0 Y	1760 〃
		S S 4 1, 他	3040 〃
	上 路 床 組		1590 〃
	下 路 床 組		730 〃
	付属物 (支承含む)		1480 〃
	合 計		9150 〃

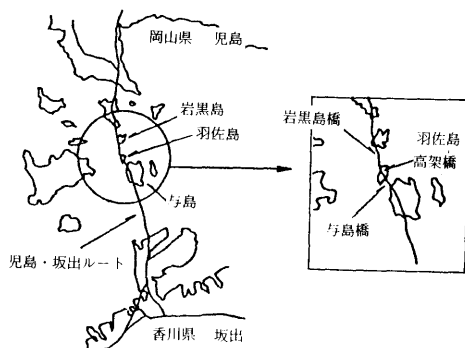


図-1 位置図

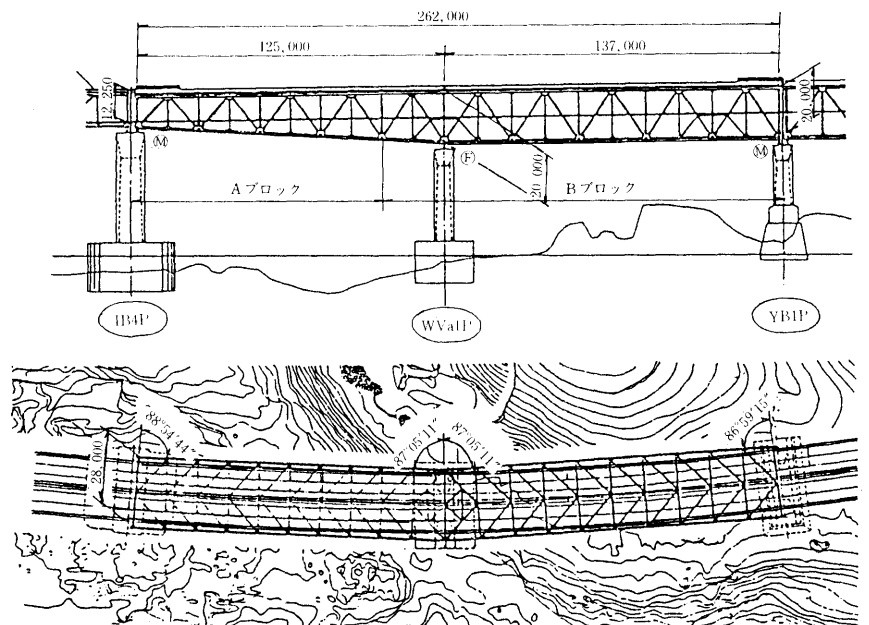
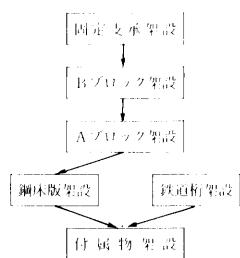


図-2 一般図

大ブロック架設は、Aブロック（8パネル）とBブロック（12パネル）の2ブロックに全体を分割して架設することとし、格点⑨下弦材添接部近隣に架設ヒンジを設けて、空中でジョイントする方法とした。（図－6）



図－3 架設順序

表－2 大ブロック重量内訳

項 目	Aブロック	Bブロック
主 橋 体	1783ton	3503ton
上路床組	170ton	489ton
下路床組	214ton	463ton
付 属 物 等	373ton	806ton
架 設 治 具	196ton	202ton
吊 具	218ton	377ton
合 計	2954ton	5840ton

鋼床版については、F C 船の吊能力と荷重バランスの関係で、全体の約4割しか搭載できなかったが、引き続きF C 船によって、パネル単位で架設を行っているところである。また、桁ジョイント部分の鉄道桁、公共添架桁、付属物等についても、既設鋼床版上よりトラックレーンにて架設することとしている。その後、点検補修用作業車の架設を行い、昭和62年5月までに全ての架設を終了させる予定である。

3. 準備工

3.1 測 量

本橋は、主桁の全量は大ブロックで架設するため、架設後に桁の方向を調整することは非常に困難であり、予め正確な位置出しをしておかなければならない。また、既に架設されている岩黒島橋との取り扱いについても確認しておく必要がある。

そこで本橋では、3基の橋脚に既に埋設されている6基のベDESTALフレームの中心点を渡海測量し、得られた観測値を基に網平均計算（フリーネット解法）という方法によって、大ブロック架設の基準となる点を設定した。この方法によれば、観測値と設計値との誤差について、二乗和最小または、総和零とするように平均計算を行い、一観測における観測誤差を取り除くことができるとともに、最も合理的な基準点を定めることができる。

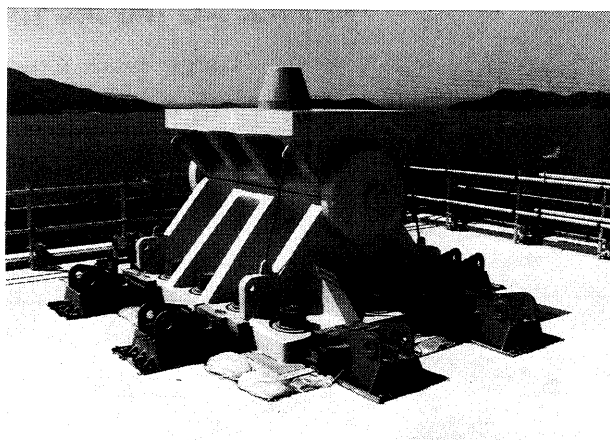
このように設定された基準点について、隣接工区と平面・水準について取り扱いを照査した結果、いずれも問題ないものと判断された。

3.2 固定支承架設

大ブロック架設に先立ち、中間支点であるWVa1P固定支承をF C 船により架設した。支承の架設は、測量によって定めた位置に据え付けたが、支承中心間隔については、桁の地組み精度、架設当日の温度影響に対応して、微調整が可能なように仮固定とした。なお、支承の固定は、アンカーボルト方式とした。

また、上沓天端には、大ブロックの落とし込み時のガイドの目的で、高さ385mmのテーパースポスを設け、架設

がスムーズに行えるよう配慮した（写真－1）。



写真－1 固定支承

（架設完了後の状況）

3.3 シンカー移設、深浅測量

今回の架設で使用するシンカーは、600 ton 5基、300 ton 2基である。それぞれ、横石島、岩黒島、羽佐島の各工事海域から、中間支承架設に引き続き、1600 t 吊F C 船を用いて移設を行った。

また、架設時にF C 船の吃水を確保するため、F C 船係留海域の水深を計測するとともに、転石の存在が予想された地点については、ダイバーによって調査し、架設に支障の無いことを確認した。同時に、F C 船を係留する羽佐島西仮締切前面において、1ヶ月にわたって潮位を観測し、架設当日の長時間にわたる係留に備えた。

3.4 ガイド材の設置

Aブロックの架設において、架設が先行のBブロックと岩黒島橋との間への差し込み架設となるため、そのクリアランスが両側の合計で約1.2mしかなく、F C 船の動揺を考えると架設は極めて困難であると判断された。

そこで本橋では、岩黒島橋とAブロックとの間にスライド構造のガイド材を取り付け、ガイド材に多少横圧を加えながら、スライドさせて差し込むという方法をとった。この方法によれば、ガイド材に横圧を与えているため、F C 船が少々動揺しても桁は動揺せず、Bブロックとのクリアランスは常に一定に保たれ、安全に差し込みができるという利点がある。なお、Bブロック側のクリアランスは、不測の事態に備えて500mmを確保した。

ガイド材の構造は、図－4に示すとおりであり、岩黒島橋側には、端横トラス垂直材を抱き込む形で取り付けたブラケット上に、H形鋼を利用したスライドレールを取り付けた。また、Aブロック側には、予め地組み場で端横トラス下横梁にダンパー付金具を取り付け、スライド面には、テフロン板を貼ることでスライドし易い構造とした。

また、ガイド材の設計にあたっては、F C 船フックと桁重心の常時偏心量を100mm、F C 船進入時のウィンチ操作による振れ量を1 mと仮定して、合計1.1mの偏心

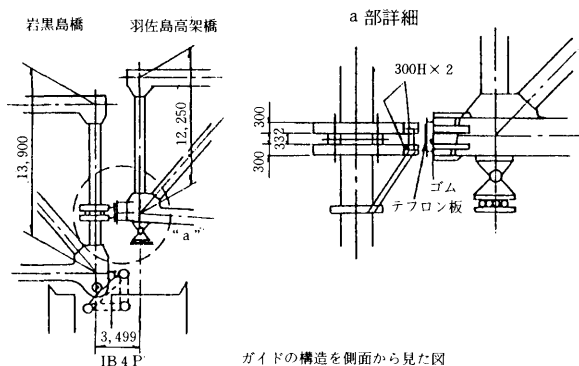


図-4 ガイド構造図

量で最大横圧が加わるものとした。この値を岩黒島橋端横トラス垂直材の許容耐荷力と照査した結果、十分に余裕があり、ガイド材の構造に無理のないことを確認した。

4. 大ブロック架設

4.1 地組立て

地組立ては、IHI 相生工場の岸壁にて、昭和60年7月より開始された。地組立ての方法としては、

- (1) 3～4パネル単位で平面組みした主構ブロックのF C船による立て起こし（1主構ブロック重量170～360 ton）。
- (2) 並行して面組みしておいた上・下横トラスの立て起こした2主構間への組入れ。
- (3) 横構、鉄道桁、管理路、鋼床版、付属物等の架設。
- (4) (1)～(3)の繰り返し。

という工程で行った。本橋は、主構が東西両面で40パネルあるが、主構の立て起こしは、これを12ブロックに分けて行った。

また、大ブロック架設における地組立ては、本来輸送、架設する部分だけを組立てればよいわけであるが、本橋では主構添接部、上路床組、下路床組等の全体を通しての取り扱いを確認する目的から、一部付属物を除く製作物全てを一体地組立てすることとした（写真-2）。

4.2 浜出し・輸送

浜出しは、6月4日にBブロック、続いて12日にAブロックを行った。F C船は、Bブロックを3000 t吊の「武蔵」と3500 t吊の「第50吉田号」の相吊り、Aブ

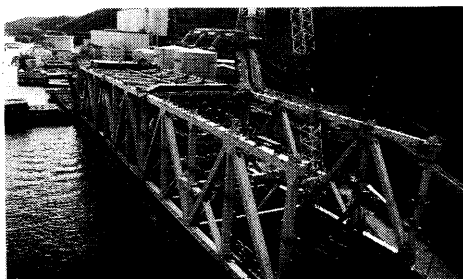


写真-2 地組立て状況

（大ブロック地組立ての状況（IHI 相生）下構トラス架設

ロックを「武蔵」によった。また、相生から羽佐島現地までの輸送は、両ブロックとも16000 t積D/Bを用いた。

Bブロックの浜出しにおいては、架設当日と同じF C船による相吊りであることから、作業時の管理項目、基準を架設時と同じとし、相吊り架設に備えた。特にF C船相互のずれに対しては、両船間に間隔保持のための台船をはさみ込み、両F C船をこの台船で連結させることで万全を期した。

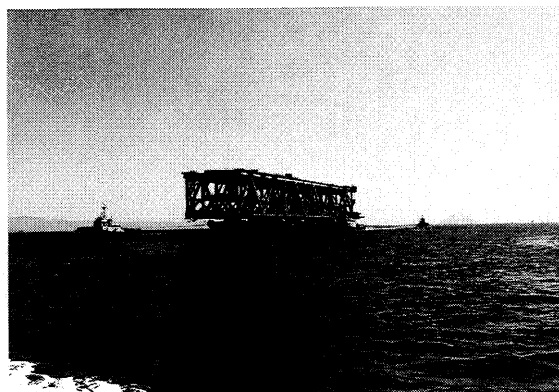


写真-3 Bブロック輸送

また、Aブロックの浜出しでは、架設工程の都合で「武蔵」を用いたが、桁を台船に搭載するための勾配調整の際に、フック反力にアンバランスが生じ、1フック当たりの吊り上げ能力750 tonを超過することが予想された。そこで、「武蔵」のフックの改造と桁の重心を調整することで、フック反力のバランスをとり、これに対処した。すなわち、フックの改造については、フックをはずしたかわりに滑車を取り付けることで、その重量の差分だけ吊重量をかせぎ、桁の重心については、既設鋼床版1パネル降下と30 tonカウンターウェイト搭載を同時に行うことで調整を行うという方法によった。このフック改造に伴う吊能力の増加は、1フック当たり約14tonとなった。

なお、架設時にも勾配調整の必要があるが、「第50吉田号」を用いて架設を行うため、フック能力に余裕があるので、Aブロックを台船に搭載した後、カウンターウェイト撤去とともに、降下しておいた鋼床版についてももとどおり搭載した。

表-3 大ブロック工程

日	(6月) 1・・④ 5・・⑨ 10・⑫・15 ⑯・・20	備 考
相生工場	○ a c	a : 吊具設備
架設現場	△ b d e f	b : 艀装
坂出瀬居	□ ⑧ ⑨ ⑪ ⑬ ⑭ ⑮ ⑰ ⑱ ⑲ ⑳	c : ①浜出し準備
		d : 架台移設
		e : 吊具取替
		f : ①浜出し後作業

4.3 A・Bブロック架設

6月9日、薄明とともにBブロックの架設が開始された。F C船、台船はそれぞれ前日までに架設現場である羽佐島西岸へ曳航、係留され、吊具を橋体へ取り付けた後、30%の負荷をかけた状態で仮泊を行った。使用したF C船は、浜出し時と同じ「武蔵」、「第50吉田号」による相吊りとし、間隔保持のための台船も同様に配置した(写真-4)。

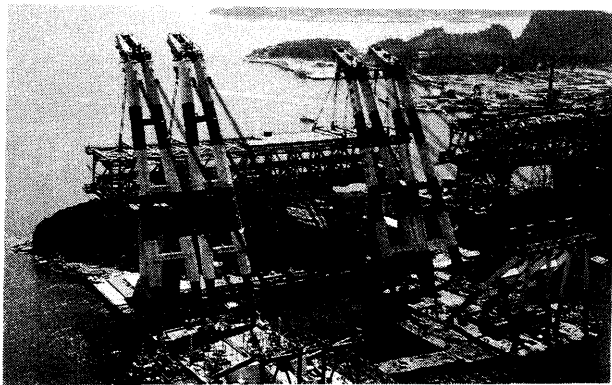


写真-4 Bブロック架設

(右は与島橋、F Cは右が武蔵、左が50吉田。F C間には間隔保持の台船が配置されている)

本橋は、中間支点が固定支承、両端が可動支承の構造となっているが、可動支承については予め地組み場で桁に取り付けておき、桁と一緒に架設する方法をとった。支承とペダスタルフレームとの固定は、アンカーボルトによらず、支承底板の全周をペダスタルフレームに溶接で固定する方式とし、ペダスタルフレームの据え付け誤差、桁の製作誤差を吸収させるようにした(図-5)。

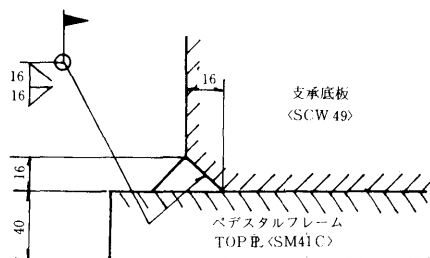


図-5 支承開先図

架設作業は、次のようなステップで行われた。

- (1) 桁を水切り、WVa1P、YB1P 橋脚上へ前進。
- (2) 予め据え付けられている WVa1P 固定支承のボスへ桁をセット、固定支承側F C船の荷重を20%解放。
- (3) YB1P ペダスタルフレーム上へ可動支承を概略の位置へ降下させ、同様に可動支承側F C船の荷重を20%解放。
- (4) 可動支承底板をジャッキで調整、ペダスタルフレーム上の基準線に支承を合わせる。

- (5) 両方のF C船の荷重を全て解放。

当日は、天候に恵まれたせいもあり、極めて順調に終えることができた。架設精度も、支承位置を微調整したため、基準線に対してほぼ0mmとすることができた。

また、架設終了後にBブロック主構のキャンパー測定を行い、Aブロック架設に備えた。これは、Aブロック架設時の主構を添接する際に、キャンパーによってBブロックのAブロック側上・下弦材の勾配が変化するため、場合によっては添接作業に支障をきたす恐れがあるからである。結果は、若干キャンパーが残った形となったが、添接作業に支障を与えるまでには至らなかった。

続いて、6月16日にAブロックの架設を「第50吉田号」を用いて行った。当日の天候はあいにく小雨模様となったが、視界、風ともに作業には支障ないものと判断された。架設作業は、Bブロックと同様に前日までにF C船、台船の係留をすませ、30%までの負荷をかけた状態で仮泊を行った。当日はまず、桁を台船より水切り、横移動、前進させた後、ガイド材3m手前で一旦停止させた。そこで桁の軸線決め、およびクリアランスのチェックを行い、差し込みに問題のないことを確認した。そして桁をゆっくり前進させ、Aブロック側の最初のガイド材がガイドレールに接触した段階で再び停止、F C船をわずかに岩黒橋へ寄せ、ガイド材に横圧を与えると同時に、再び微速で前進、差し込みを始めた(写真-5)。

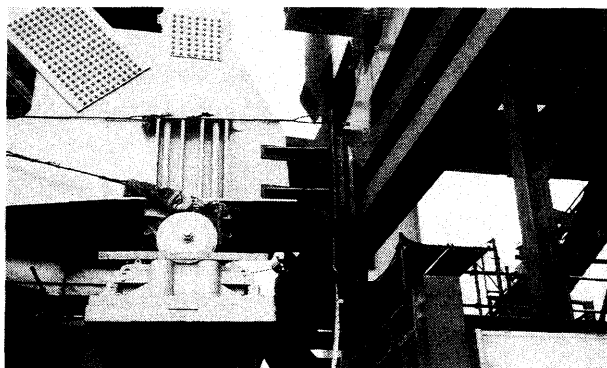


写真-5 架設ガイド

(左が羽佐高架、右が岩黒。岩黒側スライドレール上に羽佐側ガイド材ならっている。写真奥から手前に桁を差し込んでいる)

桁の差し込み中は、常にガイド材の接触状態を監視して、ガイド材が離れることのないよう、また過度に横圧がかからぬよう慎重に差し込みを行った。また、Bブロック側のクリアランスも常に監視し、異常のないことを確認した。ガイド材とガイドレールとのスライドも予想以上に滑らかであり、期待どおりの効果を得ることができた。差し込み開始から主構中心間隔28mを差し込み完了するまでに、約1時間を要した。差し込み完了後は、桁の振れ止め索を設置、Bブロック側へセッティングを開始した。

本橋のA・Bブロックの添接は、前にも述べたように

架設ヒンジを利用して行うものであるが、これは既設Bブロック下弦材上のピン受け部分に、Aブロック側のピンを落とし込むことでセッティングを行った(図-6)。また、ピンを落とし込んだだけでは、FC船の動揺によってピンはずれる恐れがあるため、ヒンジ部分に100 tonの荷重をあずけた状態で、主構および横構にドットピンを打ち込むとともにボルト締めを行った。その後、Bブロック架設と同様に、IB4P可動支承をペダスタルフレーム上にセット、位置調整ののち荷重解放を行い、架設を終了させた。

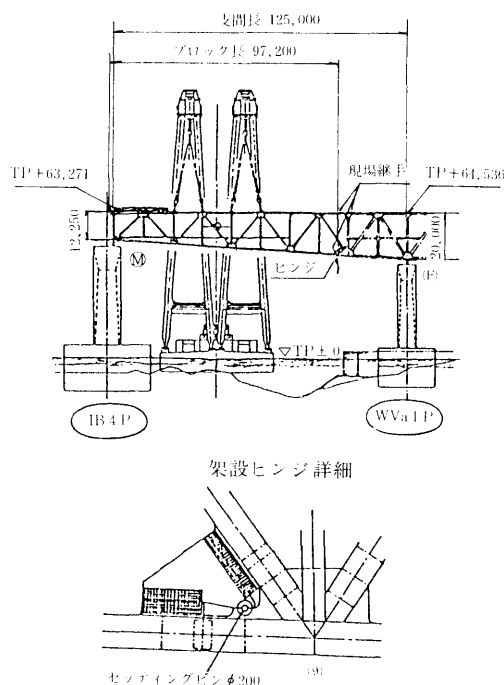


図-6 Aブロック架設要領図

表-4 管理項目及び基準

管 理 項 目		管理基準	許 容 値	備 考
フック荷重	武 蔵	±15 ton	±15 ton	各計画負荷荷重段階附 (30, 50, 80, 90, 95%)
	吉 田 号	±20 ton	±20 ton	
合 計 負 荷 荷 重	武 蔵	100%	105%	同 上
	吉 田 号	100%	105%	
F C 船の相対ずれ		1 m	2 m	移動10m毎に確認
巻上げ高さ相対差		0.5 m	1 m	吉田号が武蔵に合わせる
フック芯の ず れ	橋軸直角 方 向	10 cm	20 cm	アウトリーチ測定による誘導
	橋軸方向	10 cm	20 cm	目標物による操船

なお、本橋の浜出し、架設時のFC船作業の管理項目、基準を表-4に示しておく。

5. あとがき

本橋は、Bブロック・Aブロックと2回の大ブロック架設を連続して行ったため、Bブロックの浜出し準備から、Aブロックの架設終了まで約20日間という非常にロングランな架設となった。また、わずか一週間という短い間隔で、2回の大ブロック架設を行うというハードスケジュールでもあった。

架設期間中は、工程の余裕を見込んでいなかったため、6月という季節から工程の遅延は必至とみられたが、多少の小雨に見舞われた程度で、1日の遅れもなく無事終了することができた。

最後に、長期間にわたって周到な準備作業に携わり、今回の大ブロック架設を無事終了させた関係者一同に深く感謝の意を表します。

南北備讃瀬戸大橋補剛桁の 溶接施工性試験(第二報)

Trial Fabrication Report for South and North
Bisan-Seto Bridges (The 2nd report)

鳴門管理事務所 橋梁技術課長
(前)坂出工事事務所 第五工事長

成 井 信
Shin Narui

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋補剛桁の製作に際し、実施施工を行う上での製作要領及び品質管理要領の妥当性の検証を行うため表-1に示すように各種試験体の製作試験を行い、中間支点部下弦材試験体及び主構上下弦材試験体の製作試験結果については、既に第1報¹⁾で報告した。

そこで、本文では、以下に示す5種類の試験体の製作試験結果について報告する。

- (1) 主構弦材レデュース部材試験体
- (2) 主構端支点下弦材試験体
- (3) 一般部ハンガーブラケット試験体
- (4) センタースティ部ハンガーブラケット試験体
- (5) 主横トラス下弦材試験体

なお、それぞれの試験体の対象部位を図-1に示す。

2. 主構弦材レデュース部材試験体の製作

2.1 試験目的

南北備讃の補剛桁は、連続補剛桁形式を採用しているが、塔近傍の主構上下弦材の断面力は、一般部の断面力に比べ非常に大きくなり、しかも塔近傍で急変している。そこで、この断面

表-1 南北備讃で実施した製作試験体

(単位:体)

試験体の種類	中間支点部下弦材	主構上下弦材	主構弦材レデュース部材	主構端支点下弦材	一般部ハンガーブラケット	センタースティ部ハンガーブラケット	主横トラス下弦材
製作数量	南備讃 2	4	1	0	1	1	1
	北備讃 2	4	1	1	3	1	1
備考	報告済			今回の報告範囲			

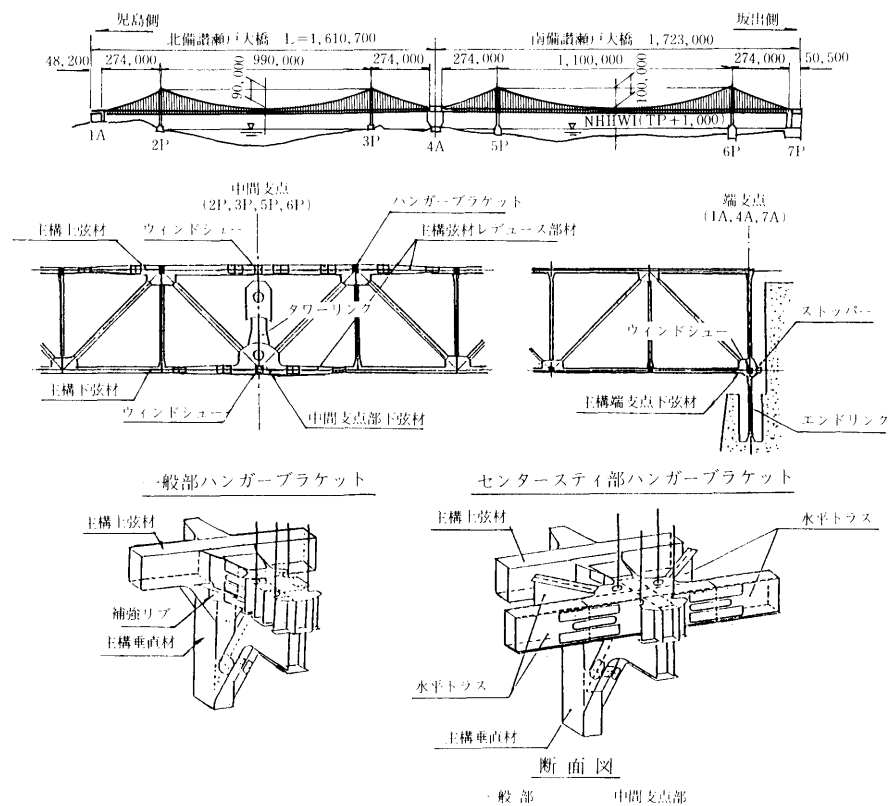


図-1 各試験体の対象部位

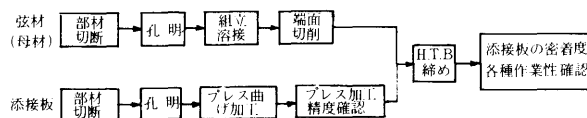
力に抵抗出来るようにするため、塔近傍の主構上下弦材は一格点内で断面寸法を変化させる構造で計画された。これらの部材は、いずれも調質高張力鋼を使用しており、疲労設計上特AまたはAランクの品質が要求される部材であり、この構造では、ナックル部付近のルートギャップの管理や、溶接線の連続性を確保するうえで問題点が多く、要求品質を満たすことが非常に困難となる。

そこで、ナックル部に新たな高力ボルト継手（H・B・T）を設けることによって、この問題に対処することにした。この方法によれば、部材は三分割されるが、平行及びテーパの直線部材となるため製作が容易となる。

しかし、ナックル部で添接板が角折れすることによる母材との密着性、密閉ダイヤフラムの溶接施工性、あるいはジョイント内の塗装作業等に問題が残る。また、弦材に軸力が作用すると、ナックル部には面外力が働くため、これに抵抗する変形防止用ダイヤフラムを新たに設けたが、このダイヤフラムの継手の施工性も問題となった。

そこで、南北備讃として2体の施工試験体を製作してこれらの問題点の有無を確認した。

2.2 試験体形状と製作手順



図－3 試験体の製作手順

試験体形状を図－2に示す。いずれの試験体も最大角折れ部を参考にしており、そのうち1体は拡大テーパ部（同図－A）、もう一体は縮小テーパ部（同図－B）である。

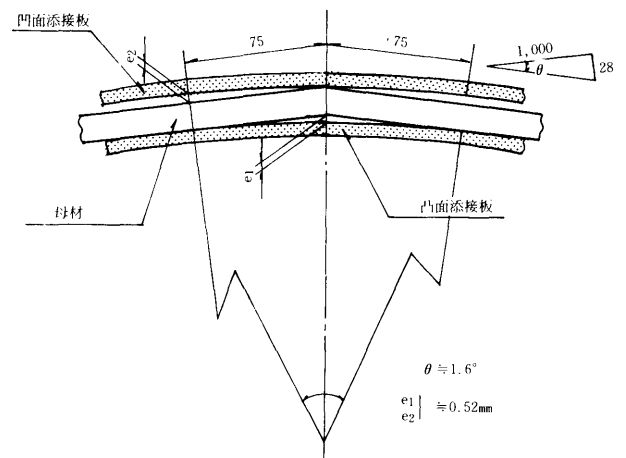
試験体の製作手順の概要を図－3に示す。

2.3 添接板の曲げ加工

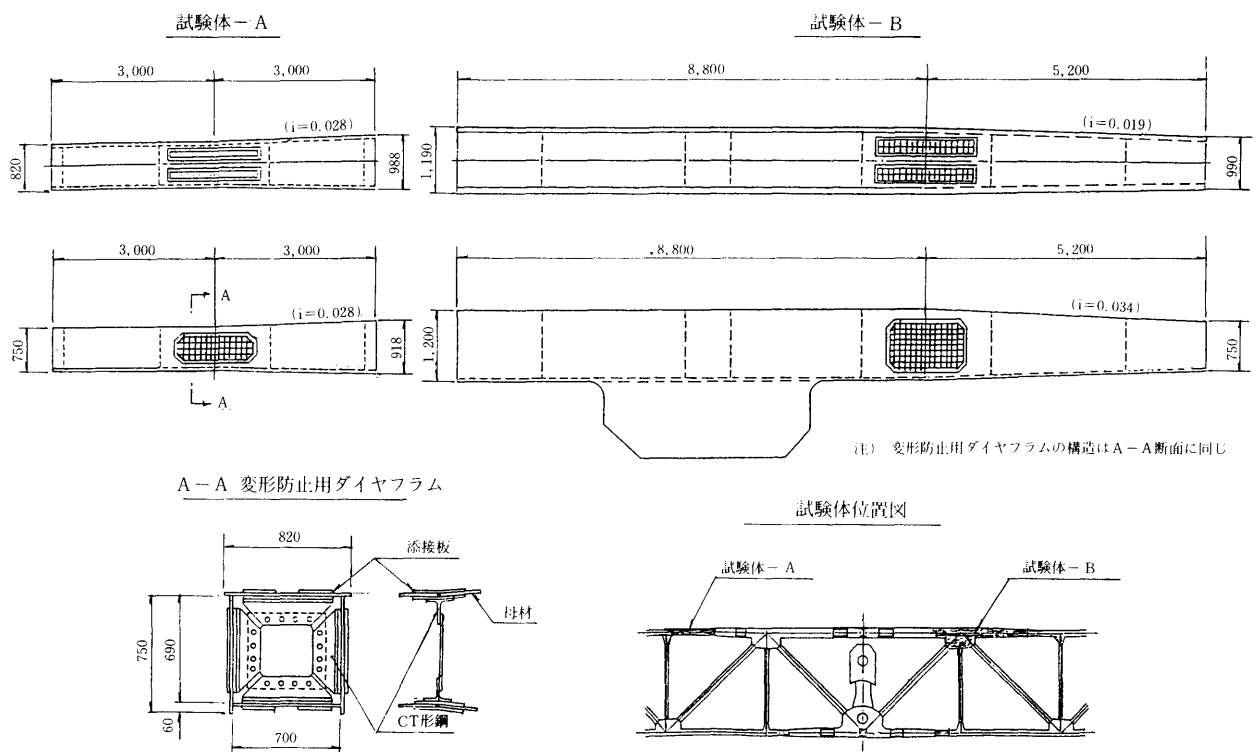
2.3.1 ナックル部の肌すき

添接板を曲げスパン150mmで曲げ加工した場合の、母材との計算上の肌すきを図－4に示す。肌すき量は、0.5mm程度で、H・T・Bを締付ける事によって十分密着できる量である。なお、添接板の曲げ加工は、500トンプレスで行い、変形防止用ダイヤフラムのC・T鋼はプレスとガス炎加熱法の併用で行った。

2.3.2 添接板の曲げ加工精度



図－4 添接板角折れ部の肌すき



図－2 主構弦材レデュース部材試験体

添接板の曲げ加工精度は、曲げ度型を当て、すき間をスキマゲージで確認した。

なお、試験体-Bの添接板は、プレス加工の誤差を添接板の両端に出して、ボルト締付け時の密着を良くするため、曲げ度合を調整した。つまり、凸側の添接板は、計算上（標準）より少し「弱く」、凹側の添接板は少し「強く」プレスし曲げ加工した。

この結果、添接板の曲げ度合が標準の場合では、曲げ度型とのすき間はすべて0.2mm以下に入っており、プレス加工の精度としては、良好であった。曲げ度合を調整した添接板では端部もしくは中央で約0.5mmのすき間が生じた。

2.4 添接板の密着性

添接板の密着性は、添接板周囲よりスキマゲージで確認した。また、全体孔数の約半分に当るボルト孔に高力ボルトを挿入し締付け、残りの非挿入孔の密着性を目視で確認した。

その結果、いずれの試験体においても、すべて0.1mmのスキマゲージが入らず、密着していることが確認された。一方、ボルトの非挿入孔では、数箇所0.1から0.2mmのすき間が観察されたが、これらの箇所も、ボルトを締めた後には、密着すると考えられる。

なお、添接板の曲げ度合が標準の場合と調整した場合とでは、ボルト締付け後のすき間についての差異はなかった。

また、貫通ゲージで孔の通りについての確認を行ったが問題はなかった。

ウェブ面の密着度の状況を写真-1に示す。

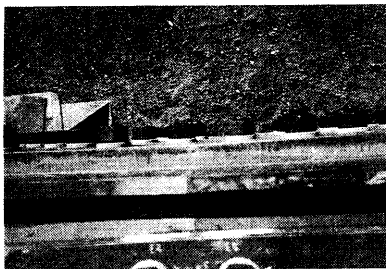


写真-1
ウェブ面の密着度の
状況

2.5 各種作業の施工性

この継手は、工場又は現場で一本の部材に接合されるが、その際、変形防止用ダイヤフラムのH.T.Bの弦材内部での締付け作業（写真-2）、密閉ダイヤフラムの溶接作業、さらには継手の塗装作業がある。いずれも作業空間は狭く、条件は厳しいが、施工は十分可能である事を確認した。

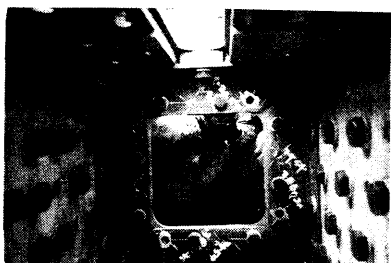


写真-2
弦材内部でのH.T.Bの
締付け作業

2.6 主構弦材レデュース部材の製作のまとめ

以上の結果、弦材内部の作業空間は狭いものの、いずれの作業においても健全な施工は十分可能であり、添接板の曲げ加工精度及び母材との密着についても良好な結果であった。

これらのことから、調質高張力鋼を用いた断面変化を有する弦材の製作にあたり、ナックル部に高力ボルト継手を設ける方法は非常に有効であると判断し、実部材においてもこの構造形式を用いることとした。

3. 主構端支点下弦材試験体の製作

3.1 試験目的

端支点部は端主構トラスの取付け仕口のほか、エンドリンクシュウ受け部とウィンドシュウ受け部が取付く構造となっている。したがって、弦材自体のかど溶接の施工とともに、内面補強材の狭隘箇所の溶接施工性の確認とシュウの支圧板の平坦度（溶接ひずみ量）を確認するために試験体を製作した。

3.2 試験体形状

端支点部試験体の形状を図-5に示す。材質は調質高張力鋼（SM58）を使用した。

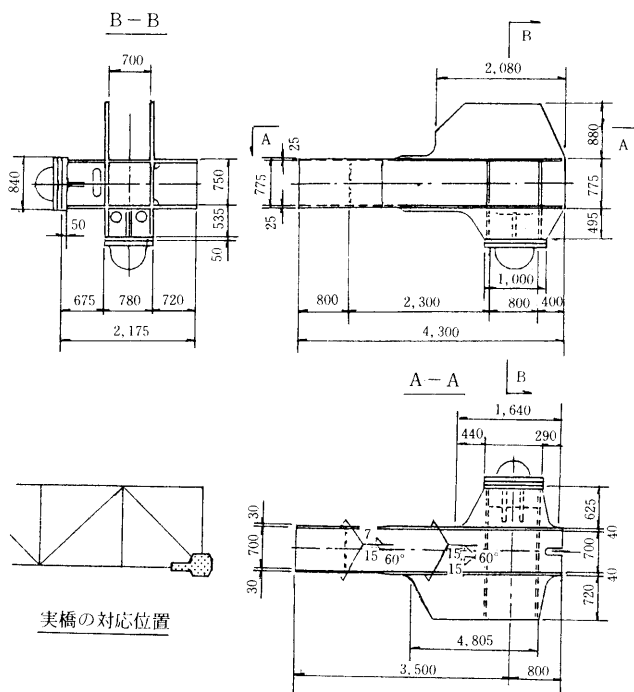


図-5 主構端支点下弦材試験体

3.3 製作手順

試験体の製作は、図-6に示すような手順で行った。

端支点部試験体は、主構のウェブが格点ガセットを兼ねて大きいため、弦材本体を横組みした後かど溶接まで完了させてから、エンドリンクシュウ受けの内部補強材及びウィンドシュウ受け部をそれぞれ組立・溶接したものを本体に取付けた。端主横トラスの仕口は単材ごとに弦材に取付け溶接をした。エンドリンクシュウ受け部の

弦材への取付状況を写真-3に示す。

なお、弦材のかど溶接部は要求品質を確保するため先に報告した製作要領¹⁾に基づき施工した。

3.4 試験体製作結果

3.4.1 弦材組立後の開先精度

既報のように、弦材のかど溶接部において要求品質を満足させるためには、組立後の開先精度と清浄度及び溶接条件が重要な因子であるが、本試験では、開先精度は図-7に示す通り良好であった。

3.4.2 自動超音波探傷試験 (A.U.T) による欠陥と破面欠陥の対比

A.U.Tにより検出された欠陥とその箇所の破面試験を行って対比した結果を図-8に示す。

ルート部欠陥はすべて領域Ⅱ¹⁾以下であった。

3.4.3 シュー受け支圧板の平坦度

溶接ひずみ矯正後に測定したエンドリンクシュー受け及びウィンドシュー受けの支圧板の平坦度は図-9に示す通りで、最大1.7mmであった。測定方法は縦横、対角にストレートエッジを当て、ひずみによる支圧面の凹凸をスキマゲージで測定した。

3.5 試験体製作結果の反映

エンドリンクシュー受け及びウィンドシュー受けの支圧板の製作変形量は前述したように比較的小きな値であったが、より一層の精度向上を図るため、実橋では板厚に5mm余裕を見込み溶接後にひずみを除去するため切削仕上げを行うことにした。その他の製作方法について



写真-3 エンドリンクシュー受け部の取付け

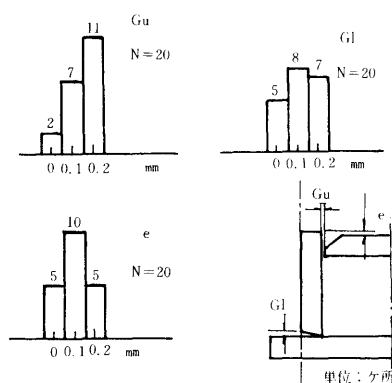


図-7 弦材かど溶接部開先精度 (組立後)

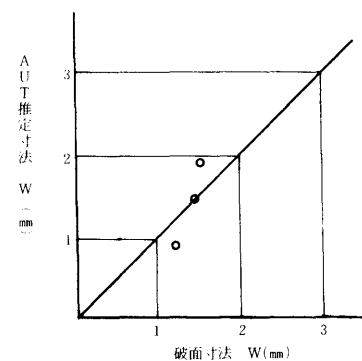


図-8 A.U.T 検出欠陥と破面欠陥の対比

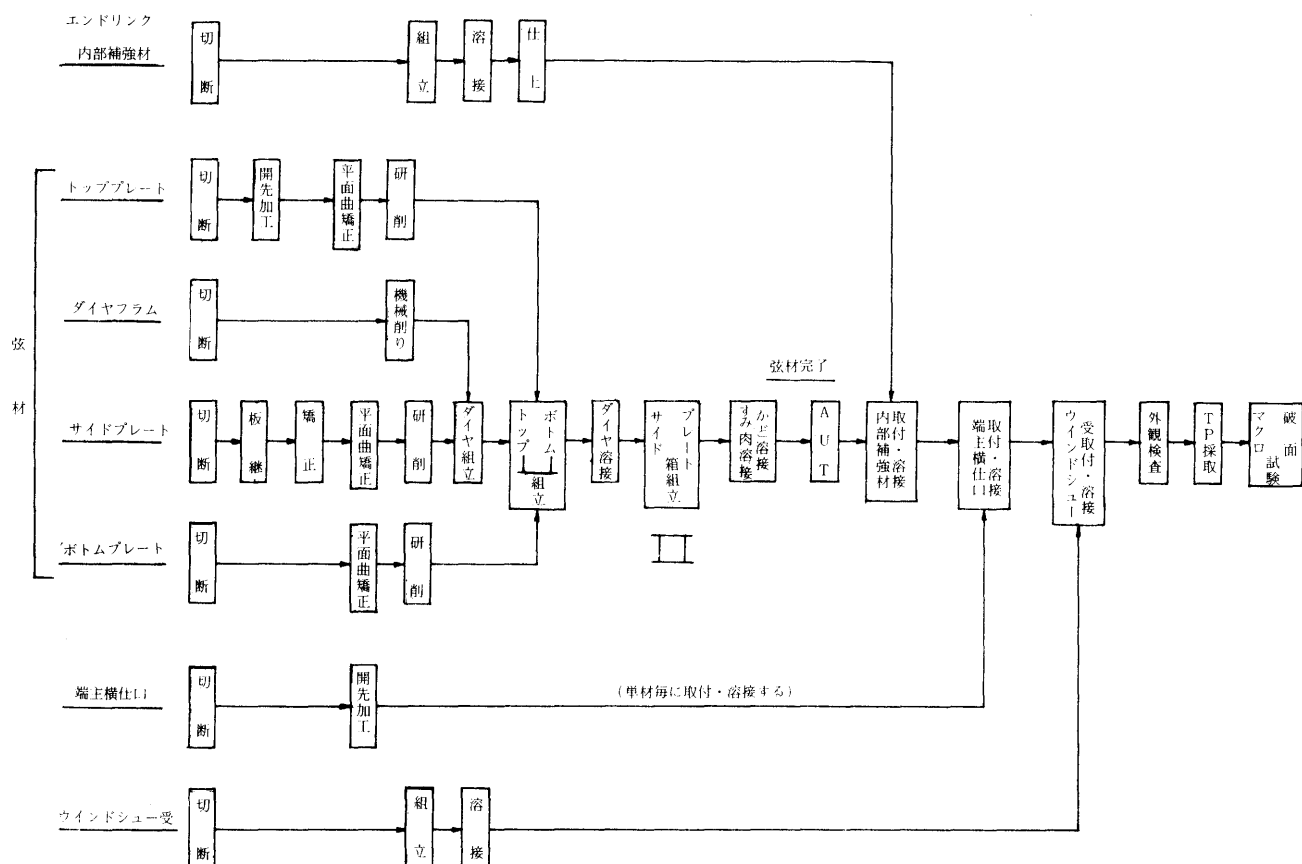
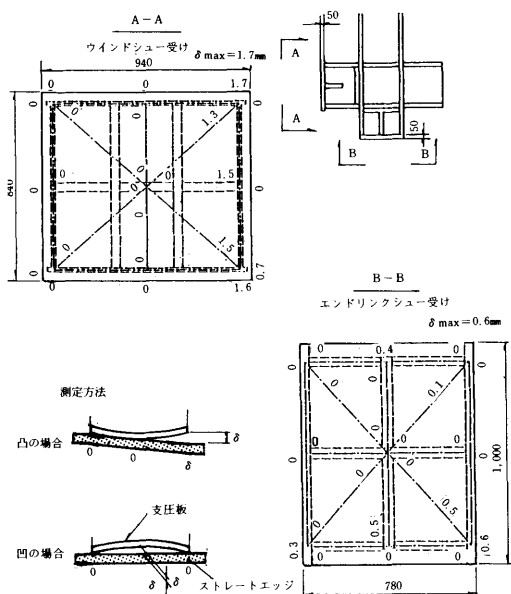
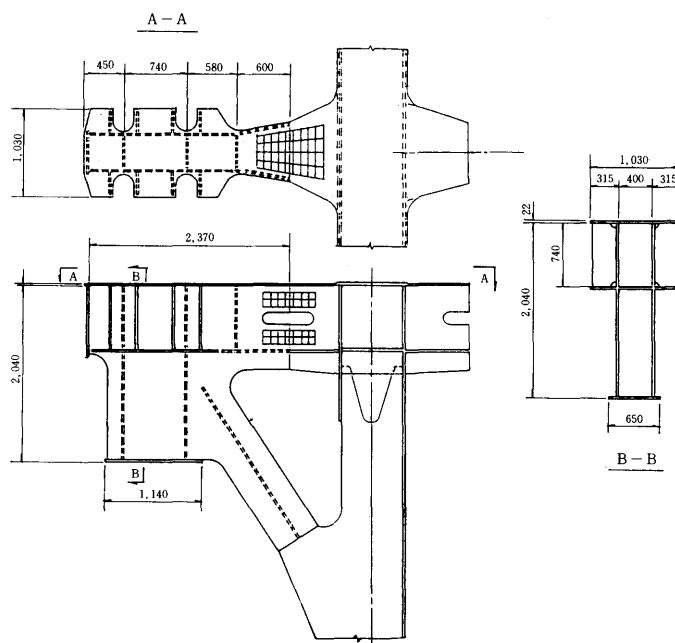


図-6 試験体の製作手順



図－9 シュー受け支圧板の平坦度測定結果



図－10 一般部ハンガーブラケット試験体形状

は、特に問題点がみられなかった。

4. 一般部ハンガーブラケット試験体の製作

4.1 試験目的及び試験体形状

南北備讃では、補剛桁に作用する荷重をケーブルに直接伝達する重要な役割を果たすハンガー定着部にハンガーブラケット構造が初めて採用された。

本部材は、構造的に複雑であり、極めて狭隘な溶接箇所があり、そのうえ高い溶接品質と厳しい製作精度が要求されている。

そこで、実物大の試験体を製作し、狭隘溶接部の作業性及び健全性ならびに製作精度の確認を行った。

図－10に施工試験体の形状を示す。

4.2 製作手順

試験体の製作手順を図－11に示すが、試験体の製作にあたっては、狭隘溶接部の作業性の向上及び製作精度確保のため、下記のような点に留意して施工した。

- (1) 組立は横組方法とする。
- (2) 必要に応じダイヤフラムの切削加工を行う。
- (3) 溶け込み深さ等を考慮し、ガスシールドアーク溶接と手溶接を併用する。
- (4) 下向、水平姿勢による溶接を原則とし、狭隘部での作業性を考慮し、一部立向き姿勢で溶接する。

4.3 試験体製作結果

4.3.1 狭隘溶接部の作業性および健全性

狭隘部の溶接状況は写真－4に示すように厳しい作業環境であったが、溶接方法、溶接姿勢及び運棒方法を考慮することにより要求品質を満足する健全な溶接部を得ることが確認できた。

4.3.2 製作精度

試験体の全景を写真－5に、製作精度測定結果の1例を表－2に示す。この結果によれば、斜材部の変形収縮量がやや大きく、これ以外の箇所は、特に問題となるような溶接による変形は生じていなかった。

4.4 試験体製作結果の反映

以上述べたように一般部ハンガーブラケット施工試験体の製作を通し本試験に適用された施工法は、ハンガーブラケットの所要の製作精度と溶接品質をおおむね満足するものであることが確認できた。また、これらの結果を踏まえ、実橋部材製作に際し、製品精度のより一層の向上を図るため、以下に述べるような対策を施して施工することにした。

- (1) 図－12に示すように溶接による収縮を考慮し、縮み代を設ける。
- (2) 部材精度確保のためウェブは板継ぎ溶接後二次切断を行う。
- (3) ダイヤフラムは全て4周切削加工を行う。
- (4) 上フランジに溶接変形に対応した逆歪を設ける。
- (5) 組立、溶接に際しては、変形量を最小限にするため、正確に加工した治具と連結した状態で施工する。
- (6) 垂直材との取合部の孔加工は、サブサイズとし、後でリーマ通しをする方法や溶接完了後孔明を行う等の方法を用いる。
- (7) ケーブル定着部の円弧切欠部は、溶接中の変形を防止するために切り止めをし、溶接完了後切断する。
- (8) より良好な溶接姿勢を得るため、部材のハンドリングが多くなるが、無傷クランプを使用するなどして、傷の発生防止を図る。

5. センタースティ部ハンガーブラケット試験体の製作

5.1 試験目的及び試験体形状

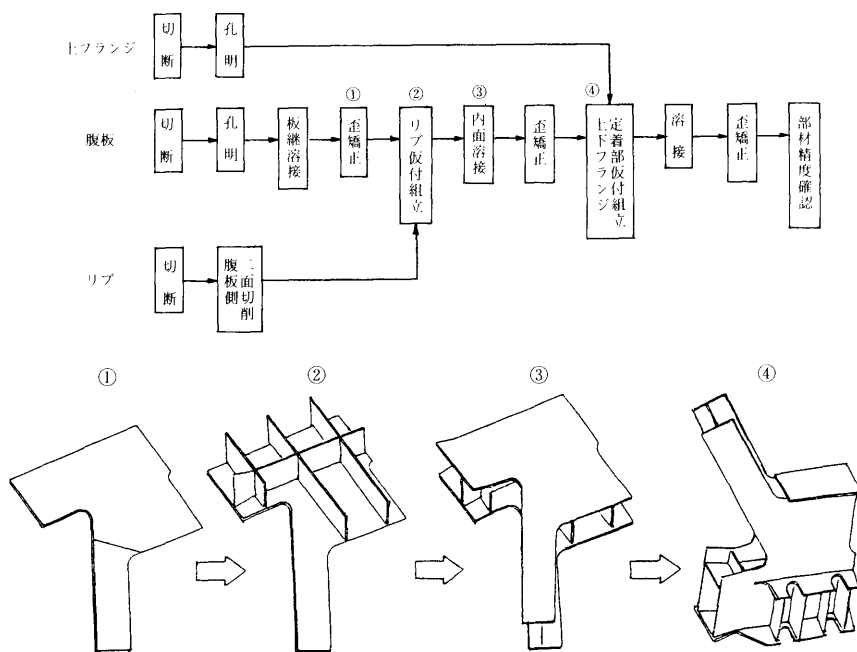
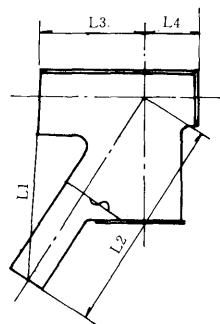


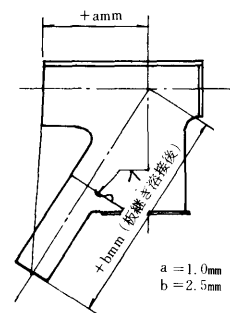
図-11 試験体の製作手順

表-2 試験体の製作精度



記号	基準値	製作誤差
L 1	2,508	-3.0
L 2	2,999	-2.5
L 3	1,550	-1.0
L 4	820	± 0

図-12 実橋部材への反映例



センタースティ部のハンガーブラケットは、センタースティ水平トラスとの取合いのためハンガーの下フランジがウェブを貫通しており、一般部のハンガーブラケットと構造が異なり組立て手順も変わる。また、狭隘溶接箇所もあることから、溶接作業の困難が予想された。

そこで、溶接の施工性、健全性及び製作精度を確認するため、施工試験体を製作した。

試験体の形状を図-13に示す。

5.2 製作手順

本試験体の製作に先立ち、狭隘箇所の溶接作業性の確認を行うため、ベニヤ板で該当箇所の実物大模型を製作して事前検討を行い、表-3に示すような製作要領を得て、図-14に示す手順で製作した。

5.3 試験体製作結果

5.3.1 狭隘部の溶接作業性及び健全性

狭隘部での溶接作業環境は厳しいものの、反転方法を考慮し、丁寧に施工することにより要求品質を満足する溶接部を得ることができた。また、狭隘部での溶接作業

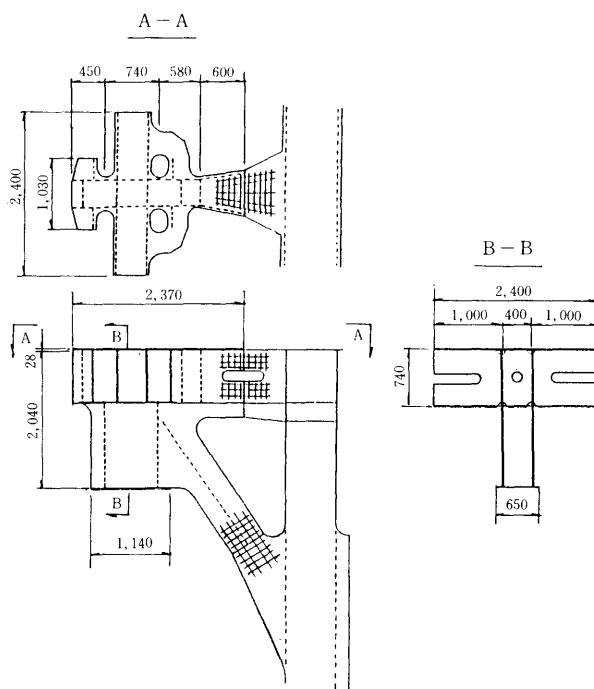


図-13 センタースティ部ハンガーブラケット試験体

写真-4
狭隘部溶接状況

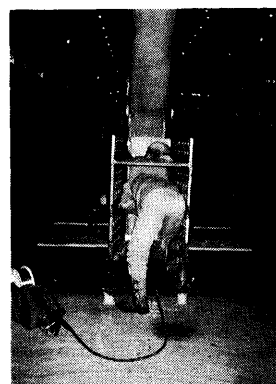


写真-5 試験体全景



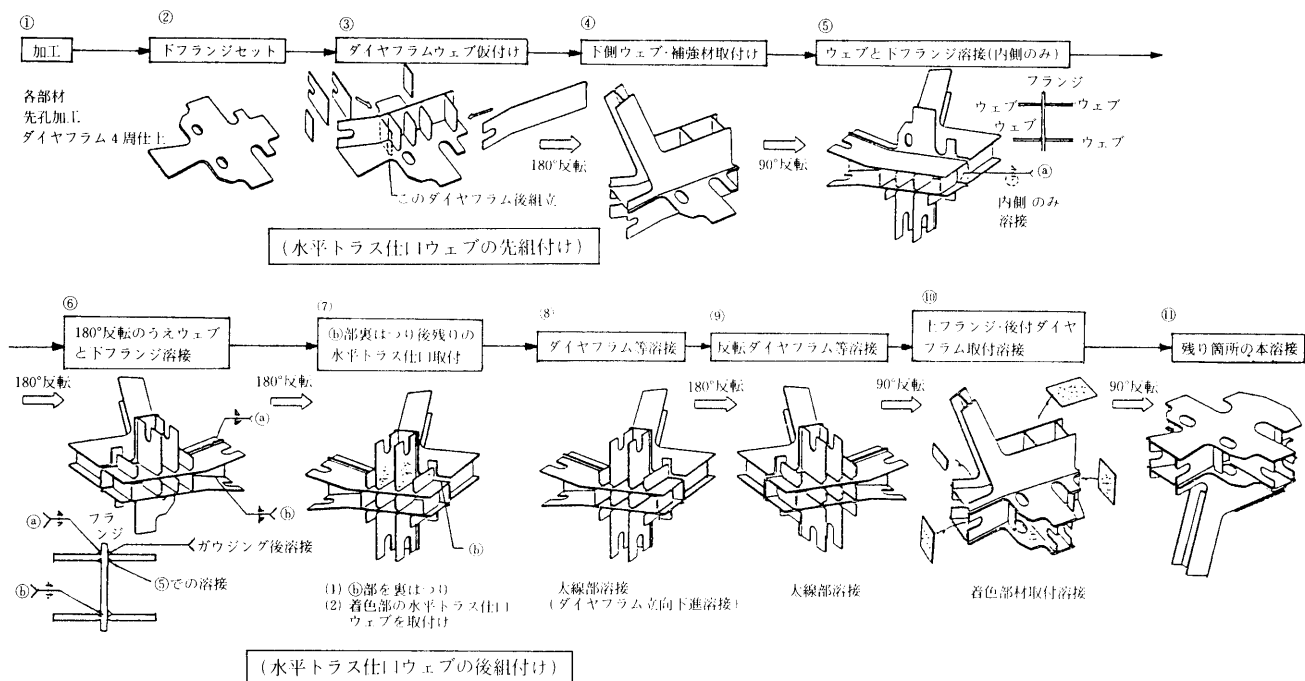


図-14 試験体製作手順

表-3 製作要領の概要

製作要領の概要	
1. 組立要領	
(1)	ダイヤフラムは、4周切削加工を行う。
(2)	組立ては、下フランジを基準とし、立組立方法とする。
(3)	水平トラス仕口ウェブは、先組付けと後組付けの両方法を行い、作業性を比較検討する。
(4)	溶接狭隙部を少なくするため、一部小物を後組付けとする。
2. 溶接施工	
(1)	水平姿勢による溶接を原則とする。
(2)	CO ₂ 半自動溶接および手溶接を併用する。

性をより向上させるため、一部でスカラップの追加、またスカラップ形状の変更や、開先形状の変更を行うことが望ましいことがわかった。

5.3.2 製作精度

製作精度測定結果を図-15に示す。溶接による変形の傾向は一般部ハンガーブラケットと同様に、斜材部に少し収縮が生じることがわかったため、この値を実橋部材の製作に反映することにした。その他の部材精度は良好であった。

5.4 試験体製作結果の反映

これらの結果をもとに、詳細設計あるいは実橋部材の工場製作に以下の事項を反映することにした。

- (1) ウェブと下フランジの完全溶込み溶接線に交わるダイヤフラムのスカラップが小さいため、溶接作業を改善する目的で、図-16に示すようにスカラップの形状を変更した。さらに下フランジ下側のダイヤフラムにスカラップを追加した。
- (2) 水平トラス下フランジとハンガーブラケットウェブとの完全溶込み溶接部の開先形状を図-17に示す

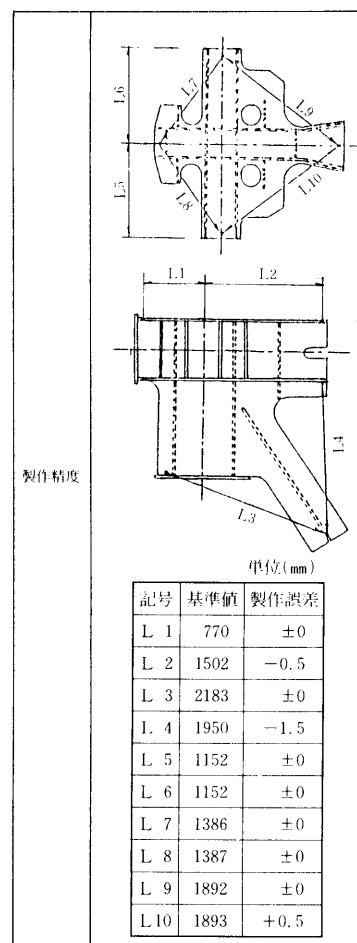


図-15 試験体の製作精度

ように変更した。これは、作業者が内側の溶接をする場合、現状では開先底部の状況が見えにくく、作業が不確実になりやすいので同図のように改善した。

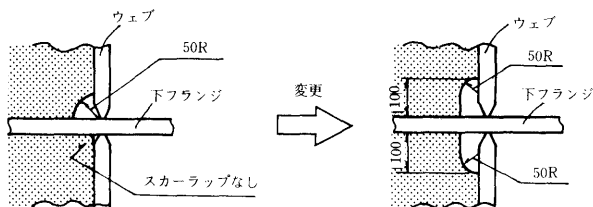


図-16 スカーラップの追加・変更

- (3) 水平トラス仕口ウェブの組付けは、後組付けとする。これは先組付けの場合、上記(2)項の完全溶込み溶接部の裏はつき作業が困難となるためである。
- (4) 溶接に伴う斜材の収縮を吸収するため、図-18に示すように、縮み代を設ける。

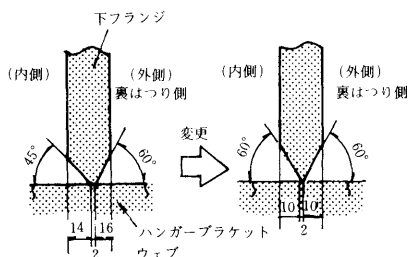


図-17 開先形状の変更

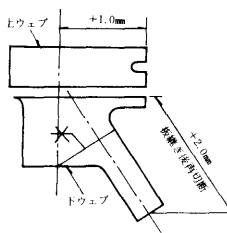


図-18 実橋部材への寸法反映例

- (5) 下フランジとウェブの完全溶込み溶接部は、溶接の品質を確認するため超音波探傷検査（手探傷）を行う（図-19）。

6. 主横トラス下弦材試験体の製作

6.1 試験目的

鉄道縦桁が直接載る主横トラス下弦材は、非調質鋼

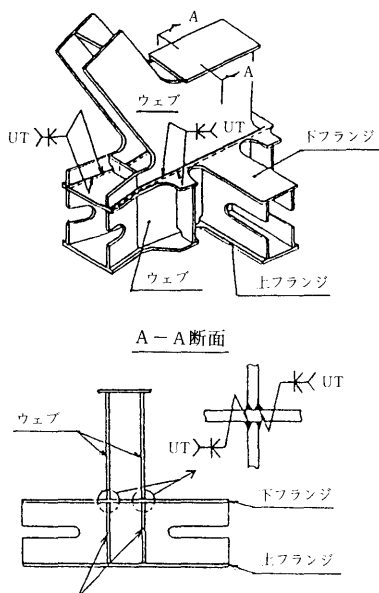


図-19 超音波探傷試験対象箇所

(SM50Y) が使用されているものの、長尺部材であり上フランジ側に多くの鉄道桁受台及び管理路桁受台が取り付け、上フランジ側の溶接量が下フランジ側に比べて多いことにより、大きな縦曲り（逆カンバー）の発生が予想される。また、箱断面内及び台座取付面は狭隘溶接部となるのに加え、一部ダイヤフラムのすみ肉溶接には、設計上、その止端形状の管理（ θ 管理）が要求されている。それゆえ問題点の抽出とその対策のために、2体の試験体を異なる組立方法で製作した。

6.2 主な検討項目

主横トラス下弦材施工試験体の形状を図-20に示すが、その主な検討課題は以下に示すようなものである。

- (1) 組立精度：特にかど継手のルートギャップが管理目標値を満足することを確認する。
- (2) 組立、溶接手順：狭隘部での溶接作業を少なくし、健全な溶接部を得るための組立、溶接手順を確立する。
- (3) 溶接による部材の変形とその対策：箱桁上、下フランジの溶接量の差に起因する変形量及び鉄道縦桁受け台等の歪量を調査し、その対策をたてる。

6.3 製作手順

試験体の製作手順を表-4に示すが、2つの試験体は、それぞれ正組立（T試験体）、逆組立（H試験体）の異なった方法で製作した。組立て状況を写真-6、7に示す。

表-4 各試験体の製作手順

段階	T 試験体	H 試験体
①	▲ウェブ切断 ・下フランジにダイヤフラム取付	▲ウェブ切断(逆追加) ・ダイヤフラムの取付 ・上フランジ組立
②	▲正組立(①, ②取付) ・下フランジ内面すみ肉溶接 (ミグトレーニング) ・ダイヤフラム、リブ溶接	・逆正組立(①, ②取付) ・ダイヤフラム、リブ溶接 ▲上フランジ内面すみ肉溶接 (半自動)
③	・ウェブの歪矯正 ・上フランジ差し込み	・ウェブの歪矯正 ・下フランジの取付け
④	▲①上フランジ内面すみ肉溶接 (手溶接) ・②ダイヤフラム、リブ溶接 ・下フランジ側外面溶接 (SAW シングル溶接)	▲下フランジ外面溶接 (SAW タンデム溶接) ・下フランジ内面すみ肉溶接 (ミグトレーニング) ・ダイヤフラム溶接
⑤	▲上フランジ側外面溶接 (SAW タンデム時差同時溶接)	▲上フランジ側外面溶接 (SAW タンデム時差同時溶接)
⑥	・受台取付溶接 ・ベース歪矯正	・受台取付溶接 ・ベース歪矯正
⑦	▲外リブ溶接	▲外リブ溶接

注. 上表中の ▲印は、図-21に示すカンバーの施工段階を示す。

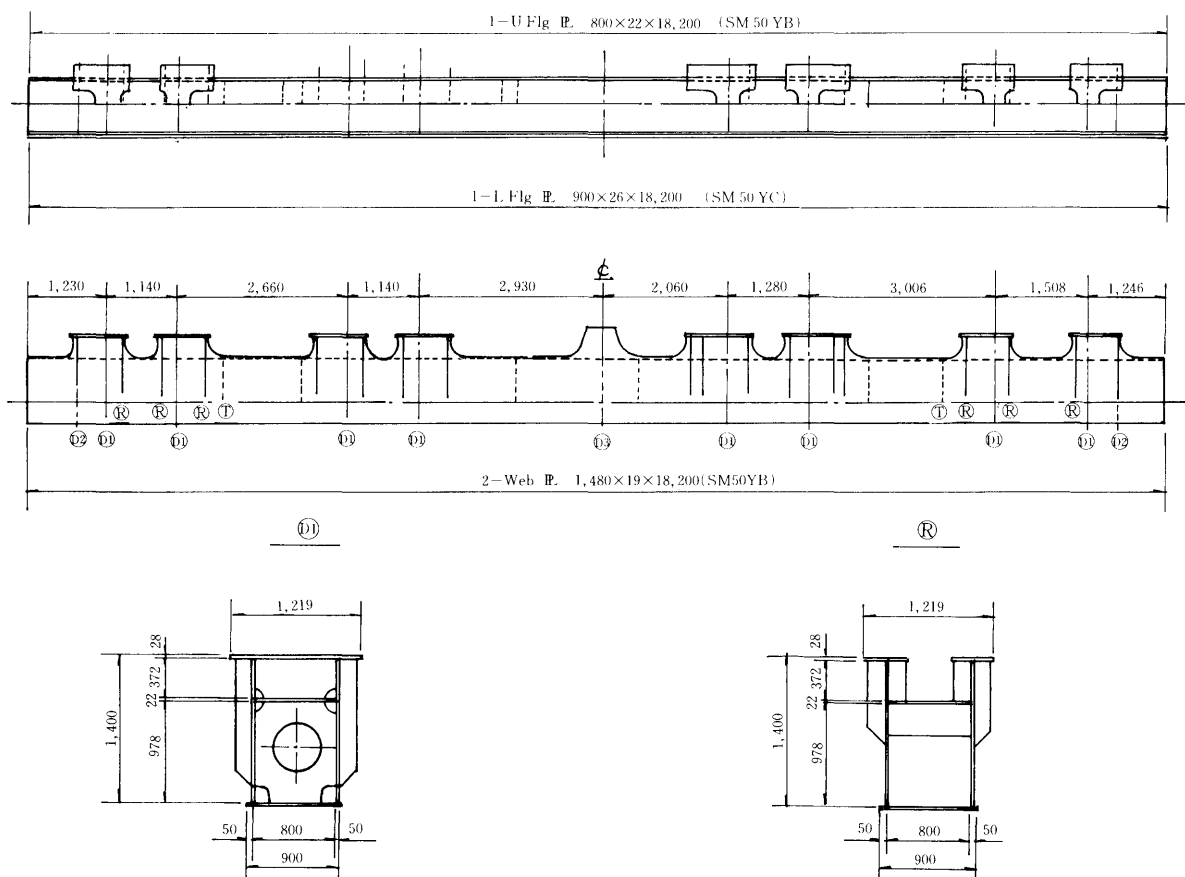


図-20 主構トラス下弦材試験体形状

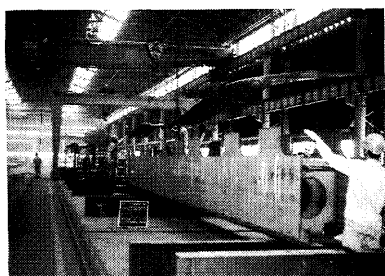


写真-6
止組立 (T試験体)

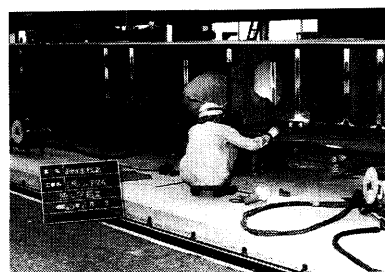


写真-7
逆止組立 (H試験体)

6.4 試験体製作結果

6.4.1 組立精度

いずれの組立方法においても、箱断面を構成する部材や部材相互の寸法を十分管理することや、組立てに際して、ジャッキ等の組立補助治具を有効に活用することにより、かど継手部のルートギャップを管理目標値以下におさめることが確認できた。

6.4.2 組立、溶接手順

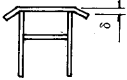
主横トラス下弦材は、箱内外面共に狭隘溶接箇所が非常に多く、作業環境も厳しいので、止又は逆止のオープン状態での溶接作業をなるべく多くし、この時に生じた溶接歪は次の工程に移る前に矯正した。また、箱内面の溶接時は強制換気を行う等の対処を施し、作業環境を改善することにより、要求品質を十分満足する施工が可能であることが確認できた。

6.4.3 溶接による部材の変形と対策

試験体の各項目別変形量を表-5に、各施工段階のキャンパー図を図-21に示す。これらの結果より、変形の傾向とその対処方法が以下のように明らかとなった。

- (1) 縦曲り量 (キャンパー) は、全溶接完了時、部材中央での変化量は止組立の場合で37mm、逆止組立 (この場合、ウェブにはあらかじめ20mmの逆歪加工を施していた) の場合には27mmであり、共にほぼ放物線状をなしていた。実橋製作時には試験体で生じた変化量に応じた付加キャンパーを設けることで対処することとした。溶接完了後、付加キャンパーの設定誤差を想定して加熱矯正を行った。その結果、10mm程度の矯正は問題なく行えることも確認できた。
- (2) 溶接による縦収縮は、特に上フランジ側が大きく鉄道桁受台のベースプレート取付間隔および部材端の処理方法は、この収縮量を考慮し、実橋部材の製作に際しては、縮み代等を設けることにした。

表-5 各項目別の変形量

調査項目	調査時期・箇所	変形量 (mm)	
		T試験体	H試験体
キャンバー (縦曲り)	溶接完了後部材中央にて	全降下量37 (初期値0)	全降下量27 (初期値+20)
部材の縦収縮	溶接完了後ウェブの上部にて	21	17
部材の横曲り	溶接完了後(両端基準)	1.8(MAX)	2.0(MAX)
部材のネジレ	溶接完了時	1.0(MAX)	1.0(MAX)
ガセットの 面外変形	1) 縦桁受け台部	6.8/100(平均)	10.2/100(平均)
	2) 垂直材取合部	6.8/100	10.3/100
鉄道縦桁 受台の平坦部	溶接による歪の平均値 	8.0	12.4

(3) 部材の横曲り、ネジレ等では、特に問題となるような変形量は生ぜず、試験体で用いた施工方法は妥当であることが確認できた。

(4) 鉄道縦桁受台のベースプレートは、逆歪をつけ、必要に応じて加熱矯正を併用することにより、要求精度を満足する平坦度を確保できることが確認できた。

(5) ガセットの面外変形についても、逆歪及び加熱矯正を併用することで所要の寸法を確保できる。

6.5 試験体製作結果のまとめ

異なった二つの組立方法を用いて、主横トラス下弦材の製作を行ったが、これらの結果を十分反映することにより、実施工においても所定の製品精度と品質を満足することができると思われる。

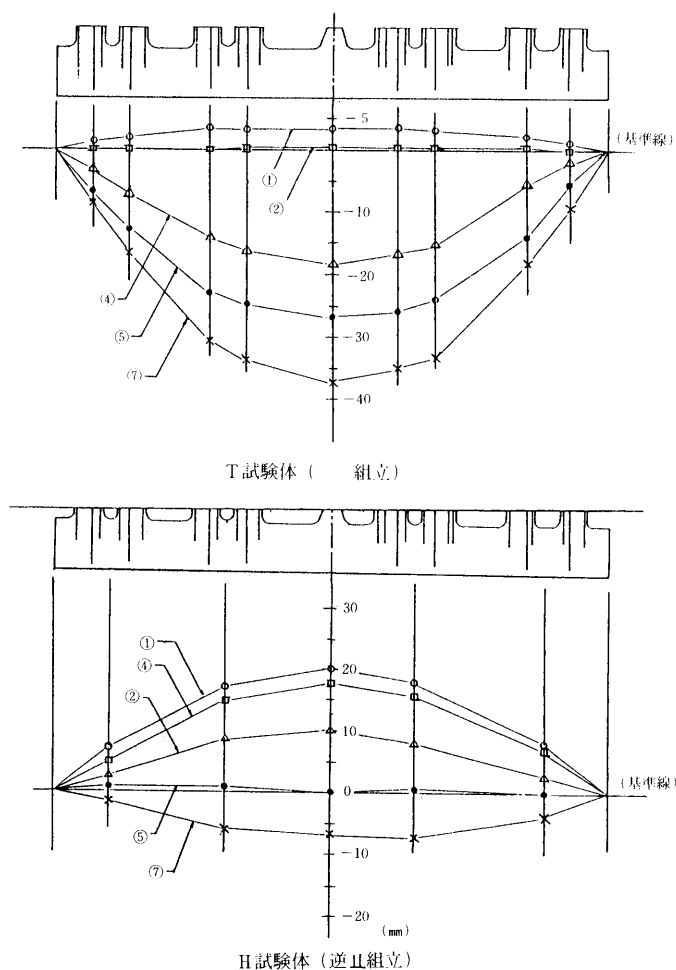
7. あとがき

南北備讃では、本四連絡橋の他の橋で検討されてきた製作手法では対処しきれないと思われる特異な部材を有していることから、既に報告した中間支点部下弦材試験体、主構上下弦材試験体に加え、今回報告した各種の試験体を製作して、製作要領及び管理要領等の検討を行った。そして、これらの結果を詳細設計や工場製作に反映することによって、品質の高い部材の製作ができるものと思われる。

最後に試験体を製作された南北備讃瀬戸大橋補剛桁製作共同企業体の方々ならびに御指導頂いた本州四国連絡橋製作検討委員会(委員長奥村敏恵東大名誉教授)の委員の方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 成井、平野、古家：南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験：本四技報 Vol.10、No39 '86.7



注、各施工段階は、表-4を参照

図-21 各施工段階のキャンバー

点検補修用作業車を利用した因島大橋のメンテナンス

Maintenance of Innoshima Bridge Using Inspection-Repairment Vehicles

第二建設局 建設部専門役
(前) 向島管理事務所 維持補修課長
向島管理事務所 維持補修課 課長代理

第三建設局 維持課
(前) 向島管理事務所 維持補修課

高橋 信
Makoto Takahashi
平野 茂
Shigeru Hirano
末広弘靖
Hiroyasu Suehiro

1. まえがき

橋梁を健全な状態で長期間供用するためには、橋梁本体及び付属物を定期的に点検し、発見した損傷・劣化について、発生原因・進み具合・対策の緊急度・補修費用等を総合的に検討し、適切に対処していく必要がある。特に本州四国連絡橋の場合、架橋地点の気象海象条件が厳しいため、塗装等の劣化が早く、その一方において点検補修作業は危険な高所作業になる。したがって、所要の点検補修作業がどの程度実施できるかは、橋梁部材にどの程度安全かつ容易にアプローチできるかにかかっている。このため、最近建設される長大橋には検査通路の他、点検補修用作業車を設置するケースが多くなっている。

因島大橋は昭和58年12月に供用開始して以来、すでに

3年間が経過しようとしている。その間の点検補修作業において、建設段階に製作した補剛桁点検補修用作業車及びケーブル検査車が移動作業足場として有効に活用されている。

本報告では、これらの補剛桁点検補修用作業車とケーブル検査車の利用実績及び今後の利用計画について述べることにする。

2. 補剛桁点検補修用作業車

2.1 補剛桁点検補修用作業車の利用状況

因島大橋には図-1に示す補剛桁点検補修用作業車（以下「作業車」と呼ぶ）が中央径間1基、側径間に各々1基の計3基が設置されている（写真-1）。作業車の構造の詳細については、参考文献1）、3）、4）で紹介されているので、本報告では省略する。

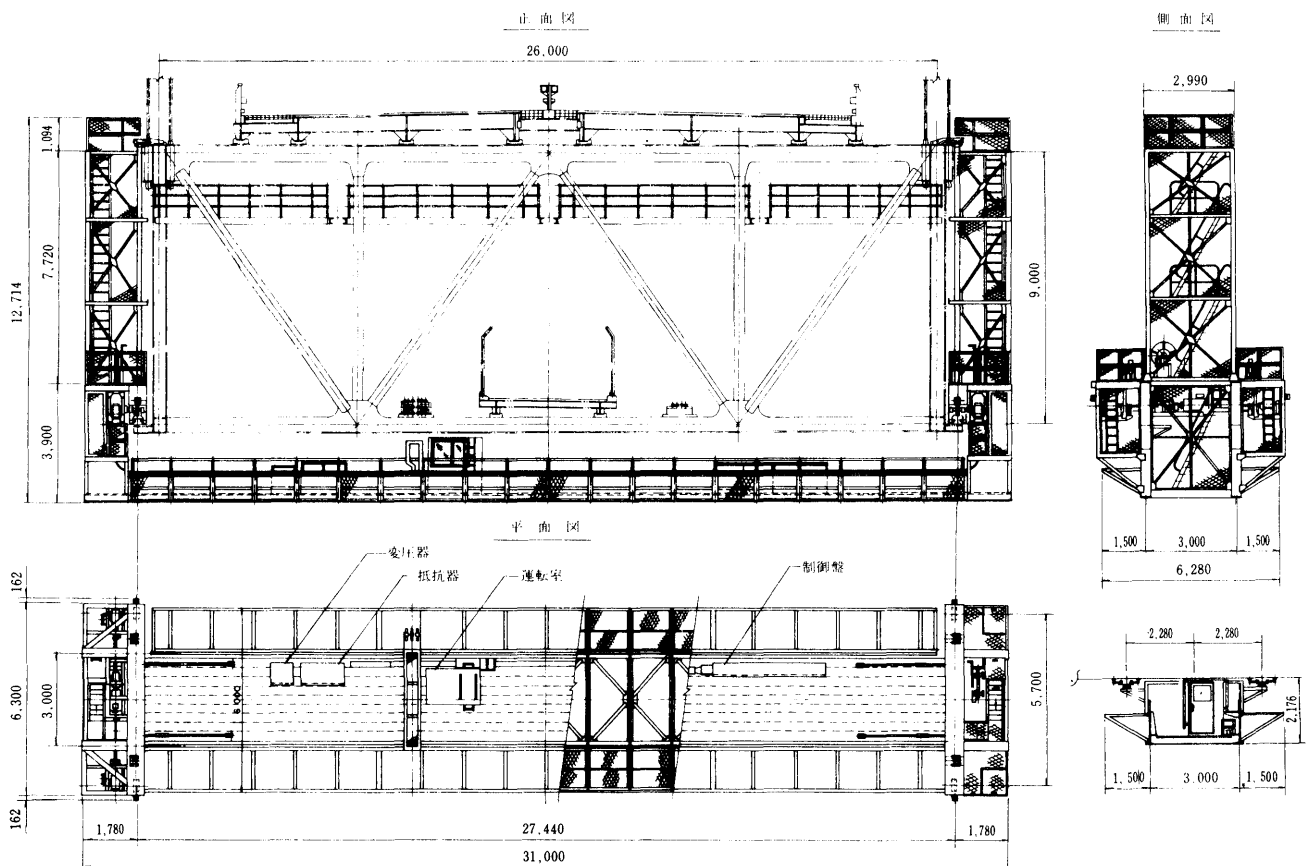


図-1 補剛桁点検補修用作業車一般図

表一 補剛桁点検補修作業車の仕様

形 式	4 点吊自走式U字形構造
車 体 寸 法	幅 6.62×長 31.0×高 12.7m
材 質	アルミ合金
計 算 条 件	集 中 荷 重：500kg 等分布荷重：50kg/m ² 積 荷 荷 重：4200kg 風 荷 重：暴風時 55m/s 走 行 時 15m/s
走 行 速 度	操作レバー 10・20・30m/min 微 動 鉤 5m/min
電動機出力	11kW×6 P×2 台
給 電 装 置	耐食形絶縁トロリー 3φ 460V

写真一
補剛桁点検補修
作業車



作業車は単にアプローチ用移動足場としてばかりでなく、作業員・資材機器の運搬設備、機械器具への電力供給設備、落下物防止工としての機能も兼ね備えているので、保守点検作業及び維持補修工事において、様々な利用方法がある。

2.1.1 保守点検作業

作業車を利用した保守点検作業として、以下の項目がある。(7)、(8)の項目を除き、アプローチ用移動足場として利用されている。

(1) 橋体日常点検

吊橋各部の状況について目視を主体に点検を行う。(1回/月程度)

(2) 塗装定期点検

補剛桁の塗膜の劣化状況、損傷箇所について、目視及び器具を使用して調査する。年1回の定期点検で作業車を3週間程度利用している。なお、ケーブル下面及びハンガーロープ等についても、作業車の側面作業台上から、望遠鏡等を使い塗装点検を実施している。

(3) 電波吸収材点検

布刈瀬戸を航行する船舶レーダの偽像防止のため、中央径間の補剛桁・道路縦桁・作業車軌条桁の外面に貼付けた電波吸収材の損傷を点検する。(1回/月)

(4) 橋梁灯保守点検

航行船舶に対して、航路の位置を標示するため、補剛桁に設置している中心灯・側端灯の保守点検及び電球の交換を行う。(1回/月)

(5) 橋体計測機器の保守点検

地震及び風による補剛桁の振動を測定するため、中央径間中央と3/4点に設置した加速度計の保守点検を行う。(1回/年)

(6) 公団電気通信管路の保守点検

主横トラス下弦材上に添架している公団電気通信管路の保守点検を行う。(1回/月)

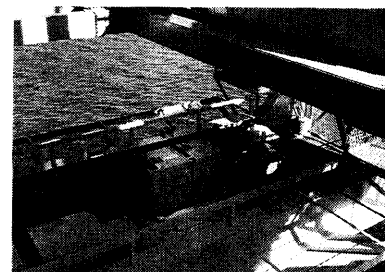
(7) 橋体形状測定

ケーブルサグ測定時に、作業車を中央径間中央に係留し、作業員がケーブル上に移動するための連絡用通路として利用する。また、サグの温度補正を行うため、熱電対を用いてケーブル周面温度を測定する必要がある。作業車は熱電対をケーブルに貼る作業足場としても利用する。

(8) ケーブルバンドボルト軸力測定

3.2で報告するケーブルバンドボルト軸力測定において、ケーブル検査車への給電(3相220V)のため、作業車上に発電機とキャブタイヤケーブルリールを搭載し(写真2)、ケーブル検査車に随行させた。これは当初、路面上のトラックからケーブル検査車に給電する計画であったが、道路照明ポールがキャブタイヤケーブルの移動に支障するので、作業車からの給電に変更した。なお、長期間給電する必要がある場合は、作業車に変圧器を搭載して、作業車の電源から直接給電の方が経済的である。

写真二
作業車上の発電機と
ケーブルリール



2.1.2 維持補修作業

作業車を利用した維持補修作業として、補剛桁の部分補修塗装、全面補修塗装、ケーブル等の補修および付属物等の取替工事が考えられる。現在のところ、補剛桁の部分補修塗装で利用実績があるが、これ以外は今後の利用予定である。

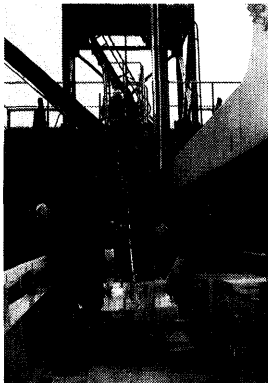
(1) 補剛桁部分補修塗装

部材のエッジ部やボルトナット等の塗装は、他の一般部に比べて、膜厚のばらつきが大きく、このため局部的に錆が発生する傾向がある。そこで、これらの塗膜損傷部を定期点検で早期に発見し、タッチアップ補修塗装(部分補修塗装)を行うことにより、部材全体としての塗膜健全度を確保し、全面補修塗装周期を長くすることが考えられる。

部分補修塗装を行う場合、パイプ吊足場やワイヤーブリッジ等の固定足場の使用は不経済になるので、作業性が良い移動足場の使用が不可欠になる。因島大橋の場合、作業車及び検査路だけでは、補剛桁内部の部材・鋼床版下面等にはアプローチできない。そこで、作業車にゴンドラ及び油圧式伸縮作業足場(写真3)を搭載して、部分補修塗装の作業性及び補修可能範囲を調査した。調査

は因島側側径間（3P～4P）において、昭和61年1月から約2カ月間実施した。

作業車を利用した部分補修塗装の作業状況を写真－4、5に示す。この場合、作業員が容易に補修箇所に移動できるとともに、多数（6～8名）の作業者で同時に補修できるので、作業能率が良い。



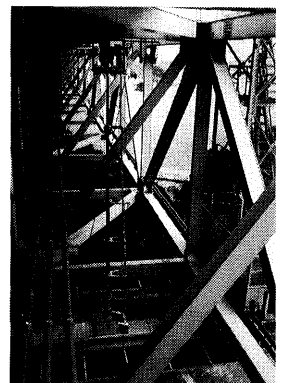
写真－3 作業車上の油圧式伸縮作業足場



写真－4 側面作業台上での部分補修塗装作業



写真－6 ゴンドラによる部分補修塗装作業



写真－7 油圧式伸縮作業足場による部分補修塗装作業



写真－5
下面作業台を利用した部分補修塗装作業

ゴンドラ作業（写真－6）では、吊ワイヤーを固定する必要がある。したがって、作業車側面作業台と補剛桁検査路から吊ワイヤーの固定作業が可能な主横トラスの両端部に、その使用が限定される。また、ゴンドラを各主横トラスごとさらに補修塗装の各層ごとに吊り替える必要があるため、作業能率が低下するが、作業床が長いゴンドラ（4 m程度）に2名の作業員を乗せ、さらに2台のゴンドラを使用して主横トラスの両端で同時作業を行うことにより作業能率を大幅に改善できることが判明した。この作業中、作業車はゴンドラ運搬設備、ゴンドラへの給電設備、吊ワイヤー固定用作業足場としての役割を担っている。

油圧式伸縮作業足場は、ゴンドラ等では不可能な補剛トラス内側の部材にアプローチするために製作した装置で、柱は6段の油圧シリンダーで構成されており、作業床が10.5 mの高さまで伸びる構造になっている（写真－7）。また、作業車が移動する場合、油圧式伸縮作業足場は収縮したシリンダーを油圧により、折りたたみ、橋梁部材をかわすことができる。油圧式伸縮作業足場の作業中、作業車は運搬設備、給電設備として利用される。

なお、油圧式伸縮作業足場の設計において、問題になった項目を紹介しておく。まず、作業車の製作時にこ

のような装置の搭載を予想していなかったため、設計集中荷重が500 kgと小さく、油圧式伸縮作業足場（約1500 kg）の搭載にあたっては、作業車床面に足場板を敷き、荷重を分散する必要がある。2番目の問題として、作業車自体がアルミ合金製であるため揺れやすく、伸縮作業足場の安定性を損うことが考えられた。横方向震度

0.2 G、鉛直震度0.1 Gで照査した結果、十分安全であることが判明した。また、伸縮作業足場を作業車上に搭載して、振動調査を行ったところ、伸縮作業足場の固有周期が作業車に比べて長いため、作業車の振動はほとんど問題にならないことがわかった。

また、部分補修塗装において、作業車は塗料の調合場所としても使用できるとともに、作業車床面にビニルシートを敷くことにより、塗料の飛沫防止工としても活用可能ことが判明した。

(2) 補剛桁の全面補修塗装

補剛桁の全面補修塗装は他の長大橋と同様に、供用後10年もすると、毎年どこかの部材で施工されていることになるであろう。因島大橋における具体的な施工法の検討はこれからであるが、作業車の利用方法として、以下の項目が考えられる。

- a) 固定足場の設置撤去用作業車
- b) 固定足場取付設備（例として油圧式伸縮作業足場等）あるいは塗装ロボットのための移動架台
- c) 補剛桁下面の部材に対しては、そのまま塗装作業足場として利用
- d) 作業員・資材等の運搬車

(3) ケーブル等の補修工事

ケーブル補修工事においては、3.2で述べるように、ケーブル検査車が使用される。この場合、補剛桁点検補修用作業車はケーブル検査車の電力供給設備として利用される。

また、ハンガーロープの補修塗装工事においては、ケーブルからチェアタイプのゴンドラもしくは自動ディッピング塗装装置を吊り下げる必要がある。この場合、作業車は、作業員及び資材・工具等の運搬車、さらに補剛桁側の作業足場として利用することが考えられる。

(4) 付属物等の取替工事

吊橋を100年以上にわたって供用していくうちには、自動車防護柵、鋼床版伸縮装置、橋梁灯、通信管路、照明柱等の取替工事にも必要になると予想される。これらの施工にあたっては、作業の安全を計るため、安全ネット・作業足場等が不可欠であり、その取付用移動足場として作業車が活用される。また、小規模の取替工事において、作業車自体が安全足場として利用可能である。

2.2 補剛桁点検補修作業車の保守点検

作業車は2.1で述べたように、吊橋のメインテナンスにおいて、重要な役割を担っているが、その一方、作業車自体が多く部品で構成された装置であり、橋梁と同じ厳しい環境下に設置されている。したがって、作業車自体についても、十分な保守点検を行い、健全な状態で長期間供用していく必要がある。因島大橋の場合、作業車本体・走行装置・制御装置の他、作業車レール及び絶縁トロリー線についても、毎月定期点検を行い、常に使用可能な状態になっている。

2.3 補剛桁点検補修作業車利用上の検討項目

橋体のメインテナンスが本格化するに従い、作業車の利用実績が増大してくるが、その一方において、作業車製作当時に想定していた以上に厳しい条件での使用、あるいは機能の改良といった要望が出てくるであろう。

現在のところ、作業車に対する要望は次のとおりで、今後、これらの可能性について検討する予定である。

- (1) 維持補修作業において、機械器具等の重量が作業車の設計荷重を超過するケースが出てくるが、載荷位置・載荷方法によっては許容できる場合もあるので、作業車の使用条件を見直す必要がある。
- (2) 側面作業台に図-2に示す張出し足場を設置することにより、主構上弦材の内側にも容易にアプローチできる。
- (3) 下面作業台には、受配電設備・運転室が配置されているが、油圧式伸縮作業足場等の作業範囲を狭く

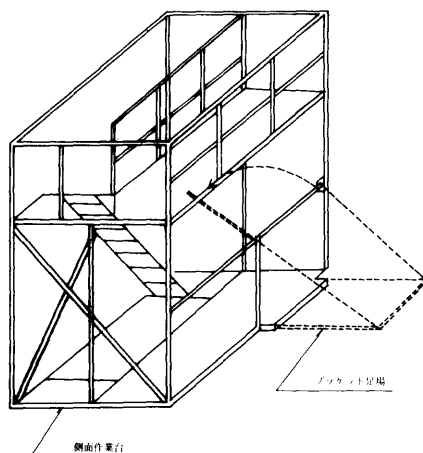


図-2 作業車側面作業台のブラケット足場

して、部材へのアプローチを困難にしている。したがって、これらの設備の移設も考えられる。

- (4) ケーブル検査車等に給電できる変圧器（3相220V）を設置することが考えられる。
- (5) 作業車の使用頻度が増えるに従い、搭載した機材のハンドリング時に作業車を損傷する危険性が高くなる。一方、作業車はアルミ合金製なので、現場溶接が難しく、補修しにくい。したがって、作業車の損傷を防ぐため、あらかじめ養生しておく必要がある。

3. ケーブル検査車

3.1 ケーブル検査車の構造

ケーブル検査車はケーブルの補修塗装足場及びケーブルバンドボルトの軸力測定・再締付時の作業足場として、昭和58年に製作された。

ケーブル検査車は図-3に示すように、上段ハンドロープを走行軌条とする台車と、これを支点にして主ケーブルをまたぐように吊下がるトラス形式のケージとで構成されている。また、検査車は総重量軽減のため、関門橋のケーブル検査車と同様に、アルミ合金で製作されている。一方、関門橋での反省等から、本橋の場合、仕様をいくつか改良している。以下に改良した項目を紹介する。

- (1) ケーブルバンドボルト再締付を行う場合、ボルトテンショナー・油圧ユニット等の機械器具と作業員の総搭載荷重が700kg程度になるので、発電機の自載をやめ、駆動用電力を橋面上からキャプタイヤケーブルで供給することにより、総重量を2,260kgに押えた。
- (2) 側径間塔近傍の最長ケーブルバンドの水平長をカバーできるゲージ寸法にするとともに、作業床を2階にして、作業の安全を図った。
- (3) 関門橋では、径間全長に張渡した駆動ロープをエンドレスウィンチで巻取って走行する方式であるが、駆動ロープの設置撤去作業が面倒であるとともに、速度むらが出やすい。本橋では、図-4に示すように、駆動ロープの巻取長を50m程度とし、エンドレスウィンチが巻取り終る度に、ロープを尺取り式に盛り替えることにした。

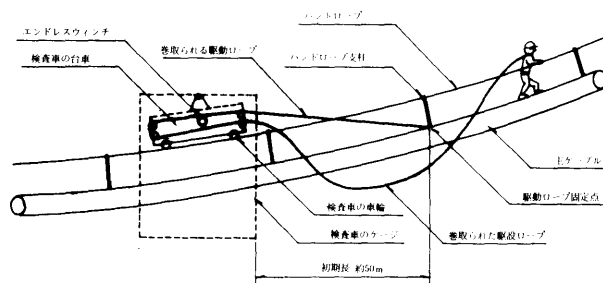
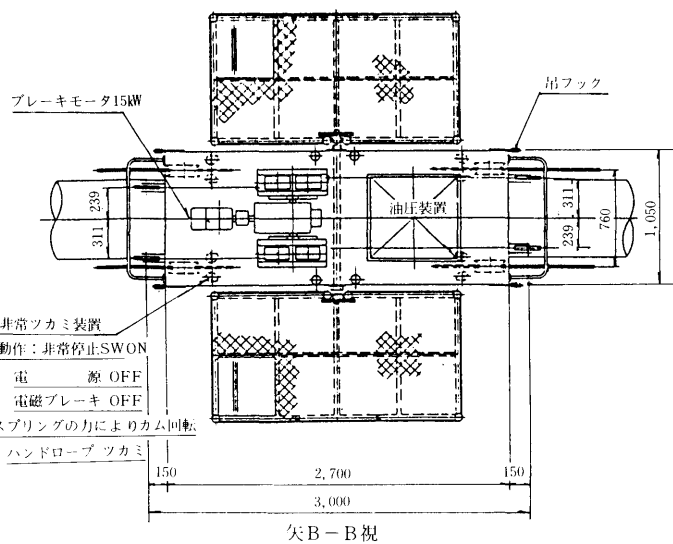
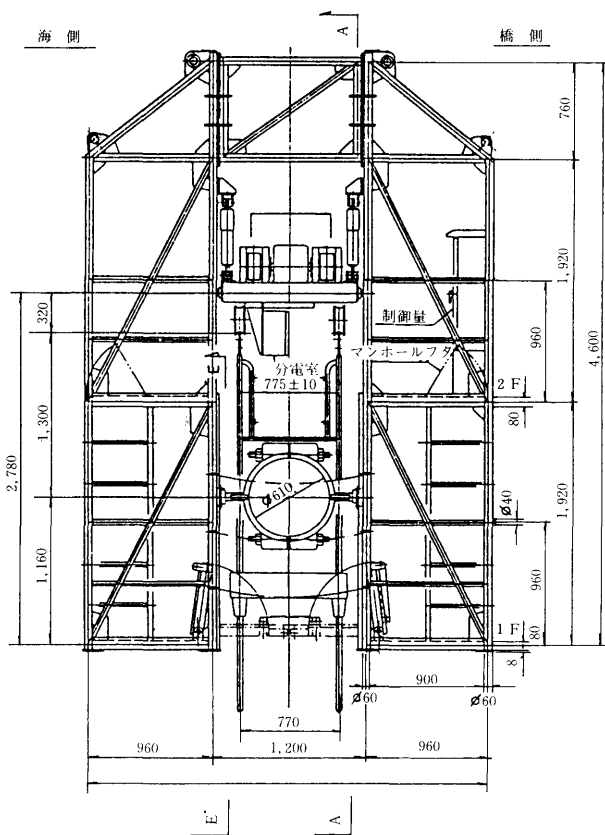


図-4 ケーブル検査車走行要領



積載荷重： 700kg | 2,260kg

台 重：1,560kg

走行速度

$$V = 1.720 \times \frac{1}{150} \times \frac{18}{44} \times 0.2\pi = 2.95 \text{ m/min}$$

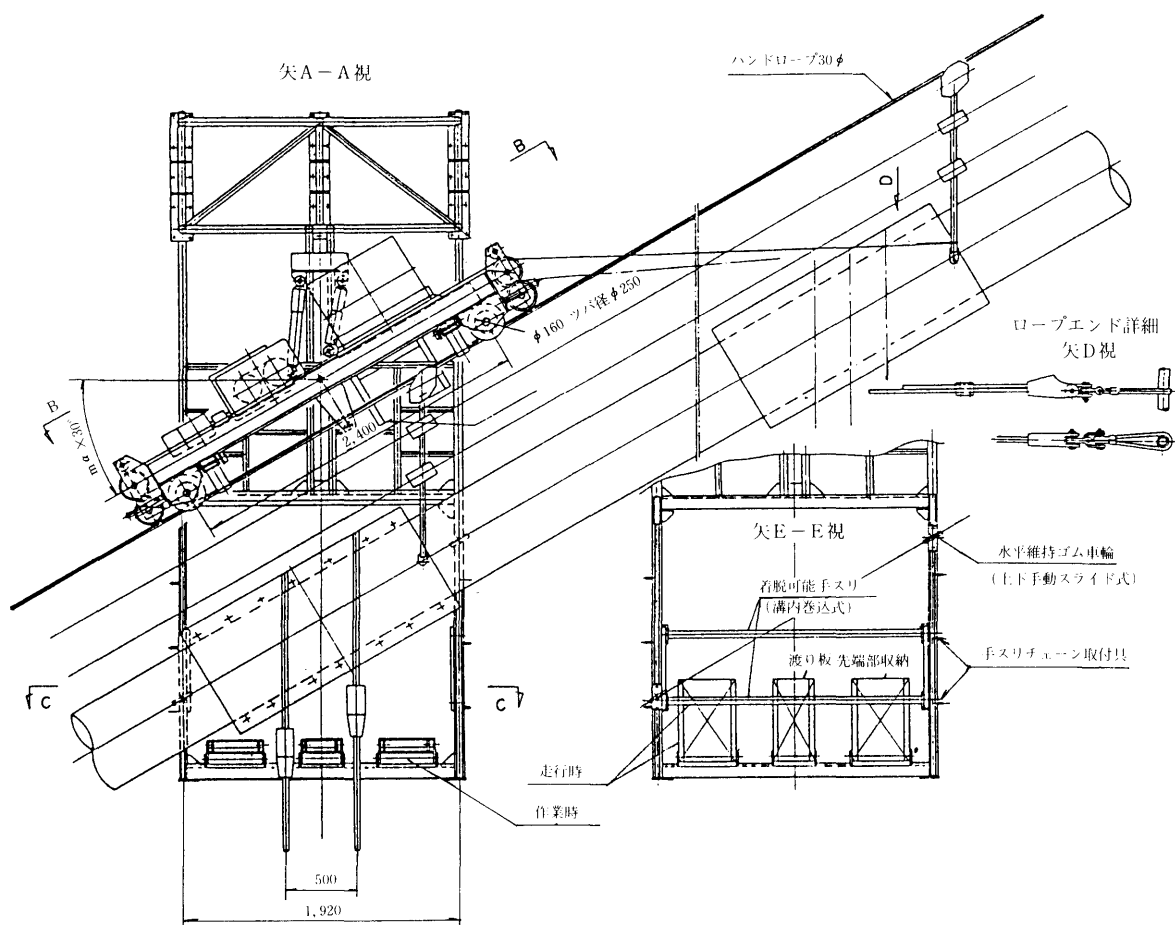


図-3 ケーブル検査車

3.2 ケーブル検査車の利用状況

ここでは、昭和60年12月にケーブルバンドボルト軸力測定を実施したので、そのときのケーブル検査車の利用状況を紹介する。

検査車を製作したとき、本橋のケーブル上で試運転を行ったが、その後、分解して1 Aアンカレイジ上屋内に保管してきた。このため、今回の使用に先立ち、検査車本体・走行装置・制御装置及び駆動ロープ等について、全項目の点検を行い、必要箇所についてはグリスアップを行った。また、走行軌条となるハンドロープについても事前に作業員がケーブル上を巡回して、損傷・ゆるみ等の異状がないことを確認した。

検査車の使用にあたって、検査車を本四道路外の作業ヤードで組立て、一括してトラック輸送する場合、道路の建築限界（ $H=4.5\text{m}$ ）を侵し、途中のオーバブリッジの下を通れないことが判明した。一方、現地の橋面上で組立てる場合、交通規制が大がかりとなるので好ましくない。そこで、因島大橋と隣接する大浜PA間にはオーバブリッジがないので、大浜PAで検査車を組立した後、その間をトラック輸送し、トラッククレーンで一括設置することにした。写真-8はケーブルに検査車を設置している状況である。設置作業は慎重に行う必要があるが、慣れるに従い、段取等を除くと約1時間で設置できるようになった。写真-9は検査車を設置完了したところである。



写真-8 ケーブル検査車の設置

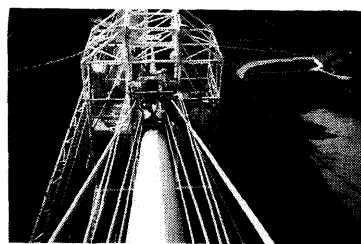


写真-9 設置完了したケーブル検査車

写真-10は検査車が走行している状況である。検査車前方の作業員はエンドレスウィンチで巻取った駆動ロープの後端を、次の盛替えのために運搬しているところである。ハンドロープが3段になっているので、ケーブル上の走行はそれ程困難な作業ではなかった。また、風速 $10\text{m}/\text{秒}$ 程度では、検査車の揺れはほとんど無かった。検査車の車輪がハンドロープ支柱の頭を乗り越える際、検査車全体が多少揺れる程度で、安全上特に問題なく、順調に走行することができた。検査車の走行速度は $3\text{m}/\text{分}$ と遅いようであるが、作業全体に占める走行時間はわずかであり、作業への支障はほとんどなかった。

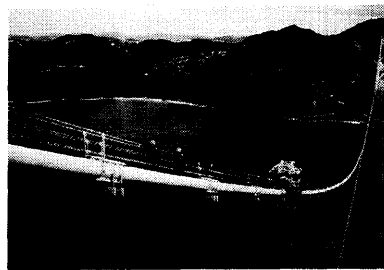


写真-10

ケーブル検査車の走行

ケーブルバンドボルト軸力測定の場合、ケージ内の作業空間は特に狭いと感じられなかった。また、ケージ側面には、工具等の落下防止のため、あらかじめ防護ネットを張ることにした。

3.3 ケーブル検査車使用上の問題

今回の使用範囲において、検査車はメンテナンス作業車として、特に問題になる点はなかった。しかし、検査車の組立運搬にあたっては、道路の建築限界と供用中の道路という制約があるので、組立完了状態で容易に運搬可能な構造にする必要がある。

また、ケーブル上で検査車が作業している間も、交通事故を防ぐため、警察署との協議で1車線交通規制を行った。今後、交通規制を行わずに施工できる安全対策を検討する必要がある。

検査車がハンドロープ上を走行した場合、ロープ上面の塗装がはがれるので、検査車作業が終了してから、補修塗装を行った。このため、検査車の車輪の溝にゴムを貼って損傷を防止することも考えられる。

4. あとがき

本報告は因島大橋供用後、約3年間における補剛桁点検補修作業車とケーブル検査車の利用実績及び今後の基本的な利用計画を紹介した。

長期間、吊橋を健全な状態に維持管理していくうえで、これらの設備が果たす役割は増々重要になっていくと考えられる。また、これに合せて、これらの設備の具体的な活用方法を多角的視野から、さらに検討していく必要がある。

最後に、本報告が他の長大橋の維持管理に多少なりとも参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 土山正己 因島大橋点検補修下面点検補修作業車の製作 建設の機械化 1984. 2
- 2) 香川祐次 因島大橋のケーブル後期工事 本四技報 1984. 6
- 3) 因島大橋の維持管理設備 本四技報 1984. 6
- 4) 本州四国連絡橋 因島大橋工事誌 本州四国連絡橋公団 1985. 4

明石海峡大橋地質調査

本調査は、明石海峡大橋の基礎地点の地質構造を明らかにするとともに、それぞれの地層ごとに、設計・施工に必要な物性値を把握することを目的とする。

調査は、各基礎地点におけるボーリング調査、ボーリング孔を利用した原位置試験及び室内試験である。海上での作業は、1 A及び4 A地点は水深が浅いことから、1 AではミニSEP（ジャッキアップ能力500 t級）、4 Aではスパッド台船（同80 t級）を使用する。一方、2 P及び3 P地点は大水深かつ急潮流であるため、大型SEP（2 Pでは“KAJIMA”（同5,500 t級）、3 Pでは“盤石”（同5,000 t級））を使用して作業を行なう。ボーリングは、各下部工位置で116mmの孔径（一部66mm）で、沖積層、明石層、神戸層及び花崗岩層の資料採取をオールコアボーリングで実施する。なお、2 P地点の明石層については、孔径360mmで削孔し、試料径300mmの不攪乱試料を採取する。ボーリング数は、1 A 6本、2 P 6本、3 P 8本、4 A 12本の計32本で、総延長約2,100mである。

本調査は、昭和61年9月より海上作業を開始し、現在1 Aでの作業を完了している。今後、残り地点のボーリング調査を進めるとともに、3 P地点では現地水理実験での掘削跡の埋戻し調査等を行い、海上作業を来年4月に終える予定である。

本四備讃線の現況

岡山県側の14.9kmでは、延長の半分以上を占める3本のトンネル（蟻峰山、福南山、下村）は、11月15日の下村トンネルの貫通によって掘削が完了し、今後は覆工、路盤コンクリートの施工へと進む。

高架橋、土工は、工事発注も100%完了し、工事も鋭意施工中で、概成する箇所から軌道・電気設備工事へ進んでいく。

12月10日には、備讃線では共用部も含め、初めての軌道敷設が、児島駅（仮称）構内で始まった。まくら木と道床部に鉄筋コンクリート板を使った軌道スラブをトロックに積み、モーターカーで所定の位置までの運搬を始めた。スラブ式軌道構造は、保守が簡単で、車輛の揺れが少ないとされており、全国で広く使用されている。レールは長さ25mの50Nレールを使い、軌道スラブ上で溶接を進め、茶屋町から児島駅までは1本のレールでつながる。

四国側4.4kmでは、PC鉄道桁で日本最長の中央径間120mの5径間連続桁の北浦港橋梁の上部工の施工も始まった。なお、予讃本線の付替部においても、軌道・電気設備工事が国鉄施工で実施されている。

吊橋補剛桁架設の現況（Dルート）

吊橋3橋の補剛桁架設は、確実性の高い無ヒンジ逐次剛結による2パネル面材架設工法が採用され、現在では

昭和62年春から夏にかけての閉合をめざして補剛桁本体の架設工事がまっさかりである。

3橋の補剛桁のブロック重量は、大鳴門橋と比べて一層重くなり（主構約1.5倍、主横トラス約2.5倍）、架設機材もさらに大型化となっている。

下津井瀬戸大橋は、3橋のうちで1番早く（昭和61年4月29日）に着手し（塔付大ブロック架設）、7月より「サイクル架設」となり、12月現在では中央径間40パネル（72パネル中）を完了し、側径間側については橋台側と閉合した。

北備讃瀬戸大橋は、12月現在、中央径間60パネル（72パネル中）、側径間は閉合した。なお、サイクル架設の日数は、2パネル面材1ブロック当り10日から11日ぐらいで現場施工がなされている。

南備讃瀬戸大橋は、補剛桁の架設が3橋の中では他の2橋に比べて約3ヵ月おくれて着手（8月12日塔付4パネル大ブロック架設：5 P）しており、10月よりサイクル架設が始まったばかりであるが、12月現在中央径間24パネル（84パネル）側径間12パネル（40パネル）が完了しており、今後は、北備讃瀬戸大橋のサイクル日数に近づき、進捗が早く進むと思われる。

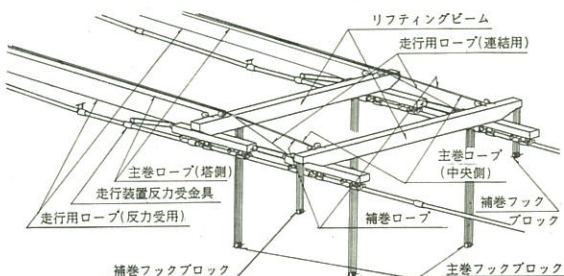
大島大橋補剛桁吊上げ設備（リフティングビーム）

設備の構造及び主要諸元は図、表に示すとおりである。

1対のビームに設けられた4点の主巻フックブロックにより桁を吊り上げる。各ビームは8個ずつの車輪が付いており各車輪を上下させることにより、ケーブルバンド部を乗り越え、メインケーブル上を走行可能なようになっている。桁吊上時は、各ビームは、ケーブルに固定される。4点のフックブロックは各々別のウインチにより巻き上げられるため、各巻上荷重の変動は許容限度内に納まるよう自動制御するとともに、限度を超えると自動停止するようになっている。また、4点の揚程についても監視制御できるようになっている。走行及び巻き上げのためのウインチは塔下に設けられている。

大島大橋においては、この設備を2組使用している。

主要諸元表	巻上荷重(高速)	95 t × 4	巻上速度(高速)	1 m/min
	(低速)	150 t × 4	(低速)	0.5 m/min
	揚程	40 m	走行速度	1 m/min



リフティングビーム構造図

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。

*印以外のものは(財)海洋架橋調査会(Tel03-662-7571)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60年8月
電気通信施設標準仕様書	昭和58年10月
* 施工管理試験要領	昭和60年2月
* 測量作業規程	昭和55年度
* 図面作成要領	昭和59年10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

海峡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(59.2一部改訂)	昭和55年6月
下部構造設計基準・同解説(56.8一部改訂)	昭和52年3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
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(60.3一部改訂)	昭和52年3月
鍛造鋼品製作基準・同解説	昭和55年3月
鋼橋等塗装基準・同解説(58.5一部改訂)	昭和55年3月
橋面舗装基準(案)	昭和58年4月
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(案)	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
耐震設計基準・同解説	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(案)	昭和53年3月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年3月
鋼床版設計要領(案)(58.10一部改訂)	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)(60.3一 部改訂)	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イジ設計要領 (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(案)	昭和53年9月
鉄道床組の標準図作成	昭和57年10月

材料規格

高力ボルト類規格	昭和60年8月
リンク支承関係規格	
鋼材規格	昭和53年10月
鋼材規格解説	
ケーブル材料規格	昭和54年6月
塗料規格	昭和55年3月

国際標準逐次刊行物番号について

本四技報について、国際標準逐次刊行物番号(ISSN 0912-6953)が割り当てられ、本号より表紙右肩に印刷することになりました。

ISSN(International Standard Serial Number: 国際逐次刊行物番号)は、逐次刊行物の情報を的確に把握・処理し、その流通を円滑化、利用の促進をはかるために個々の逐次刊行物に与えられるコード番号をいい、それを管理する組織を国際逐次刊行物データシステムといいます。

国際逐次刊行物データシステムは、パリの国際センターをデータ・バンクとし、各国内センターと連携してつくられる逐次刊行物情報交換のための国際的ネットワークで、我国では国立国会図書館が日本における国内センターとなっています。

本四技報編集委員会名簿(アイウエオ順)

編集委員長	飯島武明			
編集委員	上田克己	越智勝		
	加藤茂	金沢克義		
	木村博司	佐藤辰雄		
	佐原俊樹	篠原和徳		
	下村稔	田島照義		
	高見彰	辻英夫		
	手島茂富	淵田政信		
	牧野善栄	森章		
	山崎廣志	山名至孝		
	吉岡利春	吉田修		
	吉田好孝			
	小暮三郎(海洋架橋調査会)			

本四技報 第41号

発行 昭和62年1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

〒103 東京都中央区日本橋小伝馬町11-9

住友生命小伝馬町ビル5F

電話 03(662)-7571

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

