

本四技報

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

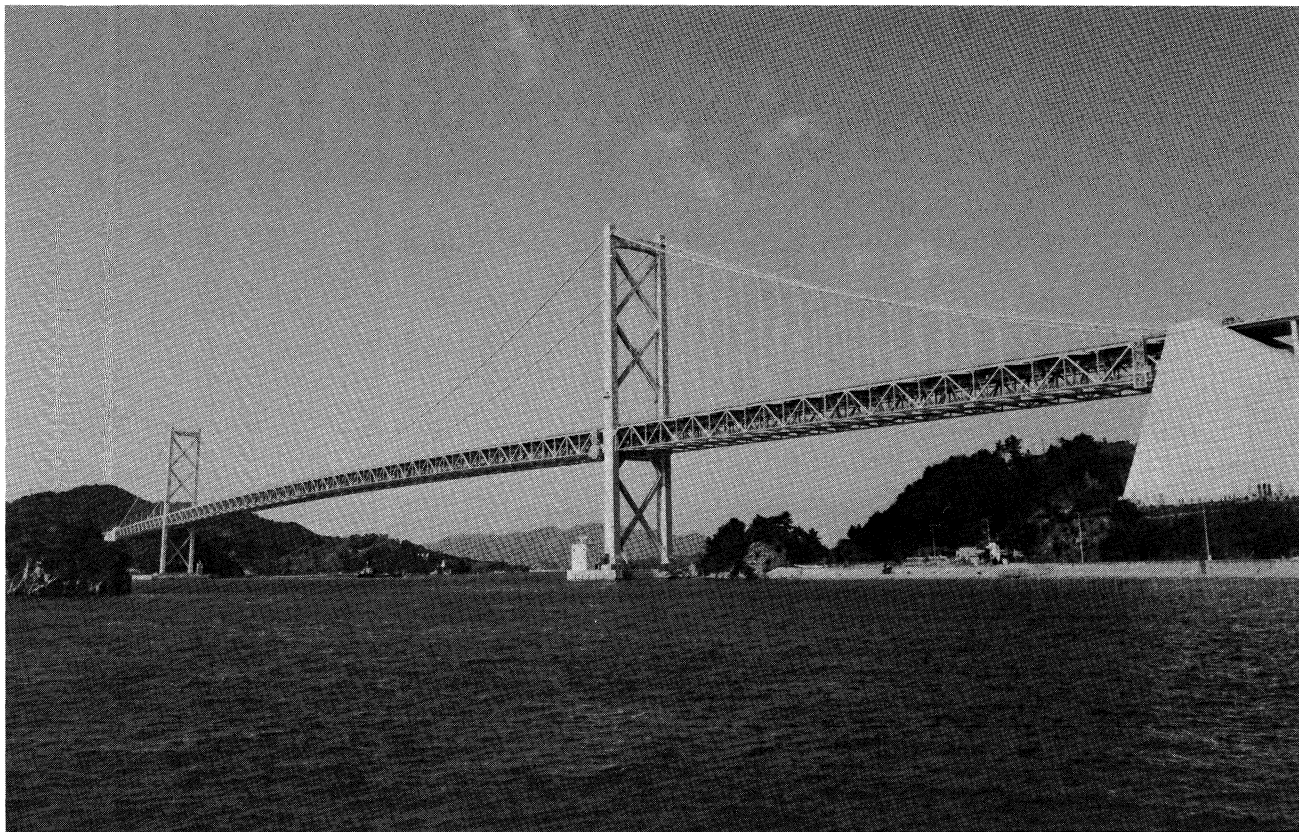
本四技報 第29号 因島大橋特集号 目次

因島大橋雑感	(前)第三建設局局長	大橋 昭 光	1
因島大橋と関連区間の概要	(前)第三建設局	松 崎 実	2
因島大橋上部工工事の回想	(前)第三建設局向島工事事務所	旭 一 穂	6
因島大橋関連区間の陸上部工事	第三建設局維持課	越 智 啓 登	10
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	(前)第三建設局向島工事事務所	青 野 宏	18
因島大橋の橋面舗装	第三建設局向島工事事務所	岸 本 良 孝	26
	(前) 同 上	小 林 義 弘	
因島大橋のケーブル後期工事	(前)第三建設局向島工事事務所	香 川 祐 次	33
因島大橋アンカレイジ上屋工事報告	(前)第三建設局向島工事事務所	槇原房之介	41
	(前) 同 上	池 田 博	
因島大橋の維持管理設備	第三建設局機械電気課		50
本州四国連絡道路(因島大橋)公表論文一覧表			58

本四技報 第30号 (59.7) 掲載予定

- 門崎高架橋の橋面舗装
- 測塔を有する吊橋のケーブル架設工法
- 櫃石島3Pケーソン設計
- 北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計(その2)
- 北備讃瀬戸大橋塔風洞実験
- 大島大橋の基本設計(その2)

因島大橋



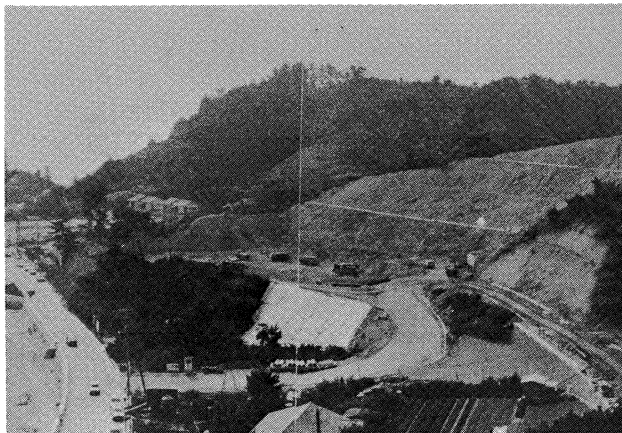
完成した因島大橋

(58年12月)



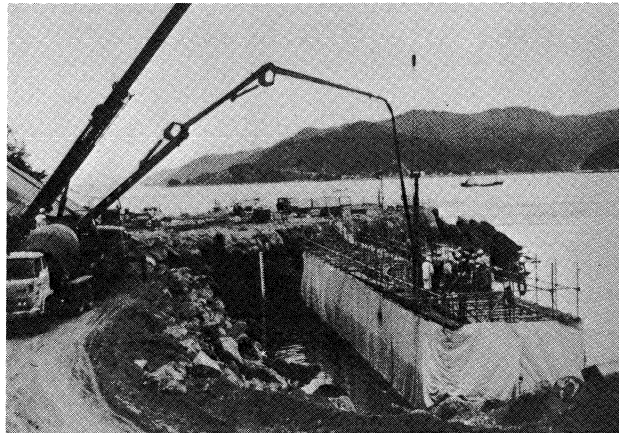
架橋前

(52年1月)



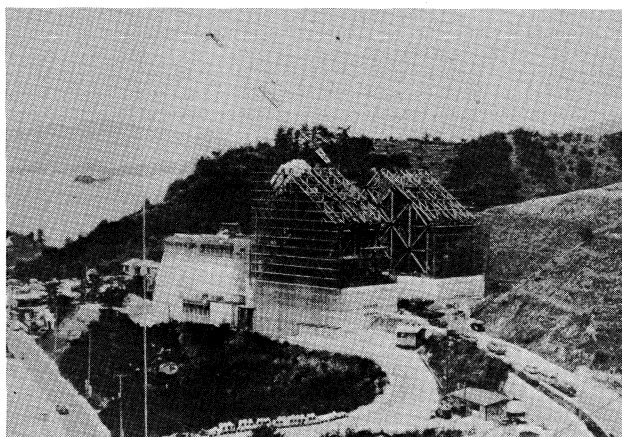
堀削工事 (1 A)

(52年 5 月)



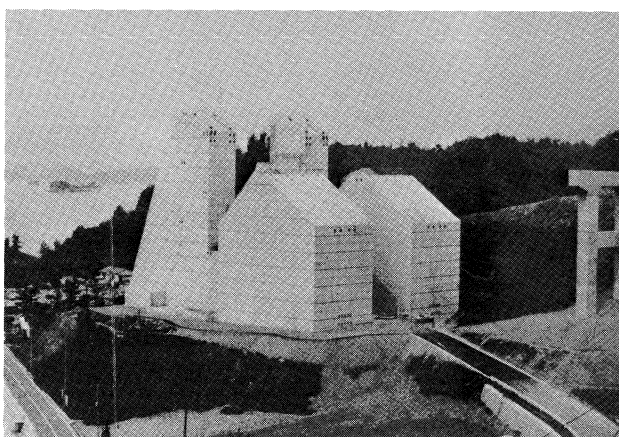
締切工事 (2 P)

(52年 5 月)



アンカレイジ工事 (1 A)

(54年 1 月)



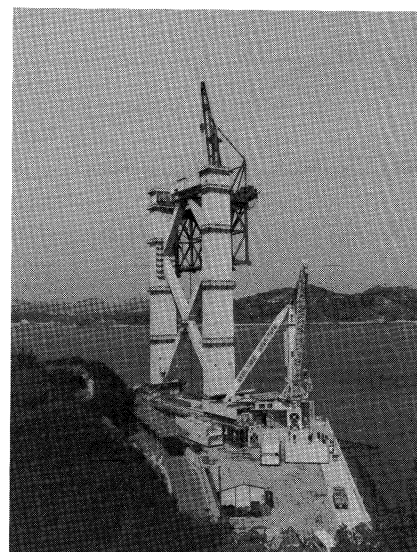
アンカレイジ工事完了

(54年 4 月)



塔 (2 P) アンカーフレーム据付

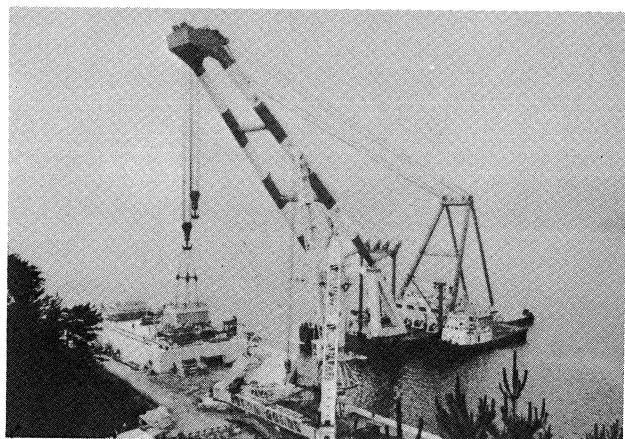
(52年12月)



塔 (2 P) 桁架

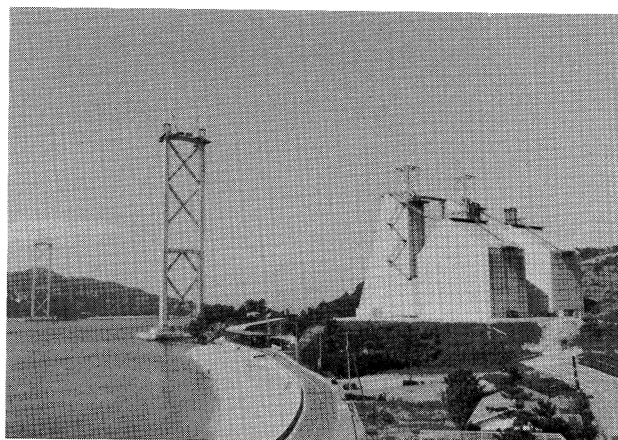
(54年 7 月)

因島大橋



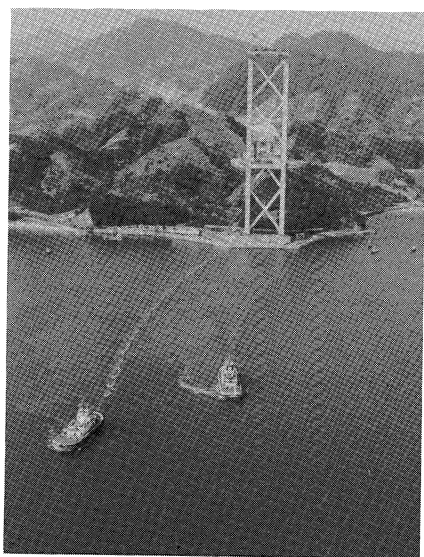
塔（2P）架設

（54年9月）

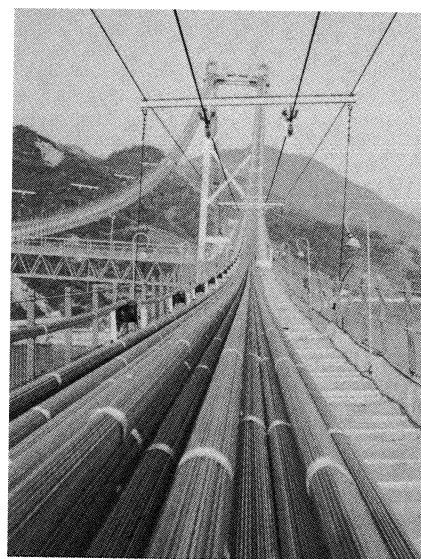


塔架設完了

（55年2月）

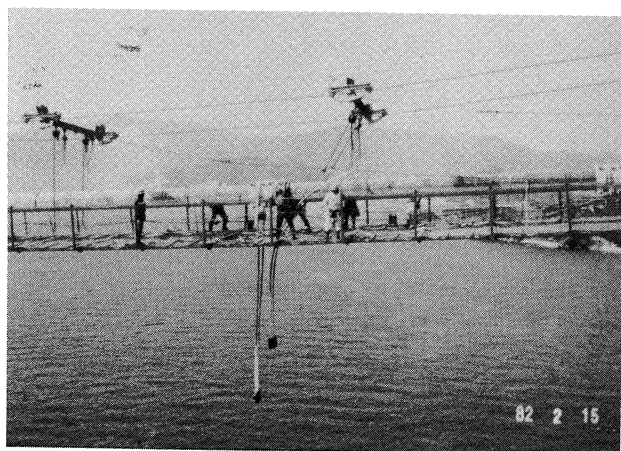


パイロットロープ渡海 （56年3月）



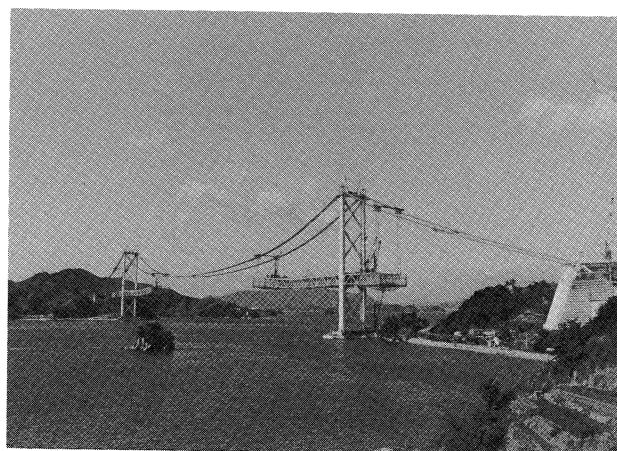
ケーブル架設

（56年10月）



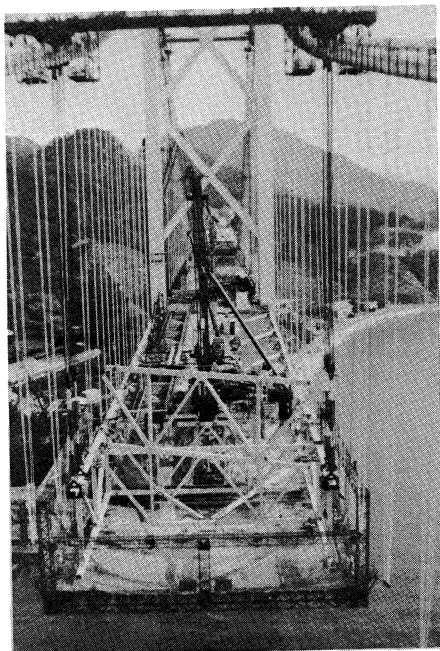
ハンガーロープ架設

（57年2月）

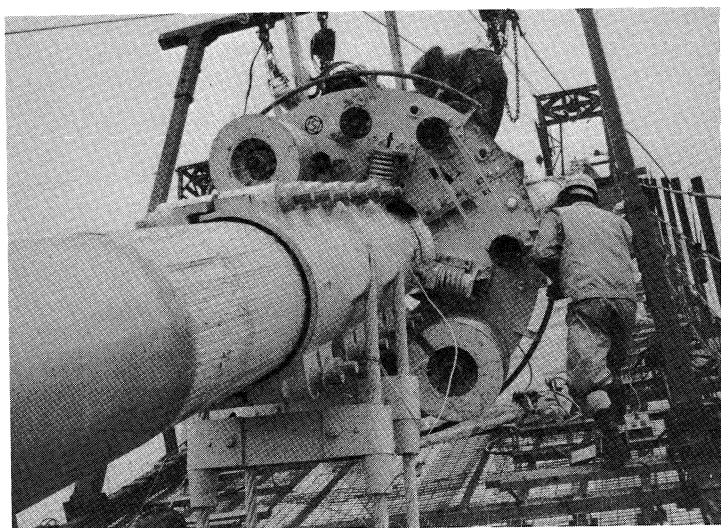


補剛桁架設

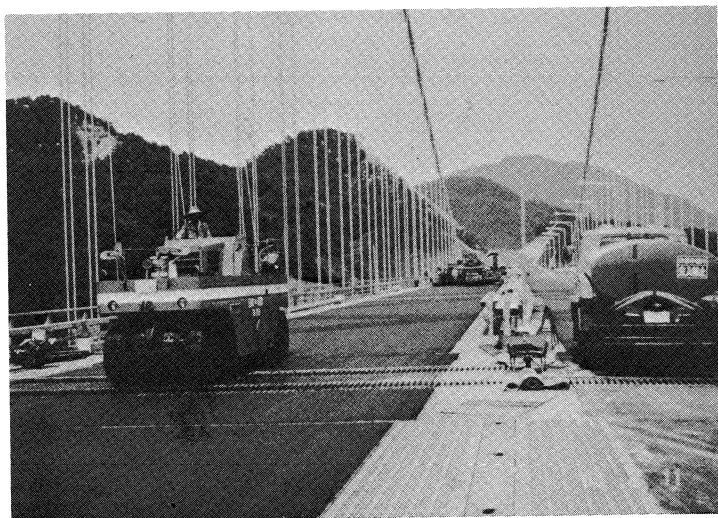
（57年11月）



補剛桁架設（58年1月）



ケーブルラッピング（58年5月）



橋面舗装（58年8月）

因島大橋雑感

Memories of the Innoshima Bridge

第二建設局 局長 大橋 昭光
(前) 第三建設局 局長 Masamitsu Ohashi

昭和58年12月4日に、わが公団における最初の吊橋として、因島大橋が開通した。昭和52年1月の着工以来、技術的諸問題はもとより、海上の航行安全対策、旅客船対策等の新しい問題をかかえて、これらの克服に当られた方々をはじめ、種々御協力と御支援をいただいた関係の方々に心からお礼を申し上げたい。

因島大橋は、起工式から開通式まで、約6年11か月を要したことになる。この中には、通算約1年6か月に及ぶ工事の空白期間が含まれており、必ずしも順調に工事が進められたわけではない。士気の沈滞しがちな時にも、絶えず意欲旺盛な現場の維持に努められた、歴代の局長、事務所長をはじめ、職員の努力に心から感謝を申し上げたい。

因島大橋の開通も、種々の事情で12月4日午前零時に行われるようになった。前日の開通式後の疲労の抜けないうまま、半徹夜を強いることになるが、日替り時間の午前零時に交通開放するのも区切りが良い感じがする。丁度、大晦日に除夜の鐘を聞きながら、初詣をするときの気持ちにも似たところがあるようである。

午前零時に、向島I・Cから因島I・Cに向けて一番乗りの自動車を送ってから暫くして、続々と遠ざかる赤いライトの列の反対方向から、朧々としたヘッドライトの列が接近してきたとき、料金所周辺の様子を見守っていた人々は、恐らく同じ感慨に打たれたことであろう。その自動車の列は、いましがた、この真夜中にもかかわらず、布刈瀬戸を渡ってきたものであり、まさしく因島大橋が架かっている証拠であった。

因島大橋が、営業面でも着実な歩みを続け、尾道・今治ルート完成のための礎石になって欲しいものである。

因島大橋特集に当り、因島大橋によせて思いつくことがらを二、三のべておきたい。

(1) 建設費の比較

因島大橋は、関門橋に10年遅れて完成した。因島大橋と関門橋は、橋の規模や道路延長が極めて酷似しており、10年という年差における建設費の上昇を知る上で、恰好な材料となる。因島大橋の建設費675(375)億円と関門橋の建設費300(130)億円を比較してみよう。括弧内は吊橋部のみの建設費である。いま、全体建設費を比較すると、 $675/300=2.25$ 、吊橋部では $375/130=2.88$ となり、前者の値は昭和48年から57年までの10年間ににおける公共土木事業の建設物価の上昇2.3倍に近いことがわかる。一方、後者の値は、上記2橋の吊橋の建設費の上昇を示しており、約3倍近くになっていることがわかる。

(2) PWS127

因島大橋は、わが国でケーブルにPWS127を採用した最初の吊橋となった。因島大橋をはじめ、大鳴門橋、大島大橋、南北備讃瀬戸大橋でも本格的にPWS127が用いられようとしているとき、アメリカでは、New Port橋のケーブルにPWS61が使われて以来、絶えて久しくPWSの話聞くこともなければ、吊橋の話題すら聞けないのは淋しいことである。

本格的にPWSを採用した関門橋では、PWS127より一段細いPWS91が用いられた。その採用に当って、ASかPWSかをめぐり、現場担当者の間ではかなり詰めた議論がなされた。それは、将来間近に控えた本四連絡橋のために、関門橋として、いまだどちらの工法をマスターしておくべきかというものであった。PWSは撚り角が零のワイヤロープであって、その曳出し架設等は若戸大橋で経験済みであり、将来のためにASこそマスターしておくべきであるという意見と、ASはアメリカに既往の実例がいくらでもあり、全く工法として新しいPWSこそマスターしておくべきであるという意見であった。

関門橋におけるPWSの採用は、必ずしも上記のような議論の結果でなされたものではないが、実際の展開試験をする頃には、PWSは決して撚り角零のワイヤロープではないことを、しっかりと思い知らされることになった。

因島大橋がPWS127を採用するとき、PWS91と比べて剛性の差が、展開試験や現場のハンドリングにどのような影響をもたらすか問題であったが、見事にこれらの点を克服できたといえよう。

幸いにして、ASは南海大橋と平戸大橋で採用され、本四連絡橋でも下津井瀬戸大橋に採用されることになった。今後、PWSとASは適所を選んで用いられてゆくことになろう。

(3) パイロットロープの渡海

若戸大橋以来、採られてきた浮子によるパイロットロープの渡海方式は、架橋地点の海底地形が複雑で、アメリカが行っているキャットウォークロープをいきなり海底に敷設して曳上げる方式が困難であることから採用されたものであった。確実な方法であるが、航行船舶に与える影響や潮流の影響をうけやすいことなどがあり、因島大橋を最後に、渡海の方式は海面の上空を直接曳出す方式に移ろうとしている。今年秋に行われる下津井瀬戸大橋のパイロットロープ渡海の成功を願うものである。

因島大橋と関連区間の概要

Outline of Innoshima Bridge

第二建設局 建設部長 松崎 実
(前) 第三建設局 建設部長 Minoru Matsuzaki

1. はじめに

因島大橋は本州四国連絡橋の第2番目の橋として、また吊橋としては最初の橋として去る58年11月に関連道路を含めて完成し、引き続き12月3日盛大に開通式を挙行し、明4日午前0時を期して供用を開始した。

本橋は、本州四国連絡橋尾道・今治ルート of 布刈瀬戸により隔てられていた向島と因島を結ぶ、橋梁延長1,270m、中央径間770mの2ヒンジ補剛吊橋である。

この橋により、因島は向島と陸続きになるとともに、日本道路公団の尾道大橋を経由して本州と陸続きになり、交通の安定性、随時性が確保されることになった。

2. 路線の概要

路線は尾道市向東町の尾道大橋有料道路の向島側取付部から分岐し、向島のほぼ中央部を縦断し、布刈瀬戸を因島大橋で渡り、因島の北側を通過して因島市重井町で県道中庄重井線に接続する。本道路は延長9.4km、1種3級、設計速度80km/hの自動車専用道路である。車線数は完成系では4車線であるが、当面の交通需要に対しては2車線で対応可能なため、暫定施工を行うこととした。しかし、因島大橋については、

- (1) 吊橋の特性として4車線拡幅時に施工余裕幅がとりにくい。
- (2) 4車線完成橋を2車線供用するには、交通規制等

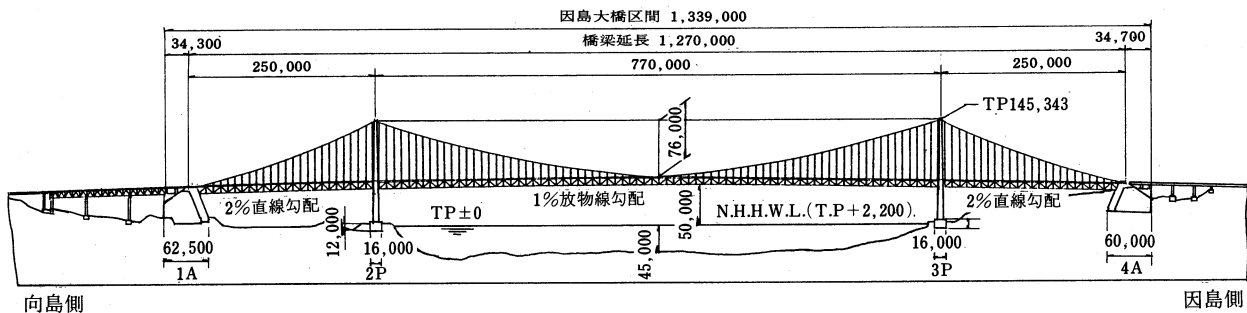


図-1 因島大橋一般図

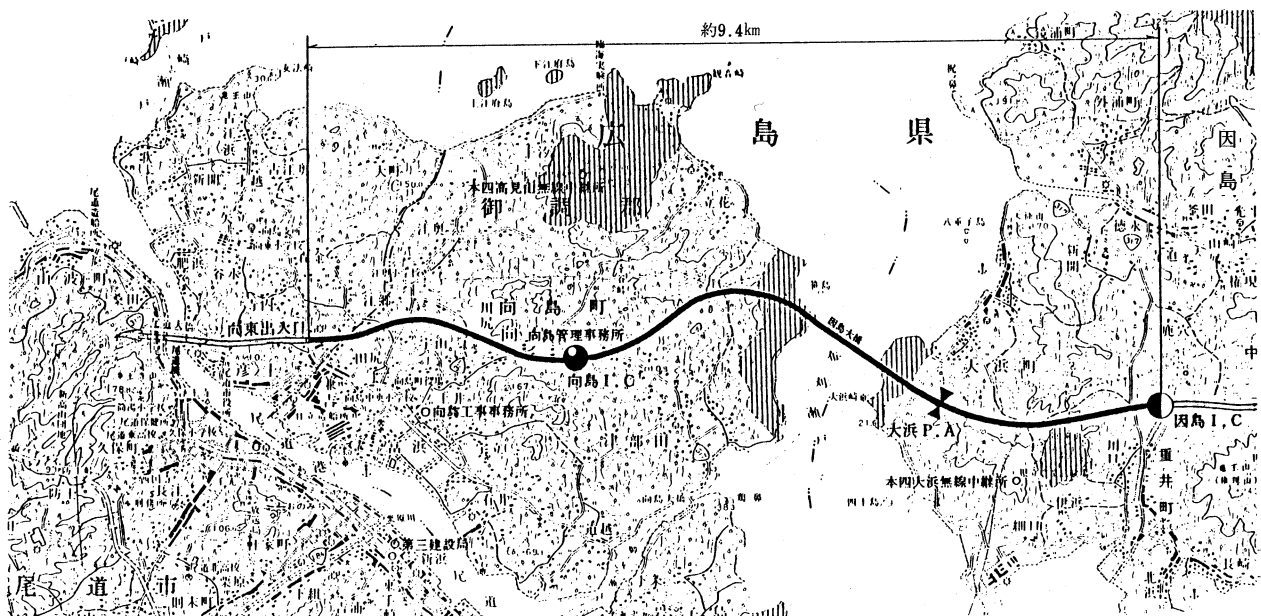


図-2 路線図

の付帯設備の追加投資が必要である。

(3) 追越し区間の確保が可能となる。

などの理由により、大橋を含む前後 1.8kmは完成形の 4 車線とした。

本道路は向東町で、尾道有料道路の他に向島循環線に平面接続するとともに、向島町では向島インターチェンジにより一般国道317号に接続している。

また因島大橋を渡った因島市大浜地区には、大浜パーキングエリアを設置し、向東、向島インターチェンジ、大浜パーキングエリアにバスストップを設置して利用者へのサービスを図っている。

3. 工事の概要

3.1 陸上部道路工事

陸上部道路は比較的急峻な山地に計画されているため、大規模な切土、盛土及び高架橋等が連続している。

土質は基盤が花崗岩であり、硬岩からマサ土に至る広い範囲の風化花崗岩が見られる。従って土工としては、掘削はブルドーザー、リッパ掘削から発破に至る種々の工法が採用され、盛土としては、発破により発生した径 1 m 程度の岩塊盛土から典型的マサ土の盛土まで、広い範囲の盛土工法を採用し、一部高架橋の橋台付近などではテールアルメ工法も採用している。

陸上部道路は向島側 7 工区、因島側 2 工区に分割し、昭和53年度から順次着手し、昭和56年度にはほぼ土工及び法面工の完成を見た。昭和57年度は基層舗装を行い、58年度は表層工及び植生工、管理設備等の工事を実施した。陸上部の土工量は表-1 の通りであるが、捨土掘削が多いため、段階施工として切土は捨土場所の確保の困難性及び工事費の削減のため、オーバーブリッジ部を除いて 2 車線幅で施工している。高架橋等については、基礎を完成形で施工し、橋脚・橋台及び上部工は暫定 2 車線で施工している。橋梁高架の一覧を表-2 に示す。

法面工としては、布刈瀬戸が国立公園特別地域であるため、全面的に緑化することとし、その他の地域もほぼこれに準じた緑化工法を採用している。花崗岩地帯は緑化が困難な地点が多いが、大三島における緑化試験を参考にし、法枠工を多用するとともに、種子吹付工などにより、ほぼ全面的な緑化に成功している。

表-1 土工一覧表

(単位：千³m)

土工	向島	因島	計
切工	1,440	1,040	2,480
盛工	730	790	1,520
計	2,170	1,830	4,000

表-2 陸上部橋梁高架一覧表

橋名	橋長(m)	型 式
第一江ノ奥高架橋	255.7	P.Cポステン3.2.3径間連合成桁
第二江ノ奥高架橋	103.8	P.Cポステン2.2径間連合成桁
王子池橋	120.0	P.Cポステン4径間連合成桁
江尻川橋	238.0	鋼2径間連続非合成桁、鋼単純合成桁、鋼4径間連続非合成桁
嶋心ターチェンジア橋	37.4	鋼単純曲線箱桁
津部田高架橋	127.2	鋼3径間連続非合成桁
第一長谷川橋	70.0	P.Cポステン2径間連合成桁
第二長谷川橋	201.0	鋼3.3径間連続非合成桁
因島大橋東高架橋	158.0	鋼3径間連続トラス
因島大橋西高架橋	90.0	P.Cポステン3径間連合成桁
大浜高架橋	105.0	P.Cポステン3径間連合成桁
橋梁延長	1,506.4	

3.2 因島大橋の工事概要

(1) 橋梁計画

布刈瀬戸は幅が約770mで、汀線部から急に深くなり、潮流も5ノットとかなり早いので、橋脚位置としてはほぼ汀線部としている。このため、中央径間としては770mとなり、中央径間とのバランス上及びアンカレイジ位置の地形地質を勘案して側径間を決定した。主塔形状としては主に経済的な見地から、関門橋でも実績のあるトラス形式を採用している。また補剛桁は最も経済的で架設も容易なトラス形式を採用しており、全体系としては道路橋として普通に見られる2ヒンジ補剛トラス吊橋である。この他の技術的特色としては、吊橋の重量軽減のため、床版にはU字リブ付の鋼床版を初めて採用し、床版と舗装の密着性、変形追従性を高めるとともに、自動車の良好な走行性確保のため、グースアスファルトと改質アスファルトの2層構造の橋面舗装を採用している。

また本橋の特色として、トラス下路部に自転車歩行者道路を設置しているが、これは、

- (1) 自然公園法上の国立公園特別地域内の工作物設置協議の環境庁回答の留意事項がある。
- (2) 海峡部の風速等の自然条件、取付部の地形的な条件、橋梁の延長、構造等を総合的に検討し、技術的に可能であること。

表-3 因島大橋全体工程表

工 種		年度 月		51			52			53			54			55			56			57			58		
				10	1	4	7	10	1	4	7	10	1	4	7	10	1	4	7	10	1	4	7	10	1	4	7
下 部 工	1 A	掘 削																									
		コンクリート																									
	2 P	掘 削																									
		コンクリート																									
	3 P	掘 削																									
		コンクリート																									
	4 A	掘 削																									
		コンクリート																									
上 部 工	2 P	製 作																									
		架 設																									
	3 P	製 作																									
		架 設																									
	ケーブル	製 作																									
		架 設																									
補剛桁	製 作																										
	架 設																										

注) 1. 各工程には設計、準備工等の準備期間を含む。

2. 海上工事の休止期間を示す。

(3) 広島県の県道向島・因島・瀬戸田自動車道線の一環として地元から強い要望があること。
等の理由により幅4mとして計画したものである。

表-3に全体工程表を示すが、本橋は海上工事に対して海事関係者の同意が得られず、塔工事において53年2月から11月まで、ケーブル工事において55年3月から56年3月まで、合わせて2年近い工事中止期間がある。

(2) 下部工事

アンカレイジは向島側、因島側にも海岸まで迫っている山腹を掘削して、良好な岩盤を基盤としてコンクリートを打設して築造した。1A、4Aとも全体を7ブロックに分割し、1リフト1.5mのブロック割でポンプによりコンクリート打設を行った。ケーブルアンカーフレームはトラッククレーン及びタワークレーンにより架設を行った。橋脚基礎2Pは海中に水中型枠を組み立て、コンクリートを打設して重力式擁壁を築造し締切った後、深さTP-5mまで掘削して良好な岩盤を確認した後基礎コンクリートを打設して築造した。因島側の3Pは水深が大きいため、鋼管を建込み締切った後2Pと同様にTP-5mまで掘削した後、コンクリートを打設して築造した。各基礎の主要数量を表-4に示す。

表-4 下部工工事数量 (単位: m³及びt)

基礎名	掘削	コンクリート	アンカーフレーム
1A	100,500	56,000	970
2P	16,200	7,700	50
3P	3,300	8,500	50
4A	212,600	50,000	970
計	332,600	122,000	2,040

(3) 上部工事

1) 塔工事

塔は垂直方向13ブロック、横方向には塔基部、塔頂部、中間水平材取付部は単体としたが、その他の段は3ブロックに分け、斜材等を含めると全体で88ブロックに分けて工場製作を行い、現場で組み立てる工法で採用した、塔の底板と第1段はクリーパークレーンの吊能力を超える重量のためフローティングクレーンで架設し、以後はクリーパークレーンにて架設を行った。クリーパークレーンの吊能力は55t×25mであった。本橋では3Pを架設した後クリーパークレーンを転用して2Pの架設を行った。

2) ケーブル工事

ケーブル工事は塔架設終了後約1年の工事休止の後、昭和56年3月17日にパイロットロープの渡海を行い、本格的に開始された。パイロットロープ渡海は通常のフロート工法を採用し、実質約2時間の作業で終了し、以後ホーリングシステムを完成し、キャットウォークロープの架設を行い、床組みを取り付け、足場を完成した。

ケーブルの架設はプレハブ工法を採用しており、直径5.17mmの素線127本のPWSを世界で初めて採用している。

3) 補剛桁工事

補剛桁は、工場製作した部材を現地に搬入して架設したが、クレーンの能力、工期等を検討し、面材架設を採用した。海上運搬した面材を塔基部で水切りし、塔付クレーンで既設桁上に吊り上げ、運搬台車で架設先端へ運び、既設桁へ順次取り付けの方法で架設した。桁架設に従い、順次鋼床版を架設し、全体を閉合した後舗装、各種の設備工、仮設物の撤去を行い完成した。

この間、船舶航行安全のため落下物の防止には特に留意し、架設先端はもちろん、側面、前面にもネットを設けた移動防護工を設置し、作業面全域をカバーするようにした。

4. 管理施設等

因島大橋は海峡部に架かる橋であり、代替性がないため、通常の道路よりも高いサービス水準を維持すべき性格を有しており、各種の管理施設が設置されている。

(イ) 主として交通管理、サービス用として、

- ・道路情報板(関連道路および本線)
- ・道路照明(海峡部、ICおよびPA、自歩道)
- ・非常電話(本線及歩道)
- ・気象観測設備(海峡部、IC)
- (風向風速、気温、雨量、路温、視程等)

- ・車重計、軸重計、車高計
- ・消化栓、ポンプ等(海峡部橋梁)
- ・工業用テレビ(海峡部橋梁、自歩道)
- ・放送設備(海峡部橋梁、自歩道)

(ロ) 主として施設保守、航行安全用として

- ・検査車、塔内エレベーター
- ・橋梁灯(航路灯、航空障害灯)
- ・視界情報装置
- ・受配電設備および非常用発電設備
- ・船舶動静自動探知装置

これらの施設はすべて向島IC内の管理事務所で一元的に制御可能であり、遠方監視装置により、異常が生じた場合もただちに状況把握可能になっている。

また交通安全施設については、県公安委員会と10数回にわたり、慎重な協議を重ね、各種の対策を行なった。

その概要としては、

- (イ) 対向2車線区間は、全線にわたりチャッターバーを設置するとともに、バスストップなどの必要箇所にはレーンディバイダーを設置し、乱横断防止ならびに分離対策を図る。また全線にわたりデリニエーターを設置し視線誘導を十分に行う。

- (ロ) 海峡部橋梁の特殊性に鑑み、海峡部をはさんで各々2個の可変速度標識を設置する。

- (ハ) 因島大橋東詰の立花地区の急カーブ(R=320)は、防眩ネット付のボックスビームを設置し安全を図る。

- (ニ) 十分な案内標識を設置する。

等であり、これらの措置により、規制速度は対向2車線

道路としてはやや高めの60km/hに決定された。

5. おわりに

因島大橋は、関係者のご協力により無事完成し、供用することが出来た。供用後は大した事故もなく、平日4～6千台／日。休日は約1万台／日の交通量があり、平均6千台／日と予想を上廻る交通量である。特に59年年

始3日間は開業初日を上廻る1万5千台／日以上交通量となった。休日のピーク現象は徐々に鎮静化するとは思われるが、なお当分の間続くものと予想され、周辺道路を含めたピーク対策が必要である。

また本州四国連絡橋の最初の吊橋として、維持管理に意を用い、この面から次の吊橋へのフィードバックも必要と思われる。これらの面に一層の努力をするつもりであるので、関係者の一段のご理解とご協力を期待したい。

因島大橋上部工工事の回想

Thoughts about Super-Structural Erection of Innoshima Bridge

今治工事事務所 所長 旭 一穂
(前)向島工事事務所 所長 Asahi Kazuho

1. まえがき

因島大橋が持つ長大橋としての位置付けは、従来から多くの人が語ってきたところである。現在3ルートを含めて、長大橋の建設が急ピッチに行われている中で、本橋は工事の施工に関することはもちろんのこと、船舶の航行安全対策や旅客船事業に関する補償補填問題の対応等についても、パイロット的役割を果たしてきたことは否めないであろう。

因島大橋の建設に当たっては、若戸大橋や関門橋等で蓄積された技術を基本としながらも、幾つかの新しい試みがなされた。それらは先人がすでに本四技報やその他で発表したものもあるが、本稿はその試みの幾つかを紹介する。さらに筆者が因島大橋の工事で経験したケーブル架設工事、補剛桁工事および鋼床版舗装工事等を現場的発想に立ち、個人的独断を含めて、今後の課題になると思われる設計や施工法等を紹介するものである。

2. ケーブル工事

2.1 工事概要

ケーブルストランドの架設工事は、8月から10月の間に素線5.17mmのPWS-127、91ストランドで実施した。ストランドの架設方法はトラムウェイ方式で、作業能力を考慮して1ケーブル1ループのシステムである。またストランドのリールの水切、仮置場、陸上小運搬および橋台の地形等を配慮して、因島側アンカレイジ後面にアンリーラーを設置して因島側から向島に向かって片側引出しとした。架設作業は昼間2日間をストランドの引出し、定着に要し、2日目の夜間にサグ調整を行うサイクルタイムを標準とした。

2.2 PWS-127の施工性

本橋での新しい試みの中で、関門橋が施工したストランドより一回り太いPWS-127を採用したことがある。具体的には関門橋が5.04mm径の素線91本からなるストランド(単重16トン)に対して、本橋は5.17mm径の素線127本からなるストランド(単重28トン)構成である。

これによりストランド本数が91本と少くなり、アンカレイジにおけるストランド定着部が簡素化する。さらにこの効果はアンカレイジ寸法を小さくさせ、ケーブル架設工程の短縮が期待できる。

ケーブル架設時期は台風シーズンであったが、1日当たりの架設実績は、平均的には1ケーブル当たり3本のストランドが架設できた。しかしストランド1本の重量が関門橋の約1.8倍、さらに剛性が高くなる等で、仮設備機械の大型化、ハンドリング作業の能率低下等があった。

結果的には、PWS-91(関門橋)とPWS-127(因島大橋)の1日当たりの架設重量を比較すると、ほぼ同じであり、当初期待していたほどの工期短縮に寄与していないことから、因島大橋クラスの吊橋では、ハンドリング等で施工性の良いPWS-91も再考の余地がある。

2.3 ケーブル内部温度と架設精度

ストランドのサグ調整は、中央径間および側径間とも絶対サグ測量により、形状が決まった基準ストランド(No.1ストランド)を基本にして、後続のストランド架設はそれとの相対サグを測定しながら施工した。

サグ測量は温度が安定する深夜に実施する。しかしケーブル外表面温度を測定して、その温度を基準に内部温度を推定しサグ調整はするが、目標値のサグに対してケーブルは下がる傾向を示しその調整に苦慮した。

その後、ケーブル内部の真の温度分布を求めるべく、熱電対を内部に挿入して計測したが、結果的には推定値より高いことで理解できた。しかしこの温度管理方法も本スクイズ以降は使えず、ケーブルの中心温度が不明のまま測量を継続したが、ケーブル工事は温度との戦いであるの実感を強くするとともに、ケーブル内部温度の測定方法の開発が望まれる。

2.4 マーキング架設

本橋は本四公団で着手する最初の吊橋であることから、各ストランドを製作する前に展開試験を実施して、その実長を確認している。同時に塔頂サドルや中央径間中央部等、コントロールポイントになる箇所には工場でマークを付けておいた。

ストランド架設はマーキング架設工法を採用せず、前述したようにあくまでも基準ストランドに付かず離れずの相対サグ工法で実施したため、夜間の調整作業が絶えずあり、マーキング架設工法より期間が相当延びている。もしマーキング架設工法で実施すると、作業員の熟練度はあまり要求されず、作業員の数も少なく工期短縮に寄

与するといわれているが、成果品が日本人の抱く平行線ケーブルの理想像と乖離していなければよいが。また今後ケーブル製作グループと架設グループが異なる場合、ケーブルの製作精度と架設精度に対する責任が表面化することも予想され、本橋のケースだけではマーキング架設の是非は判断できない。

2.5 キャットウォーク足場

ケーブル工事の中で、空中作業場であるキャットウォークの占める位置は大きい。ここではキャットウォークの架設方法、セットバックする時に利用したキャットウォークロープおよび多重の落下防止ネットを採用したこと等を紹介する。

キャットウォークの架設工法としては、従来からある滑り工法と、わが国で初めての架設台車工法を試みたが、後者は大変順調に作業が進み、工期的にも前者より早く施工ができた。

ストランド架設時の塔のセットバックは、関門橋ではトラクションロープで実施したが、本橋は側径間キャットウォークロープを兼ねて使用し良好であった。

架設中は物を絶対落さないよう、特に小物の落下防止に配慮した。具体的には現場での小さなボルトやナットの組立てはしないよう施工計画をたてたり、合繊ネットをキャットウォーク底面や側面に敷設して安全対策の一環とした。

3. 補剛桁工事

3.1 工事概要

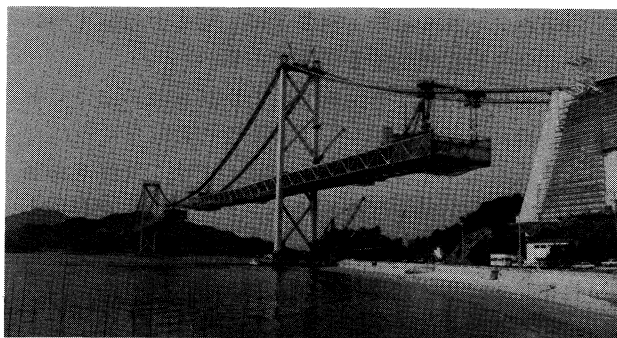
本橋は布刈瀬戸の海面上で工事をするため、関門橋においてすでに実績のある、面材架設工法による逐次剛結法を採用した。また架設時における架設先端パネルのハンガー張力の増大と、ハンガー引込みに要する仮設備の規模が大型化することから、中央径間の主塔から9パネル目に架設ヒンジを設けて、架設時応力の軽減を図った。

架設用仮設備としては、水切クレーン、塔付デリッククレーン、橋上台車、トラベラークレーン、ケーブル移動足場、さらに移動防護工等を使用し、主構トラスは2パネル分(約20m)、主横トラスは1格点分の面材を単位として施工した。なお、架設工期は塔付第1パネルを7月に着手してから、翌年の3月に閉合したものである。

3.2 補剛桁の閉合と立体仮組

中央径間最終パネルの閉合は、一般部と同様、2パネルの主構部材を、因島側よりトラベラークレーンにて架設した。閉合直前の桁の縦断形状は、完成時勾配に比べて未載荷死荷重分だけ全体的に上方に変位している。また主ケーブルの変位により閉合部の橋軸方向の長さも、所定の部材長に対して短くなっている。

このため、閉合作業前に上下方向と橋軸方向の調整が必要であり、前者は閉合部の主構トラスの仕口面を合わすため、ハンガーロープ引込装置に設けてある油圧ジャ



写真—1 補剛桁架設

ッキで操作するとともに、後者は中央径間側の桁全体を、両主塔の中間水平材部で約7tの縦引き力で25mmづつ引くことにより、容易に閉合することができた。

補剛桁架設期間を通していえることは、架設ステップごとに各部材の応力、変位等を測定してその安全性を確認してから工事を進めたが、各部材とも目標値と近似していた。もちろん製作精度がすぐれていたことも事実だが、本橋は出荷前に工場で立体仮組を実施して、完成形状を確認してあるという安心感で、現場の架設グループが仕事をしていたのが印象的であった。

3.3 トラベラークレーンの作業性

本橋の面材架設重量は、最大で約40t、高さ10m、長さ20mで施工したが、この条件での標準サイクル工程は約6日であった。このサイクルの内容を検討すると、本体架設が3日間、残りの3日はトラベラークレーン、ケーブル移動足場、さらに移動防護工の移動、固定等に費した。

このように仮設備の移動、固定にサイクルの半分を費していることは、それが工事の安全に直結する唯一の工法であるならやむを得ないが、工程管理上からは今後の課題として見直したい。

例えばトラベラークレーンの現場での動きに着目すると、この移動は敷設されたレール上を走行するが、レールの盛替え、さらにトラベラークレーンの移動や固定に多くの時間を要し、また固定作業が不安定な状態で閉合まで繰り返し行われる。

この代案として、例えばトラッククレーン(150t吊)を考えると、既設の鋼床版上であるならば任意に移動が可能であり、固定作業も容易でブームの施回角度も360°と広くとれて、作業性は大きく改善され工期短縮にも寄与すると思われる。

3.4 ケーブル移動足場の改良

サイクル架設の一部に、ハンガーロープを補剛桁に引き込む作業がある。このため東西のメインケーブル上にケーブル移動足場を設置して、桁架設の進捗に合わせてケーブル上を移動する。

ハンガーロープを桁に引き込む方法は、ケーブル移動足場の一部にケーブル引込装置を取り付け、補剛桁の弦

材をつまみジャッキ操作で引き上げ、無応力状態でハンガーロープを桁に固定する工法である。

この工法は関門橋でも実施されたが、前述のようにケーブル移動足場の装置がケーブル上を移動しなければならず、重量もあり不安定であるため、工法を見直す課題の一つであろう。例えば既存のハンガーロープ自体にクランプ装置を付け、さらにジャッキを付けて桁に引き込む工法であるが、これが実現すると工法も単純化して、架設地点の現場が整備される。

3.5 鋼床版後架設と現場溶接

従来の床版架設は、補剛桁が閉合してから実施していたが、補剛桁を逐次剛結法で架設する前提で風洞実験の結果、4車線の車道構成のうち中側2車線の鋼床版を、補剛桁架設のサイクルの中で敷設しても安全であることが確認された。この工法で施工すると、従来工法に比べて作業性、安全性を向上させるばかりでなく、工程短縮ができる。

本橋の架橋現場で経験したことは、冬期に北西の季節風が卓越していたが、作業に危険を感じて中止したことはなく、台風シーズンが過ぎれば、4車線全巾の鋼床版架設も可能であると思われる。当然のことながら、鋼床版後架設が省略できれば、天候に支配される橋軸方向の現場溶接も不要となり、架設工程はさらに短縮できるとともに、作業スペースが広く確保でき安全性にも大きく寄与できる。この件に関しては、再度、架橋地点ごとの耐風安定対策の見直しが必要であろう。

鋼床版縦リブの現場継手は、大半が手溶接であり、縦桁に近接しているリブだけは溶接が困難であるため、高力ボルト継手で施工した。鋼床版の現場溶接は桁が閉合してから約2か月を要し、工程上のクリティカルパスになっている。

縦リブの手溶接は、施工場所が鋼床版下面の狭い位置で、溶接姿勢が上向立向きとなり、作業性も悪く良好な品質は期待できないこともあり、今後は上記の欠点を補い、工程短縮にも寄与できる高力ボルト接合が望ましい。

4. その他工事

4.1 鋼床版舗装工事

本橋は、従来の吊橋で多く用いられていたコンクリート系の床版に代わり、鋼床版を採用した最初の吊橋である。長大橋になると死荷重応力の割合が高くなることは、一般的傾向であり、死荷重の軽減化が経済性にも大きく寄与する。

しかし、鋼床版は軽量である長所を有する反面、剛性が小さく、撓み易く、局部的変形も大きい短所を持っている。さらに本橋は海上にあることから、腐食への配慮が重要になる。上記の欠点を改良した本四橋面舗装基準に則り、鋼床版舗装に踏み切った。

舗装構成は変形に追従性が良く、防水性のあるグース

アスファルトおよび改質アスファルト採用して、総厚は65mmで盛夏に施工した。結果的には従来のコンクリート床版を採用した場合の吊構造全体の重量と比較すると、約10%軽減することができた。

本橋の鋼床版は、工場製作時から架設して舗装するまでの期間がかなり長期化した。したがって鋼床版には製作時に防錆材として、無機ジंकを塗布しておき、現場において新たに発錆した場合は、有機ジंकを局部的に塗り、鋼床版本体に錆が侵入しないよう管理した。

一方舗設時には、鋼床版とグースアスファルトの接着の良否が、今後の舗装評価に大きく影響すると判断して、残存していた防錆用ジंक系塗料を、大型現場ブラスト機でホワイトメタルになるまで除去した。この直後に接着剤を塗布して、平均気温が30°以上続く8月に舗装工事を実施した。

鋼床版の輸送や架設に必要であった吊ピースの除去に関しては、舗装の平坦性を確保する要求から、吊ピースの完全除去が望まれた。一方施工する立場から着目すると、ガスで切断することにより鋼床版下面が、熱影響で塗膜を損傷しないよう注意深い施工が要求され、苦慮した。今後は吊ピースを取り付ける位置や、除去しやすい構造の検討が待たれる。

架設中における鋼床版上の排水を考慮して、水抜き穴を鋼床版側面に設けたが、本橋の場合架設ヒンジを設けたこともあり、場所によっては一時的ではあるが、完成時と逆な縦断勾配になることも配慮して、排水を考えるべきである。

4.2 電波吸収材と航行援助装置

船舶から発するレーダー波が、本橋に反射して生ずる鏡面反射偽像対策として、ゴム、副生フェライト、カーボンからなるシート状の電波吸収材を開発した。この吸収材は中央径間の航路巾に限定して、主構トラス外側面に貼付してある。このような偽像出現の軽減を図る対策は、ドイツのライン河に架る橋梁にみられるが、日本では最初の試みである。

本橋で電波吸収材の採用が決定した時、補剛桁の製作および塗装が工場ですべて完了していたため、その表面に有機材の接着剤を塗り、電波吸収材を貼り付けた。

この接着剤が有機材であり、長期に亘る使用実績が無い等の課題を持っている電波吸収材は、今後十分な監視を続ける必要がある。

一方視界不良時には、橋梁附近での船舶の有無を航行している船舶に、灯火等で周知させる航行援助装置を開発して設置した。この装置としては、船舶動静自動探知装置やレーダービーコンがある。また橋上の道路照明についても、航行船舶への配慮から海上へ光ができるだけ漏れないよう、灯具を開発して設置した。

4.3 自転車歩行者道と管理体制

本橋は広島県が建設する大規模自転車道計画と整合し

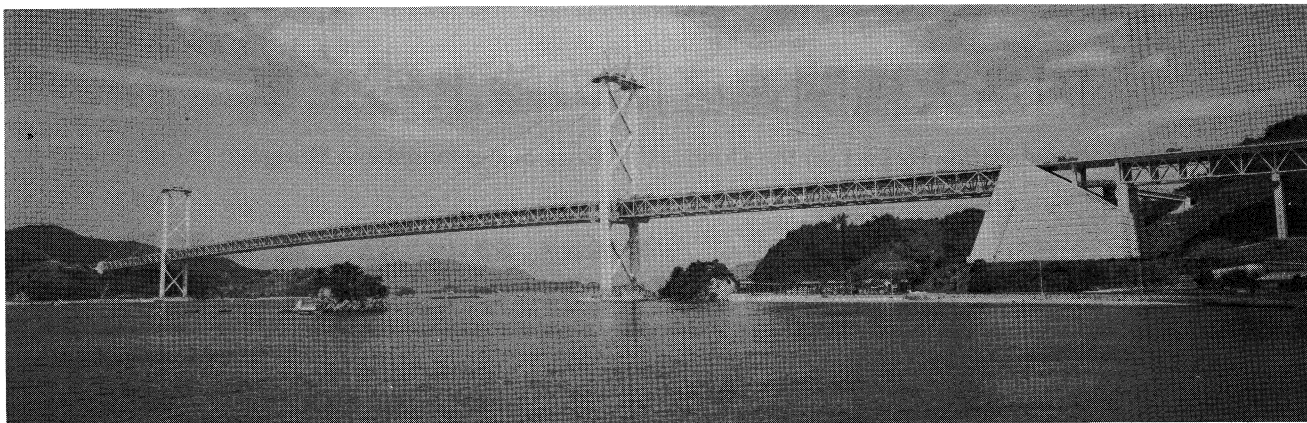


写真-2 完成した因島大橋

ており、吊橋の下段に幅員 4 m の自転車歩行者道を設けた。吊橋に歩道が設置されているのは珍しくないが、自動車専用道に設けるのは異例であろう。

橋上に、歩行者等が 50 m 下の海面に落下しないよう、航行船舶に物が当たらないよう、高さ 2.5 m の落下防止柵を設けた。さらにアンカレイジ内での自歩道の位置は、本来的に公団が維持管理用に使用する通路や階段と一部競合する。一般歩行者が、この管理用通路等を利用して、アンカレイジの内部や桁の検査路へ自由に往来することは管理上非常に問題がある。

このため、自歩道の境界部には高いコンクリート壁を設け、種々の出入口には門扉を設置する等、当初計画していなかった管理施設を配置した。

自転車歩行者道の設置は地域住民の願望であり、重量的にもあまり問題視されないであろうが、維持管理面からみると、例えば不法侵入者対策、夜間照明、治安対策等今後の大きな課題の一つであろう。

5. あとがき

因島大橋の開通式は、快晴に恵まれて昭和58年12月3日、千数百名と多数の関係者出席のもとで挙行された。

今ここに、因島大橋の優雅な姿を布刈瀬戸で見るにつけ、本橋が幾久しく地域社会に貢献してほしいと願望するとともに、一期一会という気持を抱き工事で苦楽を共にした関係の皆様が、今後もこの経験を生かして活躍されんことを祈念する次第である。

因島大橋の建設の歴史を辿ると、昭和52年の起工式よりさらに溯り、公団発足時までと聞く。この間公団はもとより国、地方公共団体、さらに民間の多数の皆様のご指導、ご協力および努力に対して厚くお礼申し上げる。

参考文献

- 1) 香川：因島大橋ケーブル製作 本四技報 1981 10
- 2) 香川、平野：因島大橋ケーブル架設 本四技報 1982 4
- 3) 村上、新田：鋼床版舗装 本四技報 1982 10
- 4) 旭、平原：因島大橋補剛桁架設の概要 サスペンションエー
ージ 1983 1
- 5) 香川、平原：因島大橋補剛桁架設 本四技報 1983 7

因島大橋関連区間の陸上部工事

Construction Report on the Connecting Root of the Innoshima Bridge

第三建設局 建設部維持課長 越智 啓 登
Hiroto Ochi

1. はじめに

因島大橋関連陸上部工事は因島大橋下部工工事より、約1年半おくれて、昭和53年6月に土工工事から着手し、引続き橋梁上部工工事、舗装工事、管理施設工事、植栽工事、標識工事を行い、58年11月末にすべて完了した。本道路は向東出入口から因島ICまで本線延長で約9.4kmであるが、向東では日本道路公団管理の尾道大橋有料道路と直結しており、因島は本州と結びついた事になる。さらに日本道路公団は現尾道大橋有料道路を尾道バイパスまで延伸を図るべく、現在用地交渉の段階にきており、61年度に完成させんとしている。また建設省は尾道バイパスから延伸した松永バイパスを工事中であり、いずれは福山西ICで山陽道に取りつく事になる。このように周辺の道路網が整備されるつれて、因島大橋関連道路も単なる地域開発道路に止まらず、ますます南北を継ぐ横断道の性格を帯びてくる。したがってEルートの本四道路も次の橋、次の橋とつないでいく必要がある。

2. 土工工事

2.1 捨土計画と実際

本四道路は、縦断線形のコントロールポイントの一つに海峡部の長大橋の桁下空間にとらざるえないので、島内の施工延長が短かいと、切盛土のバランスがとりにくく、どうしても捨土が増加しやすい。このような場合、土工工事をスムーズにするためには、いかに捨土計画を立案し、実行するかにかかっている。

表-1は向島7工区と因島2工区における道路掘削、捨土掘削の土工工事における当初と変更後の数量である。表が示すように捨土掘削量は、当初向島工区では53万 m^3 あり、全体量137万 m^3 中の約4割弱を占めていた。また因島工区でもそれは約2割弱を占めていた。これらの捨土に対して、向島工区では図-1に示すような事を計画していた。また因島工区では因島IC周辺の低地の農地改良事業に協力する名目で捨土を処分する計画を立てた。またそれは結果的に約7万 m^3 の数量増となったが、当初の方針どおり、因島IC周辺で処分できたので、問題はなかった。しかし向島工区では、設計変更のため、約10万 m^3 増加した事、因島の産業団地造成地は鋼製矢板の崩壊等が原因で、当初計画の1/3程度しか処分出来なかった。このため、工事途中において捨土計画を大巾に見直す事

表-1 因島大橋関連道路の土工事

	道路掘削(万 m^3)		捨土掘削(万 m^3)		全土工量(万 m^3)	
	当 初	変 更	当 初	変 更	当 初	変 更
向島工区	84	83	53	63	137	146
因島工区	79	79	18	25	97	104

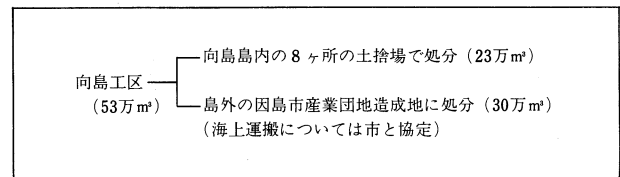


図-1 当初の捨土計画

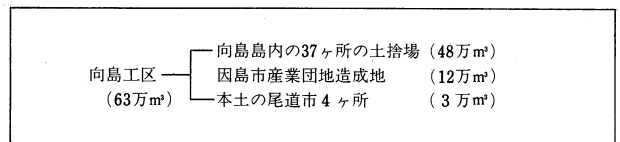


図-2 変更後の捨土

になった。まず捨土費用の経済的リミットを本土の尾道市の長者原に置き、それ以内の費用でという事で、向島々内を中心に、遠くは福山市の松永付近までを含めて捨土可能地を捜すため、職員は多くの労力を費やして、東奔西走せざるえなかった。図-2は変更後の土捨て場である。捨土量の最も多い川尻西工事では、捨土量30万 m^3 を処分するため、1,000 m^3 程度の小土捨て場から最大6万 m^3 程度の土捨て場を含め24か所必要であった。このように非常な無理をしたため、ある塩田跡の土捨て場では、5m程度の埋土にかかわらず、周辺の数軒の家屋の壁にクラックが生ずる等の被害が生じた。これはその後の土質調査の解析で、正規圧密状態のシルト層に対する捨土荷重に起因する引込沈下が原因とわかり、後まで尾が引いた。

2.2 切土における土砂・軟岩・硬岩の区分線

今回の陸上部工事の切土における土砂・軟岩・硬岩の割合は、当初全切土量234万 m^3 に対して、71:9:20で構成されていたが、工事の途中で行われる土砂・軟岩の判定試験(21トンブルドーザーによる施工能力試験)、と軟岩・硬岩判定試験(32トンハイドロリックリッパ付

ブルドーザーによる施工能力試験)の結果、土・軟・硬の区分線が大きく変更し、変更切土量250万 m^3 に対してその構成割合は土砂43:軟岩14:硬岩43となった。この原因は、設計時にボーリング調査、弾性波調査等から求めた切土部分の岩質区分において、因島試験盛土工事の結果から C_L クラスまでが土砂、 C_M クラスが軟岩、 C_H 以上が硬岩としていたが、この分類では本四の規定する施工管理試験結果と合致しなかったためである。今設計当初の岩質区分横断面図に、土・軟・硬判定試験から判断した区分線を図-3のように記入し、完成に於ける土・軟および軟・硬の境界が、各岩質区分のどの位置にくるかを全切土区間のSTA毎にプロットしてみた。図-4は因島工区における一例である。この結果から向島工区、因島工区及び両工区を合せたものを図-5に示した。これより両島間で多少の差はあるが、平均すると風化花崗岩のDクラスはほとんど土砂であるが D_H 程度からは軟岩に属し、また C_L クラスの中位以上の岩盤は硬岩に属する結果となった。

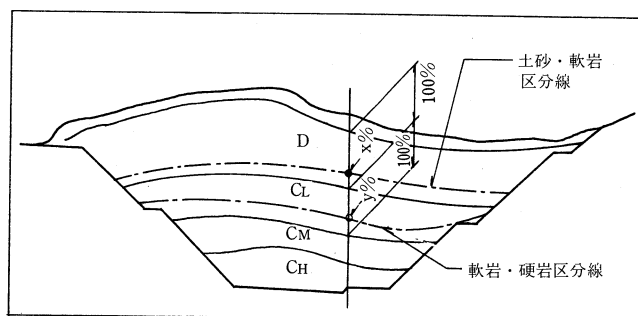


図-3 横断における区分線

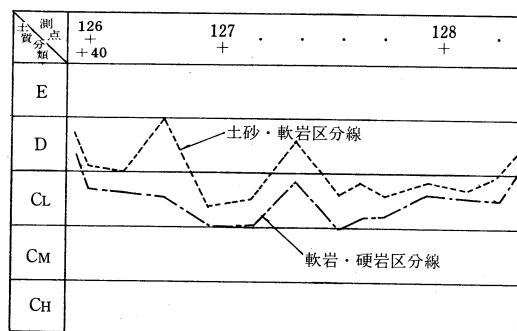


図-4 区分線

	向島	因島	向島・因島
E			
D	65%	77%	土砂 70%
CL	44%	54%	軟岩 50%
CM			硬岩

図-5 地域別全体区分線

2.3 土量変化率の検討

土砂・軟岩および軟岩・硬岩の判定時に現場密度を同時に測定している。表-2、表-3は度数表であるが、土・軟の境界で地山の湿潤密度 $\gamma_t=2.26g/cm^3$ 、軟・硬の

表-2 土・軟判定時における現場密度測定

No.	区 分(g/m^3)	度 数 マ ー ク	度数f
1	1,800 ^{以上} ~ 1,850 ^{未満}		1
2	1,850 ~ 1,900	/	1
3	1,900 ~ 1,950	///	8
4	1,950 ~ 2,000	/	1
5	2,000 ~ 2,050	///	3
6	2,050 ~ 2,100	///	5
7	2,100 ~ 2,150	///	10
8	2,150 ~ 2,200	///	6
9	2,200 ~ 2,250	///	15
10	2,250 ~ 2,300	///	19
11	2,300 ~ 2,350	///	33
12	2,350 ~ 2,400	///	23
13	2,400 ~ 2,450	///	6
14	2,450 ~ 2,500	///	9
15	2,500 ~ 2,550	///	2

表-3 軟・硬判定時における現場密度測定

No.	区 分(g/m^3)	度 数 マ ー ク	度数f
1	2,200 ~ 2,250	/	1
2	2,250 ~ 2,300	/	1
3	2,300 ~ 2,350	///	5
4	2,350 ~ 2,400	///	9
5	2,400 ~ 2,450	///	8
6	2,450 ~ 2,500	///	6
7	2,500 ~ 2,550	///	8
8	2,550 ~ 2,600	///	8
9	2,600 ~ 2,650	///	3
10	2,650 ~ 2,700		0
11	2,700 ~ 2,750	///	5
12	2,750 ~ 2,800	/	1

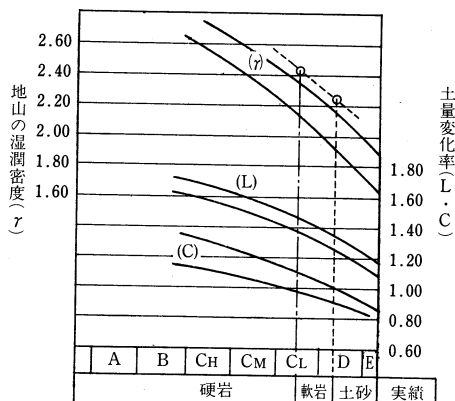


図-6 地山の密度と土量変化率

境界では $\gamma_t=2.44\text{g/cm}^3$ の湿潤密度をえた。これらの値を因島試験盛土工事において得られた土量変化率と、地山の湿潤密度の図にプロットしたのが図-6である。 γ_t がLおよびCの土量変化率と対応すると考えられる事、および土・軟・硬の判定試験が実際の境界よりやや内側の位置での試験である事を考えると、試験盛土工事で求めたL、Cの範囲曲線の上限付近が実際のL、Cであると思われる。例えば、路床上はほとんど軟岩が使用されたと考えると、締固め密度管理データから川尻西工事では $C=1.07$ 、植条工事 $C=1.08$ 、大浜工事 $C=1.09$ 、重井工事 $C=1.10$ でほぼ推定どおりである。

2.4 のり面保護工

(1) 盛土ののり面保護工

盛土ののり面保護工を選定するに当たっては、特に次の点に留意した。①盛土材がマサ土であるのでエロージョンの防止を図る。②現地発生の岩砕の有効利用、③経済性。その結果最下段、中段、最上段と3つののり面に分けて検討した。まず最下段ののり面は30cm内外の岩砕による岩砕張工を採用した。それより上部ののり面にはコンクリート枠工で枠内には土砂を間詰し、さらに種子の吹付を行っている。のり枠については、鋼製のり枠の方が軽量で施工性に優れるという意見があったが、上部になるほど、のり枠の大きさを大きくするなどして経済性に配慮した。これらの工法の採用の結果、完成までに何回かの梅雨期の大雨を経験したが、法面崩壊はほとんどなく、所期の目的を達せられたものと考えられる。

(2) 切土ののり面保護工

切土ののり面保護工については、のり面施工基準（向島工事事々所編）に従って設計を行っていたが、工事の進捗に伴い、土軟硬線が大巾な変更となったので、のり面保護工もののり面の施工管理試験として行われる事前状況調査の結果により変更せざるえなかった。未供用側ののり面という事で若干グレードを落したのり面部の工種を除いて、向島・因島の切土のり面を工種別に集計した

のが表-4である。岩盤の状況（風化状況、節理、湧水等）、勾配等からそれに合った工種を選定したが、表中の工種以外を加えると、20種類近くになった。また同表には岩質に対してそれぞれ適用した工法を大略示した。土砂では吹付工法、軟岩は植生穴工、硬岩は植生モルタル工がコドラート調査でも種子成育本数の規定数を満足している。しかし特殊な工種の植生マット工、植生袋は必ずしも良い成績をあげていない。特に非常に苦労したのは長大のり面ののり面保護工で、向島工区では縦断線形の関係で長大なり面が多く、川尻西工事では最高13段の小段（1小段の高さ7m）を有するのり面が出現している。それらののり面はほとんどが硬岩であり、また勾配がきつく、植物の発育土壌の面から云えば、肥効性、保水性の欠除が著しいのが特徴である。例えば、因島大橋に最も近い向島の立花工区の長大のり面は、12段の小段を有するのり面であり、のり面全体が写真-1に示すように C_{II} 以上の比較的新鮮な花崗岩でしかも節理が発達しており、垂直な節理を有する面も多く、ごつごつした感じで、とうてい通常の植生では、緑化はむずかしい感じであった。しかもこの地域は国立公園第2種区域なので、早期の緑化が義務づけられていた。当初の設計では、プレキャストのり枠工と枠内に植生表土を考えていたが、前述のような岩盤の状態なので、のり枠のセットがむずかしく、最下段と次ののり面において、今まで硬岩に対して比較的成績の良かった植生モルタルについて、3種類の工法で比較試験を試みた。この結果のり面に溝状に吹き付けるモルタル植生工を採用した。またその上に金網のストーンネットを被せ、節理面からの岩石のはくり、落下防止に備えた。写真-2は、開通直前に撮った写真であるが、垂直、あるいはそれに近い節理面部以外は、ほぼ順調に成育している。小段やのり面には付近の赤松林の実種からの生育が見られるが、これらが成木に生育までのにり面保護工が役目を果たすかどうかは、今後の維持管理の問題である。

表-4 切土のり面の保護工と適用範囲

工 種	採用率 %	適 用 範 囲				
		土 砂	土砂~軟岩	軟 岩	軟岩~硬岩	硬 岩
吹付工法	SE(A)	3.3	○			
	SE(B)	1.7	○			
	SE(C)	1.4			○	
	SE(D)	0.7		○		
	SE(AN)	5.2		○		
植生穴工法	P(C)	3.2	○	○		
	P(AN ₁)	6.8		○	○	
	P(AN ₂)	24.7			○	
植生モルタル工法	CSSES	18.3			○	○
	CSSES+SN(B)	20.5				○
特殊工法	植生マット	3.8			○	
	植生袋	0.5			○	○
特殊部採用工法	PCG	8.6	特 殊 部 (崖錐等)			
	現場打のり面	0.2				
	コンクリート吹付のり枠	1.1				

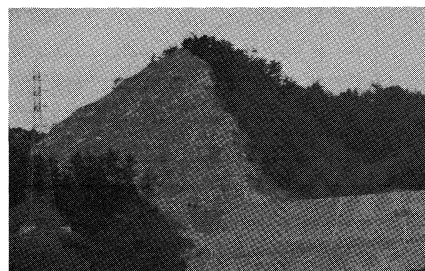


写真-1 植生モルタル施工前



写真-2 植生モルタル施工後

2.5 施工法と品質管理結果

表一5は、向島・因島の工区で代表的な盛土材を有する。3つの工区について、それぞれどのような施工法によってどの程度の路床が仕上がるかを示したものである。

なお、たわみ測定は複輪5t以上、空気圧7kg/cm²のトラック、ベンゲルマンビームを使用して測定した。またその値は10地点の平均値である。

堤工区……風化が進み、他の工区に較べると、細粒分の多い工区)

津部田工区…風化が進み、盛土材として最適な材料を産する工区(川尻西・大浜工区)

立花工区……風化が少いため、粗粒材を多く産し、バインダーとの混合が必要な工区(植条・川尻西・重井工区)

いずれの工区においても、路床仕上り面では規定値(5mm)内のたわみに収まったが、立花工区のように粗粒材を多く産する工区では、不均一な密度の盛土になり易いので、バインダー等の工夫が必要であった。その場合、混合割合や混合方法等を決める試験盛土を別に行った。

3. 陸上部橋梁

3.1 概要

因島大橋関連陸上部での橋梁は、コンクリート橋(PC橋)6橋、鋼橋5橋であり、それらの概要は、表一6に示すとおりである。

3.2 設計

陸上部橋梁については、設計上特に配慮したものは少ないが、2～3上げてみる。その1つは、因島大橋取付橋の東西高架橋のトラスの主構高である。(H=8.0m)これは、因島大橋の主構高(H=9m)と似かよっており、国立公園第2種区域内という事で、海からの景観を重視して、写真一3にみられるように、大橋のトラスとの連続性をもたせている。このため、スパンの割には、トラスの主構高は、この種の一般橋梁に比して不釣合な設計となっている。次にPC橋では、すべてポステンションの連結合成桁で設計した。主桁の設計に当たっては、中間支点の剛性低下を考慮して、橋面荷重および活荷重は

表一5 盛土材料と施工結果

工区	盛 土 材 料														施 工 法			品 質 管 理 結 果			
	使用区分	加 積 通 過 率 %								自然含水比 (%)	突固め		修正CBR		転圧機種	転圧対象	転圧回数	締固め度 %	たわみ測定		
		50.8	38.1	25.4	19.1	9.52	4.76	0.42	0.075		OMC (%)	γ _{max} /cm	90%	95%					最大変形量 mm	弾性変形量 mm	塑性変形量 mm
堤工区	上部路床					100	90 ⁸	26 ⁸	5 ⁸	5 ⁸	9 ⁸	1.984	5 ⁸	10 ⁸	タイヤローラ	路 体	8	95			
	下部路床					100	95 ¹	31 ³	16 ⁵	12 ⁵	10 ³	1.904	7 ⁰	22 ⁶	全重量	下部路床	8	97			
															18~20t	上部路床	12	97	2 ⁰¹	0 ⁴⁷	1 ⁵⁴
津部田工区	上部路床				100	96 ¹	84 ⁵	31 ⁵	12 ⁰	11 ⁸	11 ⁵	1.933	25 ⁵	34 ⁵	BOMAG	路 体	6	95 ⁵			
	下部路床				100	91 ⁹	81 ⁶	32 ¹	9 ⁵	10 ⁴	10 ¹	1.950		35 ⁶	BW200 全重量8 t	下部路床	8	96 ⁴			
	上部路床				100	92 ¹	77 ⁰	53 ¹	11 ¹	9 ⁸	9 ⁵	1.943		36 ⁰	(振動ローラー)	上部路床	10	98 ⁰	1 ⁵⁰	1 ²⁰	0 ³⁰
立花工区	下部路床	100	96 ⁶	96 ¹	95 ³	89 ⁹	72 ⁷	15 ⁵	5 ⁵	4 ⁴	8 ⁵	2.088	15 ⁰		インガソール	路 体	8	95 ⁰			
	上部路床				100	93 ⁹	75 ⁵	27 ⁰	9 ⁹	10 ⁰	9 ⁷	1.943		34 ⁰	ランド 全重量19t	下部路床	8	97 ⁰			
	上部路床	95 ⁷	94 ¹	93 ²	93 ²	90 ⁷	80 ⁷	20 ⁹	7 ³	4 ⁹	8 ⁷	2.072	24 ⁰	62 ⁰	(大型振動ローラー)	上部路床	8	98 ⁵	1 ³⁶	0 ³	1 ⁰⁶

表一6 陸上部橋梁の概要

内 容	橋 名	第一江ノ奥	第二江ノ奥	王 子 池	江 尻 川	向 島 インターチェンジ	津 部 田	第一長谷川	第二長谷川	因島大橋東	因島大橋西	大 浜
	高 架 橋	高 架 橋	橋	橋	ランプ橋	高 架 橋	橋	橋	橋	高 架 橋	高 架 橋	高 架 橋
型 式	PC連結合成	PC連結合成	PC連結合成	鋼単純合成	鋼単純箱桁	鋼3径間非合成	PC連結合成	鋼3径間非合成	鋼3径間連続トラス	PC連結合成	PC連結合成	PC連結合成
橋 長(m)	255 ⁷ m	103 ⁸	120.	238.	37 ⁴	127 ²	70.	201 ²⁵	150.	90.	105.	
支 間 割(m)	2@ (31 ¹⁵ +32+31 ¹⁵) +2@31 ¹⁵	4@ 25 ³⁵	4@ 30.	2@33+52+4@30	—	39+48+39	2@ 34	3@36 ² +3@30	48 ² +58 ⁷ +48 ²	3@ 29 ⁵	3@ 34 ⁷⁹	
有効幅員(m)	10 ²⁵ m	10 ²⁵	10 ²⁵	10 ²⁵	2×6 ⁷⁵	10 ²⁵	10 ²⁵	10 ²⁵	2×9 ⁰	2×9 ⁰	A・lim 14 ⁰ B・lim 14 ⁴⁹	
主 桁 数(本)	4本	4	4	4	2Box	4	4	4	2主構	8	12	
床 版 厚(mm)	200m	200	210	220	200	210	210	210	210	200	210	
舗 装 厚(mm)	75mm	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	
鋼 重(t)	—	—	—	385 ¹ t	131 ²	342 ⁶	—	343 ²	792 ⁸	—	—	
支 承	ゴ ム	ゴ ム	ゴ ム	ピ ン	支承板	ピ ン	ゴ ム	ローラー	ローラー	ゴ ム	ゴ ム	
架 設	トラッククレーン	エレクションガーダー	エレクションガーダー	スレージング工法 によるトラック クレーン	スレージング工法 によるトラック クレーン	スレージング工法 によるトラック クレーン	エレクションガーダー	スレージング工法 によるトラック クレーン	張出工法 + トラッククレーン	エレクションガーダー	エレクションガーダー	
基 礎	直接基礎	5 基	5	5	11	2	4	1	5	3	6	6
	枕 基 礎	4 基	—	—	—	—	—	2	—	—	—	—
	ケーソン基礎	—	—	—	—	—	井筒 2	—	深礎 4	—	—	—
駆 体	橋 台	逆T式 拱壁式	逆T式 拱壁式	拱 壁 式	拱壁式 逆T式	逆 T 式	箱型式 逆T式	箱型式 拱壁式	拱壁式 逆T式	ラーメン式	拱 壁 式	拱壁式 逆T式
	橋 脚	T 型 式	T 型 式	張出し式	T 型 式	—	T 型 式	T 型 式	T 型 式	ラーメン式	ラーメン式	ラーメン式

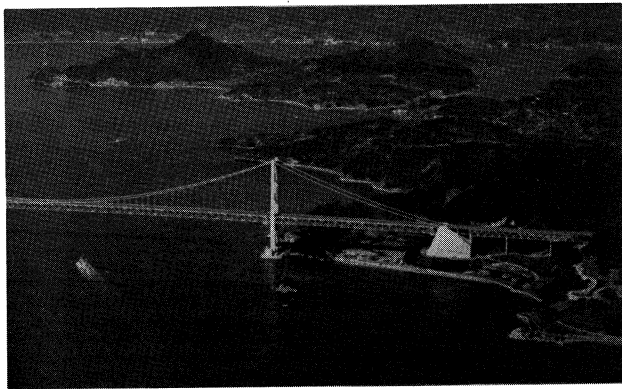


写真-3 右端因島大橋東高架橋

10%増とし、連続桁としての中間支点上の負のモーメントは道路橋示方書(9・1)によりて減した。またこの型式では支間長25~30m程度の橋梁が多いが、当関連では30~35mまで適用範囲を拡げた。またPC橋で、当初設計から大きく変わった点は、主桁にプレストレスを与えるPC鋼材である。当初PC鋼線であったが、施工性および経済性(スパン30m以上では、PC鋼線よりPCより線を使用した方が、工費面でも優れる)に優れているので、PCより線に変更し、工費の節減を図った。最後に橋面排水であるが、一般に橋梁の排水管については、美観上の立場から問題となる事がある。特にPC橋の場合、一般に排水管の処理方法が困難であるが、当関連陸上部の橋梁では、地覆をメタルで作った排水溝兼用のオートガードを採用し、美観面に配慮している。

3.3 施工

(1) 橋台周辺の土工

橋梁で特に注意を払ったのは、橋台周辺の土工である。その中でも橋台の裏込部は、一般的に締固の不十分となりがちで、供用開始後それによる橋台背面の沈下が問題となる事例が少なくない。そのため本工事では、締固めを施工するとともに、裏込完成後はすぐに上部路床面上に踏掛け板の施工を行った。しかし舗装工事まで約1年放置していたので、踏掛け板と土の間にすきまが生じた。

このため舗装工事において、グラウトを実施した。この事からも、裏込め部は出来るだけ自然沈下させる方が良く、踏掛け板は、舗装工事において実施するののも一案と考えられる。次に橋台のウイングの巻きこみ部については、じゃこごを埋め込み、降雨時の排水の一助としていたが、あまり効果なく、弱点の一つになっていたが、当関連道路では、ほとんどの橋梁において、ブロック張等を施工して、降雨のエロージョンの対策としている。

(2) 塗装

陸上部鋼橋の塗装につい

ては、海峡部と同じように、オール工場塗装という意見もあったが、大三島関連陸上部の橋梁で、試験的にオール工場塗装を実施した大三島橋の東西高架橋および口狭第1・第3高架橋の結果からみると、輸送・架設の途中で部材にかなり塗膜の損傷が発生したり、床版コンクリート打設時に、たれ汁で汚れるという経験から、必ずしもオール工場塗装は良くないとの結論に至り、従来どおり、中塗までは工場塗装とし、上塗は現場塗装とする併用方式で実施した。

4. 舗装工事

4.1 舗装構成の決定

舗装構成は基本的には、アスファルト舗装要綱より決定している。これによると、交通量の区分は供用5年後の1方向当たりの交通量から決定する。今回の因島大橋関連陸上部道路の舗装設計に当たっては、完成時と暫定時の交通量が、図-7に示すように大巾に異なる事、暫定期間が長い事(15年間)を考慮して、完成時は77年の1日1方向の大型交通量よりD交通とするが、暫定時は暫定期間15年間の累積大型車交通量の重心位置における1日1方向当たり970台/日≒1,000台/日を採用して、C交通を考え設計した。舗装構造は段階建設を考慮して、完成時の舗装構造に対応出来る構造(オーバーレイ)とし、完成時のPHの10cm下りを暫定舗装高とした。具体的な

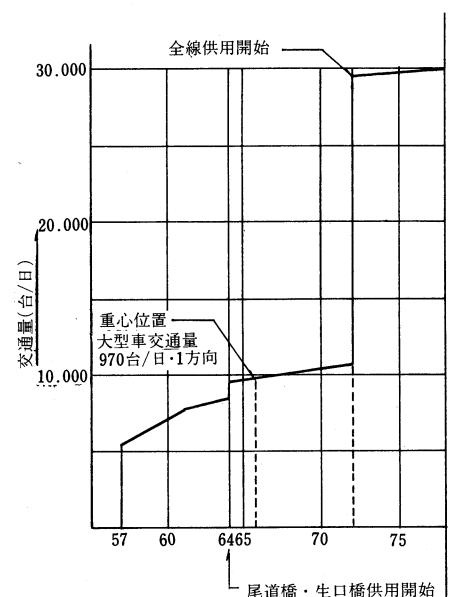


図-7
年度別大型車の
日当り交通量

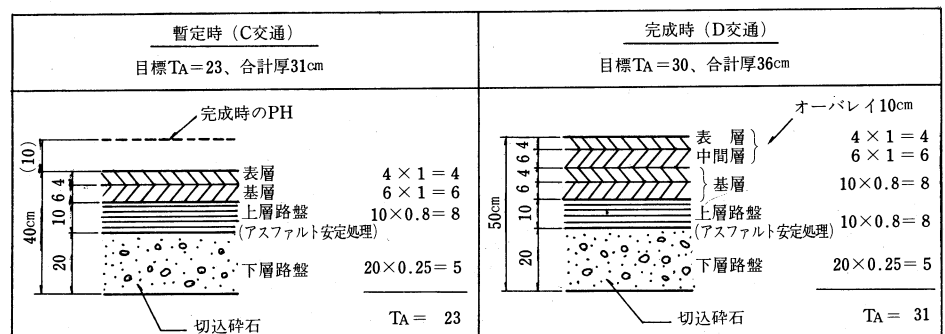


図-8 本線土工部およびランプの舗装構成

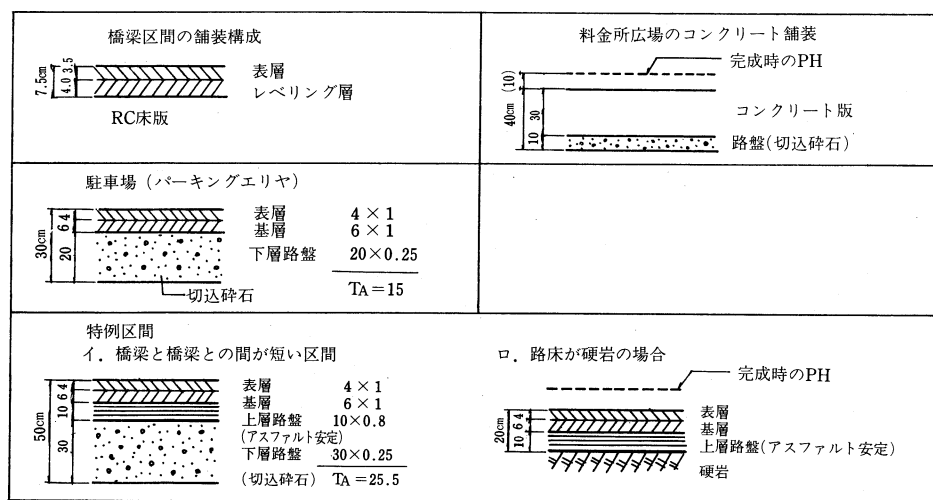


図-9 その他種々の舗装構成

舗装構造は、考えられる各種の舗装構成の経済比較、耐久性等から決定した。特に上層路盤にアスファルト安定処理を使用したのは、耐久性を考慮した結果である。図-8は本線土工部およびランプの舗装構成である。図-9は、その他種々の舗装構成である。

4.2 4車区間の設置

暫定施工の基本方針では、全線2車での供用形態と考えていた。また因島大橋およびその取付高架橋は完成4車で建設するが、供用は同様に2車で考えていた。しかし、向島IC～因島ICの推計交通量は、「本四連絡橋経済調査報告書島しょ部推計交通量調査」「53年3月」によれば、

因島大橋開通時	5,500台/日
〃 後4年後	7,700台/日
生口橋開通時	9,360台/日

と予測されており、因島大橋開通10年後の交通量は、約1万台/日以上となる。尾道大橋有料道路の実績(平日1.4~1.5万台/日、多客日1.7~2.0万台/日)から行楽日には、日交通量の3割増以上の相当な混雑が予想された。これに対して、県公安委員会は全線に亘って、追越禁止の規制を実施する意向を示した。したがって、全線2車線のまま供用すれば、低速車のため、後続車がイライラの心理状態から無理な追越が想定された。このため高規格の有料道のサービス維持、無理な追越しからの事故防止を図るべく追越可能区間の設置の必要が生じた。交通工学的※に云うと、2車線道路においては、最低1分間走行するうち1回、止むえぬ場合でも3分間走向するう

ちに1回は追越視距の区間を確保するのが良いとされており、このことを全延長に対する追越区間で云えば、30%以上やむえぬ場合でも10%以上の区間を確保する事である。本道路の本線延長9.4kmでは1~3km程度の追越可能区間を設置するのが良く、検討の結果図-10に示すように、因島大橋および前後区間を4車線で供用する事にした。

写真-4は大浜PAの歩

道橋からみたもので、4車から2車へのすりつけ区間である。4車から2車へのすりつけ方法はキープレフトとした。

4.3 安全対策工

(1) 車線分離対策

公安委員会との協議の中で一番大きな争点となった一つは、対面2車線区間の車線の分離対策である。当初は車線構成を1.75m(路肩)+3.50m(車道)+3.5m+1.75mでかつ中央線を白線の実線のはみ出し禁止を考えていたが、規制速度60km/hとするには、現計画では不十分で、何らかの分離対策が必要であるとの強い要望があり、最終的には、車道巾員を変えず路肩を25cmずつせばめ、その代り中央部に50cm巾の暫定中央帯を設置し、かつ中央には写真-5に示すように6mごとにチャッターバーを設置した。また暫定中央帯は中央の10cmの白線を狭ん

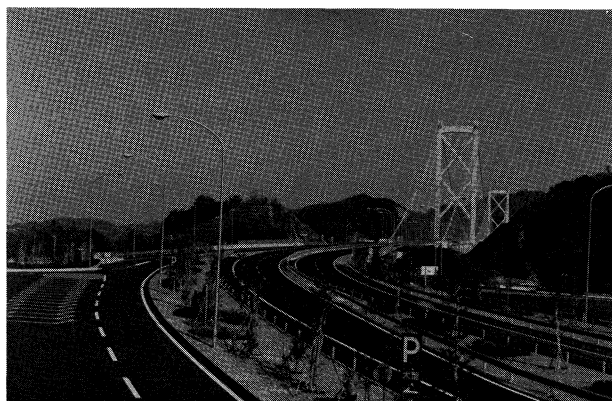


写真-4 4車から2車のすりつけ区間(大浜PA内)

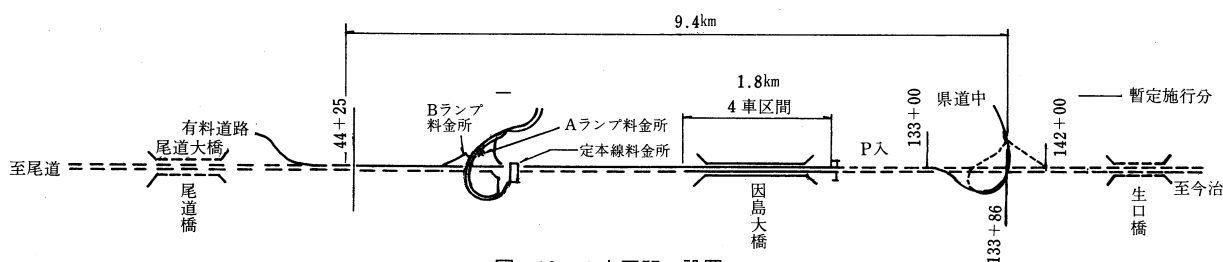


図-10 4車区間の設置

で、ダブルで20cm巾の黄線とし、追越禁止区間とされた。

(2) カーブ対策

向島ICから因島大橋に向う途中で、大橋の直前に当区間で最も平面線のきつい $R=320\text{m}$ の区間であるが、高速道路の統計からも最も事故の起しやすい区間と想定された。しかもこの区間は、4車・2車の移行区間を含んでおり、スピード対策として中央にはボックスビームの防護柵、また路肩側には、海側にガードケーブルを山側にはガードレールを設置して車線の逸脱の防止を図っている。また海事関係者との航行安全問題の協議の中で、走行中の車のヘッドライトが海に漏れ、航行上危険であるとの彼等の主張から、写真-6に示すような遮光植栽を海側に施し、昼間はわき見運転防止を図っている。

(3) 向東合流部の通行方法

本四道路は、向東のところで、県道の向島循環線に平面交差で平面接続しており、かつ尾道大橋有料道とも直接合流する構造となっている。この交差部の構造および通行方法については、公安委員会および道路公団との協議の結果、交差点の交通可能容量を増す目的で、図-11に示す形となった。特に合流部は本四道路が主道路で尾道大橋有料道路を従道路にする必要があるため、写真7に示すように、中央線にチャッターバおよびレーンディバイダーを設置して誘導する事にした。また主道路が急な曲線部を有し、従道路が直線という構造なので、尾道大橋からの下り線の車が線形の良い従来の従道路の方向に向かわないように指導標識や、写真に見られるようにクッションドラムを設置して、道路の構造を明確にした。

4.4 舗装の施工

舗装の施工は、予算とのからみで、上層路盤までをその1工事、表層をその2工事として施工した。その1工事の基層の舗設後、その2工事の表層の舗設までに実質上最大1年半近くのブランクがあり、雨水等の浸透による劣化を心配したが、さほど影響が認められなかったので、そのまま表層の施工を行った。

工事はその1、その2とも向島は、北・IC・南の3工区、因島は1工区で施工した。なお、IC工区の中にはブース広場のコンクリート舗装を含んでいる。その1、その2工事の舗装の際のアスファルト合材は、向島工区では3工区とも、現場から30km離れた混合能力50t/hの既設アスファルトプラントより購入した。また因島工区はその1工事では、因島IC用地内に30tの現場プラントを建てたが、その2工事では因島大橋が運搬路として使用出来たので、向島工区で使用した既設プラントより生アスファルト合材を購入して施工した。舗設作業はコールドジョイトで行ったが、巾員の狭いICのランプの表層については、ホットジョイトで行った。舗設作業の際に使用した機械は表-7に示す。またアスファルト混合物を冬期に舗設する場合は、特に現場での温度管理が非常に大切で、高くても低くても問題となる。図-12は

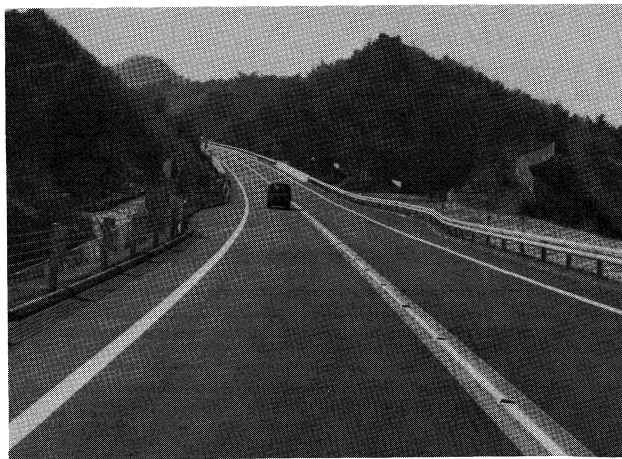


写真-5 暫定中央帯の設置

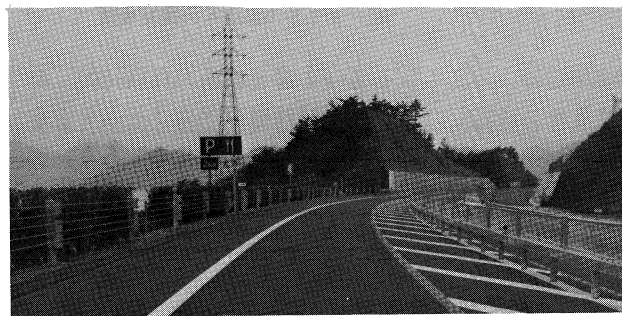


写真-6 遮光植栽

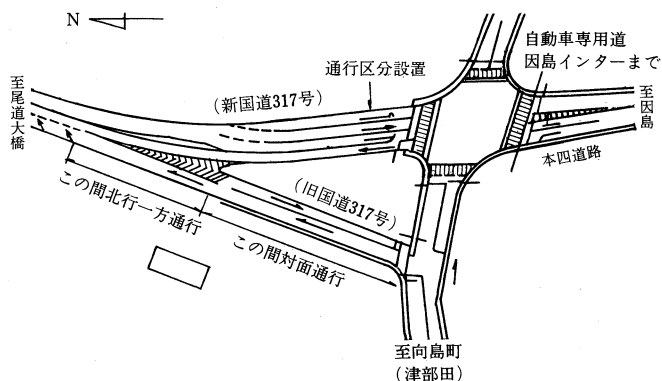


図-11 向東合流部



写真-7 向東合流部

施工のフローチャートにおける温度管理基準であり、図-13は北舗装工事の管理試験結果の一例である。

表一 7 舗設作業と使用機械(向島工区の場合)

使用機械	重量	使用区分			
		下層路盤	上層路盤	基層	表層
モーターグレーター		○			
アスファルトフィニッシャー	11.3T		○	○	○
マカダム・ローラー	10T	○	○	○	○
タイヤローラー	9~15.5T	○	○	○	○
タイヤローラー	11~29T	○	○	○	○
タンデムローラー	8~10T			○	○
振動ローラー	0.7T	○			
ビープロプレート	0.6~0.9T		○	○	○
放水車	4T		○	○	○

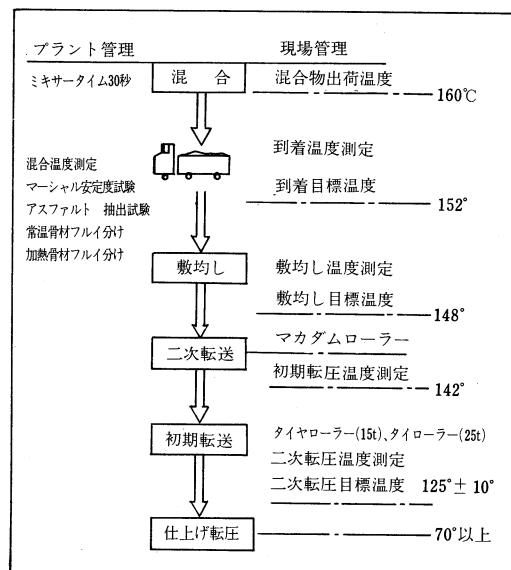
5. あとがき

12月3日の開通式のあと、4日の午前零時を期して当道路は供用開始された。切れ目なく自動車が流れ出したその様は、まさに感激の時であった。それはまさに新しい動脈の中を奔流する様に似ていた。

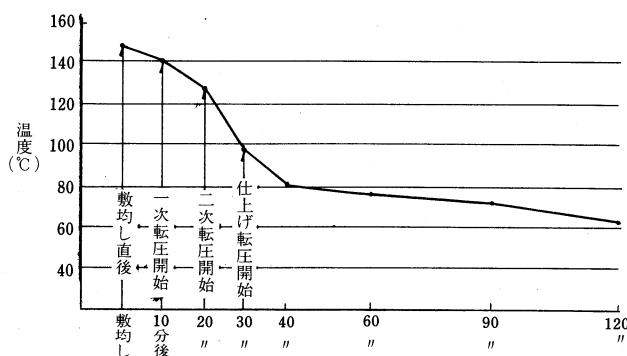
思い起こせば、因島大橋を含め、この道路の建設に従事した職員は二百数十名に達すると聞く。幸いにして筆者を含め数名は、現場あるいは局で、最初から最後まで従事出来た。本稿をまとめるに当たっては、我々が苦勞したものを中心にまとめた。しかし植栽・標識・污水处理施設および管理施設については、紙面の関係上割愛した。

また本道路は、暫定2車線の割には、相当安全面、あとの維持管理に気くばりして建設したつもりである。建設と管理は、まさに表裏一体である。今後、本道路がいつまでも道路としての機能を保つように、管理の手に引継かれん事を祈り筆を置く。

※ 参考文献：道路構造令の解説と運用 (P.258)



図一12 施工のフローチャート



図一13 アスファルト混合物(表層)の敷均し後の温度降下測定結果例

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

Closing the Center Span of Innoshima Bridge, & Measurement
of Deformation Stress & Vibration

倉敷工事事務所 第一工事長付
(前)向島工事事務所 第二工事長付

青 野 宏
Aono Hiroshi

1. まえがき

因島大橋は、昭和52年1月に下部工工事着工以来、塔工事、ケーブル工事、補剛桁工事、橋面舗装工事を終え、昭和58年12月に供用開始した。

今回は、補剛桁工事の閉合作業について報告するとともに吊橋の型状管理の一環として、架設途上における吊橋各部の変形挙動を測定し、当該段階での計算値と対比することにより施工精度を確認することを目的として補剛桁の応力測定、形状測定を行った。

また、振動測定についても吊橋の耐風安定性を検討する場合、構造系の振動特性を正確に把握することが重要であり補剛桁架設途中の代表的な架設系5ケースについて振動実験を行い、1)架設系の構造減衰、2)架設系の固有振動数、振動モードについて明らかにすることを目的に行い、さらに完成時における振動測定も行った。以下各項目について実測値を計画値と対比して報告するものである。

2. 補剛桁の閉合

2.1 概 要

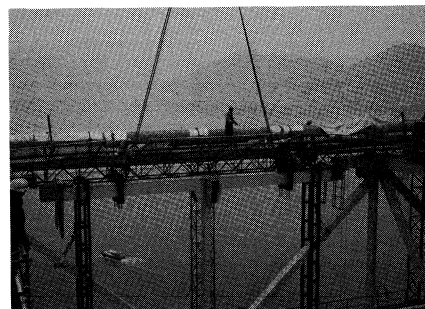
補剛桁は、閉合時点では未だ舗装などの死荷重が載荷されてないため、径間中央部は大きく上方に変位している。このため関門橋では、完成形状に近づけるべく桁上にサーチャージを行って中央部を下方に変位させ、閉合部材は単材で架設し、下弦材はジャッキによって間詰材を挿入し、桁に負の曲げモーメントを導入して閉合作業を行っている。

これに対して因島大橋の場合は、未載荷荷重の影響で径間中央部は約1.5m程度上方に変位しているが、設計・製作の時点で「補剛桁は製作そり形状の状態で死荷重に対して無応力」という考え方に基づいているのでハンガーロープ引込装置の油圧ジャッキを操作して上・下弦材の仕口部を合わせて添接すれば、桁に負の曲げモーメントが導入されることになり、閉合後載荷される後荷重によって負の曲げモーメントが徐々に徐去されるという考え方に立っている。閉合状況を写真-1に示す。

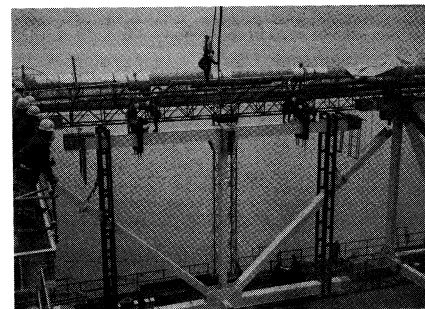
2.2 補剛桁の閉合

閉合部2パネルの架設は、図-1に示す順序により行った、移動安全足場は、図-2に示したように因島側の

(1)仮設近くまで
キャットウォーク開口部を通じて吊り下げる。



(2) ケーブルに仮吊りし、クレーンを解放



(3) ケーブルをまたいだ形の台付ワイヤにて、クレーンに吊り替え正規位置まで移動仮設する。

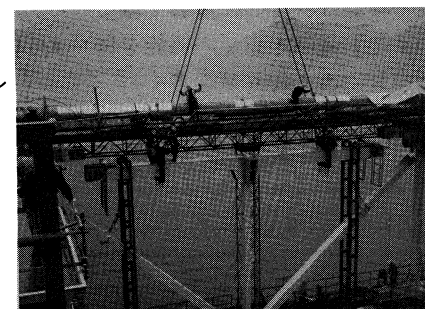


写真-1 閉合部架設状況

足場で閉合部2パネルを防護することにした。また、キャットウォークのクロスブリッジは架設前に撤去した。径間の中央部では主構上弦材とキャットウォーク床組とが非常に近接している。このためキャットウォークの床組は閉合部の2パネルを部分的に切断し、主構架設後、改めて修復した。

補剛トラスの縦引きは、閉合作業前に図-3に示す

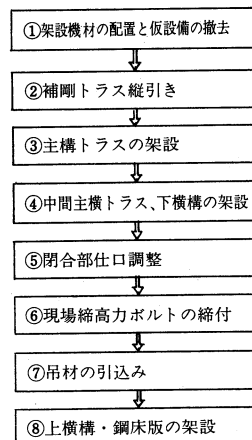


図-1 閉合部架設順序

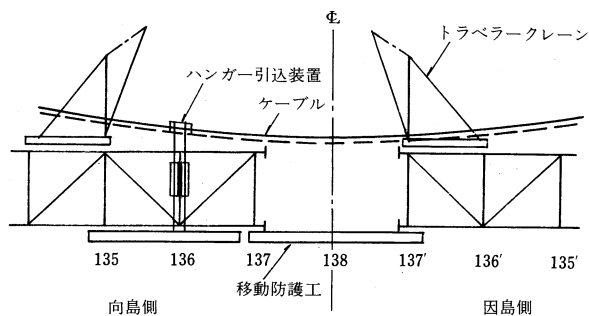
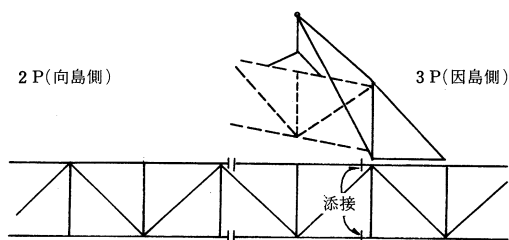
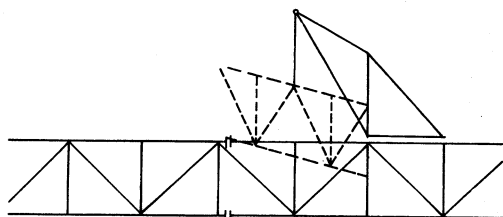


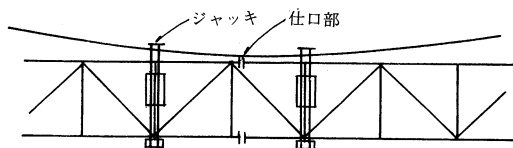
図-2 機材の位置関係



東側主構より架設、つづいて西側主構架設後、3P側のみ接合。



中間横トラス、下横構、検査路の架設。

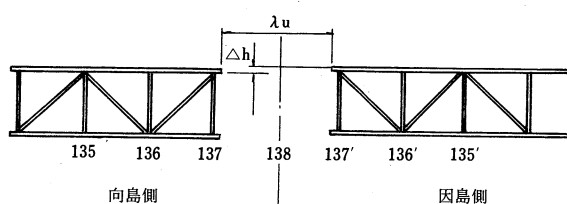


閉合部架設完了後、仕口部を測量。

図-3 閉合部主構の架設

表-1 縦引き前後の閉合部の間隔

			上弦材開き量	設計寸法との差
A	縦引き前	東主構(E)	15019	⊖ 19
		西主構(W)	15000	⊖ 38
B	縦引き後	東主構(E)	15095	57
		西主構(W)	15090	52



状態で閉合部分の開き量(橋軸方向の開き量)や、主構高さを測定した。この結果、閉合部分の開き量は表-1に示すように、設計寸法に対して上弦材東側約20mm、西

側約40mm狭いことがわかった。この状態では、落とし込み間隔が部材長より狭くなっているため、落とし込みに必要な量と、作業性を考慮した余裕を加味し、60mmを目標に3P側の補剛桁の縦引きを行った。

縦引きに使用したジャッキは、50tonのセンターホールジャッキで端主横トラスに設けてある耐風対策用の固定ピースを利用して縦引きした。この場合、縦引きに要した力は、東側34ton、西側47ton程度であった。縦引き後の開き量の測定結果を表-1に示す。同時に計測した主構先端高さでは、因島側の主構を基準にして表-2の

表-2 主構高さ

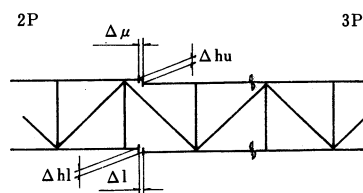
		因島側		向島側	
		東主構	西主構	東主構	西主構
	縦引き前	基準	基準	⊕ 50	⊕ 12

ような高低差がみられた。

主構の架設の順序を示すと図-3のようになる。主構はトラベラークレーンにて面材で架設し一旦主ケーブルに面材をあずけ、再度トラベラークレーンに吊り直して3P側を添接し、中央にハンガーロープ引込装置の油圧ジャッキを取付けた。東西両主構架設後の仕口部形状

表-3 両主構架設後の実測値 (mm)

	$\Delta\mu$	Δl	Δhu	Δhu
東側主構	(42) 40	41	(19) 72	(19) 71
西側主構	(37) 41	45	(38) 72	(38) 75



を表-3に示す。

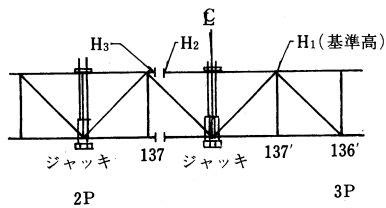
両主構の架設後、横トラス、上・下横構、添架物の架設を行った。この閉合作業に並行して鋼床版の後架設も行っていたので、径間中央部付近には約40ton程度の荷重が載荷され、閉合直前の仕口部形状は図-4、部材の傾

表-4 閉合直前の仕口部の実測値 (mm)

	$\Delta\mu$	Δl	Δhu	Δhu
東側主構	(50) 63	78	(61) 74	(61) 80
西側主構	(45) 60	73	(45) 70	(45) 78

表－５ 閉合部材の傾斜度
(mm)

	東主構	西主構
H ₁	0	0
H ₂	－ 20	－ 25
H ₃	＋ 59	＋ 46
傾 斜 度	$\frac{1.40}{1000}$	$\frac{1.40}{1000}$



斜度は図－５のようになった。

仕口部の調整は、中央部の油圧ジャッキにて段差を修正した。この時のジャッキ力は片主構あたり72tonであった。この時、下弦材に回転角差が生じたので、2P側の油圧ジャッキを操作（作用力＝片主構あたり15ton）して調整した。

両仕口間の閉合は、3P塔中間水平材上で縦引きしていったジャッキを解放することで行ったが、ジャッキストロークの関係で、3段階に分けて行ったが、ジャッキを解放しても東側主構間にはなお30mm程度の隙間が生じた。これは、この時西側よりの風が平均8～10m/sec.程度

吹いていて補剛桁が水平に変位したことによって生じたもので、これに対しては上・下弦材に10tonチェーンブロックを仕込んで縦引きを行い添接した。

添接部の本締めが完了したのち、油圧ジャッキを操作してハンガーロープの引込みを行った。引込量は65mm程度であったがロックプレートの厚み30mmを加算して95mmの引込量となった。この時の引込力は166tonであった。

2.3 考 察

本橋の閉合は、関門橋とは異なる方法で行ったが、完成形状とは無関係に製作反り形状のまま閉合する方法をとったので、閉合力としては最終添接部の仕口に生じている段差、傾斜を調整する力である。この方法では面材架設が出来ることと問詰材や、閉合のための特別なジャッキも不要なので閉合作業も簡単に出来た。

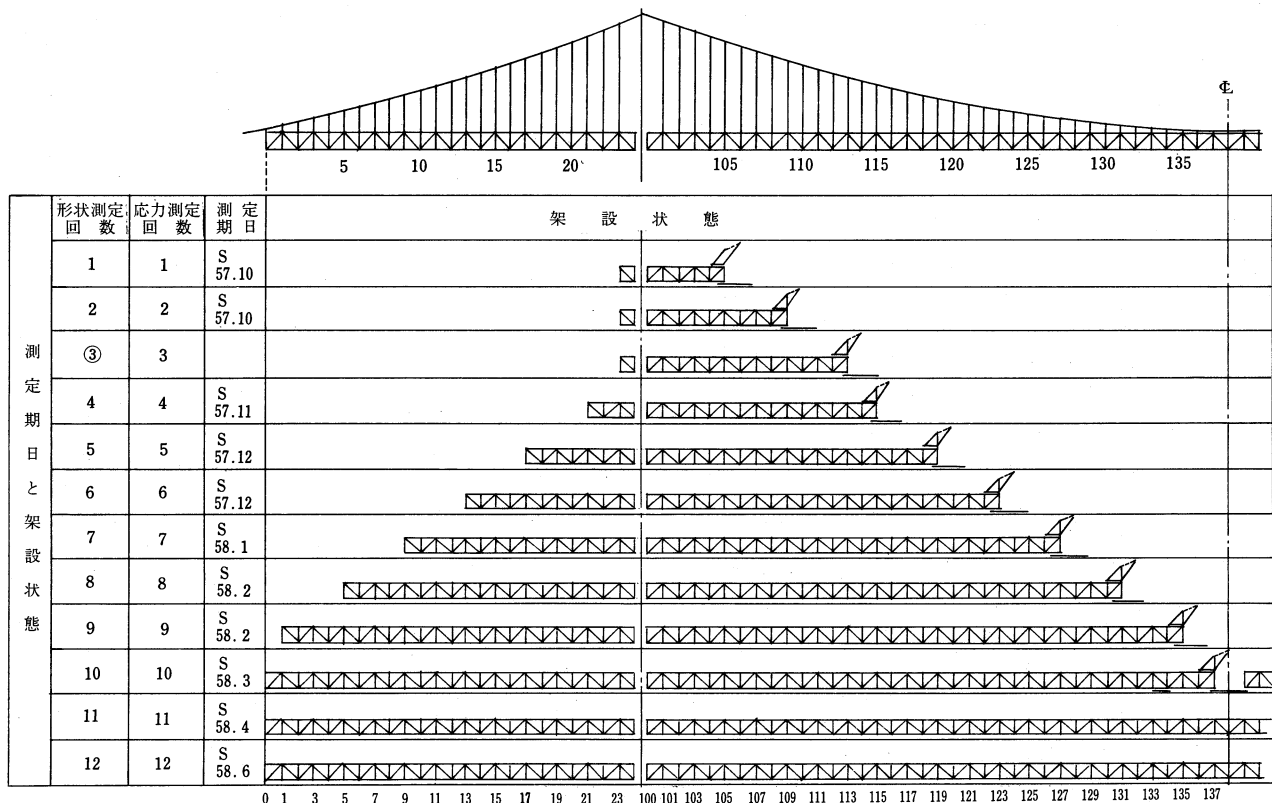
3. 架設時の形状測量

3.1 測定項目

架設途中の吊橋の形状測量は下記の5項目について行った。

- ① ケーブルのサグ
- ② スプレーサドルの移動量
- ③ 補剛桁の鉛直変位および水平変位
- ④ 架設用ヒンジの開き量
- ⑤ 塔の倒れ量

測定はなるべく温度影響が少ない時間帯とし、夜間9時ごろから翌日午前1時ごろまでの間に行った。測定の時期およびその時の架設状態を図－4に示す。



図－４ 測定架設段階図

3.2 測定方法

(1) ケーブルサグおよび補剛桁の鉛直変位

ケーブルのサグおよび補剛桁の鉛直変位の測定は、ターゲットをケーブルの中央径間中央および補剛桁の西側主構トラス上弦材上面に設置し、光波距離計とセオドライトを組合せた測量器で、ターゲット(反射プリズム付)を視準し、距離と角度から水準を算出する方法で測定した。

(2) スプレーサドルの移動量

スプレーサドルの移動量は、サドル端部とベースプレートの端部のずれ量を直接スケールで測定した。

(3) 補剛桁の水平変位および架設用ヒンジの開き量

補剛桁の水平変位は、タワーリンク部における主塔面と補剛トラス端部との間隔を直接定規で測定した。また、架設用ヒンジの開き量は、補剛桁の架設が架設用ヒンジ点(格点109)を越えた時点(中央径間第10、11パネル架設後)から定規で測定を行った。

(4) 塔の倒れ量

塔の両側面にトランシットを設置し、まず塔頂の標識を視準し、次に塔基部のスケールを視準して塔基部の塔中心から視準位置までの距離を測定して塔の倒れ量を求めた。

3.3 測定結果

測定項目について、その主たる測定結果として補剛桁の変位を図-5に、主ケーブルの変位を図-6に、主塔の倒れ量を図-7に示す。いずれも計算値とよく一致している。

なお、架設ヒンジの開き量も計算値と一致しており、スプレーサドルの移動量はせいぜい0～2mm程度であった。

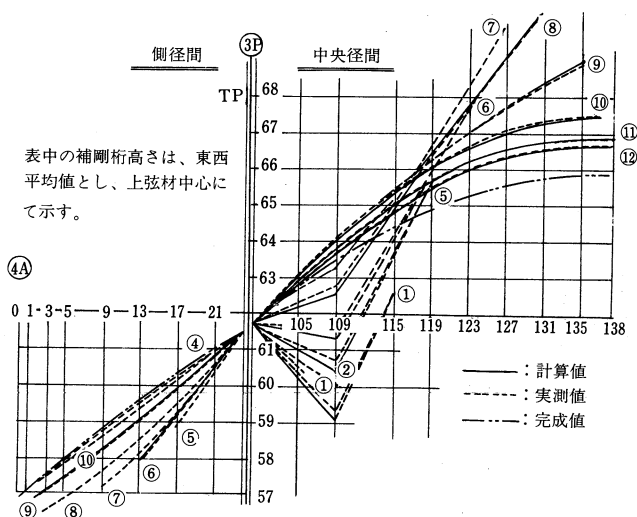


図-5 補剛桁の変位履歴図

4. 応力測定

4.1 測定項目

応力測定は、静的ひずみ測定とし測定は下記の項目に

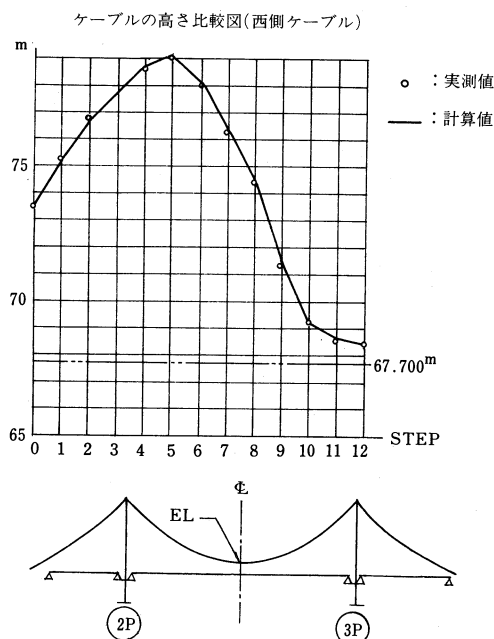


図-6 メインケーブルの高さ測量結果

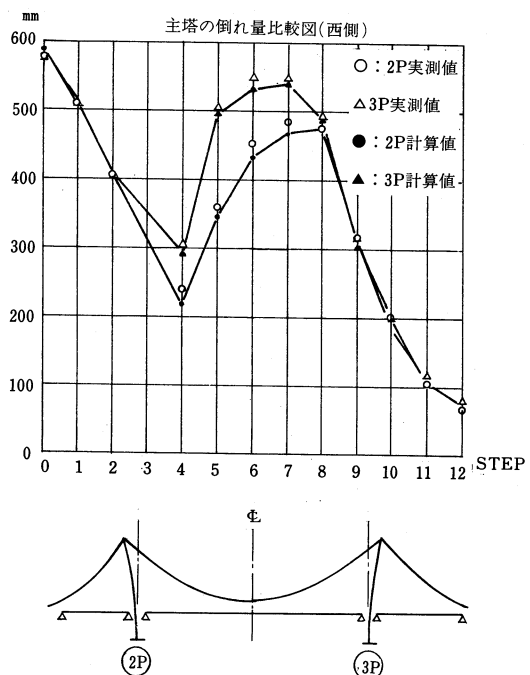


図-7 主塔の倒れ測量結果

ついて行った。

- ① 主構弦材の軸力
- ② 主構斜材の軸力
- ③ 主構垂直材の軸力
- ④ 架設ヒンジ周辺の部材力
- ⑤ リンク支承の張力

4.2 測定方法

ひずみ計(コブラヘッド型ひずみ計)は、工場にて取付け現地で結線を行い、図-4に示す架設状態で測定を行った。計算値の算出は、平面系有限変位プログラムを用い、各ステップの測定時の架設状態を反映して詳細に荷重を積算し、1-0法に分配して上り線、下り線の2

面について別々に計算した。また補剛トラスは、トラス部材として扱わず、1本の梁に換算し入力した。

鋼床版後架設完了後までの測定結果のうち1例として、中央径間弦材の軸力変化を図-8に、斜材の軸力変化を図-9に、中央径間および側径間のタワーリングの軸力変化を図-10に示す。

4.3 測定結果

1) 上・下弦材の軸力は、中央径間では計算値とよく一致しており、側径間では計算値よりもやや小さ目であったが、第10回目以降の測定ではよく一致した。

2) 斜材の軸力は、中央径間では第7回目までは計算

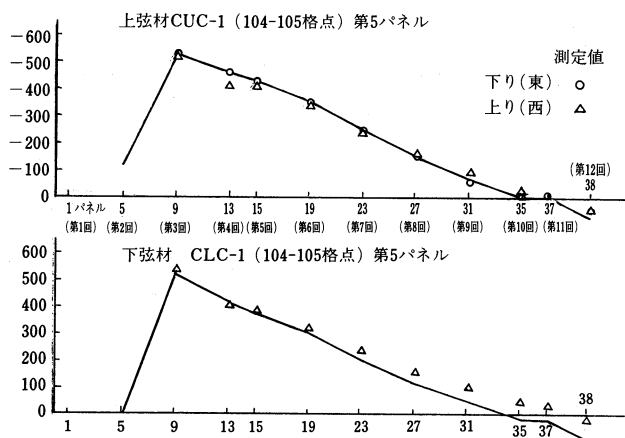


図-8 中央径間弦材の測定軸力の変化

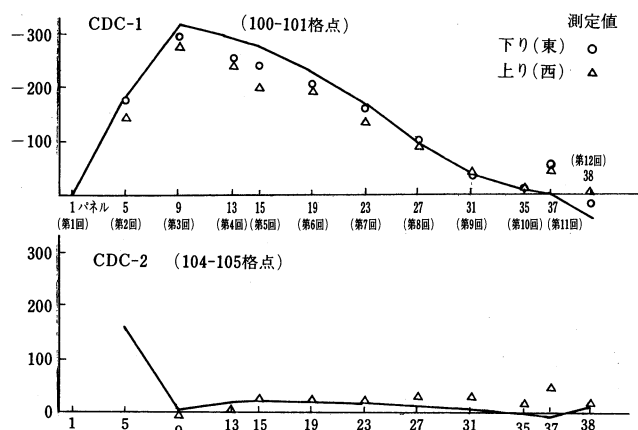


図-9 中央径間斜材の軸力変化

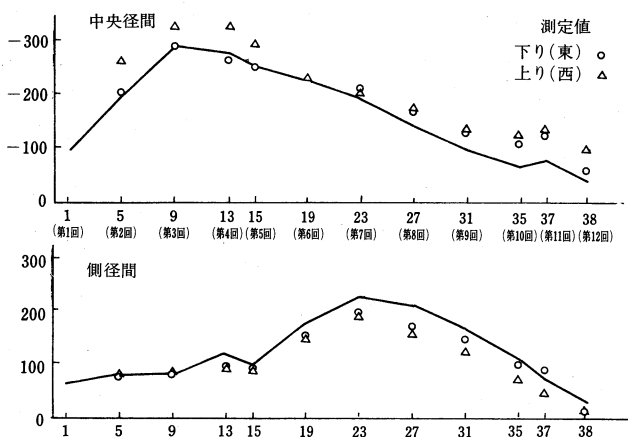


図-10 タワーリングの軸力変化

値よりも小さ目であったが、第8回目以降はよく一致し、側径間では第8回目までは計算値より小さく第11回目以降はよく一致している。

3) 架設ヒンジ周辺の部材測定値は、他の測定値に比べ誤差が大きかった。

4) リンク部材の軸力は、中央径間では計算値よりも約25~50ton程度大きかったが変化の推移は計算値とよく一致している。また側径間は計算値よりやや小さ目であるがだいたい計算値とよく一致している。

4.4 考察

これらの結果からみても、吊橋における種々の誤差の補剛桁に与える影響は、桁の連続な部分でなく、ある動きを拘束される支点部など不連続な部分に大きいように思われる。また測定を通じて吊橋の架設にあたっては次のようなことが大切であると思われる。

1) 吊橋の補剛桁の形状を決めるのは、その構造からも推察されるように、桁の製作、架設によるものより、ケーブル完成形状と吊材長の決定が重要な要因と思われる。

2) 適切な吊橋の設計、製作、架設は、ケーブル完成形状をは握する際のケーブル温度の誤差、形状測定誤差さらに製作、架設による誤差がどの程度のものであるか、そしてそれらの誤差が吊橋に与える影響を考え、製作、架設の適切な精度を決定し、それらの誤差を設計の際に考慮すべきであると思われる。

本橋は関門橋と同じ逐次剛結法により架設された橋であり、架設途中の吊橋の形状および応力には、形状管理上とくに対策を必要とする問題もなく、実質的には十分な精度で架設されたものと考えられる。

5. 架設時の振動測定

5.1 測定方法

測定は、主塔下に計測基地を集約して設けたが、測定点との距離が最大1,200mとなり、ノイズ等の問題が生じた。このため、市販のサーボ型加速度計に生ずる微小電圧を測定点の近傍に設置した前置増幅器で10倍に増幅した後、計測基地に設置した特殊なフィルターを有する増幅器に導く方法で行った。一方、自然風測定は各架設ステップでの振動試験に伴って実施した。使用した風速計は超音波風速計であり、ブローブを、写真-2に示すように補剛桁の横トラスの弦材から上ラテラルに渡されたH鋼梁を介して設置した高さ9mの仮設タワー上に定着し、橋軸直角水平方向u、橋軸方向Vおよび鉛直方向Wの3成分の風速を測定した。解析にあたっては、まず測定されたアナログ記録をマイコンでA-D変換した後、サンプリングタイム0.2秒、データ個数4,096個のデジタルデータをオンラインされたマイコンの端末からF.F.Tを用いてスペクトル解析し、本橋の架設時振動特性ならびに自然風の特徴値を算定した。

5.2 測定結果

振動試験結果の一例として、架設STEP-9（中央径間架設完了率82%）の架設状態において得られた、補剛桁上中央径間1/4点における鉛直方向のパワースペクトルを図-11に示す。また、フーリエスペクトルと位相スペクトルから求めた固有振動モードの測定値を、解析モードならびに固有振動数とハーフパワー法より

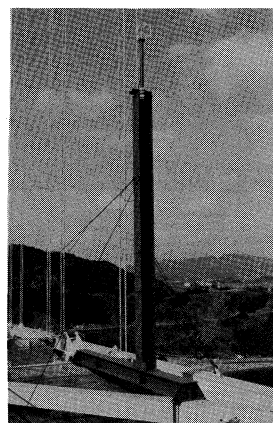


写真-2 超音波風速計

算定した構造対数減衰率と合わせて図-12に示す。また、各架設ステップにおいて求められた固有振動数と構造対数減衰率を、ばね支持模型風洞実験で対象とした値と比較して図-13に示す。

5.3 考察

1) 振動試験から得られた各架設ステップでの横たわみ1次、鉛直たわみ1次およびねじれ1次の固有振動数は、固有値解析結果に比べて幾分大きいと同程度の値であった。また固有振動モードは、解析モードと良く一致していた。

2) ハーフパワー法より算定した実橋の構造対数減衰率は、鉛直たわみ1次振動で0.03、ねじれ1次振動で0.015程度であり、本橋に対して実施されたばね支持模型風洞実験の設定値に非常に近い値であった。

3) 今回測定した固有振動数と構造減衰率をばね支持模型実験および全体模型実験と対比した結果、実橋の各架設ステップにおけるねじれフラッターに対する耐風安定性は十分であり、設計で仮定した剛度は確保されている。

6. 完成時振動測定

6.1 測定概要

舗装工事、高欄地覆工事の完了した昭和58年10月に橋の固有振動数、振動モード、構造減衰等を明らかにするため完成時の振動測定を行った。

試験方法は、常時微動法および落下試験法によって行い、測定は工事車両等の走行による有害な振動が生じる恐れがなく補剛桁各部の温度が安定している夜間に実施した。

6.2 測定方法

常時微動測定は、振動モードを把握しやすくするために図-14および図-15に示す位置に加速度計を盛り替え2ケースの配置状態で測定した。

落下試験は、ケース1についてのみ実施し、試験にはトラッククレーンを使用し、後輪を約10cmの高さから舗装面に落下させた。落下点は、中央径間中央と1/4点の

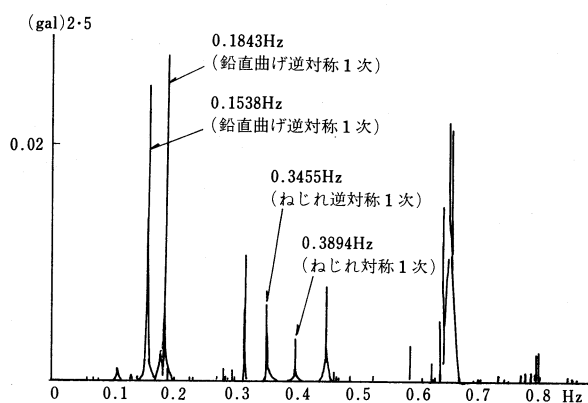
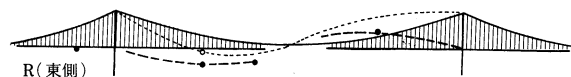
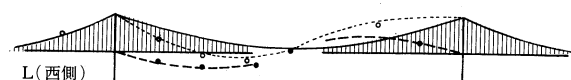
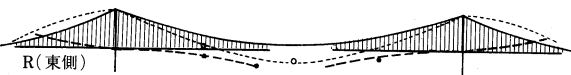
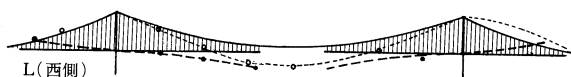


図-11 GRC192(桁上1/4点鉛直方向)のパワースペクトル



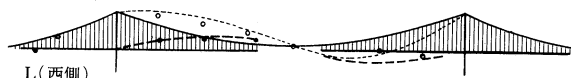
(a) 鉛直曲げ逆対称1次振動

計算値	0.1497Hz
測定値	0.1538Hz



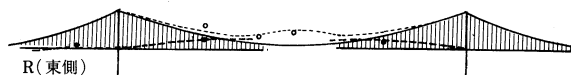
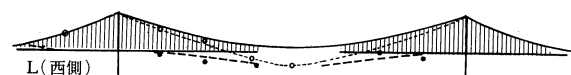
(b) 鉛直曲げ対称1次振動

計算値	0.1597Hz
測定値	0.1843Hz



(c) ねじれ逆対称1次振動

計算値	0.3545Hz
測定値	0.3455Hz



(d) ねじれ対称1次振動

計算値	0.3720Hz	●	桁の測定値
測定値	0.3894Hz		桁の計算値
		○	ケーブルの測定値
			ケーブルの計算値

図-12 STEP-9の固有振動モードおよび振動数、構造減衰率

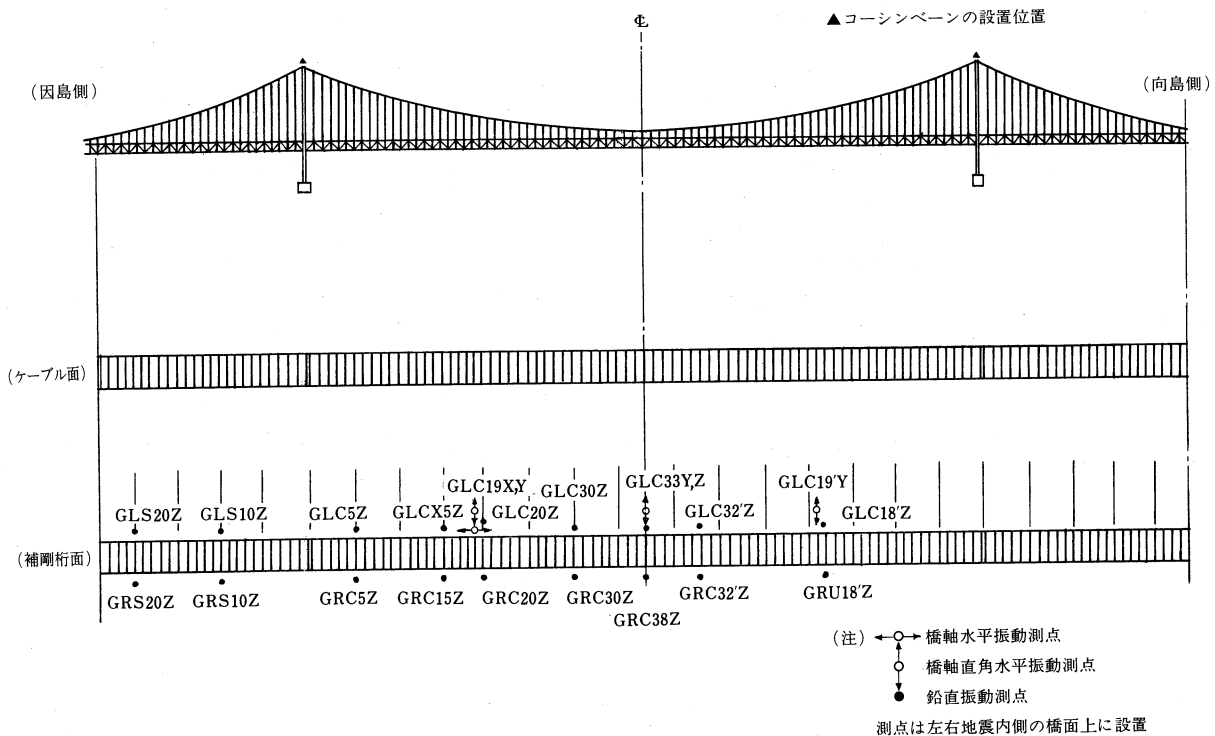


図-14 測定点の配置(CASE-1)

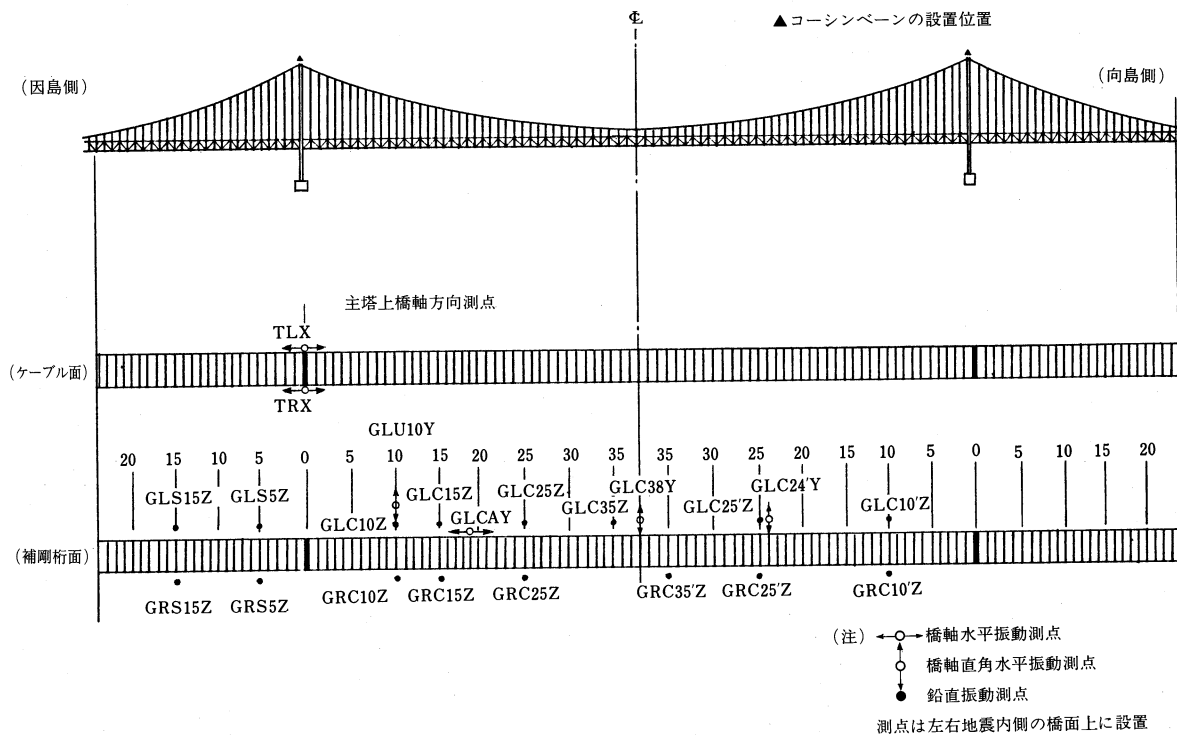


図-15 測定点の配置(CASE-2)

2 ケースとした。

6.3 測定結果

本橋の完成時振動測定と風洞実験結果との対比から、

1) 常時微動測定で得られた完成系の横たわみ1次、

鉛直たわみ1次およびねじれ1次の固有振動数は、固有値解析結果に比べて同程度か幾分大きい程度である。また測定された固有振動モードは、解析モードとよく一致している。それゆえ設計で仮定された剛度は、架設時の場合と同様に十分妥当であるといえる。

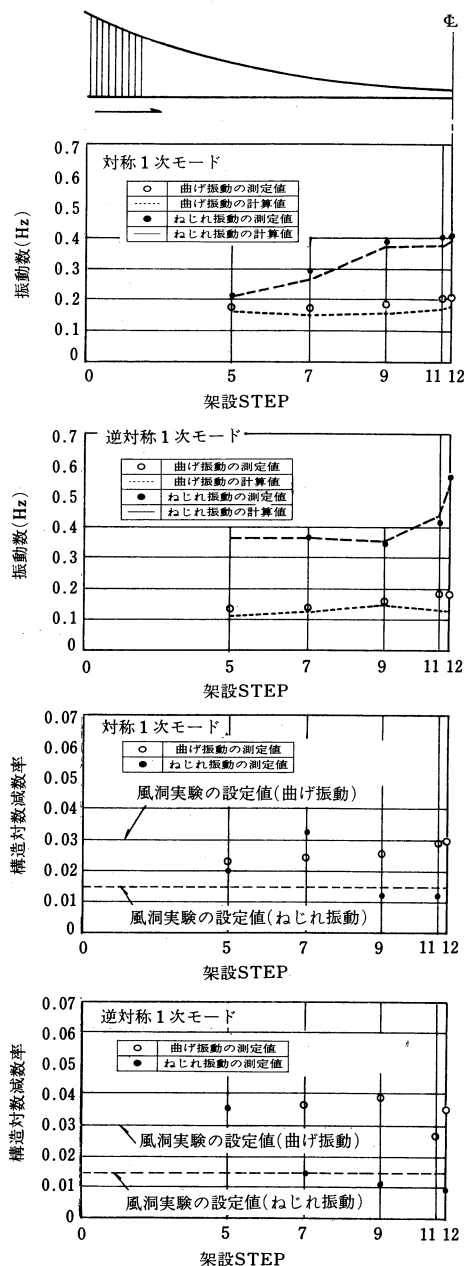


図-13 各ステップでの固有振動数と構造対数減衰率

2) ハーフパワー法により算定した実橋完成時の構造対数減衰率は、

	対数減衰率
鉛直曲げ逆対称1次	0.024
鉛直曲げ 対称1次	0.035
ねじれ逆対称1次	0.020

であり、架設時における値と大きな差異はなかった。

3) 実橋完成時に測定した固有振動数と構造対数減衰率を風洞試験結果のそれと対比した結果、ばね支持模型風洞実験結果のみならず全橋模型風洞実験結果からも、架設時の場合と同様にフラッターに対する耐風安定性は十分であると考えられる。

4) 衝撃を加える落下試験は、本橋が有する非常に高

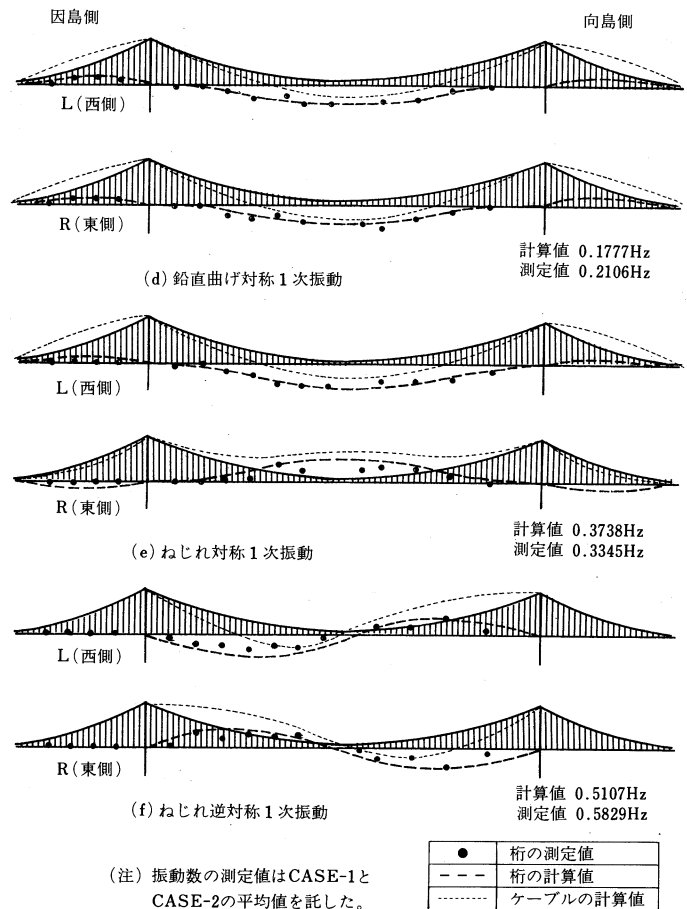


図-16 振動モード(CASE-1+CASE-2)

周期の振動モードを誘起させて構造減衰を算定する手段としては適切でなく満足のいくデータは得られなかった。参考として図-16に振動モードの1例を示す。

7. あとがき

因島大橋の補剛桁閉合と架設時の形状測定、応力測定、振動測定および完成時の振動測定の概要について述べた。本報告では、紙数の制約もあり、テーマによってはかなり割愛し、十分に意を尽すことができなかった箇所もあるが、主要点ならびに測定結果についても十分検討したつもりである。今後の同種の測定に役立てば幸いである。最後に本報告をとりまとめるにあたり、御協力頂いた関係諸氏に深く謝意を表わすものである。

参考文献

- 1) 篠原洋司、「関門橋補剛ゲタ工事(その2)形状管理」橋梁と基礎 1974年6月
- 2) 篠原洋司、「関門橋補剛ゲタ工事(その3)吊材の引込みとトラスの閉合」橋梁と基礎、1974年7月
- 3) 香川祐次、「因島大橋補剛桁架設時振動試験およびそれに伴う自然風測定」日本風工学会 昭和58年

因島大橋の橋面舗装

The Pavement on the Steel Deck of Innoshima Bridge

向島工事事務所 工事長代理 岸本良孝
Yoshitaka Kishimoto
第二建設局 工事管理課 小林義弘
(前)向島工事事務所 第二工事長付 Yoshihiro Kobayashi

1. まえがき

因島大橋は、本四公団では最初の吊橋として、昭和58年12月に供用開始した。本稿は、因島大橋で施工した日本ではじめての吊橋鋼床版上の橋面舗装工事について、車道（グースアスファルト＋改質アスファルトコンクリート）と自転車歩行者道（防水シート＋細粒度アスファルトコンクリート）の施工およびグースアスファルト舗設時の熱影響による鋼床版の温度変化・応力・伸縮量・たわみについて述べるものである。実施工程表を表－1に示す。

表－1 実施工程表

工 種	数 量	年 月	1983		
			6	7	8
車 道	現場ブラスト	18,440㎡		28日	
	グースアスファルト工	18,000㎡		19日	
	改質アスファルトコンクリート工	18,000㎡			4日
自転車歩行者道	防水層工	4,960㎡	11日		
	細粒度アスファルトコンクリート工	4,960㎡	8日		

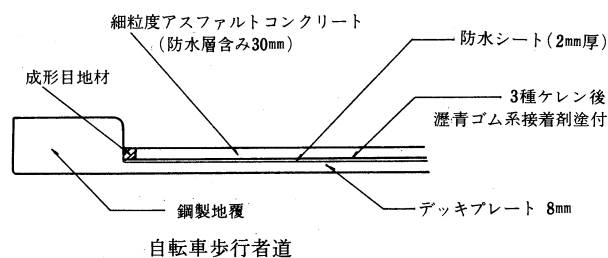
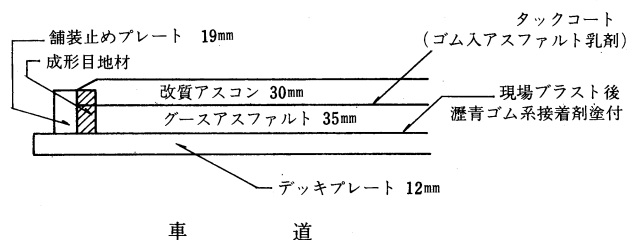
(注)日数はグロス所用日数を示す

2. 舗装構成

因島大橋の舗装厚は、車道が65mm、自転車歩行者道が30mmである。これらの舗装構成は、本州四国連絡橋橋面舗装委員会の報告書をもとに図－1のように選定した。

また、鋼床版の表面処理方法について、同報告書は、

- ① 無機ジंक20μ＋現場ブラスト



図－1 舗装構成

- ② 無機ジंक50μ＋4種ケレン

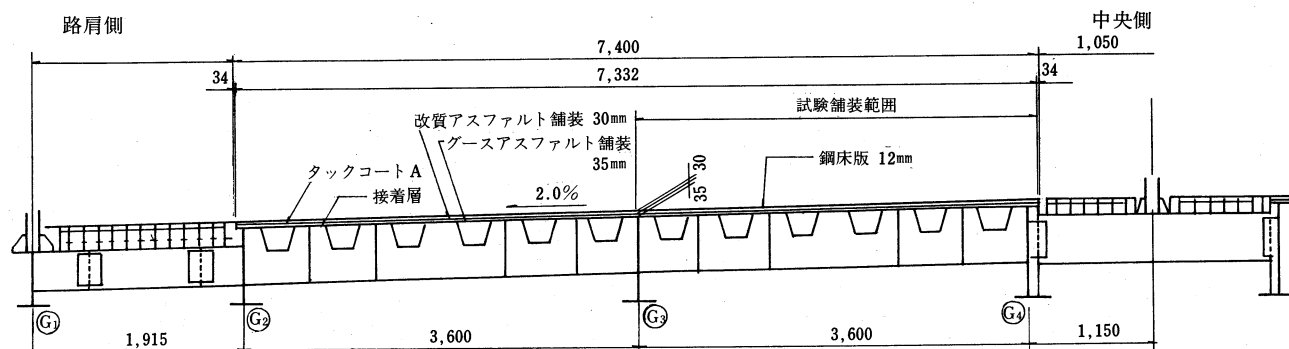
- ③ 無機ジंक50μ＋スウィープブラスト

が考えられるとしているが、本橋の鋼床版の表面は、原板ブラスト時の無機ジंक20μのみで製作済みであったため、(1)の仕様により現場ブラストを行った。

3. 車道の舗装

3.1 鋼床版

鋼床版は、昭和54年12月から、55年12月にかけて製作し、57年8月より順次現場に輸送・架設した。この間工場仮置時については、シートをかけるなどして極力発錆防止対策を行ったが、架設時には当然風雨にさらされる



図－2 車道鋼床版

状態であったので、吊金具切断跡や発錆部については2種ケレンを行い、有機ジンクで補修塗装している。

舗装施工前の鋼床版は、それでもところどころ赤錆が点在していた。鋼床版の断面図を図-2に示す。

3.2 鋼床版の現場ブラスト

舗装工事は、まず鋼床版の表面をブラストすることから始まった。鋼床版の現場ブラストは現場で行うという特殊性から、自動ブラスト機（写真-1）により行い、図-3に示す自動ブラスト機を用いて施工できない端部については手動ブラストによった。

施工順序としては、まず手動ブラストを1ブロック（鋼床版伸縮装置間40または50m）先行させ、その後を、自動ブラスト機が追いかける形で施工した。各種機械の配置を図-4に示す。自動ブラスト機は通常1.0m/minで

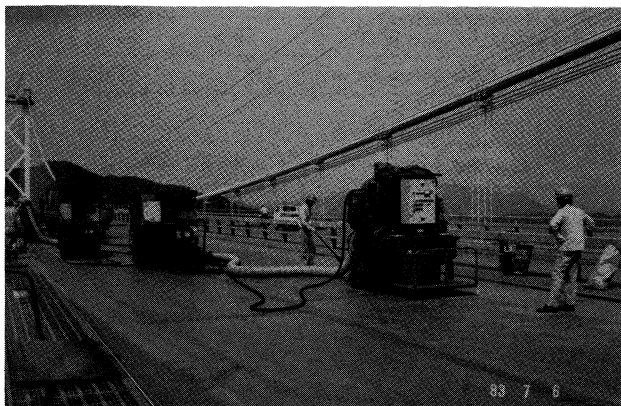


写真-1 自動ブラスト機によるブラスト

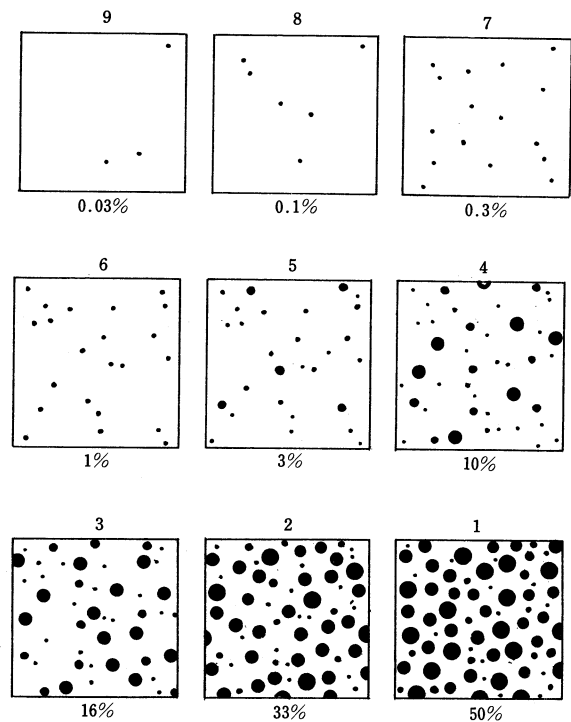


図-5 ASTM D610標準図

運転したが発錆のひどいところや、有機ジンク等で補修塗装しているところなどは、ブラスト回数を増やすか、運転速度を遅くして施工した。ブラスト後のグリッドは、ホウキでできるだけ取除き、コンプレッサで清掃したが、手動ブラストにおけるグリッドの飛散はトラス面にまで及び、清掃に苦慮した。

ブラスト後の表面検査は、ルーペで目視し、ASTM D 610 標準図（図-5）の防錆度と対比する方法で行い、除錆度3%以下を合格とした。検査結果は、ほとんど錆が見られず（0.03%以下）良好であった。端部の手動ブラスト面についても同様に高品質のブラストが得られた。

3.3 接着層の施工

接着層には、瀝青ゴム系接着剤（カチコートS）を使用し、ローラーバケにより人力で施工した。施工は、現場ブラストとシリーズで行うよう人員を配置し、清掃の終了したところをまず1層（0.2ℓ/m²）、更に1日の養生期間をおいて2層目（0.2ℓ/m²）を塗付した。1層目の施工については、ブラスト開始後4時間以内に接着層を塗付するよう規定したため、ブラスト・接着層とも迅速な施工が要求されたが、ブラストが1ブロック4時間程度で施工できたため、接着層は規定時間内に施工できた。

3.4 グースアスファルト

グースアスファルトとは、ドイツ語の流し込むという動詞（gießen→Guβ名詞）に語を発したとおり、混合物の高温時（約240℃）の流動性を利用して流し込み敷均されるアスファルト混合物である。グースアスファルトの特徴としては、

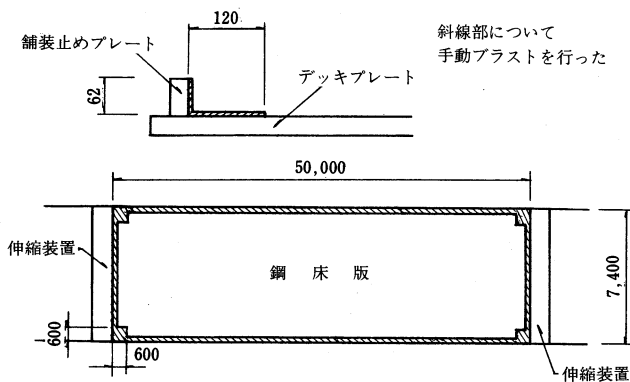


図-3 手動ブラストの範囲

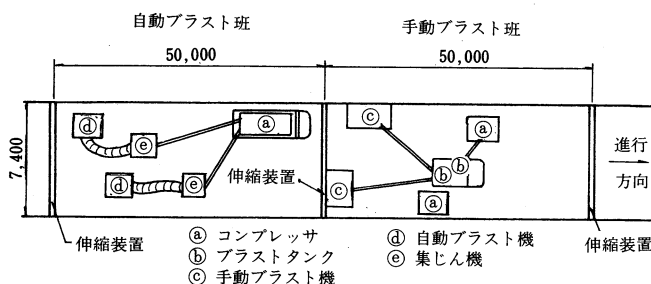


図-4 ブラスト機械の配置

- ① 空隙がほとんど無く、水密性が高い。
- ② フィラー含有量が多いため、耐衝撃性・耐たわみ性が大きい。
- ③ 高温時の流動性を利用して流し込み施工するため、転圧の必要がない。

等が挙げられるが、鋼床版上に舗設した理由としては、水密性が高いこと、耐たわみ性が大きいことなどである。また、一口にグースアスファルトと言っても、バインダーの種類はいくつもあり、ストレートアスファルト（以下ストアスと言う）とトリニダッドレーキアスファルト（以下T.L.Aと言う）をブレンドしたもの（ストアスも針入度の異なるものを使う場合がある）や、ブローンアスファルトとT.L.Aをブレンドしたものや、樹脂とストアスをブレンドしたもの等様々だが、本橋では本四橋面舗装基準で規定しているストアス（20/40）とT.L.Aを3：1でブレンドしたものをバインダーとした。以下に配合設計の手順を述べる。

- (1) 各骨材の配合割合を、橋面舗装基準の粒度範囲の中央を目標として決定した。但し、2.5mm通過量については、中央値と下限値の中央となるようにした。これは、2.5mm以上の骨材を増やすことによって、耐久性を高めようとするためで、粗骨材が多いため施工性が悪くなるというデメリットがあるが、施工機械で対処した。
- (2) バインダーの配合量を、7.5、8.0、8.5、9.0%として4種類の配合で混合物を作り、流動性試験および貫入量試験を行った。
- (3) 流動性試験および貫入量試験の結果をグラフにプロットし、流動性目標18秒・貫入量目標1.5mmを横切るバインダー量を求め、更に両者の平均を求める。
- (4) この平均値と前後0.5%のバインダー量にて再度グースアスファルトを混合し、ホイルトラッキング試験と曲げ試験から、それぞれ動的安定度（DS）および破断ひずみを算出し、グラフにプロットする。
- (5) 設計バインダー量は、流動性試験および貫入量試験の平均値付近で、動的安定度350回/mm以上、曲げ破断ひずみ 8.0×10^{-3} 以上のバインダー量とする。

以上により、設計したグースアスファルトの配合表および性状を表-2に示す。この配合をもとに、現地のプラントにおいて8.2%および $\pm 0.3\%$ の3種類の配合で試験練りを行い、バインダー量を検討した。試験施工については、鋼床版という性格上、通常のコア採取による密度測定等を行わず、各種機械および作業員の施工能力・施工手順の確認にとどめた。

施工は、片側車線の鋼床版を2分割し、約3.7m幅で行った。施工手順を図-6に示す。鋼床版の分割位置は、縦桁や縦リブ等の応力集中位置は避けて型枠を設置し、鋼床版端部の舗装止めには、防水性とグースアスファルトの収縮を考慮して成形目地材を貼り付けた。グースアスファルトの舗設は夏場ということもあり、温度低下による施工性の悪さや、ブリスタリングの発生も無く、順

表-2 グースアスファルトの配合および性状

内 量		配 合 値	規 格
バインダー量 (%)		8.2	7~10
骨材配合比 (%)	砕石 6号	26	—
	砕石 7号	27	
	細 砂	21	
	石 粉	26	
粒 度	13 ϕ m	100	100
	5	75.3	65~85
	2.5	48.9	45~62
	0.6	44.8	35~50
	0.3	38.0	28~42
	0.15	26.1	25~34
	0.074	21.5	20~27
流動性 (240℃) sec.		15	20以下
貫入量 mm		1.56	1~4
曲げ破断ひずみ $\times 10^{-3}$		9.8	8.0以上
ホイルトラッキング試験・動的安定度/回/mm		410	350以上

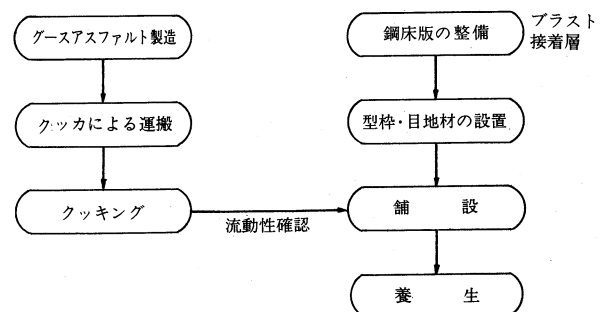


図-6 グースアスファルトの施工手順



写真-2 グースアスファルトの施工状況

調に作業が進んだ。

合材プラントは、既設プラントにアスファルトブレンドとフィラードライヤを設置し、グースアスファルトを生産できるよう改造した。グースアスファルトの製造の場合、フィラーの含有量が多いこと、混合物の温度が高いこと、プラントミキシング時間の長いこと等の理由で時間当たり製造量は通常の混合物の50%程度が一般的である。本橋の場合、50t/hr（公称）能力のプラントを使用

し、最大138t/日、平均120t/日を製造した。

3.5 改質アスファルトコンクリート

上層には、グースアスファルトとの間に、ゴム入アスファルト乳剤のタックコートを紹介し、改質Ⅰ型アスファルトコンクリート（以下改質アスコンという）を舗設した。改質アスコンの配合設計は、最大粒径13mmの密粒粒度配合にて、アスファルト量を変化させた5種類のマーシャル試験を行い、それから求められたアスファルト量および前後2種類のアスファルト量にて、更に動的安定度・破断ひずみの測定を行い、3種の共通範囲からアスファルト量を決定した。使用した改質アスコンの配合お

表-3 改質アスファルトコンクリートの配合および性状

項	目	配合値	規 格
バインダー量(%)		5.9	5~7
骨材配合比 (%)	砕石 6号	35	—
	7号	22	
	粗砂	23	
	細砂	9	
	石粉	11	
粒 度 (%)	20mm	100	100
	13	97.5	95~100
	5	66.9	55~75
	2.5	40.2	35~50
	0.6	24.8	18~30
	0.3	14.2	10~21
	0.15	8.9	6~16
	0.074	6.3	4~8
マーシャル性状	密度 g/cm ²	2.361	—
	空隙率 %	3.7	3~5
	飽和度 %	78.6	75~85
	安定度 kg	1,251	1,000以上
	フロー値 1/100cm	35.9	20~40
ホイットラッキング試験・動的安定度回/mm		2,505	850以上
曲げ試験・破断ひずみ ×10 ⁻³		8.1	6.0以上

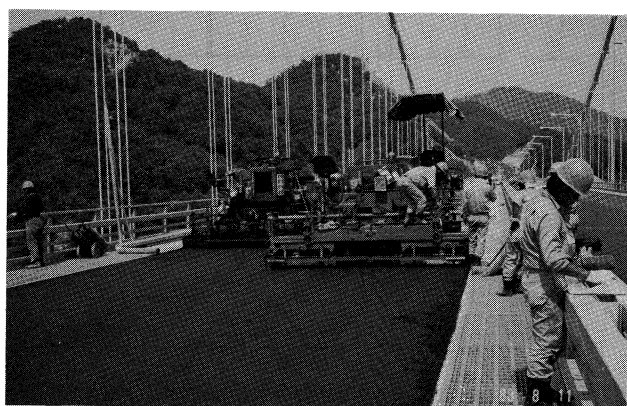


写真-3 改質アスファルトコンクリートの施工状況

よび性状を表-3に示す。

改質アスコンの施工は、上り線・下り線それぞれ2車線毎にアスファルトフィニッシャを2台投入し、ホットジョイントとして施工した。写真-3に改質アスコンの施工状況を示す。改質アスコンは初期転圧の温度が高いことが舗装本体の良否に大きな影響を与えるため、マカダムローラの進入を早めに行うよう心がけ、本橋の場合160°~180°Cの間で初転圧を行った。施工時の転圧減は21%とし、転圧回数は、コア採取による密度管理を行わなかったため通常の密粒アスコンより多めに行った。

4. 自転車歩行者道の舗装

本橋の自転車歩行者道は、車道下のトラス内に配置され、車道と同様、鋼床版となっている。

施工手順としては、鋼床版も3種ケレンし、接着層を塗付し、防水シートを貼り付けた。防水層は厚さ2mmで、素材は耐熱性の高い合成繊維よりなる不織布シートに、ゴムアスファルトを浸透被覆したものである。この防水シートの上に、通常の方法で細粒アスファルトコンクリートを舗設した。

5. グースアスファルト舗設による鋼床版への熱影響

グースアスファルトは、前述したように非常に高温の混合物であり、本橋の鋼床版がプレートガーダータイプで比較的剛性が低いので、熱影響による鋼床版の性状を下記により測定した。

- ① 鋼床版の温度変化
- ② 縦桁下フランジの応力度
- ③ 鋼床版縦桁の橋軸方向伸縮量
- ④ 鋼床版のたわみ

5.1 鋼床版の温度変化

鋼床版各部の温度変化の測定は、デッキプレート・ウェブ・下フランジ・縦リブ等の図-7に示す位置で行い、

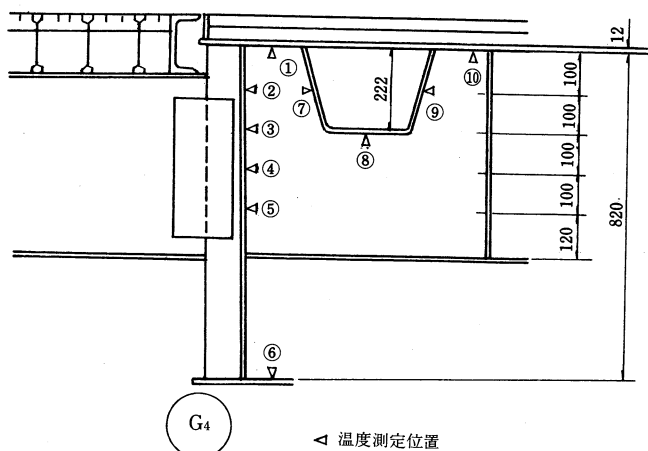
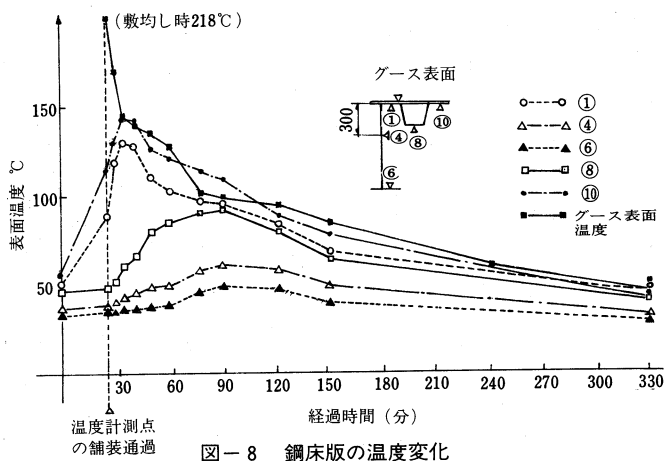


図-7 鋼床版温度測定位置



同時にグースアスファルト表面温度も測定した。測定結果を図-8に示す。この結果をもとに、以下の応力・伸び・たわみについて検討した。

5.2 縦桁下フランジの応力度

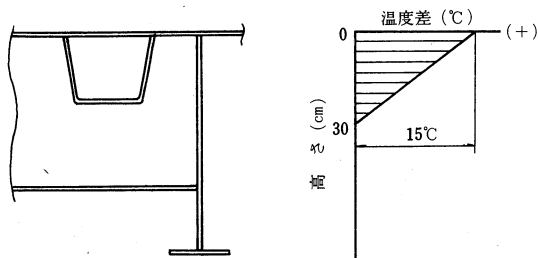
鋼床版は、グースアスファルトの熱影響を受けて縦桁下フランジに引張力が発生する。しかし、鋼床版の設計段階では、グースアスファルトの熱影響まで考慮しておらず、鋼床版設計要領による図-9により設計している。本橋の場合、このモデル図により応力を計算すると、G₄桁に328kg/cm²の応力が発生する。温度差による応力は、温度差に比例するはずであるから、グースアスファルトの熱影響によって発生する応力は、15℃の温度差の応力を利用して、下記の式により求める。

$$G_4 \text{ 桁 } \sigma = 328 \text{ kg/cm}^2 \times t / 15^\circ\text{C} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (1)$$

ここで σ : 下フランジの応力

t : デッキプレートと縦桁の上端から30cm部分の温度差

(1)式により、前項で測定した温度を使って計算した応力度と、実際の応力度を比較するため、次に述べる方法で下フランジ応力を測定した。

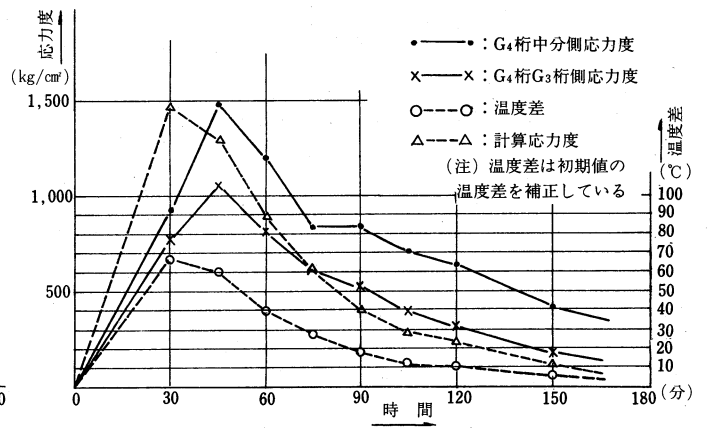


5.2.1 測定要領

縦桁下フランジ (G₄桁) に、鋼球を打ち込んだ鋼片を貼り、コンタクト式ストレインゲージにて歪量を測定し応力を計算した。

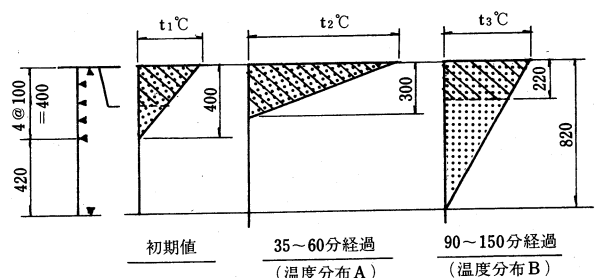
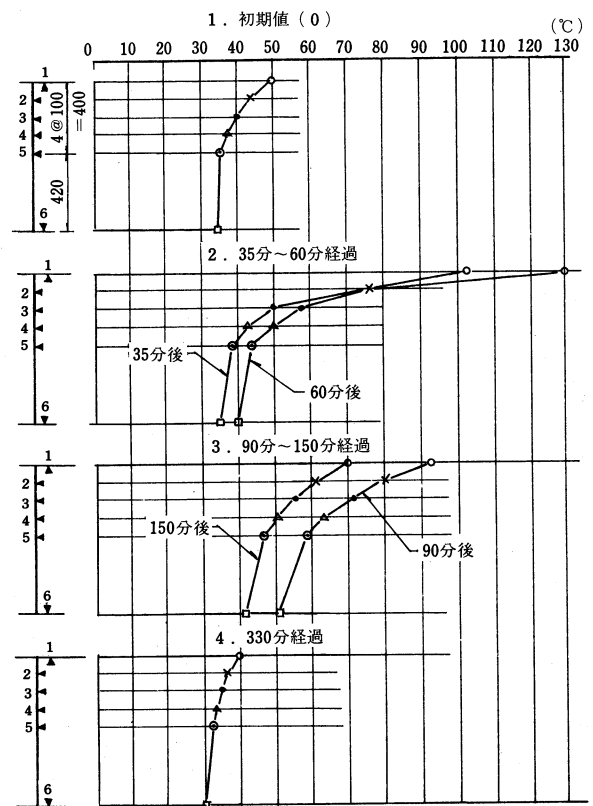
5.2.2 測定結果

図-10に下フランジ応力度と温度変化の関係を示す。鋼床版裏面と下フランジの温度差は、ピーク時には80℃



となっており、初期温度差が13℃のため、グースアスファルト舗設による温度差の変化は、67℃と以外と小さかった。したがって発生する応力も小さく、ほぼ許容引張応力程度であり、測定結果から次のことが言える。

- ① 温度差の最大値と、応力度の最大値では15分程度のタイムラグがある。



- ② 応力は、中央分離帯側よりもG₃桁側の方が大きい。
 ③ 実測値（中央分離帯側）が最高値を示した後、計算値より実測値の方が大きくなる傾向にある。

①のタイムラグについては、鋼材の熱伝播速度と、鋼床版全体の変位挙動の違いと思われる。②の測点による発生応力の違いは、グースアスファルト舗装を鋼床版の半幅分施工したため、鋼床版橋軸直角方向の温度差により面外曲げが生じたためと思われる。また、③については、鋼床版設計要領の温度差モデルの仮定が温度の急変により、一時的に温度分布が変わったためと思われる。というのは、図-11に示すように温度変化測定の結果から、グースアスファルト舗設後約90分程度を境として、温度分布A、Bという2つの温度分布になっている。したがって温度分布Bという領域においては、当初デッキプレートと縦桁の温度差を考慮して応力度を計算すれば良いと考えていたものが、実際はデッキプレートと下フランジの温度差として考えなければならないことが判明した。この仮定により応力度を計算してみると、実測値に近似した結果が得られた。

5.3 鋼床版縦桁の橋軸方向伸縮量

鋼床版は、大部分が5径間連続構造で、約50mが1ブロックとなっている。したがって、グースアスファルト舗設による熱影響を受けた鋼床版は、橋軸方向に伸長する。ここでは、5.1項で測定した温度分布をもとに、全体の伸縮量を計算し、また実測値と比較した。

熱影響による鋼床版の伸び量は、トラスと鋼床版部材との差による伸びと、鋼床版の部材間の温度差による伸びの合計として現れる。したがって計算上は、下記の式にて算出した。

- (1) トラスと鋼床版部材の温度差による伸び

$$\sigma_1 = \alpha \cdot t_1 \cdot l \quad \dots\dots\dots(2)$$

ここで α : 1.2×10^{-5} (kg/cm²)

t_1 : 縦桁下フランジの変化温度 (°C)

l : 対象舗装鋼床版長 (m)

- (2) 鋼床版部材間の温度差による伸び

$$\sigma_2 = 35 \times t_2 / 105 = t_2 / 3 \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここで t_2 : 鋼床版裏面と縦桁下フランジの温度差 (°C)

(2)式では、トラスの温度は一定として、鋼床版の最低温度である縦桁下フランジの温度変化量を、トラス温度との差としている。(3)式では、105°Cのデッキプレートと縦桁下フランジの差による伸び量が35mmと確認されているため、この高度差に伸び量は比例するとしたものである。

5.3.1 測定要領

端部縦桁支承の移動量を、各縦桁について巻尺にて測定した。

5.3.2 測定結果

実測温度に基づき、上記式にて計算した伸び量と、実測した結果を表-4に示す。結果から、計算値よりも実

測値が小さいことがわかる。また同時に、G₄桁が最も変形量が大きく、順にG₃桁、G₂桁となっている。実際の伸びが全体に小さかったのは、舗装が半幅分であったこと、グレーチング等の連結により伸び量が拘束されたこと等によると思われる。

5.4 鋼床版のたわみ

グースの熱影響によりデッキプレートが伸びようとすると、縦桁部分は温度変化のタイムラグのため追従できず、たわみが出る。このたわみは計算ではG₃桁でしか算出できず、G₃桁では、舗装の関係で実測できなかった。

表-4 鋼床版縦桁の伸縮量

時間 (分)	計 算 値					実 測 値		
	σ_1		σ_2		合計 (mm) $\sigma_1 + \sigma_2$	G ₂ 桁 (mm)	G ₃ 桁 (mm)	G ₄ 桁 (mm)
	t_1 (°C)	σ_1 (mm)	t_2 (°C)	σ_2 (mm)				
0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	1	0.5	67	22	22.5	1	1.5	4.5
45	3	1.4	59	20	21.4	2	3.9	8
60	5	2.4	40	13	15.4	3	5	8.5
75	12	5.6	28	9	14.6	3	5	8.5
90	16	7.5	18	6	13.5	2.5	5	8.5
105	14	6.6	13	4	10.6	2	4.6	8.5
120	14	6.6	11	4	10.6	1	4.6	8
150	7	3.3	6	2	5.3	1	3	5.5
330	-4	-1.9	-2	-1	-2.9	0	0	0

注) 伸び量は正、縮み量は負号

したがって、やむを得ず、傾向をつかむため、計算値ではG₃桁を、実測値ではG₄桁を挙げ比較することにした。

5.4.1 測定要領

測定対象鋼床版の5径間連続桁のうち、端支点と第1、第2中間支点およびそれぞれの中点の合計5点におけるG₄桁のたわみをレベルにて測定した。

5.4.2 測定結果

計算値と実測値の比較を表-5に示す。計算値はG₃桁に着目し、温度差を105°Cと仮定して計算したもので、グースアスファルトを全幅員にわたり施工したときのたわみ量であり、実測値はG₄桁について半幅施工した時のたわみ量である。

表-5 鋼床版のたわみ量

時間(分)	温度差(°C)	計算値(mm)	実測値(mm)
35	67	-8.9	-6.0
90	18	-2.4	-4.0
150	6	-0.8	-2.5
330	-2	0.3	0

注) 桁の下方向にたわみを正とする
 実測値は舗装機械の荷重を補正した値である

5.5 考 察

応力度・変位の測定の結果、当初心配していたような支障のある変形は発生しなかった。これは、舗装時期が真夏で鋼床版や橋体の温度が高く、グースアスファルト舗設に伴う鋼床版の温度変化との差が小さかったこと、および鋼床版半幅施工で変形の拘束されたこと等によるものと考えられる。なお、今回のすべての測定について、初期値は舗装前の状態とし、測定値は舗設による変形量のみであることを付記する。

6. あとがき

因島大橋の橋面舗装は、品質・施工とも特に問題なく

完了した。ただ、現場ブラストを行ったことにより、工期が通常の舗装のみの場合の2倍程度を要したため、今後の鋼床版においては、現場ブラストを行わなくても良いような防錆仕様によることが必要であろう。

最後に、本報告の鋼床版の応力度・変形の測定に協力して頂いた関係諸氏に深く謝意を表わすものである。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋の橋面舗装に関する調査研究報告書1980.3、1981.3、1982.3、1983.3
- 2) 鋼床版設計要領 昭和54年7月 本四公団
- 3) 橋面舗装基準 昭和58年4月 本四公団
- 4) 因島大橋補剛桁工事鋼構造物の詳細設計報告書 昭和55年3月 第三建設局向島工事事務所

因島大橋のケーブル後期工事

Wire rapping work and dismantling of facilities in cable erection
of Innoshima Bridge

第一建設局 建設部専門役
(前) 向島工事事務所 第二工事長

香川 祐次
Yuji Kagawa

1. まえがき

因島大橋は、昭和52年1月に着工以来途中通算約1年半の工事中断期間を含め6年11月の期間を費して昭和58年12月4日に供用を開始した。

本橋は、ケーブル後期工事について主ケーブルのラッピング、ハンドロープの架設、塔頂サドルカバー・壁高欄など付属鋼構造物の架設、主ケーブル・ハンガーロープ・塔などの塗装、キャットウォーク・塔頂足場・塔頂クレーンの撤去、ケーブル検査車、ケーブルバンドボルトの締付けについて述べるものである。なお参考までに表-1に因島大橋全体実施工程表を、表-2に精算死荷重表を示す。

2. 主ケーブルのラッピング

(1) ラッピングワイヤの製作は、HBS G 3506に従って線径4mm、引張強度55kg/mm²以上、亜鉛めっき付着量280g/m²以上などの規格を満足する品質で製造され898コイル束、ワイヤ総重量は117tである。

(2) ラッピング作業に先立って主ケーブル表面を清掃ケレンし、鉛酸カルシウムを主成分とする防錆ペーストをケーブル表面に、1.5kg/m²の割合で素手で塗付した。

(3) ラッピング作業は、3台ずつの主ラッピングマシンと端部ラッピングマシン、それに1台の全パネルラッピングマシンにより4チームで行い、ラッピング順序は側径間は橋台から塔頂へ、中央径間は中央から塔頂へ向って行った。

(4) コイル束の状態で現場に搬入したラッピングワイヤは、ボビン巻取機によって250kg巻（主ラッピングマシンおよび全パネルラッピングマシン用）と30kg巻（端部ラッピングマシン用）のボビンに巻き取る。

(5) 橋台部または中央径間中央においてトラッククレーンでラッピングマシンを組み立て、ボビンをセットし塔頂足場上に設置した主ケーブルに巻き付けるラッピングワイヤが重ね巻きにならないようマシンの下方分力を相殺するため、マシンを塔頂へ引張る定張力ウインチのワイヤにマシンを接続し準備作業を終了する。

(6) ラッピングワイヤの先端をテイクアウェルド（テルミット反応を応用した簡易ろう付器）によって定着した後、図-1に示すような要領でワイヤ張力140kg/本で

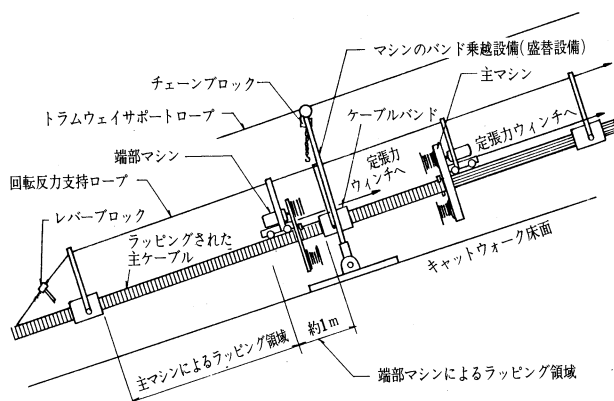


図-1 旧タイプマシンによるラッピング要領

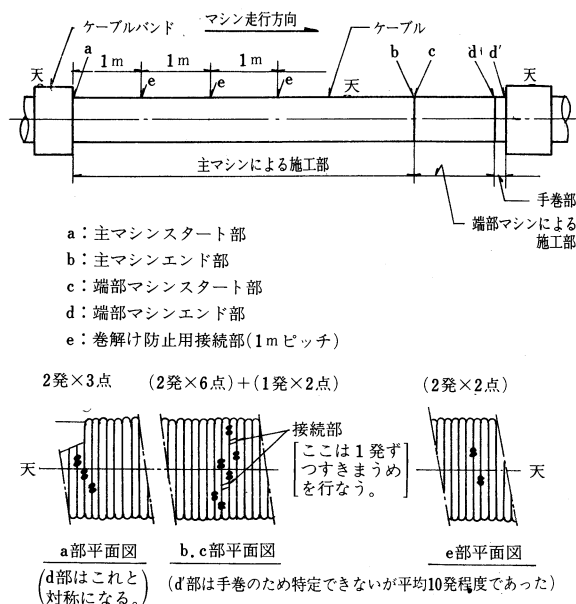


図-2 ラッピングワイヤの接続要領および位置図

主ラッピングマシンによりラッピング作業を進め、主ラッピングマシンの端部がケーブルバンドに接触する直前で作業を停止し、ワイヤがほどけないようテイクアウェルドで固定した後ワイヤを切断する。端部ラッピングマシンをセットし、主マシンで巻き終えたワイヤ先端と端部マシンのワイヤ先端を合わせ、テイクアウェルドで接続しケーブルバンド端部まで巻き、図-2のようにケーブルバンド端部からケーブルバンドフランジ内までの約50mmはシメラーなどにより手巻きする。テイクアウェルドによるワイヤの固定・接続状況を図-2に示す。

表-1 因島大橋全体実施工程表

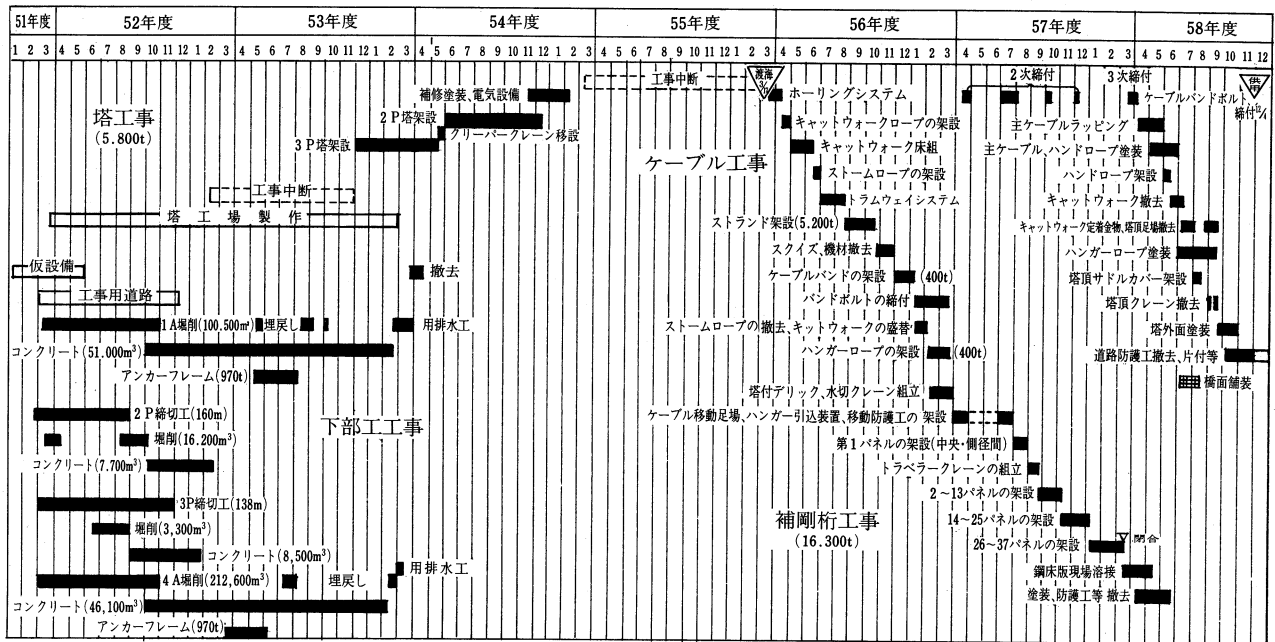


表-2 因島大橋工事完成時の死荷重

単位: t/m/Br

死 荷 重 頂 目			側径間	中央径間		
前 死 荷 重	ケ ー ブ ル 部	1	主ケーブル(素線径5.17mm, PWS127×91, 一般部径618mm)	4.031	3.890	
		2	ラッピングワイヤ(径 4 mm)	0.089	0.087	
		3	ハンドロープ(径：上段30mm, 中・下段18mm)	0.042	0.041	
		4	ケーブルバンド	0.338	0.284	
		5	ハンガーロープ(径54mm, CFRC)	0.551	0.442	
			ケーブル部前死荷重合計(センタースティは不含)	5.051	4.744	
	吊 構 造 部	6	舗装(グース t=35mm, ρ=2.4 改質 t=30mm, ρ=2.35)	2.192	2.192	
		7	自動車防護柵, オープングレーチング	1.297	1.290	
		8	鋼床版の縦桁, 縦桁支承, 伸縮装置等	4.138	4.159	
				床組関係合計	7.627	7.641
		9	主構	2.619	3.168	
		10	上・下横構	0.768	0.838	
		11	中間主横トラス	1.718	1.763	
				補剛トラス合計(端主横トラス, リンクは端部集中荷重扱いで不含)	5.105	5.769
		12	検査車軌条桁等(※ 検査設備の合計)	0.253	0.254	
		13	自転車歩行者道	1.062	1.057	
		14	縦横断検査路	0.413	0.416	
		15	公団・電々管路(0.293t), 送水管(0.054t), 吊ビス・照明・電気(0.051t)	0.407	0.387	
		16	塗装	0.169	0.169	
				付属構造物合計	2.304	2.283
		吊構造部前死荷重合計	15.036	15.693		
前 死 荷 重 合 計			20.087	20.437		
後 死 荷 重	17	自歩道高欄忍び返し(0.050t), 自歩道縁石(0.029t)	0.079	0.080		
	18	電波吸収材(2.630m ² , 0.015t), 公団管路条数増(側:0.057t, 中:0.077t)	0.057	0.092		
	19	予備荷重(応力余裕の最も小さな主塔から決定した吊橋全体の余裕死荷重。)	0.518	1.097		
			後 死 荷 重 合 計	0.654	1.269	
死 荷 重 合 計			20.741	21.706		

注) 前死荷重とは、補剛トラス応力を0とする死荷重であり、後死荷重とは補剛トラスに応力を生じさせる死荷重である。

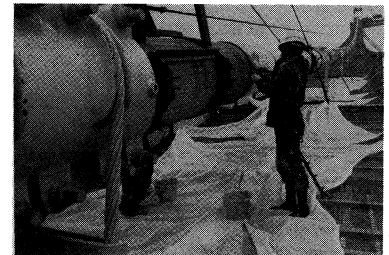


写真-1 防錆ペーストの塗付

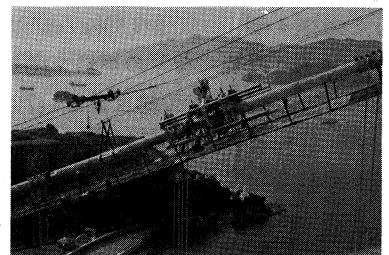


写真-2 全パネルラッピングマシン

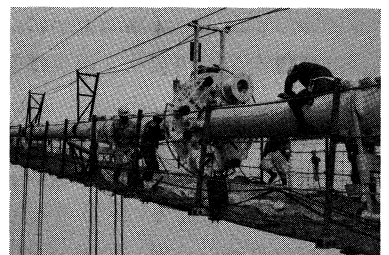


写真-3 旧タイプラッピングマシン

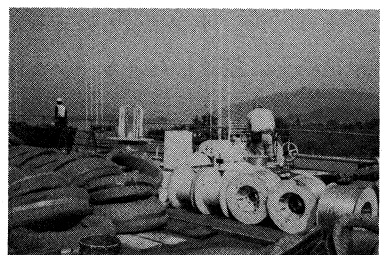


写真-4 ラッピングワイヤのポビン巻取り

(7) 全パネルラッピングマシンは、1台の機械でケーブルバンド端部から端部まで作業することができ、ケーブルバンド部のマシン乗越しも自力で行えるが、前述の旧タイプのそれは2台の機械を必要とし、ケーブルバンドの乗越しも乗越し装置が必要である。

(8) なお橋面上から45t吊トラッククレーンのブームが届く範囲においてはボビンの揚げ下ろし、マシンのケーブルバンド間の移動などは工程上の関係からトラッククレーンで行ったが、それ以上の高さの範囲においてはトラムウェイサポートシステムでボビンの運搬を行い、旧タイプのマシンの移動はケーブルバンド乗越し装置で行った。

(9) ラッピング作業は、グロス約60日間で終了し、施工速度は全パネルラッピングマシンが約20m/日、旧タイプ1チームが約17m/日であった。

(10) ケーブルバンド部においては、2つ割になったケーブルバンドの合せ目やラッピングライヤ端部とケーブルバンド部、それにハンガーロープとケーブルバンド部をシールするためポリサルファイド系ゴムを主成分とする、永久に硬化しないタイプのシール材でコーキングを行った。コーキングにあたって充填体積の大きい部分は発泡樹脂のバックアップ材を詰め、その上にコーキングした。コーキング要領を図-3に示す。

写真-5
ケーブルバンド部の
コーキング

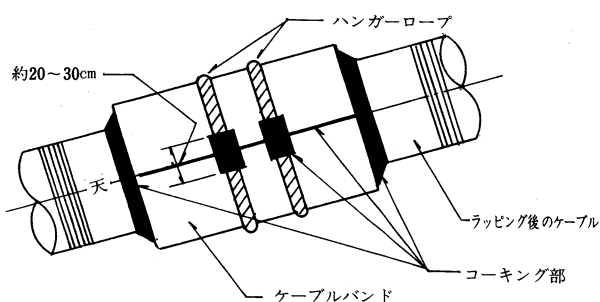
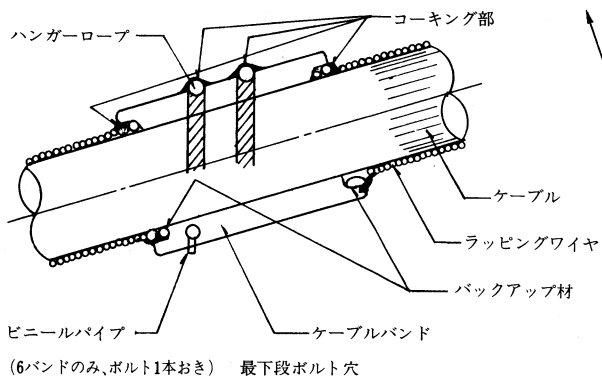
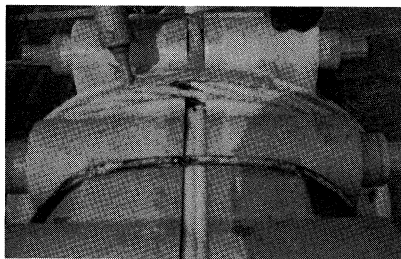


図-3 ケーブルバンド部のコーキング要領

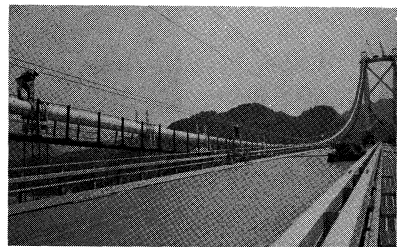
3. ハンドロープの架設

(1) ハンドロープは、HBS G 3505に従って、上段ロープは、構成1×37、ロープ径30mm、破断荷重74.1t、単位重量4.4kg/m、中・下段ロープはそれぞれ1×19、18mm、27.1t、1.58kg/mの規格を満足する仕様で製作された。

(2) ロープ長は、仕上り主ケーブル形状長をもとに、ロープ定着構造部の補正およびロープに導入する張力の補正を行って算出した。ロープへの導入張力は、中・下段ロープについては、ロープのフリーハング張力約1.5tの2倍である3tとし、上段ロープについてはロープ上を走行するケーブル検査車を考慮し、破断に対する安全率とハンドロープ支柱間のロープたわみ制限から13tとした。

(3) ハンドロープ支柱は、ケーブルバンドが傾いていたり支柱間隔がケーブル空隙率の関係で狂っているので、ケーブルバンド部でそれらを1個ずつ計測し、誤差を勘案して支柱を製作し、支柱傾斜補正には支柱とバンド間にテーパー座金を使用して鉛直に取り付けた。支柱および座金は防錆上全て亜鉛めっきするとともに、2回塗りの塗装を施した。テーパー座金は丸形状で製作したが、テーパーの方向が判別しにくかったので角形状とした方が良かったと思われる。

写真-6
ハンドロープの
架設



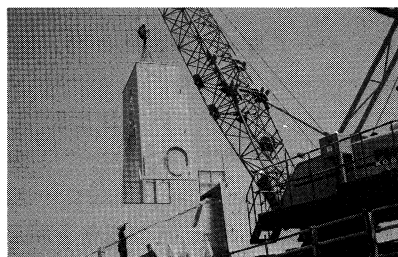
(4) ハンドロープの引出しは、中央径間は塔頂から中央それに塔頂へと、側径間は橋台から塔頂へとキャットウォーク上をウインチまたは人力で引き出した。ロープの張力調整は、主ケーブルとハンドロープ間の相対サグ調整により行った。ハンドロープの支柱への取付けは、ハンドロープをレバブロックまたは人力で、まず中央点を引き下ろし、つぎに1/4点、1/8という順序で引き下ろし取り付けた。

4. 付属鋼構造物の架設

付属鋼構造物とは、塔頂サドルカバー、塔頂壁高欄、ケーブルカバー、ケーブルカラーなどをいい、総重量は約64tである。

これらの製作にあたっては、塔頂サドル、塔上面、ケーブルなどの現状寸法を測定して製作に反映したが、架設に際し接合に苦慮した。これらは取合部の仮組立が不可能であるので、製作にあたっては誤差を吸収できる構造にするなど十分配慮しないと架設作業の手戻りを生じ

写真－7
サドルカバーの架設



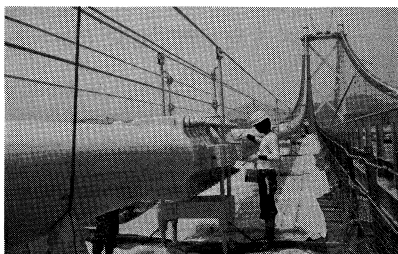
ることになる。

架設は、塔頂部は塔頂クレーンで、橋台部はトラッククレーンで行った。これらの鋼構造物から主ケーブルへの雨水の浸入を防止するため、接合部にはゴムなどの防水パッキンを、間隙部にはゴーキングを充填するなど、防錆には万全を期した。

5. 塗 装

5.1 主ケーブルおよびハンドロープの塗装

主ケーブルおよびハンドロープの塗装仕様を表－3に示す。主ケーブルの塗装は、塩化ゴム系に代えウレタン系も考えたが、ウレタンは可使時間が短いことおよびケーブルバンドやハンガーロープがすでに塩化ゴム仕様と



写真－8
主ケーブルの塗装

なっており、将来の塗替時を想定するとき、同一塗装系の方が支障が無いであろうことを考えて塩化ゴム仕様とした。

塗装にあたって、塗料の飛散および落滴防止対策として、塗装作業パネルごとにキャットウォーク上にメッシュネットを敷いた。

素地調整として、ラッピング時にしみ出した防錆ペーストその他の汚れは、ワイヤブラシとかワイヤホイールを用いて除去した。塗装は、全てハケ塗りで行い、エッチングプライマーと下塗1層目は当日中に行い、下塗2層目以降は、ハンドロープ塗装時の塗料が主ケーブルに付着するので、ハンドロープ塗装が完了した後塗装するなど工程を調整しながら実施した。

なおケーブルストランドソケットには、ストランド引込み用としてソケット底部にネジ切りがしてあるが、その部分が無塗装であったので、変性エポキシ塗料を90 μ ×3回塗装した。

5.2 ハンガーロープの塗装

ハンガーロープの塗装仕様を表－3に示す。中央径間および向島側側径間はハケ塗で、因島側側径間は自動塗装を行った。塗装仕様が異なるのは、前者はゴンドラ（スカイチェア）を使用したハケ塗りであるのに対し、後者は塗料中にハンガーロープを浸漬するディッピング塗装であるからである。なおハンガーロープソケット前面から1.5mの範囲の補剛桁定着部に入る部分は、桁架設後においては塗装不可能であるので、ハンガーロープのソケット定着後工場で規定の回数塗装済みである。またキャ

表－3 主ケーブル、ハンドロープ、ハンガーロープ、塔の現場塗装仕様

塗 装 部 位		素地調整	第 1 層	第 2 層	第 3 層	第 4 層	第 5 層	第 6 層	合計乾燥 塗膜厚
主 ケー ブ ル		清 掃	JIS K5633 1種 短バケ型エッチングプライマ 10 μ	塩化ゴム系 鉛酸カルシウムプライマ 35 μ	塩化ゴム系 鉛酸カルシウムプライマ 35 μ	HBS K 5602 塩化ゴム系(中塗) 35 μ	HBS K 5602 塩化ゴム系(上塗) 25 μ	プラスチックチップ 入塩化ゴム系 —	140 μ
ハ ン ド ロ ー プ		清 掃	JIS K5633 1種 短バケ型エッチングプライマ 10 μ	塩化ゴム系 鉛酸カルシウムプライマ 35 μ	HBS K 5602 塩化ゴム系(中塗) 35 μ	HBS K 5602 塩化ゴム系(上塗) 25 μ			105 μ
ハ ン ガー ロ ー プ	ハケ塗	清 掃	塩化ゴム系 鉛酸カルシウムプライマ 35 μ	塩化ゴム系 鉛酸カルシウムプライマ 35 μ	塩化ゴム系 鉛酸カルシウムプライマ 35 μ	HBS K 5602 塩化ゴム系(中塗) 35 μ	HBS K 5602 塩化ゴム系(上塗) 25 μ		165 μ
	自動塗装	清 掃	HBS K 5606 厚膜型エポキシ(下塗) 130 μ	HBS K 5602 塩化ゴム系(上塗) 35 μ					165 μ
塔	一般部	一般部目荒し 発錆部サンド ペーパーがけ	HBS K 5608 ポリウレタン用(中塗) 30 μ	HBS K 5608 ポリウレタン用(上塗) 30 μ					60 μ
	添接部		HBS K 5606 厚膜型エポキシ(下塗) 60 μ	HBS K 5608 ポリウレタン用(中塗) 30 μ	HBS K 5608 ポリウレタン用(上塗) 30 μ				120 μ

塗装作業は、キャットウォーク解体後スカイチェアを2台連結し、塗料飛散防止用に床面にはベニア板を、側面にはメッシュネットを張り、作業員2名がペアーとして乗り込み、ハンガローブ4本を同時に上方から下方に向って行った。なおゴンドラを使用する程の場程のない区間(補剛桁上弦材上16m程度)は、リフト車に作業員が乗り込み塗装し、上弦材上で人間の届く範囲は人力で塗装した。

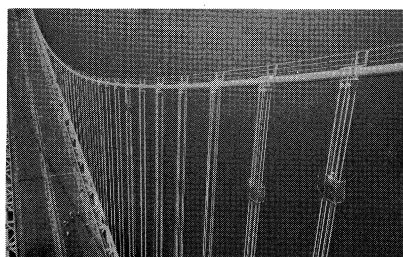


写真-9
ハンガーロープの
ハケ塗り作業

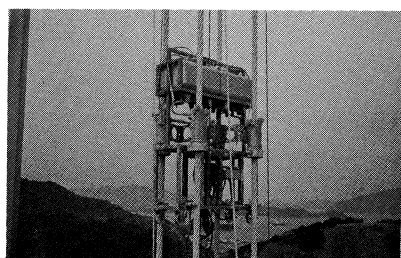


写真-10
ハンガーロープの
自動塗装

一方因島側側径間は、新たに開発した **dipping** 塗装を試みに行ってみた。この自動塗装は、塗料の粘度（気温に相関）とか塗装機の下降スピードで塗膜厚や仕上がり状態が左右され、試行錯誤を繰り返しながら施工した。しかし2回の塗装でハンガーロープより目も完全に塗装され、かつ非常に美しい塗膜面を形成した。今後機器の改良を行えば十分実用に供すると思われる。

塔は、昭和54年の塔工事完成時にエポキシ、ウレタン仕様で塗装されており外観上発錆は見うけられなかったが、日光の当る部分はチョーキングが激しく（斜材や水平材下面の塗膜は良好。継手部はボルト部分が発錆しやすい状況）、補剛桁塗膜との塗膜面の新旧差が顕著であったので全面を表-3の仕様で塗替えた。この場合旧塗



写真-11
塔の塗装

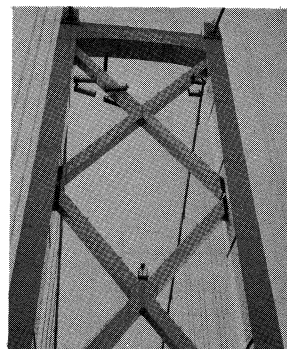
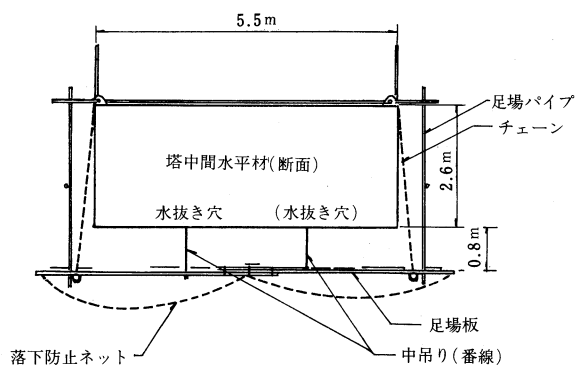
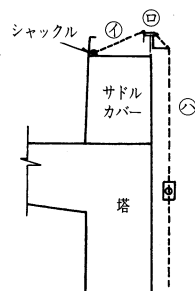
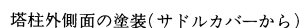


写真-12 塔の塗装

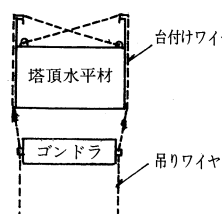


図一4 塔中間水平材塗装足場要領



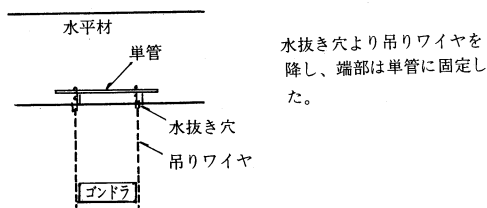
台付けワイヤ④を吊金具⑤にセットし⑤を高欄に設置する。
 吊りワイヤ⑥を吊金具に接続し塔下まで降す。ゴンドラの巻上げ装置に吊りワイヤを通しゴンドラを吊り上げる。

塔頂水平材下面の塗装

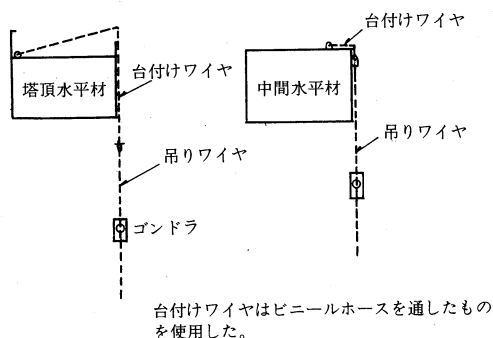


左図の状態で作業する。

斜材側面、下面、上面の一部および塔柱内面の塗装
(水平材水抜き穴、塔頂壁高欄、中間水平吊りビ
ースより)



水抜き穴より吊りワイヤを
降し、端部は単管に固定し
た。



台付けワイヤはビニールホースを通したもの
を使用した。

図-5 塔塗装時のゴンドラ盛替要領

膜を生かすべく下地処理に注意を払った。なお塔内面につ
いても損傷部分や汚れの発生している部分を補修塗装
した。

塗装作業は、中間水平材の側面および下面は図-4の
ような足場を設置して、塔頂水平材上面と斜材の上面は
足場なしで、その他の側面および下面はゴンドラで塗装
した。ゴンドラ盛替要領を図-5に示す。

6. 撤去工事

仮設物の撤去としては、キャットウォーク、塔頂足場、
塔頂クレーンなどがあるが、いずれも超高所作業であり、
作業員の人命のみならず通航船舶等第三者傷害に関して
も非常に危険な作業である。

6.1 キャットウォークの撤去

キャットウォークシステムのうち、ストームロープと
そのハンガーロープはハンガーロープ架設前に、クロス
ブリッジは補剛桁架設中にトラベラークレーンで、撤去
済みである。残りのキャットウォーク床組とキャットウ
ォークロープは、主ケーブルやハンドロープの塗装が完
了した段階で撤去した。

床組の解体にあたって、解体時の小物落下防止対策と
して、図-6に示すようにキャットウォークロープに支
点を持ち、ロープ上を走行する床組解体台車を製作した。
床組は、まずステップ木材～合繊ネットの順序で取りは
ずし、ハンドロープもワイヤカッターで部分的に切断し、

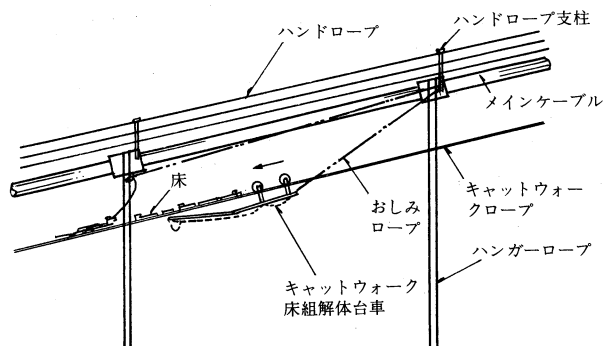


図-6 キャットウォーク床組解体台車

写真-13

キャットウォーク床組
の解体

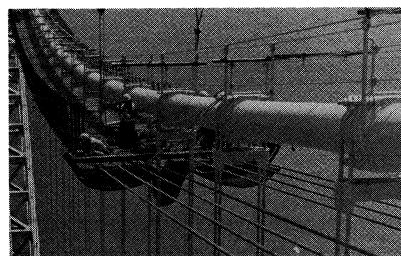
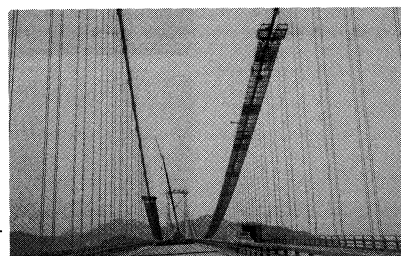


写真-14

キャットウォーク床組
の解体



一度に手すりを無くさないよう安全面に十分配慮した。
手すり支柱や鋼製横梁のボルトは、電動レンチを用い、
ナット等が落下しないよう手を添えてはずし、溶接金網
は2×4mを単位としてカッターで切断して取りはずした。

床組は、塔頂より下方に向けて解体したが、解体した
資材の運搬にはトラムウェイシステムを使用し、橋上の
トラッククレーンが届く位置に取りまとめそこから路面
上に降した。

キャットウォークロープの撤去は、架設の全く逆の手
順であり、塔頂および橋台ベントに繰り込みワイヤ装置
を設置し、ロープへのクランプ取付けは塔頂クレーンに
てゴンドラを吊り下げ、作業員が乗り込み行った。撤去
したワイヤロープは、橋面上グレーチング部分に垂鉛め
つき損傷防護としてステップ材を敷き、その上に下ろし
リールに巻き取った。

キャットウォーク定着ガーダー等は、塔頂足場上ない
しは橋台内でガス切断し、分割して解体した。床組解体
時にネジ山が発錆していたので、一部ガス切断の危惧も
あったがそれは一切なく杞憂に終わった。

6.2 塔頂足場の撤去

塔頂足場の撤去に先立ち、塔頂ベントをガス切断し、
塔頂クレーンで解体した。塔頂足場は、側面足場～下段
足場～上段足場～足場通路～資材置場の順序で、いず
れも図-7に示すように、撤去しようとする足場を塔頂ク

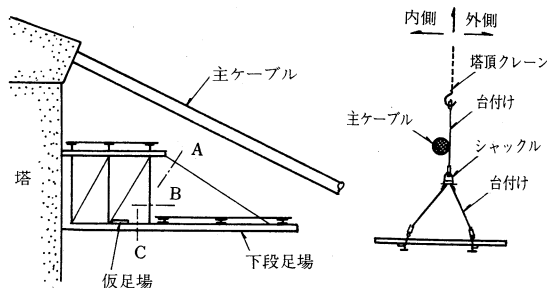
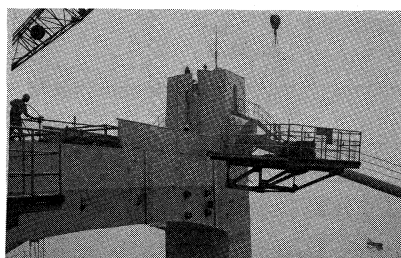


図-7 塔頂足場解体要領

写真-15
塔頂足場の解体



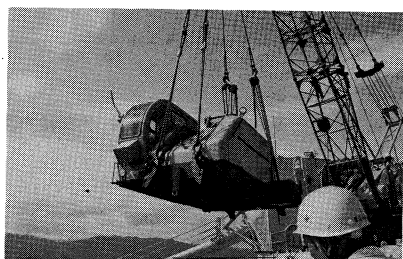
レーンで吊り、塔より足場に惜しみワイヤを取りつけ、たとえば図のA、B、C部分をガス切断することにより取りはずし橋脚上に降した。

塔頂足場と塔との取合部は、溶接とか高力ボルトで接合されていたのであるが、溶接の場合は塔部材損傷の懸念から、接合部材の溶接ビード上面で切断しグラインダー仕上げを、高力ボルト接合の場合は丸頭の特注化粧ボルトで穴埋めした。溶接の場合のグラインダー仕上げは手間暇かかるものであり、できるだけボルト接合にした方がよい。

6.3 塔頂クレーンの撤去

塔頂クレーンは、各塔に2基ずつある訳であるが、1基は他の1基のクレーンで分割解体した。他の1基は路面上に150t吊トラッククレーンを配置して解体した。トラッククレーン（ブーム長 主82.3m、副12.2m）を使用するにあたり、アウトリガー反力が最大1格点当り52tにもなるので、鋼床版の強度チェックを行った上で作業した。アウトリガー下面には鉄版を敷設して舗装

写真-16
塔頂クレーンの撤去



の養生を図ったが、心配した舗装面の沈下は生じなかった。

7. ケーブル検査車

ケーブル検査車は、ケーブルバンドボルトの軸力測定および再締付け、そして主ケーブルの塗替さらに主ケーブルの点検などに使用されることを想定して設計した。

写真-17
塔頂クレーンの撤去

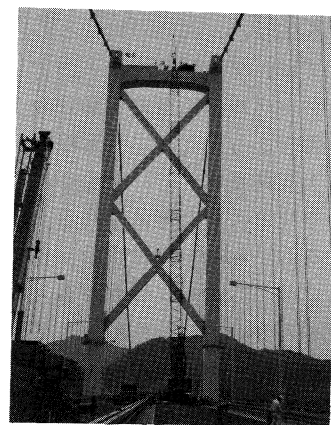
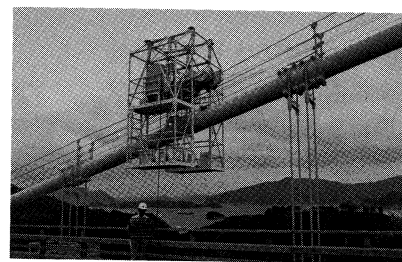


写真-18
ケーブル検査車



主な仕様は、総重量2,400kg（自重1700kg+塔載荷重700kg）、総アルミ製（駆動部分を除く）、走行方法はハンドロープ支柱に反力を取り約50mごとに尺取り方式で最大毎分3mの速度でハンドロープ上を走行、電源は路面上を走行するトラックに発電機を塔載し、ケーブルで検査車に電力を供給、塗装はエポキシ1回・ウレタン2回塗りというものである。

検査車は、側径間で実走行試験を行って不具合点を改良した上で、橋台内に分割収納した。

8. ケーブルバンドボルトの締付け

バンドボルトの締付にあたっては、ボルトテンショナーをかける方向を東西ケーブルとも両外側とし、ボルトネジ山をできるだけ出し、反対側のネジ山出代は20mmとしたが、設計ボルト長はテンショナーのネジ山つかみ代を必ずしも考慮していなかったため、テンショナーにかかるボルトネジ山数が少なく、ボルトを損傷せしめる恐れがあったのでテンショナーを改造して対処した。

ボルト設計締付軸力は65tであるが、現場締付けにあたって、は表-4に示す管理範囲を設定して締め付けたが、設計軸力を導入するためには、約25%増の軸力導入が必要であり、事前にキャリブレーションを行ったとき、平均54μの残留歪を生じた。これに対しては現場締付時にボルト長に初長加算して対処した。

ボルトの設計にあたっては、設計締付軸力を得るには25%増程度の締付軸力を導入することによってボルトに残留歪が生じることや、ボルトテンショナー等締付機械を考慮して実施することが肝要と思われる。

またボルト締付時に2つ割りのケーブルバンド間から主ケーブル素線がはみ出し、くの字状に折れ曲がる現象

も生じた。これの対策としては、ケーブルバンドの主ケーブル面に当たる部分の角をとるとともに、素線浮上り防止ツメピッチを小さくすることが考えられる。さらにボルト締付時に、各ボルトに均一に軸力が導入されないで、反作用としてケーブルバンドが傾く現象を生じた。これの対策はハンドロープ架設の項に述べてある。

バンドボルト軸力の経時変化の測定は、バンド形式、取付位置、ケーブル角度、バンドボルト本数、中央径間測径間の差、東西ケーブル差などを考慮して、橋梁中央より片側の図-8に示す16バンドを対象として最長200日まで行ったが、一部測定不可能のものもあった。

バンドボルト軸力経時変化測定結果から、1次、2次、3次締付後の軸力抜け変化図を図-9に示す。この図から1次締付後と2次締付後の回帰直線はほぼ平行であり、ボルト軸力の経時減小率はほぼ等しい。一般的にはボルト締付けごとにケーブルバンド内で素線同士のなじみや素線の亜鉛めっき層のクリープ等が促進されるため、ボルト軸力の経時減小率は小さくなるものであるが、本橋の場合は2次締付後の減小率が大きく、1次締付後と大差ない。これは2次締付後に補剛桁の架設を行ったことにより、補剛桁重量で主ケーブルの弾性伸びによってケーブルが細くなったことによるものと思われる。

3次締付後の各バンド平均軸力経時変化状況図から回帰方程式および標準偏差を算出し、最も条件の悪い信頼回帰直線を引いて今後の最遅締付開始日（ボルト再締付時期）を計算すると、滑り安全率2.0を切る時点は416年後となり、今後再締付けは不要という結果が生じ、細径ボルトで高応力でバンドを締付ければ軸力の減小は少ないという設計理念は立証できた訳であるが、計算の根拠となる軸力経時変化測定記録が締付後45日目までのものであることから、今後2～3年後再度軸力の測定が必要であると考えらる。

9. あとがき

因島大橋のケーブル後期工事について要点をかいつま

表-4 1バンド内での導入軸力 T の許容範囲

(ton)

バンド型式 締付段階	A ~ H		端バンド		センターバンド	
	許 容 範 囲	百分率	許 容 範 囲	百分率	許 容 範 囲	百分率
第1回締付 (ケーブルバンド取付時) (1次締付)	ton $55.3 \leq T \leq 74.7$	$\pm 15\%$	$25.5 \leq T \leq 42.5$	$\pm 25\%$	$54.0 \leq T \leq 66.0$	$\pm 10\%$
再締付第1回 (補剛桁架設時) (2次締付)	$58.5 \leq T \leq 71.5$	$\pm 10\%$	$27.2 \leq T \leq 40.8$	$\pm 20\%$	$54.0 \leq T \leq 66.0$	$\pm 10\%$
再締付第2回 (キャットウォーク撤去前) (3次締付)	$58.5 \leq T \leq 71.5$	$\pm 10\%$	$28.9 \leq T \leq 39.1$	$\pm 15\%$	—	—
目 標 軸 力 (所定軸力)	ton 65.0		ton 34.0		ton 60.0	

ただし、1バンドのボルト軸力の合計>所定導入軸力×ボルト数

でなければならない。なお端バンドについてはこの限りではない。

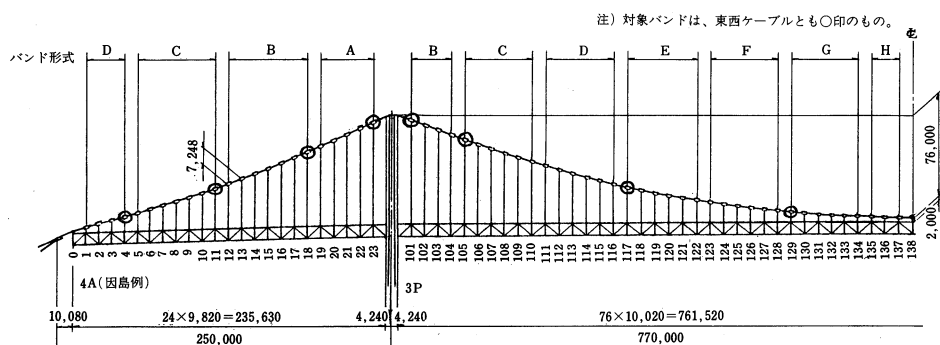


図-8 ケーブルバンドボルト軸力経時変化測定位置

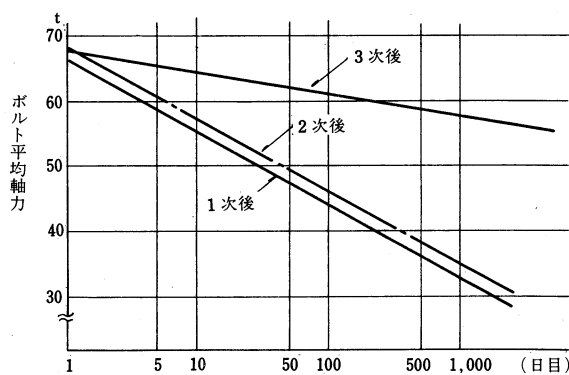


図-9 全バンドボルト平均軸力回帰直線比較図

んで述べてみたが、理解しがたい部分もあろうかと存じます。詳細については工事報告書がありますので照会下さい。

工事の終番ともなると、撤去工事も含め危険な作業が多くなる中で大した事故もなく工事を終えることができたのも工事関係諸氏の努力の賜であり、ここに深く感謝いたします。

因島大橋アンカレイジ上屋工事報告

Anchorage Roof Work of Innoshima Bridge

鳴門工事事務所 副 所 長 榎原房之介
(前)向島工事事務所 第一工事長 husanosuke Makihara
児島工事事務所 第一工事長付 池田 博
(前)向島工事事務所 第一工事長付 Hiroshi Ikeda

1. まえがき

因島大橋アンカレイジ上屋工事は、「因島大橋下部工工事」で施工されたアンカレイジ1A（向島側）、4A（因島側）上に、因島大橋とその取付橋（1A側東高架橋、4A側西高架橋）を結ぶ約45mのRC中空床版橋、主ケーブル定着部を保護するケーブル防護壁、化粧壁およびその他管理用施設等を構築するものである。

今回の工事は「因島大橋アンカレイジ上屋工事」として、昭和56年12月25日に契約を締結し、540日の工期をもって、昭和58年6月18日に竣工した。その施工概要をコンクリート工事を主体に報告するものである。

2. 工事概要

2.1 構造概要

因島大橋1Aアンカレイジの構造一般図を図-1に示す。この構造形態は、アンカレイジ本体を基礎とした2層ラーメン橋脚上に、上部に自動車道、下部に自転車歩行者道（ともにRC中空床版橋）を有し、端部はすべてアンカレイジ本体に剛結されている。

また、主ケーブルを保護する防護壁およびアンカレイジ前面、後面、側面を化粧壁、天井版で取り囲み密閉された構造とし、1A内部に観測室と管理用階段、4A内部に電気室、ポンプ室、自歩道管理所および管理用階段を有している。

これらはほとんどRC構造であるが、主ケーブルを跨ぐラーメン部に施工性を考慮し、一部SRC構造としている。

2.2 主要工事数量

主要工事数量は表-1のとおり。

表-1 主要工事数量

種 別		単位	数 量			摘 要
			1 A	4 A	計	
コンクリート		m ³	5,100	3,890	8,990	自歩道取付橋下部工を含む
型 枠	型 枠	m ²	12,000	8,500	20,500	自歩道取付橋下部工を含む
	円筒型枠(φ750)	m	400	410	810	
	円筒型枠(φ550)	m	190	190	380	
鉄 筋	重 ね 継 手	t	370	300	370	自歩道取付橋下部工を含む
	圧 接 継 手	t	170	160	330	
高 欄	自動車道高欄	m	110	110	220	鋼製高欄
	自歩道高欄	m	105	71	176	鋼製高欄
鉄 骨		t	19	19	38	E ラーメン梁
化 粧 目 地		m	1,850	950	2,800	
内 部 設 備	管理用階段	式	1	1	—	
	観 測 室	式	1	—	—	
	電 気 室	式	—	1	—	
	ポ ン プ 室	式	—	1	—	
	水 槽	式	—	1	—	
	自歩道管理所	式	—	1	—	

2.3 工事工程

本工事位置は、因島大橋と取付橋の接点に位置するため、各関連工事（ケーブル、補剛桁工事、東、西高架橋上部工工事、自歩道取付橋上部工工事）がお互いに、その工程、作業ヤードの確保等で制約を受ける。このため、各関連工事と十分な連絡、打合せを行い、数回の工程修正を行いながら工事を進めた。

表-2に実施工程表を示す。

また、4A側Dラーメンは、西高架橋（PC3径間連結合成桁）の橋台を兼ねており、当初計画では、Dラーメン上層梁は自動車道床版と同時にコンクリートを打設することにしていた。しかし、床版の施工時期より西高架橋の桁架設時期が早くなり、Dラーメン上層梁に打継目地を設ける必要が生じた。打継位置は図-2に示す3か所を選定し、エレクトリションガーダのベント位置、差し筋等鉄筋状況、以後のコンクリート打設工程等その施工性、工程等を考慮し、(B)を選定した。

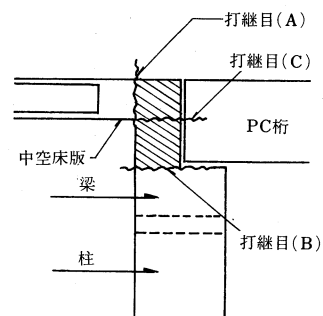
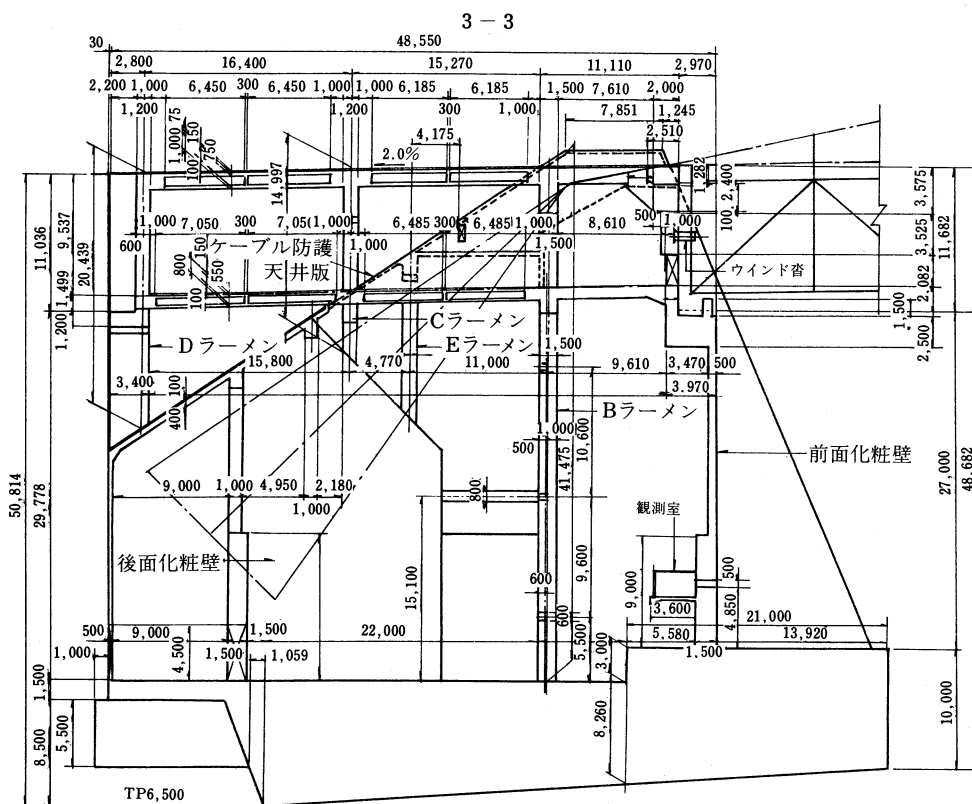
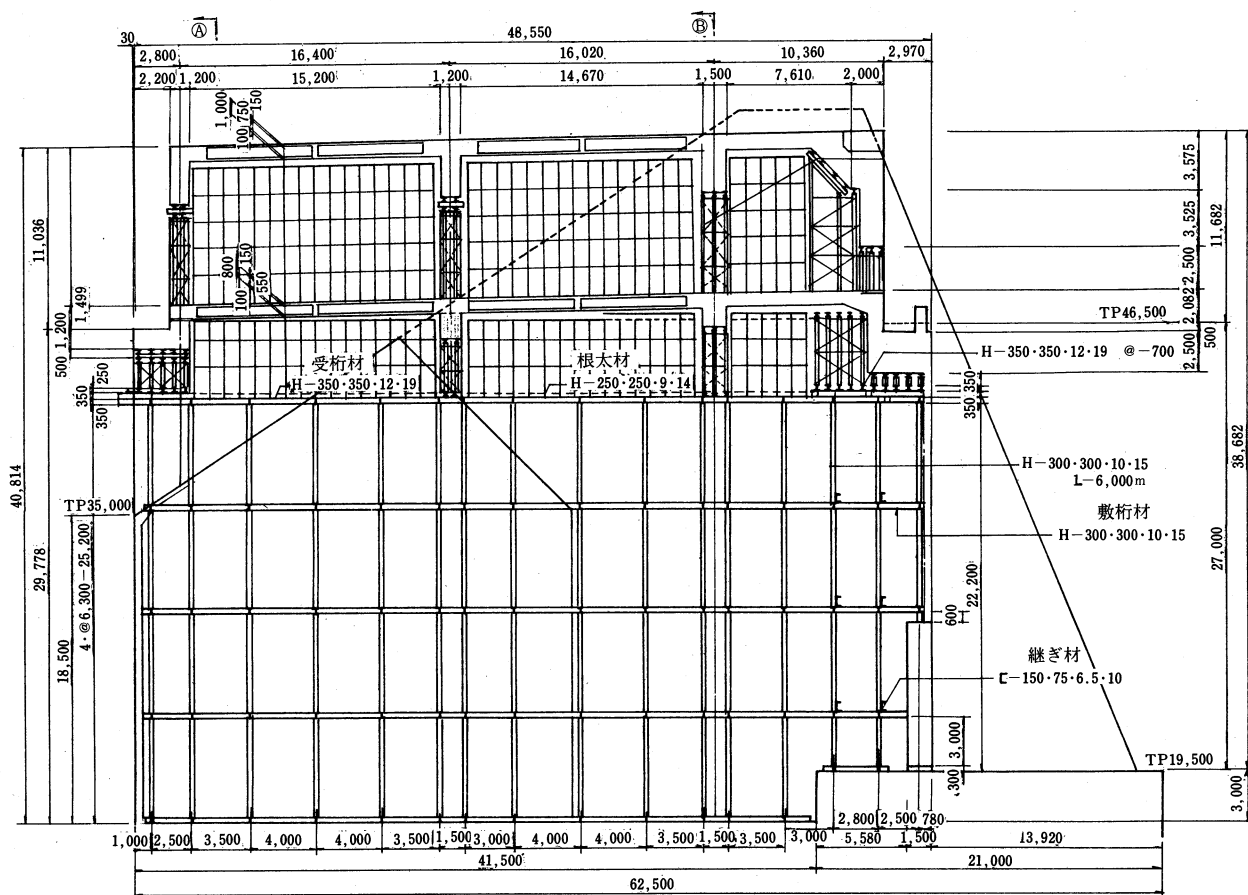


図-2 4 ADラーメン打継位置

図-1 1Aアンカレイジ構造般図(c)

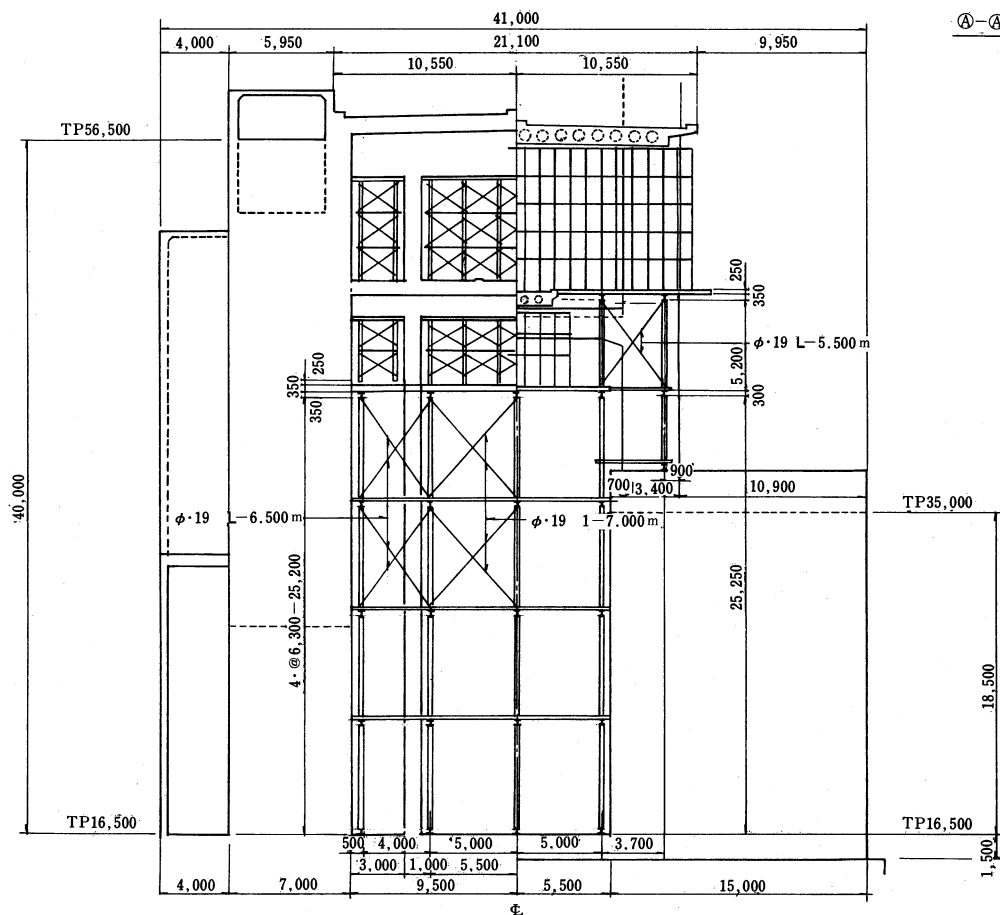
表-2 実施工程表

工 種	57												58					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6
準 備 工	■	■	■															
B~Cラーメン				■	■	■	■	■	■									
自転車道床版					■	■	■	■	■									
自動車道床版									■	■	■	■						
1A 化粧、防護壁				■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
アンカーブロック部				■	■	■	■	■	■									
管理用施設																■	■	■
雑工・跡片付け																	■	■
準 備 工	■	■	■															
B~Cラーメン				■	■	■	■	■	■									
自転車道床版							■	■	■									
自動車道床版									■	■	■	■						
4A 化粧、防護壁				■	■	■	■	■	■	■	■	■				■	■	■
アンカーブロック部				■	■	■	■	■	■									
管理用施設																■	■	■
雑工・路片付け																	■	■



(a) 橋軸中心断面図

図-3 床版支保工(a)



(b) 橋軸直角方向断面図

図-3 床版支保工(b)

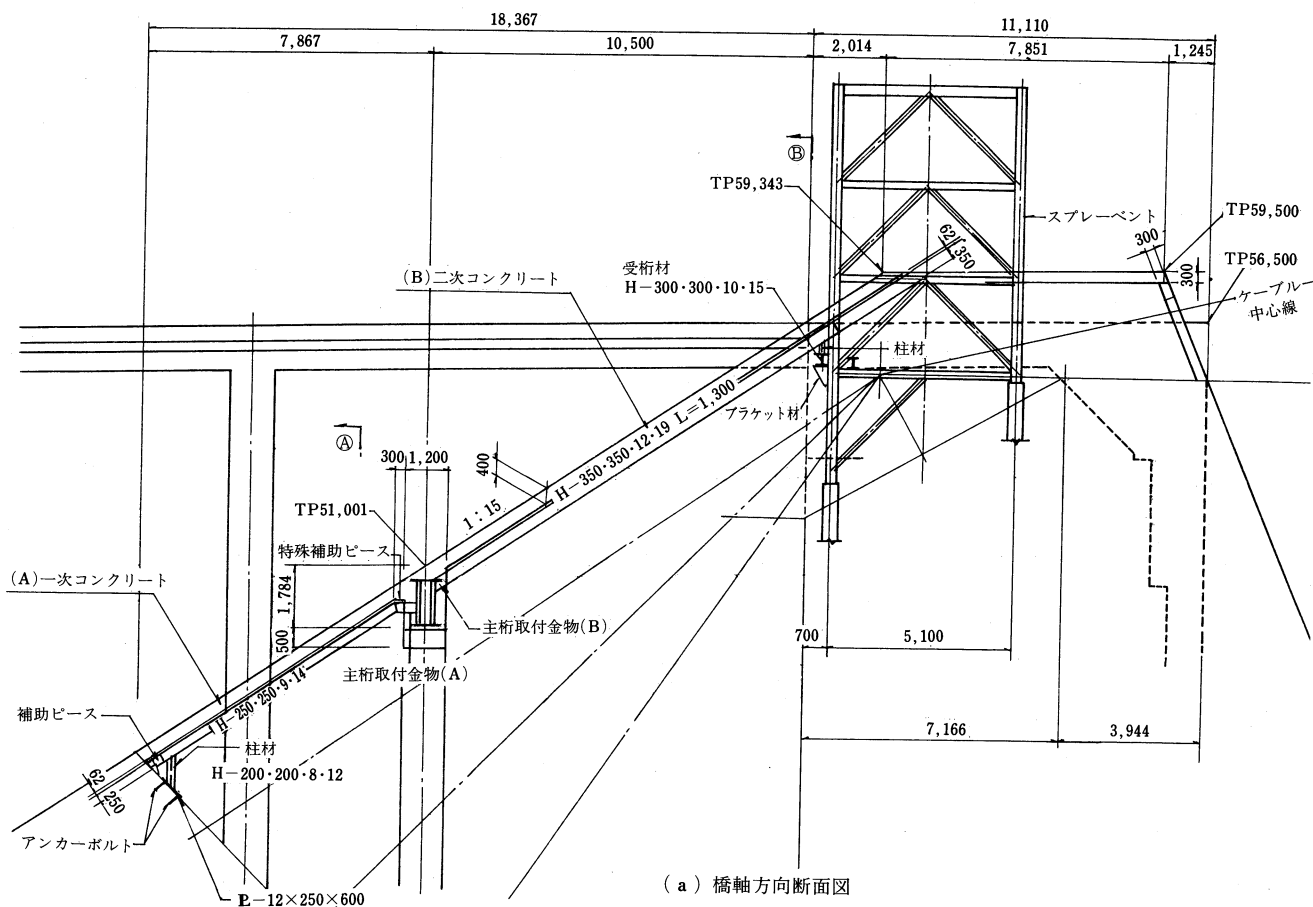


図-4 ケーブル防護天井版支保工 (a)

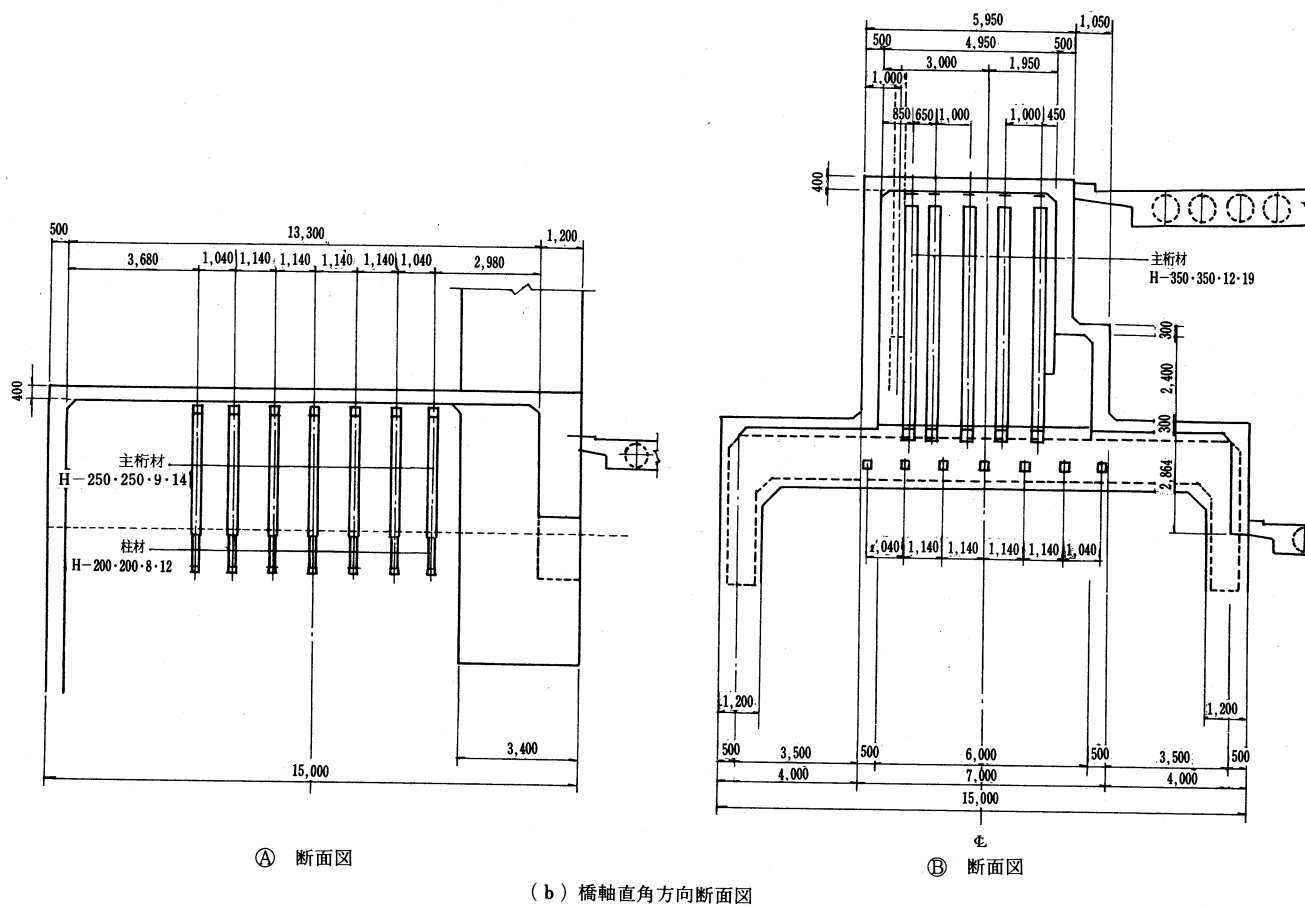


図-4 ケーブル防護天井版支保工 (b)

これに対し、次の2項目について検討し、所要鉄筋を補強した。

- (1) (B)の状態 で打止め、D ラーメンが床版と剛結されない独立状態で取付橋の反力が作用した時の柱、梁の検討。
- (2) (B)の状態 で打止め、(1)の状況以後に施工される床版の荷重(斜線部)および活荷重が追加荷重として作用した時の梁の検討。

2.4 設計と施工との関係

B ラーメンは柱高が非常に高いため、柱軸方向の剛性が低く、柱と梁を一体打設することを前提にした変形法による解析では、柱の支点としての効果が期待できず、上層梁に対し下層梁が吊り荷重となり、スプレーベント固定点の断面力が増加する。

このため、柱に十分な荷重分担をさせるため、下層梁とスプレーベントとの結合部に打継目地を設け、自動車道床版を打設し支保工撤去後にこの部分を打設一体化し、スプレーベント部の負担を軽減させた。

3. 施 工

3.1 仮設備

(1) 支保工

今回の工事の中で1 A側は、地上高さ30~40m程度の位置に自転車道床版、自動車道床版を、また、50m程度の高さまでケーブル防護壁、前後面、側面の化粧壁等厚さ30~50cmの壁および天井版を施工しなければならない。

このため、組立、解体の難易を検討し、主要部は以下のような方法で施工した。

1) 床版支保工

前述したように高さ30~40m程度の位置に床版が施工されるため、通常のビティー枠組の支保工ではその耐力、沈下量等に問題がある。このため、堅固に組立てができ、かつ、組立、解体が容易と思われるH鋼材による鋼製架台による支保工を採用し、各ラーメン梁については四角支柱を用いて施工を行った。

自動車道床版の支保工の解体は、床版コンクリートの養生が終了後、側方より床版上に吊り上げ搬出し、自転車道床版支保工は、後方より順次解体し、後面壁の管理用扉開口部を使用し搬出した。

その概要図を図-3に示す。

2) ケーブル防護天井版支保工

この部分は、スプレーされた生ケーブルおよびその定着部を取り囲むように構築され、施工高さも想当なものとなる。また、最終的には密閉された構造となる。

この構造物の支保工を下から組み上げることは、ケーブルの位置、アンカレイジ形状の複雑さ、施工高さ等より困難と思われ、P C板、デッキプレート等の埋殺し型枠の採用や吊り型枠による施工等の検討を行ったが、結果として、ブラケットとジャッキでH鋼を支え、H鋼で直接天井版の荷重を受ける方法が最も確実と判断した。

その計画図は図-4のとおり。

また、図-4に示すように天井版の施工を2段階に分け、A部の天井版の施工が終了した後その支保工を撤去し、B部の天井版の施工に移る施工順序とした。

解体方法は、A部のH鋼材については、チェーンブロックでケーブル防護工上に降し、この上をすべらせ前方に引き抜いた。B部のH鋼材は、あらかじめ天井版に引

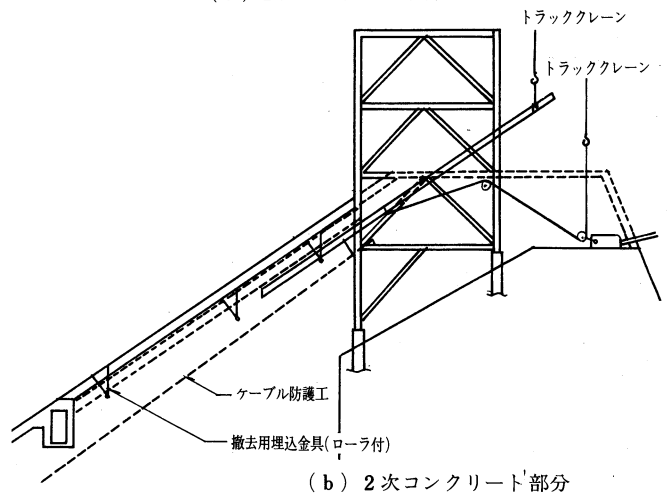
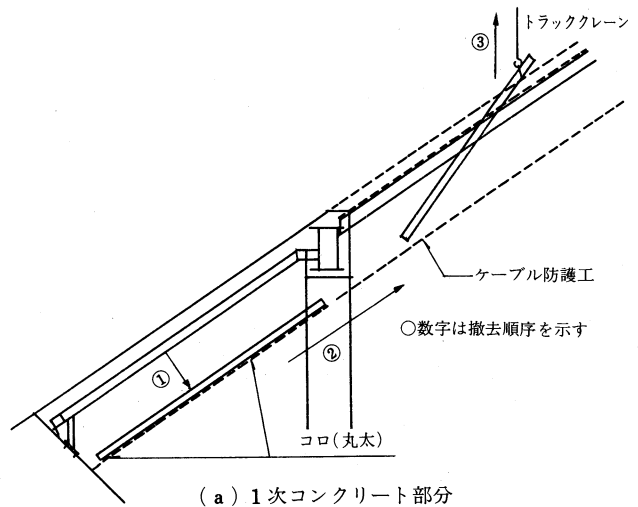


図-5 ケーブル防護天井版支保工撤去概要

き抜き用の装置を埋め込み、この上をすべらせ前方へ引き抜いた。

解体概要を図-5に示す。

(2) ケーブル防護工

本工事はスプレーされたケーブルの周囲で行われるため、施工に際し、鉄筋、型枠、コンクリート等各材料の落下による破損、よごれ等からケーブルを保護するため、防護工の施工を行った。

その構造は、ケーブル工事で使用されるタワーベントとアンカレイジ本体に両端を固定したワイヤーブリッジ形式とし、上面に金網とビニールシートを二重に張り、足場兼用の防護工とした。

計画図は図-6のとおり。

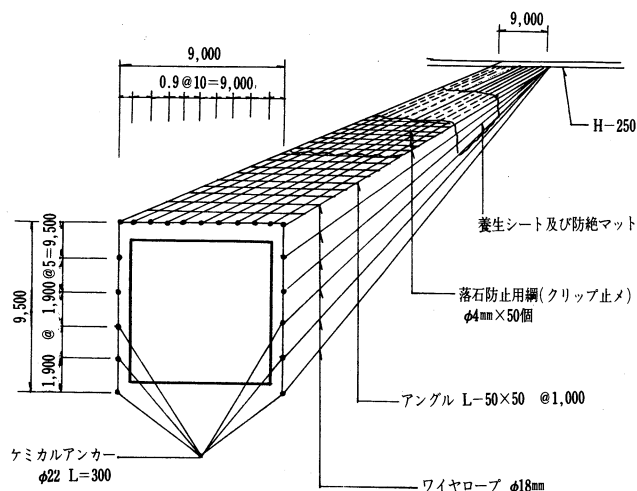


図-6 ケーブル防護工

(3) 吊上げ設備

4 Aはトラッククレーンを使用し資材の吊込みを行ったが、1 Aは4 Aに比し、施工高さが高く、アンカレイジ周囲の作業用地も狭いため、大型のトラッククレーンの使用はむずかしいと思われた。

このため、施工高、作業半径、吊能力を検討し、100 t吊定式式タワークレーン1基を設置し、資材の搬入、搬出に供した。

3.2 コンクリート工事

(1) 鉄 筋

鉄筋の使用量は、1 Aで約540 t、4 Aが約460 tであり、最大径32mmの異形棒鋼を使用した。

また、既設アンカレイジとの打継部には差し筋が施工されていたが、施工後長期に及んでいたため、腐食等により使用できないものや、以後の構造変更により、新たに差し筋を施工する必要があった。これらに対しては、引き抜き試験を行った後差し筋の施工を行った。

(2) 型 枠

本工事は構造形状が複雑であるため、型枠の切断、加工が多くなり、鋼製型枠、スライディングフォーム等の使用は困難である。このため、樹脂加工した合板型枠を主体に使用した。

また、R C中空床版用の円筒型枠は自動車道φ750mm、自転車道φ550mmで、「日本道路公団土木試験方法」による規定を満足したものを使用した。

(3) コンクリート

コンクリートの配合は、コンクリートの打設期間が長期に及ぶため、気象条件からくるコンシステンシーの変化を考慮し、標準配合と夏期配合の2種類の試験練りを行い決定した。冬期配合については、現場配合を修正することで対応した。

その配合を表-3に示す。

コンクリートの打設機械はポンプ車を使用し、配管による打設を主体に行った。配管の一部は、ポンプ車のセットされる地表面より、アンカレイジ背面に沿わせ固定しておき、これより先の配管を逐次打設箇所まで継ぎ足せる様計画した。

コンクリートの打設割については、1回当たりの打設高さを柱については4～5 m、壁については3 m程度とし、化粧目地の位置を考慮した上で決定した。各ラーメン上層梁は、原則として、自動車道床版と一体で打設することとした。また、自転車道、自動車道床版は1回で打設する計画であったが、自動車道床版のコンクリート量は、ラーメン上層梁も含めると、800 m³程度となり、生コンプラント能力、打設が夜間に及んだ場合の床版の表面仕上げの難易に考え、2回に分けて打設した。

コンクリートの打設割の一部を図-7に示す。

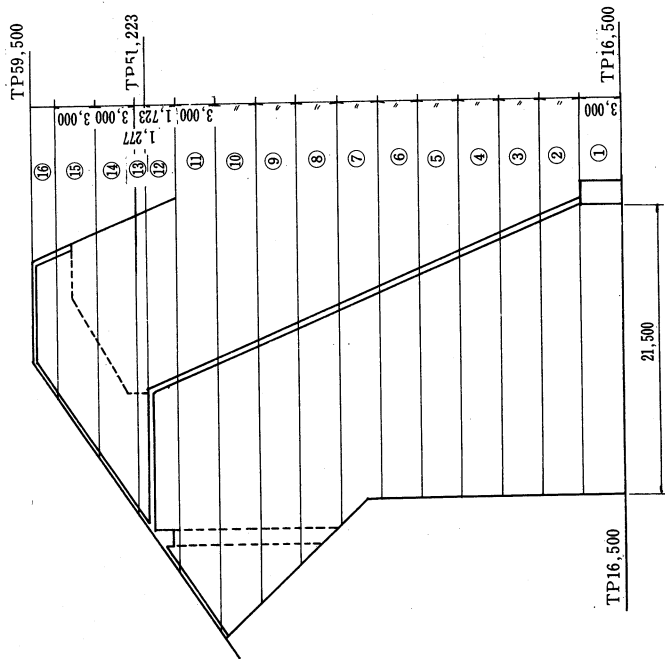
また、本工事の特長として、既設アンカレイジへの打継作業が多いこと、化粧壁等が斜めに計画されていること等があげられ、コンクリート打設に対し、以下のよう

表-3 コンクリートの配合
(a) コンクリートの品質基準

配合種別	配 合 条 件				試し練り時の目標値			
	28日圧縮強度	粗骨材寸法	スランプ	空 気 量	目標強度	スランプ	空 気 量	コンクリート温度
B1-1 B0-1	240(kg/cm ²)	20(mm)	8.0±2.5(cm)	4.0±1.0(%)	284(kg/cm ²)	9.5±1.0(cm)	4.5±0.5(%)	通常配合20℃ 夏期配合30℃ 冬期配合13℃

(b) 示方配合

配 合 種 別		w/c (%)	s/a (%)	W (kg/m³)	C (kg/m³)	S (kg/m³)	G (kg/m³)	減水剤 (g/m²)
B1-1	通常配合	53.4	43.0	155	290	784	1082	725
	夏期配合	55.1	43.3	160	290	784	1067	725
	冬期配合	51.7	42.7	150	290	786	1092	725
B0-1	通常配合	51.3	42.8	154	300	779	1082	750
	夏期配合	53.0	43.0	159	300	779	1069	750
	冬期配合	49.6	42.5	149	300	782	1092	750



(c) 側壁化粧壁

図-7 コンクリート打設割 (c) 側壁化粧壁

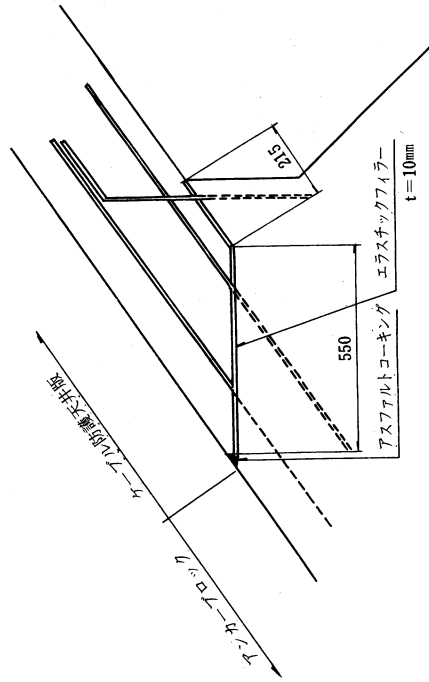


図-8 締切り概要図

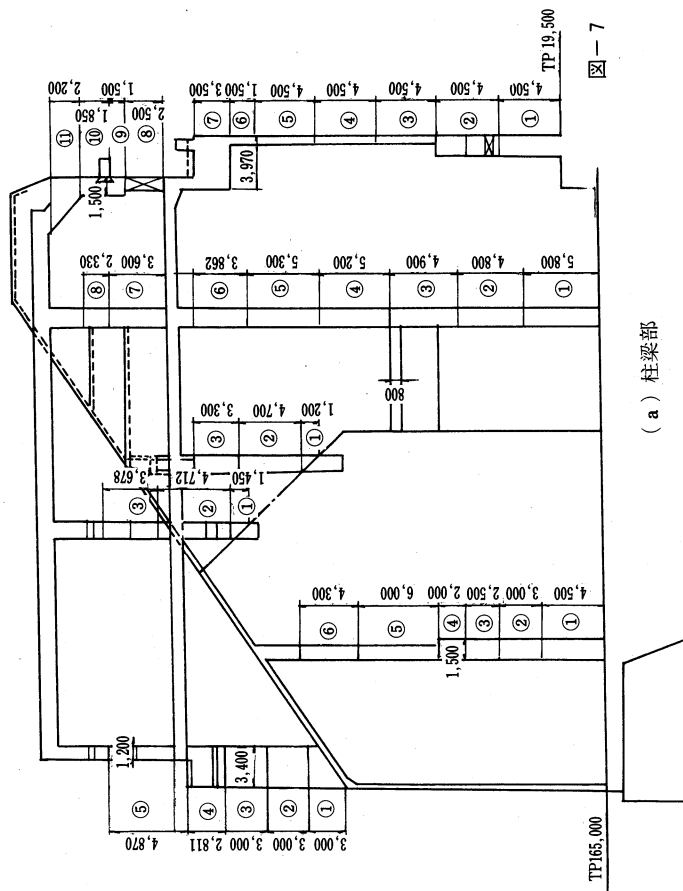


図-7 コンクリート打設割 (a) 柱梁部

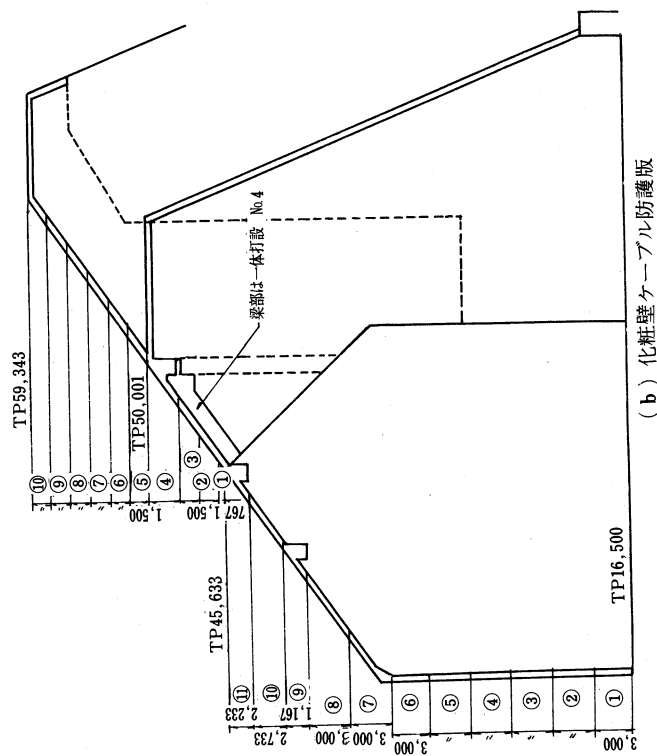


図-7 コンクリート打設割 (b) 化粧壁ケーブル防護版

な配慮を行い施工を進めた。

1) コンクリート打継の処理

アンカレイジとの打継面は、入念にチッピング等を行い、その付着を良好なものとしたが、同時に剛性の高い構造物に、厚さ40～50cmの壁を打継ため、フラックの発生も予想された。

このため、後面壁に対しては、鉛直方向に誘発目地を作り、これにクラックを集中させるようにした。また、アンカーブロックとケーブル防護天井版との打継部分は、図-8に示すように、両者の間に縁切り処理を施し、極力クラックの発生しないように努めた。

鉛直または斜部の天井版、化粧壁の施工目地は、レイタンス除去等が不十分な場合弱点となりやすいため、工アジェット等を使用し、特に念入に清掃し、打継が良好なものとなるように努めた。

2) 各ラーメン上層梁の施工

各ラーメン上層梁は床版と剛結構造であるため、梁および床版の大型鉄筋が輻輳し、また、打設高さも高いためコンクリートが良好に打設できるか懸念された。このため、構造上影響を及ぼさないように、スターラップ間隔を部分的に広げる等の処置を施し、パイブレータ等の使用を容易にした。

3) 斜め壁の施工

斜め壁部は、両面に型枠を有し、その中に鉄筋が組まれており、壁上面に対し、コンクリートがまわりずらく、同様にパイブレータも使用しにくい。このため、上面型枠に打設窓を設け、これよりパイブレータを挿入したり、木づち等でたたいたりしながらコンクリートの打設を行った。

(4) 開口部の処理

タワークレーンの設置に伴う床版開口部およびBラーメン部後打ち施工に伴う開口部は、以下のような方法で処理した。

タワークレーン設置に伴う開口部の鉄筋は、両端が先に打設されコンクリートに固定されており、両端とも圧接継手で処理すれば鉄筋にプレストレスが入ると思われるため、片側は圧接継手、片側はスクイズジョイントの併用とした。

コンクリートは、硬化時に、旧コンクリートとの間に肌別れを圧ずる恐れがあるため、コンクリート1㎡当たり30kgの膨張材（デンカCSA#20）を加えた膨張コンクリートを打設することとし、打継面には接着材（ハイフレックス）を塗布し万全を期した。

4. あとがき

今回の報告では、コンクリート工事の概要を主体に述べてきたが、工事をふり返り以下のような事を感じた。

(1) 上屋工事は、既設アンカレイジ上に施工されるもので、必然的に高所作業が多くなる。また、今回は床版と各ラーメン梁は剛結構造であり、床版、梁の鉄筋が輻輳し、コンクリートの投入も思うようにならない複雑な構造であった。このため支保工等も大がかりなものとなる。構造上、可能な限り簡単なものにするとともに、部分的にSRC構造等を採用し、これを支保工の一部として使用する等設計、施工を合わせた検討を行うことが大事と思われる。

(2) 化粧壁は、景観的に、垂直、斜め、水平と複雑な構造となりやすく、同時に、化粧目地等も合わせて施工されるケースも多いと思われる。このため、可能であれば、既成板等を順次積み上げる工法が、現場打ちのコンクリートによる施工より、工程、品質管理上の利点は大きいと思われる。

一方、現場打ちコンクリートで施工する場合、両面に型枠を有し、打継面のレイタンス除去等の作業がむずかしく弱点となりやすい。また、斜め壁上面はコンクリートがまわりずらく表面の仕上がりができない。これらに対し、打継位置、コンクリートの打設方法の検討を十分行うとともに、コンクリートのスランプ等コンクリートの材質にも十分配慮する必要がある。

(3) 既設アンカレイジ上に施工される構造物であるため、これに対するコンクリートの打継作業は避けられず剛性、材令等の差によりクラックの発生が予想される。また、(2)で述べたように打継面が弱点となり漏水等の可能性もある。このため、クラック対策としての目地配置の検討、打継面に対する止水板等防水工の採否も事前に十分検討しておく必要があると思われる。

最後に、本工事を担当していただいたフジタ工業(株)および各関連工事担当者の方々に多大なご協力をいただき、無事竣工できた事に対し、深く感謝するとともに、この報告が今後、アンカレイジ上屋のような類似構造物の施工に対し何らかの参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 因島大橋アンカレイジ上屋工事工事報告書 昭和58年6月

因島大橋の維持管理設備

Maintenance System of Innoshima Bridge

第三建設局 建設部 機械電気課

1. まえがき

因島大橋は2車線で供用を開始し、順次橋梁が建設されるという状況にあるため、各種施設について、完成形で建設するもの、全線開通時に、増設又は移設して使用するもの及び全線開通時には現在設置したものは使用せず、その時点で新たに建設するものと分類して計画を進めた。なお現在設置した施設は、尾道橋と生口橋が建設されても大きな改造工事を行うことなく簡単な増設で済むように配慮した。ここでは機械電気通信の施設について述べる。

2. 設備計画と施工

今回開通した部分は、因島大橋を狭んで向島 I・C 因島 IC、日本道路公団の尾道大橋の接続部の向東出入口の三つの I・C よりなっている。道路管理用の施設は向島 I・C 内の管理事務所を基地局として計画し、ここで集中監視制御する方式とした。

3. 道路照明

因島大橋関連区間における道路照明の設置位置は、向東出入口、向島 I・C、因島大橋、大浜パーキング、因島 I・C の5か所である。因島大橋の照明については、海面上という特殊条件を考慮して、昭和54年から「海狭部長大橋照明設備に対する検討」を委託し、さらに検討を加えて、因島専用の照明灯具と照明ポールの製作に至った。また、この道路では、ランプ効率が良い省電力型の高圧ナトリウムランプを採用し、さらに調光、残置等も行えるように考慮している。

3.1 インターチェンジ(I・C)照明

I・C 照明については、分合流部を15Lxとし他は7.5Lx以下とした。但し料金所周辺は、路面平均照度40Lxとし演色性の優れた蛍光水銀ランプを用いた。灯具は建設省の標準型(KSC-7又はKSC-4型)とし、ポールについても標準型の垂鉛メッキ鋼管によるテーパーポールを採用した。特に向島 I・C については周辺にみかん畑、人家わけぎ畑があり、夫々影響ある方向にカットオフルーバーを取付け、対物照度を初期照度で5Lx以下とした。電源配線は、鋼帯外装ケーブルを使用し、路肩部分で60

cmに直埋した。道路横断部分は1.2mの深さに埋設した管路内を通した。点灯消灯残置については、日光弁(cds)とタイマーの組合せで行うことにした。なお将来4車線完成時に道路線形が変わる場所に建てたポール基礎は、転用を考慮してベースプレート式を採用した。その他の一般土工部は根入れ式とし、構造物及び岩盤部のみベースプレート式とした。

3.2 パーキングエリア(P・A)照明

P・A照明は、I・C照明と同じ灯具及びポールを採用した。明るさは、分合流部は15LxとしP・A内は平均路面照度を10Lxとした。この大浜P・Aは、灯火及び灯具が海上から見えるため、海上から見える灯具にはその方向にカットオフルーバーを取り付けた。また、周囲にみかん畑があり、その方向についてもカットオフルーバーを取り付けて対応した。配線についてはI・C照明と同様にした。P・A付近の道路線形及びP・Aの形が将来4車線供用時点で変更されるので、移設の必要のある場所はポール基礎をベースプレート式とし移設が可能な構造とした。

3.3 因島大橋車道照明

建設省より出されている道路照明設置基準においても、長大橋には道路照明を設置するように指導されているが、特に因島大橋の場合は、橋梁上でのスムーズな交通流を確保するため及び海面に物を投下しないように24時間監



写真-1

視をする必要があり、ITVによる監視を行っている。

そのためにも、道路照明を必要とした。前述の因島大橋専用の灯具は、海面上には光を落さず、路面のみ照らすように配慮し、海面上の照度は初期照度において $0.1L_x$ 以下とし、反対に路面の平均照度は保守率を 0.75 として $14L_x$ とした。照明ポールの取付けはハンガーロープ3本間隔 30m ピッチとし対向で設置した。ポールは全長 11.2m (車道上 10m)で $1/100$ のテーパーを持たせた八角柱とし風によるカルマン振動の防止を配慮している。また海面に光を落さないように出幅を 3.4m と大きくしているため、橋梁振動を考慮してアームにステーを設けた。建柱時に補剛桁が 2% の放物線を描いているので、垂直に建柱するためにテーパースhimを作成し、それをベースにさしはさみ建柱した。

3.4 因島大橋自歩道照明

自歩道照明は、防犯灯とITVによる監視のための被写体照度を確保する必要から、路面での平均照度を 2lx と計画したが、結果的に 4lx を確保することができた。

照明器具の設置間隔は 10m の千鳥配置とし、灯具は 20W の蛍光灯1個をルーバー付の特殊灯具とした。取付方法は自歩道の忍び返しを利用して路面上 2.7m に取付けた。

4. 受配電設備

受配電設備設置場所は、負荷の集中する向島I・C、因島大橋、大浜P・Aの3か所であり、その他は公衆街路灯に分類される規模のもので、積算電力計を組み込んだ分電盤方式とした。

4.1 向島I・C受配電設備

受配電設備への電力引込みは、3相3線式 $6,600\text{V}$ による1系統の受電をしており、電気室に設置した高压受電盤において一括受電した後、同受電盤と列盤構成する主変圧器盤(250KVA 、 $6,600\text{V}/460\text{V}$)と所内変圧器盤(250KVA 、 $460\text{V}/200\text{V}/200\text{V}-100\text{V}$)により各負荷に応じて降圧し、それぞれの負荷に供給を行っている。

道路照明への電力は、主変圧器盤より送られた電力を調光変圧器を内蔵する照明制御盤と7段ユニットから成る照明配電盤でつくる照明コントロールセンタを介して供給しており、自動点滅器は電気室屋外壁面に取り付けた。

また、遮断器等の機器操作電源あるいは遠制用の監視制御電源は、直流電源による供給とし、電気室内に直流電源装置を設置した。蓄電池は全密閉形の鉛蓄電池を使用し容量は 60AH 、 54 セルである。

さらに、向島管理事務所の通信機械室に設置された各管理設備の遠制用親装置として、交流無停電電源装置(10KVA 、 100V)を合わせて設置している。

4.2 因島大橋受配電設備

因島大橋の橋上には、交通安全施設をはじめとする橋梁管理施設、船舶、航空機安全施設等、種々の管理設備が設置されている。

因島大橋ではこれらの負荷設備に対応するため、因島側の4A内に電気室を設けて設備を設置した。電力の引込みは、3相3線式、 $6,600\text{V}$ 、 400kVA の電力を受電しており、柱上に取り付けた耐塩形の気中開閉器を保安責任分界点として電気室内に引き込んでいる。

4.3 大浜P・A受配電設備

大浜P・Aには食堂、売店、道路照明、汚水処理、可変速度標識等の電源が必要である。

大浜P・Aでの電力引込みは、単相及び3相負荷が混在するため、3相3線式 200V ならびに単相3線式 $200\text{V}/100\text{V}$ の、それぞれの負荷に応じて3系統の受電を行っている。

なお、引込地点には屋外自立型の分電盤を設置し、電気室内の低压配電盤を通して負荷設備に給電している。

5. 自家発電設備

自家発電設備は、維持管理用機器の集中する向島I・Cと因島大橋に設置した。設備の主な仕様は表-1のとおりである。

表-1 自家発電設備仕様

		向 島 I C	因 島 大 橋
発 電 機	形 式	横軸開放保護形	同左
	定 格 出 力	125KVA	300KVA
	定 格 電 圧	$460\text{V}(60\text{Hz})$	$660\text{V}(60\text{Hz})$
	相 数	3 相	同左
	力 率	80%	同左
機 関	型 式	6気筒ディーゼルエンジン	6気筒ディーゼルエンジン
	定 格 出 力	$160\text{PS}/1800\text{r.p.m}$	$360\text{PS}/1800\text{r.p.m}$
	起 動 方 式	エアーモーター式	同左
附属設備	燃 料 タンク	燃料タンク 390ℓ	1950ℓ
	燃料小室タンク		390ℓ

6. 航空障害灯

航空障害灯の設置については、地上高が 60m を超えるものについて設置することとなっており、かつ 150m を超える物件であるため、航空法施工規則第127条の規定により $200,000\text{cd}$ の光力を発するFX-7-200K型の灯器を塔頂と塔中間部に1か所当り4基の合計16基設置した。なお、中間部の灯具にはルーバーを取付けて、道路及び海上へ影響ある光がもれないようにした。

7. 橋梁灯

布刈瀬戸を航行する船舶に対して、航路の位置を標示する必要があるため橋梁灯を設置した。設置にあたっては、海上保安庁、海事関係者等と検討を重ねて構造・位置・照度等を決定した。橋梁灯の検討は、実用に供されている大三島橋の実態を参考にして、室内及び屋外実験、現地における視認性、測光調査等を実施した。その結果、航路中央に中心灯（緑色不動光）航路の両側端に各々側端灯（赤色不動光）を設置し、橋梁灯は、500Wシールドビームを縦2列に5灯ずつを配置した長方形の面光源とし、周辺の明るさに応じて、光源の明るさを自動切替できる構造とした。

なお、主塔基部をフットライトにより照明し、航行船舶に主塔の位置を明示している。フットライトは、500W投光器（照度調整可能）により行っている。

これらの灯火は、機器を現場に設置した後、海事関係者及びその他関係者による見え方調査を実施して、照度を決定した。

8. 非常電話

因島大橋関連道路約9km区間に計24台の非常電話を設



写真－2 橋梁灯

置した。

陸上部は約1kmごとに上り、下り対向の位置に設置し、橋上は車道では2P、3Pに上り、下り対向で、自歩道は1A、2P、3P、4Aに各1台計8台を設置した。このうち自歩道非常電話はトンネル型を使用した。非常電話の線路は別途施工の通信幹線を利用し、2～4台を1グループとし、11グループにまとめている。このうち大浜P・Aに設置した非常電話は身体障害者が車椅子でも利用できるよう高さを低くしている。非常電話使用時は管理事務所のグラフィックパネルでランプ表示され、非常電話受付卓で応答できるようにしている。

非常電話受付卓は、監視制御室の操作卓に併設した。

受付卓では、常時監視員が待機しており、一般の利用者からの通報は先ず公団で受け付けをし、警察、消防、JAF等関係者への連絡は公社電話により行うこととしている。

9. 防災設備

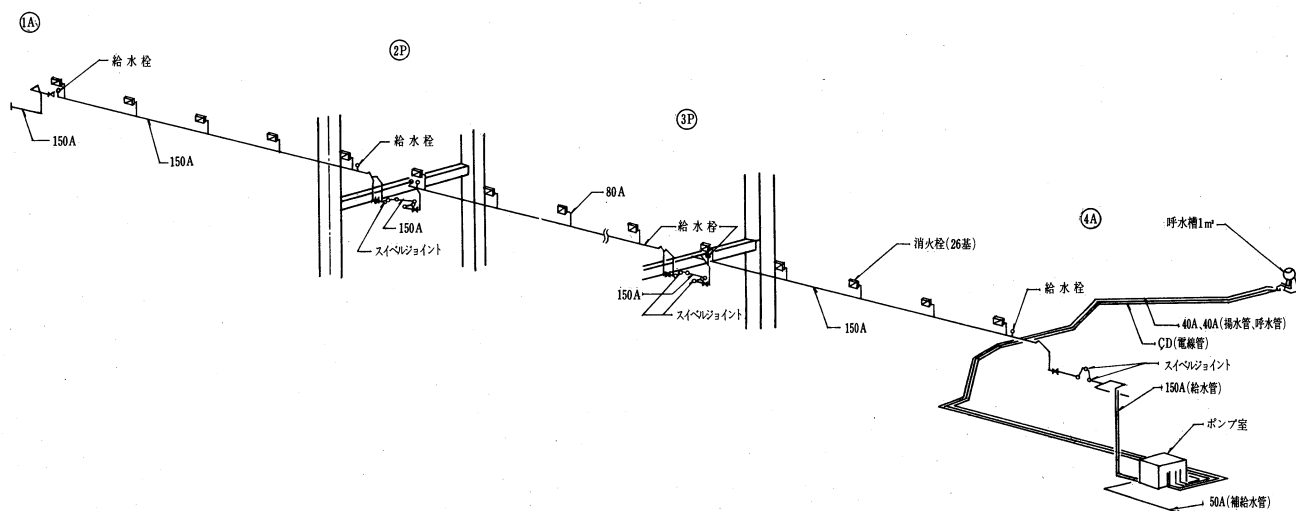
橋上における火災に対処するため、車道用として消防設備を、自歩道上には消火器を設置した。

9.1 消防設備

4A内に、消防ポンプ、貯水槽、操作盤、呼水ポンプを、また、橋上には消火栓（26基）を約50m毎に配置し、ポンプ～消火栓を鋼管（150A）により配管している。鋼管は橋桁の変位に対応できるよう管路途中にスィベルジョイントを設けている。また、管路内は、常に充水しておく必要があるため、補水用として呼水ポンプ、呼水槽を設置した。

消防ポンプの運転停止は、各消火栓に設けたスイッチ、及びポンプの機側操作盤のいずれにおいても可能な構造とした。

設備の系統図は、図－1のとおりであり、また、主要諸元は表－2のとおりである。



図－1 消火栓配管系統図

表-2 消防設備仕様

	消防ポンプ	呼水ポンプ	消 火 栓
形 式	多段渦巻ポンプ	同左	ホースリール式 給 水 栓 付
口 径	150A	40A	
吐 出 量	1.2m³/min	0.1m³/min	
全 揚 程	87m	62m	
電 動 機 出 力	37kW 3.7kW	3.7kW	
ホース径×長さ			25mm×30m
放 水 量			130ℓ/min
放 水 圧 力			3kg/cm²

9.2 自歩道消火器

自歩道上の火災に備えて、ABC（粉末・20型）消火器を約100m間隔で13か所に設置した。

10 道路情報板

道路情報板の設置場所は、本線への出入口部となる向東出入口、向島I・C、因島I・Cの3か所にB型情報板ならびに料金所エリアにC型情報板を設け、道路利用者に対し情報提供を行っている。

情報板の主な仕様は表-3のとおりである。

表-3 道路情報板仕様

	B 型 情 報 板	C 型 情 報 板
型 式	内照形字幕式可変情報板	同左
表示項目数	上段15項目、下段15項目	上段15項目、中段(左右)15項目、下段15項目
表示フィルム	ポリエステルフィルム(0.1t)	同左
点 滅 灯	黄色1灯、赤色1灯	黄色1灯
電 源	単相 200V	単相 100V

11 可変速度標識

可変速度標識の設置にあたっては、広島県公安委員会と協議した結果、因島大橋手前の陸上部に設けたもので向島側に下り線用として2基、因島側に上り線用として2基の計4基を設置した。

供用時点における速度標識の表示内容は、今回が暫定供用であることから60km/hと40km/hの2可変によるものとなった。

また標識の監視制御は、管理事務所通信機械室に設置した可変速度制御装置により行っている。

なお、警察官でも操作できるように操作箱を警察官詰所に設置した。

12 ITV、放送システム

因島大橋の車道監視用ITVは、2P、3P両主塔の上部第1段斜材（車道直上の斜材）交差部上に昼間用の2

板式CCDカラーカメラと夜間用の超高感度白黒カメラを2台1組として設置している。

これらのカメラは、密閉構造のカメラハウジングに収容し、電動旋回雲台上に設けられ、レンズのズーム及び雲台の上下、左右への操作により自動車専用道路は常時監視を行っている。

一方、自歩道監視用のITVは、自歩道直上の検査路下面に超高感度白黒カメラを橋軸方向に4箇所設置し、昼夜間の監視を行っている。同カメラには、電動ズームレンズが取り付けられ、それぞれのカメラが自歩道の1/4（約300m）ずつをカバーしている。

その他に自歩道料金所の監視用として、1台、向島I・C、ABランプ料金所の監視用として2台計3台についてCCDの白黒カメラを設置した。

映像信号の伝送方式は、電々公社のITV4M方式に準じた平衡対によるベースバンド伝送を採用しており、車道カメラの映像信号は管理事務所の受信端局装置へ伝送される。

また、自歩道カメラの映像信号は、4A内の電気室まで伝送し、映像切換器により1つの映像信号を選択して車道映像と同様に管理事務所へ伝送している。自歩道料金所の映像も同じである。

また、管理事務所近くに設置しているABランプ料金所カメラの映像伝送は同軸ケーブルによるものとした。

以上の方式により伝送された映像信号は、車道用とし22インチカラーモニタ2台と自歩道用に20インチ白黒モニタ1台を管理事務所監視制御室内に設置したグラフィックパネル上に組み込んで監視しており、同映像は警察官詰所に設けた14インチカラーモニタ2台と12インチ白黒モニタ1台でも同時監視ができるようになっている。

また、料金所からの映像信号は、料金収受員室に取り付けた12インチ白黒モニタ3台で受像している。

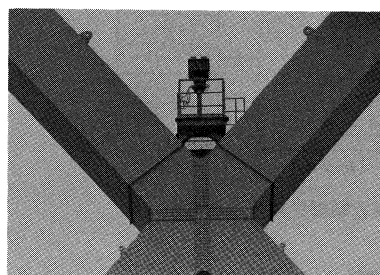


写真-3
ITVテレビカメラ
（塔付）

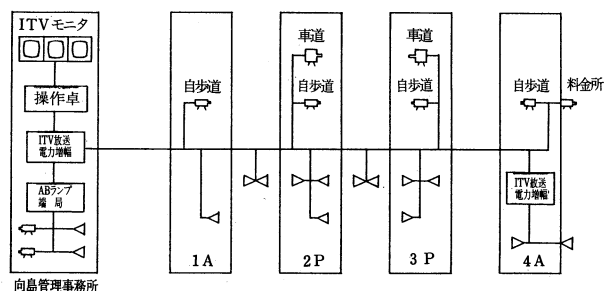


図-2 ITV放送システム系統図

以上の機器の操作は管理事務所の操作卓及び操作パネルにより制御を行っている。本システムの系統図を図-2に示す。

13 遠方監視制御システム

因島大橋関連の管理設備は、向島管理事務所の監視制御室に設置した集中局装置を親局とし、各現場に配置した端末局を子局として、一元的に監視制御計測を行う。

本システムはASMECS(自動計測監視制御システム)、ASTEC(交通管制自動監視制御システム)と呼ばれる遠方計測監視制御システムを採用した。

遠方監視制御システムは、グラフィックパネル、操作卓、制御装置、タイプライタ、及び通信幹線から構成さ

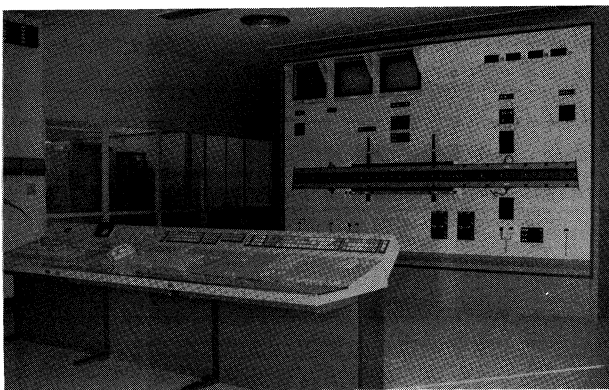


写真-4 遠方監視制御装置

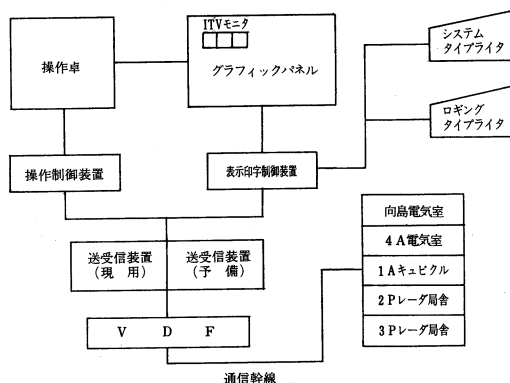


図-3 遠方制御システム構成図

れる。システム構成を図-3に示す。

グラフィックパネル(3m×4m)については因島大橋を中心とした関連道路約10km区間に設置した各管理設備の動作状態をランプ表示文字表示、映像表示、及びデジタル表示で示すものである。その内訳は道路情報板、航空障害灯、橋梁灯、船舶動静表示灯、非常電話、気象観測装置、受電状況、速度規制、通行台数等の情報である。また、ITVのモニタとして3台のモニタテレビを備えており2P、3Pの塔中間に設置した車道カメラのカラー、モノクロの映像と自歩道に設置した4台のモノクロカメラの映像をモニタすることができる。

14 道路管理施設

道路管理施設として軸重計及び車重計を設置しており、いずれも過積載車両の本線への進入防止を目的としている。

14.1 軸重計

本装置は向島料金所ブース手前の下り線に3か所設置しており、走行中の車両の軸重を計測し、設定値以上の軸重車両が通過したときは自動的に印字及びデジタル表示するとともに、警告標示板による表示、警告音を発し、運転手ならびに収受員に知らせる。また、手動操作によって車両ごとに各軸重及び総重量の印字記録及びデジタル表示が出来るようにしている。

軸重計の主な仕様は表-4のとおりである。

表-4

軸重計仕様

総 合 仕 様	
総 合 精 度	±5%FS以内
測 定 軸 数	5軸以下
通 過 速 度	20km/h以下
検 出 定 格	20ton
検 出 部	20ton×3連
指示記録部	記録範囲: 1~29.9ton 記録方式: デジタルプリント

14.2 車重計

本装置は向島インタの下り線に1基設置しており、車両重量を計測し、過積載車両については警告とともに車両を搬出路より搬出する。

車重計の主な仕様は表-5のとおりである。

表-5

車重計仕様

形 式	カム振子式計量装置
使用範囲	2.5~50ton
最小目盛	50kg
精 度	±0.1%FS以内
印字様式	毎回カード差込式押印印字
載台寸法	10.5×3.0m
計量装置	SLC-100型

15 観測機器

15.1 地震計

地震時における因島大橋基礎地盤の挙動、及び交通管制を目的として地震計を設置した。センサーは、3Pの地下10mの位置に設置して、記録制御部を4A内に据え付けている。地震計は、振動加速度〔3成分(水平2、上下1)〕を検出し、震動波形を記録するとともに、最大加速度値及び動作時刻を印字するものである。

なお、振動加速度が設定値以上になれば、向島管理事

表-6 地震計及び気象観測機器仕様

地震計		風向風速計	
測定加速	±11,000ガル	形式	プロペラ式防滴形
測定周波数範囲	0.2~30Hz	発信器	風向 交流シンクロ方式
起動方式	トリガ方式		風速 磁石式交流発電機方式
		測定範囲	風速 2~60m/s
路温計地温計			風向 全方式(540°)方式
測温範囲	-30℃~+70℃	風量計	
測温体	白金測温抵抗体	形式	ヒーター付転倒ます形
測温埋込位置	路温計 車道の補装面下10mm	受水口径	200mm
	地温計 " 50mm	降水検知器	
気温計		形式	電気伝導式
形式	通風シェルター式	対象物	雨および雪
感温部	白金抵抗体	規程計	
測温範囲	-30℃~+70℃	形式	後方散乱式
		光源	発光ダイオード
		受光素子	シリコンピンダイオード
		測定範囲	約80~500m

15.3 視界情報自動応答装置

因島大橋周辺部の視界は、投光部を大浜崎灯台付近の水際におき、受光部は3P主塔頂版上に設けて常時観測を行っており、その制御装置は、4A内電気室に設置した。

自動応答装置はこのデータを一般電話からの問い合わせに対し、自動的に応答するもので、応答内容は次のとおりである。

「こちらは本四公団因島

事務所警報を発する構造としている。

地震計の主要諸元は、表-6とおりである。

15.2 気象観測機器

交通管制、その他に利用するため、気象観測装置を設置した。観測項目は、路温、地温、気温、風向、風速、雨量、降水検知、視程であり、観測地点は、向島I・C付近である。なお、風向、風速については、向島I・Cのほかに、因島大橋の橋梁中央部及び3P塔上の合計3か所において観測しており、いずれのデータも向島管理事務所へ送り、表示及び記録している。

各機器の主要諸元は表-6とおりである。

大橋です。ただいまの因島大橋付近の視界は〇〇〇mです。チャイム」

この応答時間はチャイムを含めて最大12秒間で、同装置故障時の配慮から現用、予備の2盤を設置した。

16 料金収受機械

向島料金所の料金徴収業務を円滑かつ安全に行うために設置しており料金徴収体系が単区間道路であるためレジスター方式を採用した。本装置は、本線ブースには通行車両に対し通行券(領収書)を発行するレジスターと台数計測装置とを連動し、収受員の不正防止ができる機

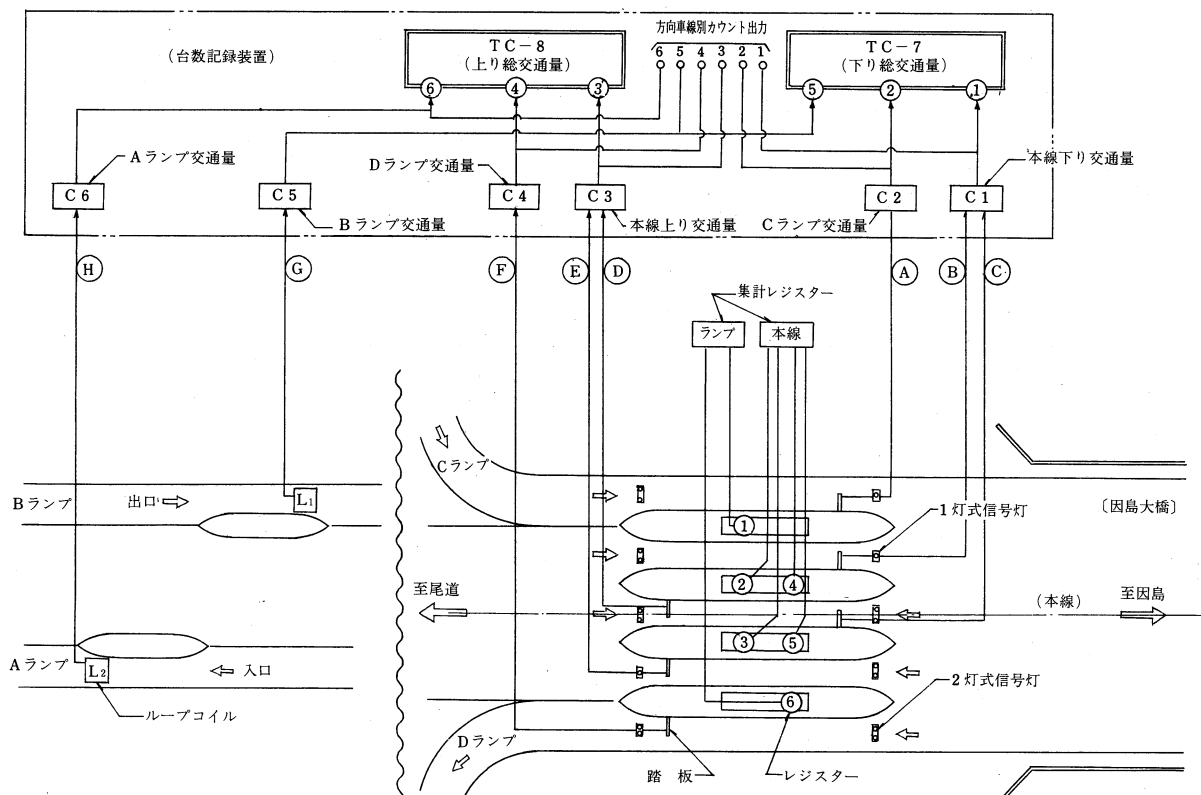


図-4 料金収受機系統図

能を有しており、ABランプゲートでは通行車両台数が計測できるようにしている。また、すべての通行車両台数は行先別に台数記録されるとともに監視制御室のグラフィックパネルにも表示される。

本装置の系統は図-4のとおりである。

17 検査車

因島大橋は橋梁の本体及び付属設備の維持管理に用いる検査車として、側径間及び中央径間に各々1基、計3基の補剛桁検査車とケーブル検査車1基が設置している。

17.1 補剛桁検査車

本検査車は、橋梁の主構下弦材側部（両外側）に敷設したレール上を合計4個の車輪で走行する2モータ全輪駆動方式を採用し、補剛桁下部を点検する下面作業台、補剛桁側部を点検する側面作業台、走行駆動装置、制動装置、運転室により構成されている。機構については、操作員が手を隔せば自動的にもどる操作レバー非常停止釦、レールクランプ、手動走行装置、走行ブザー、脱線防止金具、衝突時の緩衝材（バッファ）、放送装置等を備え、補剛桁端部には検査車が暴走しないよう係留金物及び側面作業台の横振れ防止ストッパーを設置している。また、走行機構については、すべてインターロックがとられており、それらは操作卓上に表示され、安全性の向上に努めている。なお、稼動距離及び走行状態が把握できる積算距離計、速度計も備えた。

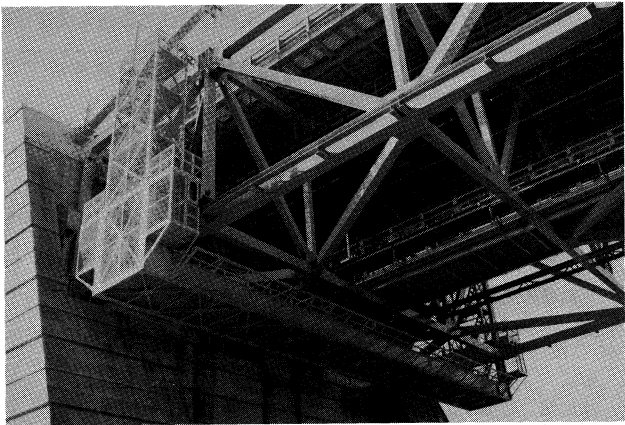


写真-5 補剛桁検査車

表-7 補剛桁検査車仕様

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 釦 5m/min
電動機出力	11kW×6P×2台
給 電 装 置	耐食形絶縁トロリー 3φ 460V

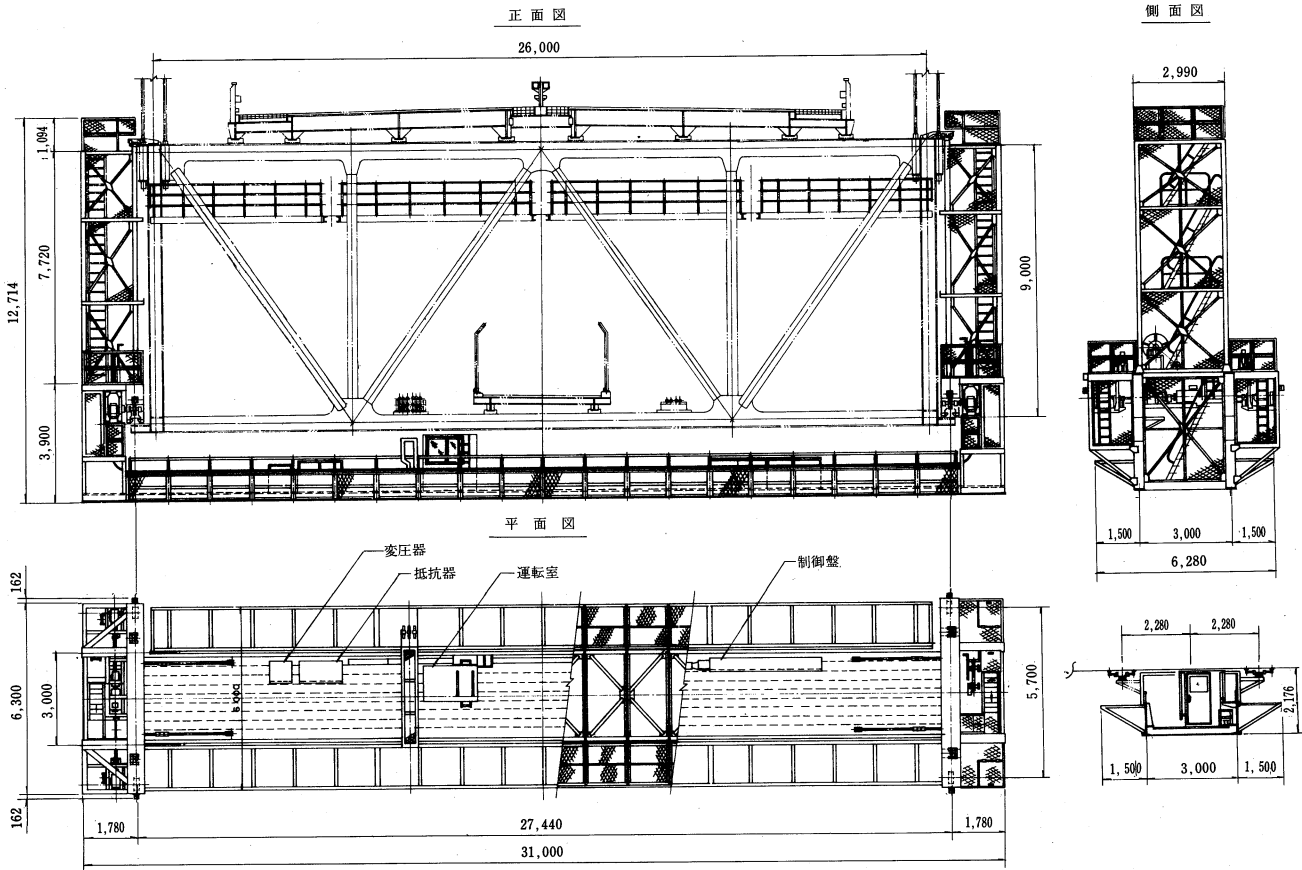


図-5 補剛桁検査車一般図

補剛桁検査車の仕様は表－7とおりである。

17.2 ケーブル検査車

本検査車は、主ケーブルのハンドロープを軌条とするため、軽量かつコンパクトが要求された。そこで種々検討の結果、正転、逆転いずれもロープ張力が生じワイヤーロープ盛替時の係留が不要なこと等からエンドレスウインチによる駆動方式を採用した。構成は、駆動装置部の走行台車と乗員及び機材を搭載するゲージ部より成り、特に安全を考慮した非常停止及び異常降下時に自動的にハンドロープにブレーキがかかる非常つかみ装置や浮上り防止装置、脱索防止装置、水平維持のため、自動安定装置（ショックアブソーバー）等を備えている。また、常時は格納庫に収納されているため、必要な場合のみクレーン車で設置できるよう分割されている。

ケーブル検査車の仕様は表－8とおりである。

表－8 ケーブル検査車仕様

形 式	主ケーブル両側へのゲージ懸水方式
外形寸法	幅3.12×長1.92×高4.6m
材 質	アルミ合金（A5083、A6061）
積 荷 重	700kg
走行速度	2.9m/min
電動機出力	1.5kW×4 P×1 台
給 電 方 式	3φ220V、1φ100V（路面上の発々よりキャブ タイヤーケーブルで行う）

18 維持管理用車両

18.1 道路巡回車

交通管理および道路の巡回点検、調査等に使用するため、巡回車（A）（セダントタイプ）、及び巡回車（B）（ライトバンタイプ）を、各1台購入した。いずれも、車載式標識装置、黄色警光回転灯、赤色警光灯、サイレン等を装備し、道路維持作業車ならびに緊急自動車に指定されている。

18.2 自走式標識車

工事等の安全をはかり、通行車両を安全かつ円滑に流すため、自走式標識車を購入した。標識車は、2 tトラックの荷台に、標識装置、黄色警光灯、発動発電機等を搭載している。標識は、上下2段伸縮式で、地上高が約4 mであり、標示板は、発動発電機電源による内照式であるため、昼夜間とも遠方からの視認が可能である。

18.3 散水車

冬期における凍結防止液の散布、路面の散水清掃、樹



写真－6
道路巡回車(A)



写真－7
散水車

木、芝等の灌水、法面火災の消火作業等を目的として配置した。水タンク容量は、9,500 l で、作業用エンジン駆動のポンプを搭載し、散水清掃用の前方ノズル、凍結防止液散布用の後方ノズル、散水消火作業用の放水銃標識装置等を装備している。

18.4 ビームリフタ

照明灯、標識等の保守点検、その他高所作業を行うため、ビームリフタを配置した。4 t 級シャーシに、旋回装置及び油圧伸縮式ブームを架装し、ブーム先端にバスケットを取り付けたものである。バスケット床面の最大地上高は、約13 m、最大積載荷重は、150kgである。

19 あとがき

因島大橋及びその関連道路の維持管理設備については昭和58年11月初日にその工事をほぼ完了し、12月4日午前0時から供用を開始した。

なお、因島大橋に設置する設備は本四公団最初の吊橋であることから、これから建設される多くの吊橋に設置される設備のさきがけとして、試作的な性格を持たせて計画した事を報告します。

現在これらの施設の運営も順調に行われております。これらの施設関連工事を実施するにあたり、ご尽力いただいた工事関係者に対し、無事に工事が完了したことを深く感謝致します。

（文責 土山正己）

本州四国連絡道路(因島大橋)公表論文一覧表

表 題	執 筆 者	掲載誌等	刊号・年月
本州四国連絡橋特集 計画設計 E ルート上部工	田 中 淳 之	橋 梁 と 基 礎	S.48.10
本州四国連絡橋特集 計画設計 E ルート下部工	森 章	"	"
締切工	今 村 基 雄	"	"
鋼ぐいを用いた海中締切工法	多 田 安 夫	基 礎 工	"
因島大橋の調査と計画	渡辺 登・小川 英信	第11回道路会議論文集	S.48.11
	平山 純一		
因島大橋の上部工の設計について	小川 英信・辰巳 正明	"	"
因島大橋の設計について	小川 英信・辰巳 正明	第27回建設省技術研究会	"
	平山 純一		
海底が岩盤の場合の鋼管矢板締切工法	多田 安夫・姫城 賢一	第11回道路会議論文集	"
海底が急傾斜した岩盤の場合における鋼管建込工法	多田 安夫・今村 基雄	"	"
	和田 静逸・姫路 昭夫		
因島大橋の設計について	渡辺 登・小川 英信	橋 梁	S.49. 1
	辰巳 正明・平山 純一		
建て込みによる鋼管矢板締切工法	今村 基雄・姫城 賢一	土 木 施 工	S.49. 5
因島大橋の建設計画概要	小川 英信・平山 純一	サスペンション・エージ	S.52. 2
Linearized Finite Deformation Theory in Suspension Bridge	林 有 一 郎	J. S. C. E No.257	S.52. 6
因島大橋アンカレッジ基礎地盤の確認	宮島 圭司・村上 憲司	本 四 技 報	Vol.2、No.3 S.53. 1
因島大橋の基礎工	渡辺 登・村上 憲司	基 礎 工	S.53. 4
因島大橋(下部工)工事の現況	村 上 憲 司	橋 梁	S.53. 7
因島大橋ケーブル施工性試験	林 有 一 郎・中村 守	本 四 技 報	Vol.2、No.5 S.53. 7
因島大橋下部工工事における水中コンクリートの施工について	奥村 忠彦・前田 宗司	第33回土木学会 年次学術講演会概要集	S.53. 9
因島大橋ケーブルストランド施工性試験	村上 憲司	第29回中国地方建設局管 内技術研究会論文集	S.53. 8
因島大橋での締切工	林 有 一 郎・中村 守		
因島大橋におけるマスコンクリート工事	前 田 宗 司	基 礎 工	S.54. 1
因島大橋の下部工工事に使用した海砂の品質	村 上 憲 司	橋 梁 と 基 礎	S.54. 1
因島大橋下部工工事ににおける移動式レミコンクリート打設工法の施工	平 山 純 一	本 四 技 報	Vol.3、No.7 S.54. 1
因島大橋下部工の設計と施工	平山 純一・前田 宗司	土 木 施 工	S.54. 2
大三島橋及び因島大橋の塗装色の選定	姫路 昭夫		
因島大橋のエンドリングの設計	渡辺 登・平山 純一	土 木 技 術	S.54. 2
因島大橋のコンクリート工事	吉川 利治・阿部 和智	本 四 技 報	Vol.3、No.8 S.54. 4
因島大橋の調査と設計	林 有 一 郎・淵田 政信	"	" "
因島大橋上部工の設計と施工状況	村 上 憲 司	セメントコンクリート	S.54. 5
因島大橋下部工工事報告	渡 辺 登	土 木 施 工	S.54. 7
因島大橋・大三島橋の橋梁形式の選定と景観対策	福井 崇博・天野 耕一	橋 梁	"
因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計	平 山 純 一	土 木 施 工	S.54. 8
	竹内 覚夫・平山 純一	本 四 技 報	Vol.3、No.8 S.54.10
	喜 岡 直 太 郎	第13回道路会議論文集	S.54.10
	林 有 一 郎	本 四 技 報	Vol.4、No.11 S.55. 1

表 題	執 筆 者	掲載誌等	刊号・年月
尾道ー今治ルート因島大橋上部工工事の現状	片山英二・天野耕一	橋 梁	S.55. 8
因島大橋塔工事施工報告	竹内覚夫・池田 博	本 四 技 報	Vol.4、No.14 S.55.10
因島大橋風洞実験	中村 守・岡野 哲	"	" "
因島大橋塔の製作	松崎 実・池田 博	"	Vol.5、No.15 S.56. 1
因島大橋塔の震動観測	"	"	" "
因島大橋工事の施工状況	片 山 英 二	橋 梁	S.56. 9
因島大橋ケーブル製作	香 川 祐 次	本 四 技 報	Vol.5、No.18 S.56.10
因島大橋架設時及び完成時の耐風安定性に関する二次風洞試験	中村 守・植田利夫	第36回土木学会 年次学術講演会概要集	"
因島大橋補剛げたの塗装工事	今 井 静 哉	鋼 橋 塗 装	S.56.12
因島大橋の塔製作工事	松 崎 実	土 木 施 工	S.57. 2
因島大橋の塔架設工事	"	"	S.57. 3
因島大橋ケーブル架設	香川祐次・平野信一	本 四 技 報	Vol.6、No.20 S.57. 4
因島大橋のケーブル架設	香 川 祐 次	橋 梁	S.57. 9
因島大橋のケーブル温度測定について	大谷 修・杉井謙一 香川祐次	第37回土木学会 年次学術講演会概要集	S.57.10
台車工法による因島大橋キャットウォーク床組の架設	堂垣内光弘・香川祐次 富士明博	"	"
トラス補剛吊橋の架設時及び完成時の耐風応答	香川祐次・植田利夫 北島彰夫・北原俊男 桜井 孝	第7回 風工学シンポジウム	S.57.
つり橋上部工の架設<因島大橋を主体として>	酒 井 和 吉	鉄 道 土 木	S.57.10
因島大橋のケーブル架設	香 川 祐 次	建 設 の 機 械 化	S.58. 1
因島大橋補剛桁の架設の概要	旭 一穂・平原伸幸	サスペンション・エージ	"
高力ボルト摩擦接合継手のすべり試験	香川祐次・岸本良孝	本 四 技 報	Vol.7、No.25 S.58. 7
因島大橋補剛桁架設	"	"	"
因島大橋補剛桁架設	香 川 祐 次	第26回中国地方建設局管 内技術研究会論文集	"
因島大橋補剛桁工事の施工管理	香川祐次・縄田俊文 枝 典郎	第38回土木学会 年次学術講演会概要集	S.58. 9
因島大橋補剛桁工事の形状測定	香川祐次・和田三夫 大庭一二	"	"
因島大橋補剛桁架設時の応力測定	香川祐次・桜井 孝	"	"
因島大橋補剛桁架設時の自然風における常時微動法を用いた振動実験	香川祐次・北島彰夫 前田研一	"	"
因島大橋補剛桁架設時振動試験に伴う自然風測定	香川祐次・岸本良孝 米田昌弘	"	"
因島大橋補剛桁架設時振動試験に伴う自然風測定	香 川 祐 次	日 本 風 工 学 会	S.58.
因島大橋の補剛桁架設	香 川 祐 次	橋 梁	S.58. 9
独立状態の吊橋主塔の渦振に関する実験的研究	松崎 実・牛尾正之 南条正洋	土木学会論文報告集	S.58.11
因島大橋の塗装について	平 野 信 一	鋼 橋 塗 装	S.58.12
因島大橋の補剛桁架設工事	香 川 祐 次	橋 梁 と 基 礎	S.59. 1
本州四国連絡橋の現況と因島大橋関連区間の概要	布 施 洋 一	土 木 技 術	"
因島大橋補剛桁架設	香 川 祐 次	建 設 の 機 械 化	S.59. 2
因島大橋点検補修用下側面点検補修用作業車	土 山 正 己	"	"

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	昭和53年 6 月
* 測量・調査・設計等共通仕様書	昭和56年12月
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

* 海峡部における道路の建築限界および 幅員構成用語と定義	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
* 塗装規格	昭和55年 3 月
リンク支承用ピン(案)	昭和51年 3 月
リンク支承用プッシュ(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	杉田秀夫			
編集委員	有田稔	上田克己		
	黒瀧義則	後藤忠		
	阪本謙二	庄司吉美		
	鈴木朗	田中秀也		
	千々岩敏弼	手島茂富		
	成田秀志	野村直茂		
	秦健作	水間雅昭		
	宮沢修二	村田正信		
	森田行	山下義之		
	山県守	湯谷優		
	渡辺忠明			
	小暮三郎			(海洋架橋調査会)

本四技報 第29号

発行 昭和59年 6月30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1,500円

