

報技四本

修監公団橋絡連四国本州

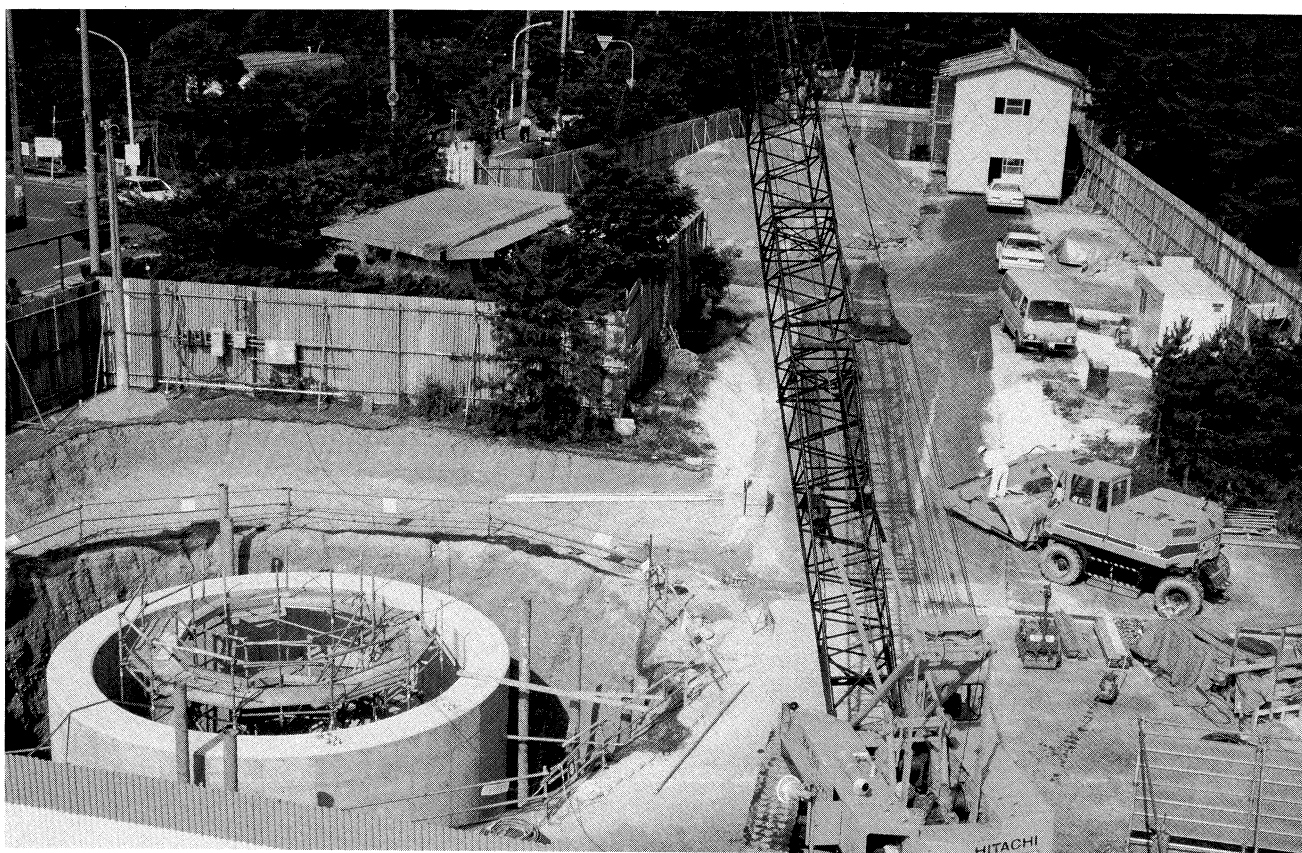
APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第48号 目次

「器用人」と技術者	理 事	吉住俊彦 ...	1
本四備讃線・共用部の軌道工事の施工	日本鉄道建設公団	山岸 明 ...	2
	(前) 第二建設局坂出工事事務所		
	第二管理局坂出管理事務所	真鍋秀志	
	(前) 第二建設局児島工事事務所		
櫃石島橋実橋振動実験	第一建設局鳴門管理事務所	大田 享 ...	12
	(前) 第二建設局児島工事事務所		
	第一建設局計画課	勝地 弘	
	(前) 第二建設局児島工事事務所		
グースアスファルト舗装時における鋼床版の挙動 ...	第二管理局坂出管理事務所	奥田 基 ...	22
	(前) 第二建設局坂出工事事務所		
番の州高架橋鋼箱桁の架設	関西高速鉄道株式会社	松田大六 ...	28
	(前) 第二建設局坂出工事事務所		
番の州高架橋トラスの架設	関西高速鉄道株式会社	松田大六 ...	33
	(前) 第二建設局坂出工事事務所		
大島大橋振動実験	愛媛県松山地方局	平野義久 ...	42
	(前) 第三建設局今治工事事務所		
UJNR・橋梁ワークショップの報告	設計部設計第一課	秋山晴樹 ...	48
技術ニュース			52

本四技報 第49号 (64.1) 掲載予定

- マスコンクリートの品質調査
- 明石海峡大橋耐震設計
- 下津井瀬戸大橋補剛桁架設工事
- 与島PA下水設備
- 南備讃瀬戸大橋緩衝工の設計施工
- 南備讃瀬戸大橋上屋工事
- 生口橋鋼コンクリートの接合実験



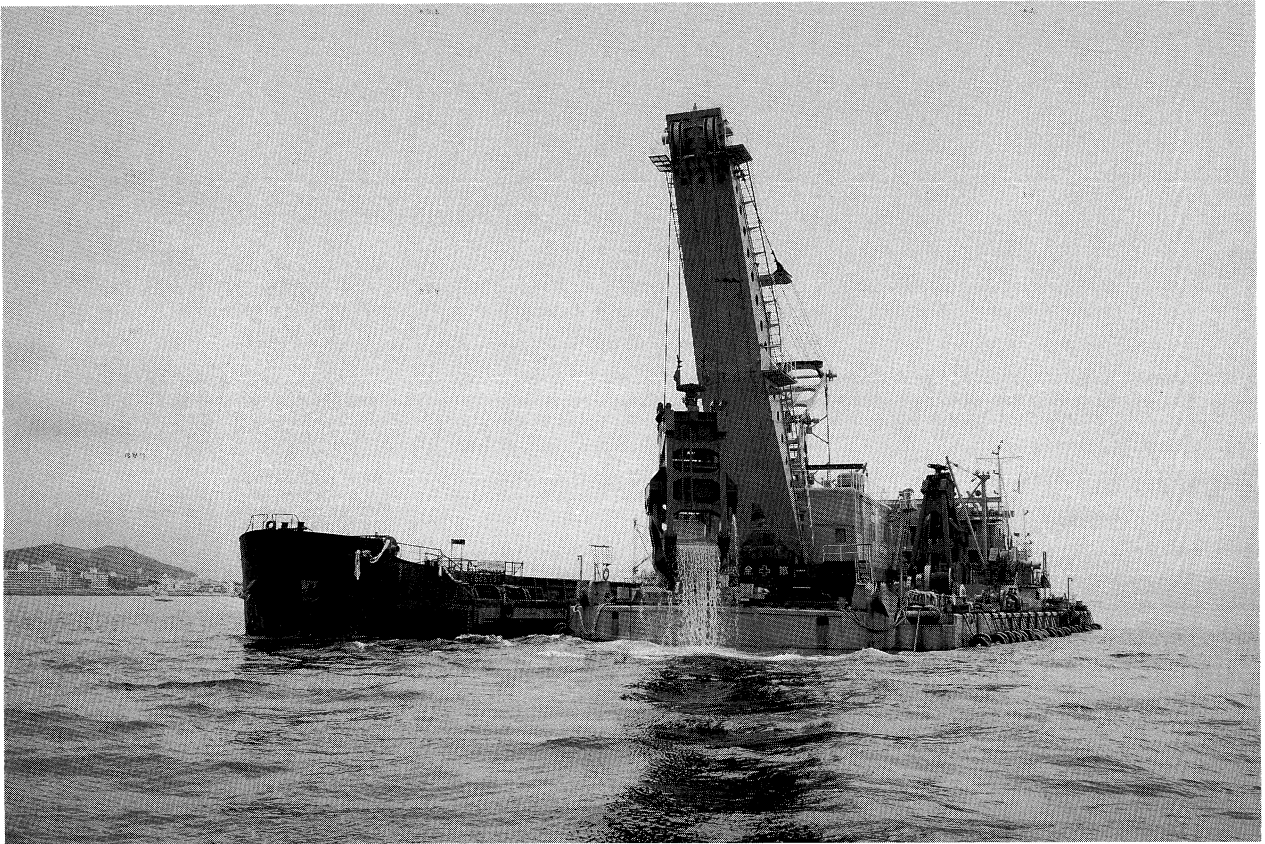
舞子トンネル試験坑地質調査（その1）

（63年7月）



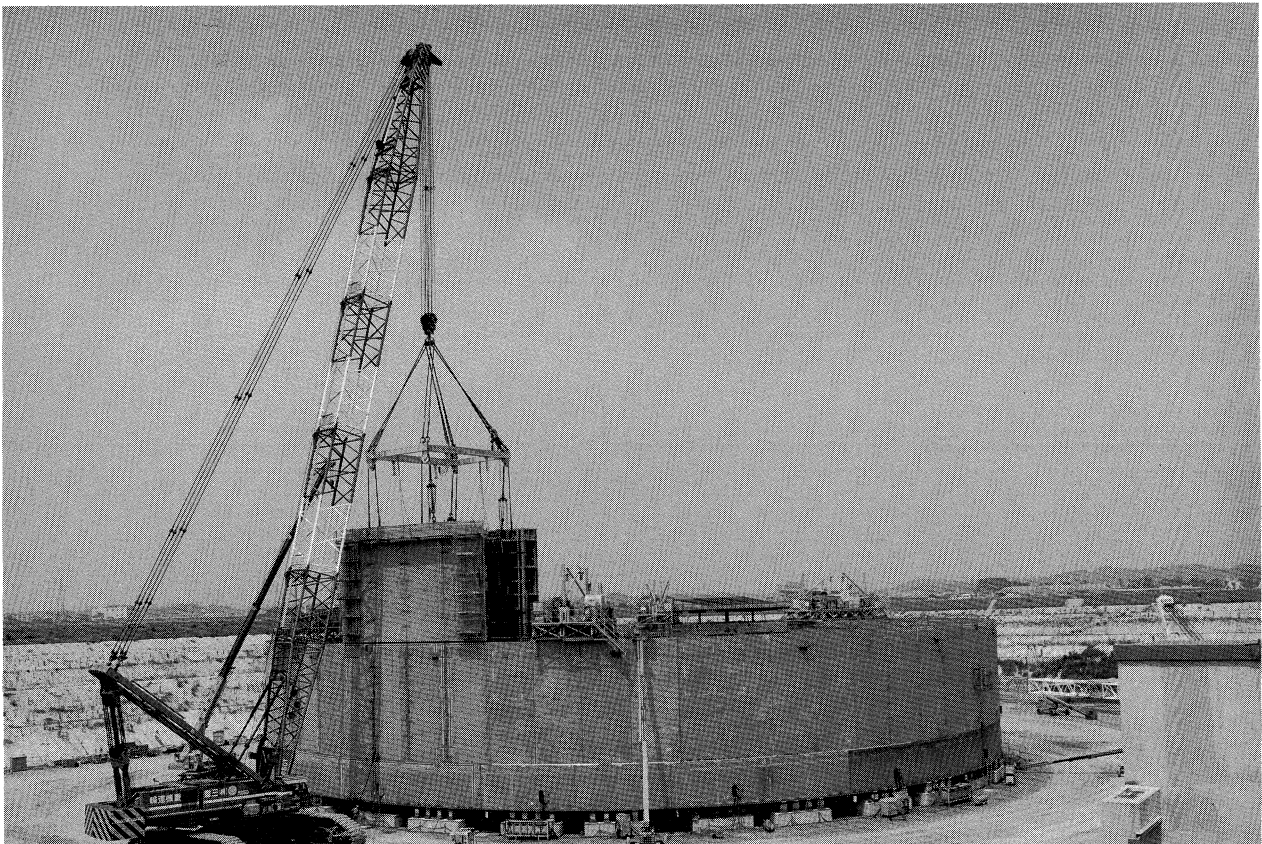
明石海峡大橋1A下部工（その1）工事（作業基地埋立工事）

（63年7月）



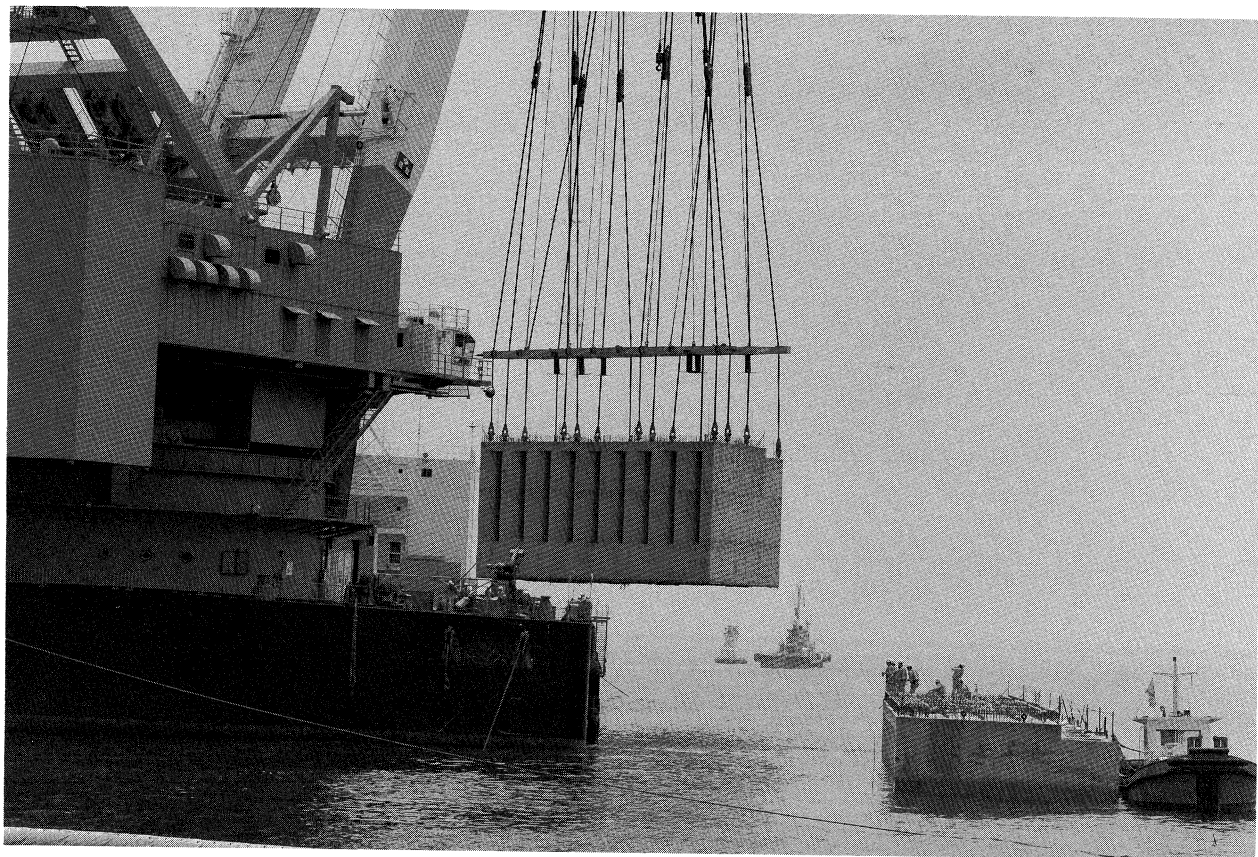
明石海峡大橋2P下部工（その1）工事（グラブ船三友一号による海底掘削）

（63年7月）



明石海峡大橋2P鋼ケーソン製作（3Aブロック搭載）

（63年7月）



明石海峡大橋4A下部工（その1）工事（コンクリートケーソン設置工）

（63年7月）



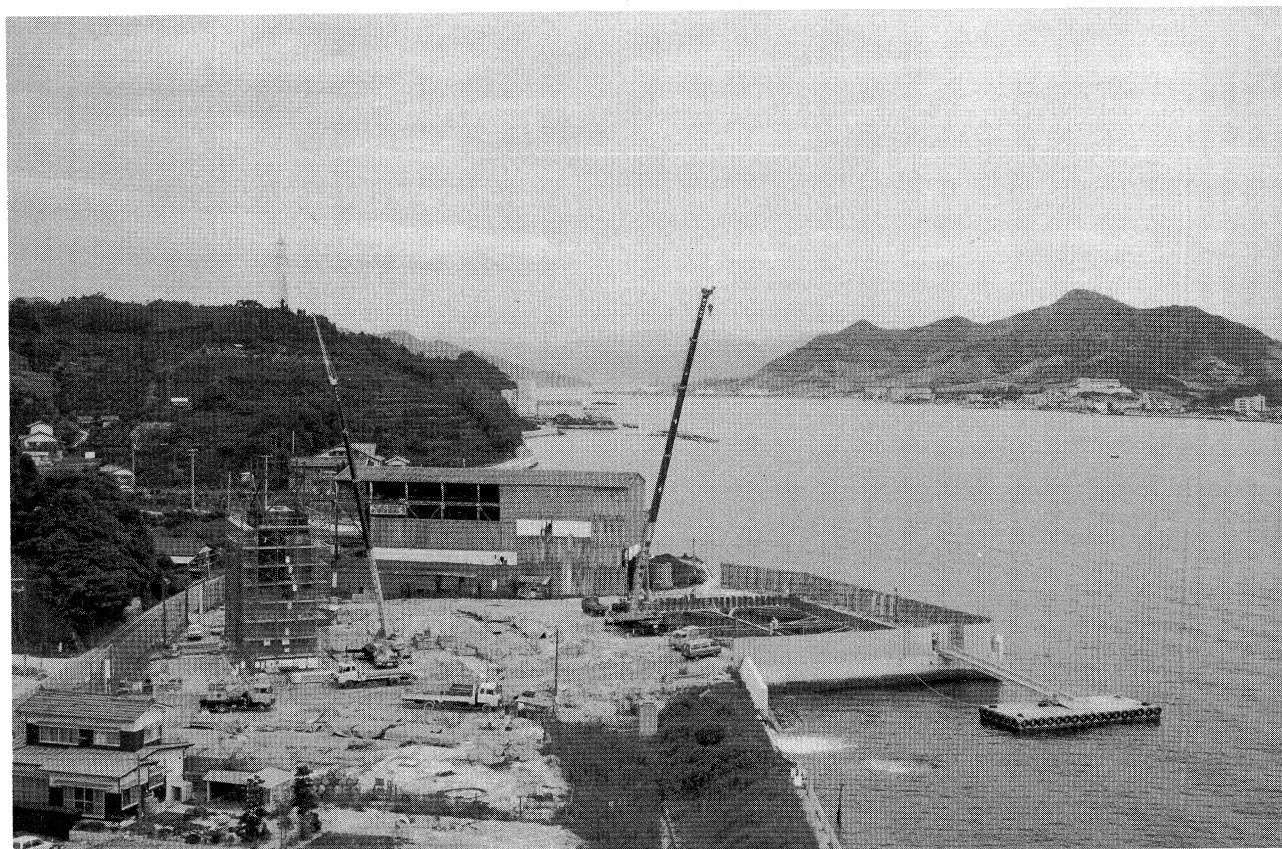
西淡・三原舗装工事（西淡・三原ICより鳴門方向を望む）

（63年7月）



生口橋の因島側下部工工事

(63年7月)



生口橋の生口島側下部工工事

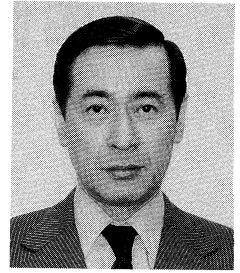
(63年7月)

「器用人」と技術者

A "Bricoleur" and an Engineer

理事 吉住俊彦

Toshihiko Yoshizumi



ブリコラージュ（器用仕事 bricolage）と呼ばれる仕事がある。この仕事を行うのが、ブリコール（器用人 bricoleur）である。ブリッコではない。この仕事は、いわば日曜大工のような営みであり、今日の豊かな時代においては、もはや死語となったと思われる「廃物利用」の含蓄を色濃く残している。素人が「ありあわせの道具材料を用いて自分の手でものを作る」ことである。その持ちあわせの道具や材料は「『まだなにかの役に立つ』という原則によって」集められた、一見、無秩序でガラクタ風の道具箱の中身を想像すればいいだろう。

ブリコールの対極にエンジニアがいる。子供の工作の宿題にたとえると、プラモデルは、実際には殆どレディ・メイドであるが、仮に子供自身が、何を創るかを計画し、そのマニュアルや設計図を作り、これにしたがって、道具を準備し、部品を製作しそして組み立てたとなれば、そのプラモデルは、エンジニアの世界の産物である。これに対して、手持ちの道具を使って、ありあわせの木片、空カン、空箱などを組み合わせた「廃物利用」の作品は、ブリコラージュの成果というべきものである。

プラモデルの場合には、完成像や部品の用途は特定しており、その大事業は、計画的に執行される。これに対するに、「廃物利用」の場合にも、頭の中に計画はある。たとえば宇宙船艦をつくらうというように……。しかし道具、材料などの制約から、その計画は修正されざるを得ない。当初、搭載を予定したレーザー砲が落され、スベック・ダウンを余儀なくされるかも知れない。また、部品相互の間に、代替性、互換性がある。空カンは、そのまま砲身、砲塔の何れにも利用が可能である。また道具に恵まれれば切断して、艦体の剛版として使われるかも知れない。そのような状況を連想すればよい。

このようなブリコラージュ対エンジニアリングの構図を提出したのは、国際的に著名の、フランスの人類学者レヴィ・ストロースであり、その主要にして難解な著作「野生の思考（大橋保夫訳）」においてである（これまでの引用も同書）。以下同書にしたがい、このブリコラージュと近代的なエンジニアの仕事を較べてみると……………。

「器用人」は多種多様な仕事をやることができる。しかしながらエンジニアとはちがって、仕事の一つ一つについてその計画に即して考案され購入された材料がなければ手が下せぬというようなことはない。彼の使う資材の世界は閉じている。」

「器用人が人間の製作品の残りものの集り、すなわち文

化の部分集合に話しかけるのに対し、エンジニアは宇宙に問いかける。」（この宇宙というのは、私の理解では多分、自然化学の法則を意味するのだろう。）

（障害や制約があるとき）「エンジニアはつねに通路を開いてその向うに越えようとするのに、器用人は好んでにせよやむをえずにせよ、その手前にとどまる。」

「科学者が構造を用いて出来事を作る（世界を変える）のに対し、器用人は出来事を用いて構造を作る。」

一見、ブリコラージュのほうがエンジニアの仕事に較べて劣るごとくである。しかし、ストロースが言いたいのは、最初に未熟なブリコラージュがあり、人智の進化の過程において、次第に高度なエンジニアリングに移行したのでは決してない、ということらしい。二つのやり方は、それぞれに独立して有効であるというのである。ただ、有効である分野はそれぞれ違うのであるが。

たとえばストロースの専門の、神話の構造を探る神話学ではブリコラージュの方法が有効なのである。私の推測では、歴史学においても事情は同様であるように思われる。エンジニアの方法のように、設計図を用意し、これに基づき、部品（神話や史実の断片）を新たに製造することは、ナンセンスであろうから……………。

私は、勿論、人類学の専門ではないから、レヴィ・ストロースを初めて知ったのは、一般読者として、「悲しき熱帯」というエッセーを通してである。夕風の如く暑さがよどむ南米の植民地、その風物が、幾分もの憂げに、しかし明晰に、魅力的に語られていく。これをきっかけに、私はこの人が、構造主義者であることを併せて知り、齒は立たないが主著「野生の思考」を覗き見るに至った。構造主義の説明はここでは省略しよう。

いかめしい「本四技報」のこととて、無理をして多少は「技術」に関連するテーマを選んだのであるが、以上の論旨から離れてブリコラージュ自体について考えてみても、興味がある。第一に、ブリコラージュがロビンソン・クルーソーにふさわしいように、この営みは個人に、そしてエンジニアリングは集団に、それぞれ親しむのではないか。第二に、しかし、個人の仕事もDIYショップなどの普及やアマチュアのプロフェッショナル化によって、エンジニアリング化しつつあるのではないか。第三に、このような傾向は、都市化、分業化、専門化などの傾向と関連しているのではないか。第四に、ブリコラージュの衰退をいかに評価するか等々……………。

本四備讃線・共用部の軌道工事の施工

Railway Construction of Seto Ohashi Bridge

日本鉄道建設公団
(前) 坂出工事事務所 第六工事長代理
坂出工事事務所 鉄道維持課長代理
(前) 児島工事事務所 第四工事長付

山岸 明
Akira Yamagishi
真鍋 秀志
Hideshi Manabe

1. まえがき

本四備讃線は、本州四国連絡橋・児島一坂出ルートの本州方宇野線茶屋町駅から分岐し、四国方予讃本線宇多津駅に至る延長32.4km（坂出方短絡ルート1.3kmを含む）の在来線複線形式の鉄道である。そのうち神道山トンネル入口から番の州高架橋37Pまでが、道路・鉄道併用の2層構造（共用部）になっており、その下層部が鉄道階である。（図-1）

本四公団施工の軌道工事は、下津井瀬戸大橋A3から四国方陸上部の吉田高架橋9Pまでの延長12.6kmを2工区に分け、与島橋5P以北（5.2km）を共用部北軌道工事（以下「北工区」という）、以南（7.4km）を共用部南軌道工事（以下「南工区」という）で施工した。

本報告は、共用部の軌道工事の施工について、報告するものである。

2. 構造概要

本四備讃線の構造規格は甲線規格で、共用部の軌道構造諸元は表-1に示すとおりである。

海峡部の吊橋・斜張橋・トラス橋等の鋼橋区間の軌道構造は、死荷重の軽減及び保守の軽減を計るため鋼橋直結軌道を採用した。又、長大橋梁端部には桁の角折れ量、伸縮量に応じて各種軌道伸縮装置を設置した。陸上部の高架橋の軌道構造については、軌道の保守軽減を計るためスラブ軌道とし、一部の区間についてバラスト軌道を採用した。バラスト軌道は、共用部区間の線形が在来線暫定線形であるため、将来、完成線形とする場合に、在来線暫定中2線から完成4線への切り替え作業が、長大列車間合いで施工可能な最小範囲とすることで阿津土工及び番の州高架橋28P～33P間に採用することにした。（写真1～3）

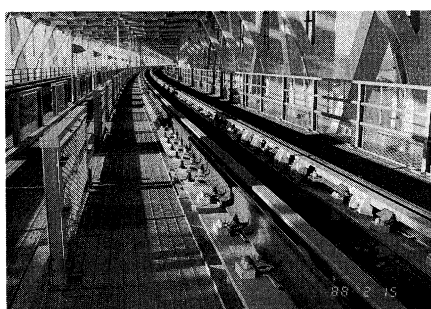


写真-1 鋼橋直結軌道



写真-2 スラブ軌道

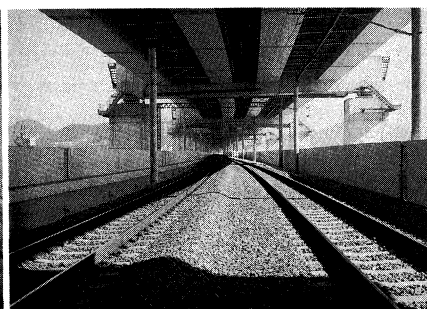


写真-3 バラスト軌道

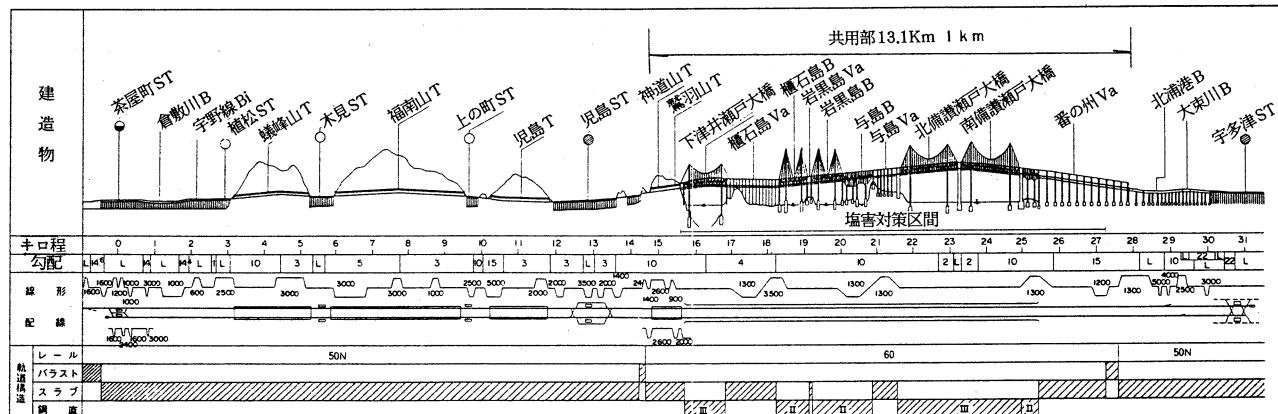


図-1 本四備讃線の線路概要

表-1 共用部の軌道構造諸元

規格	最小曲線半径	1,200m※
	最急勾配	15‰
	最急カント	55mm※
	軌道の最小中心間隔	3.8m以上
	軌条の種類	60 ロングレール 50N ロングレール
レール締結間隔	スラブ軌道区間	625mm
	鋼橋直結軌道区間	Ⅱ形締結装置 830mm
		Ⅲ形締結装置 620mm
	有道床区間（PC枕木）	658mm
	有道スラブ	
軌道スラブ	P R C スラブ	190mm
	R C スラブ	160mm
	道床厚（バラスト軌道）	250mm以上

※鷲羽山トンネル内最小曲線半径900m 最急カント75mm

2.1 レール

レール種別は、神道山トンネルから番の州高架橋32P付近までは塩害対策区間として60レールを、その他は一般区間として50Nレールを用い、25m標準レールをロングレールにして使用した。60レールから50Nレールにする中継レールはバラスト軌道区間に設け、各々のレールに溶接して繋いだ。鋼橋区間のロングレールは、鉄道縦桁とレールとの温度差が少なく、レールの温度変化による伸縮は、鉄道縦桁とほぼ同様な伸縮をするため、各橋梁ごとに1本のロングレールとし、その両端の軌道伸縮装置と結ぶことにした。スラブ区間のロングレールは、ロングレール軸力、破断開口量を計算し、許容値に入るようにロングレール長さを決定した。表-2に60レールと50Nレールの設計条件を示す。この結果、櫃石島高架橋は1本のロングレールで、与島高架橋は6P付近に、番の州高架橋は18P、32P付近に伸縮継目（EJ）を入れることにした。

表-2 ロングレールの設計条件

レールのヤング率	2.1×10 ⁴ kg/cm ²
レール断面積	60レール 77.5cm ²
	50Nレール 64.2cm ²
線膨張係数	1.14×10 ⁻⁵
ふく進抵抗力の差	1t/m/軌道
最大軸力	60レール 100t
	50Nレール 90t
破断時開口量	70mm
設定温度との差	35℃

2.2 レール締結装置

鋼橋直結軌道は、鉄道縦桁の上フランジに直接レールを締結する構造で、レール締結装置の種別は、吊橋に鋼直Ⅲ形を、斜張橋、トラス橋に鋼直Ⅱ形を採用した。

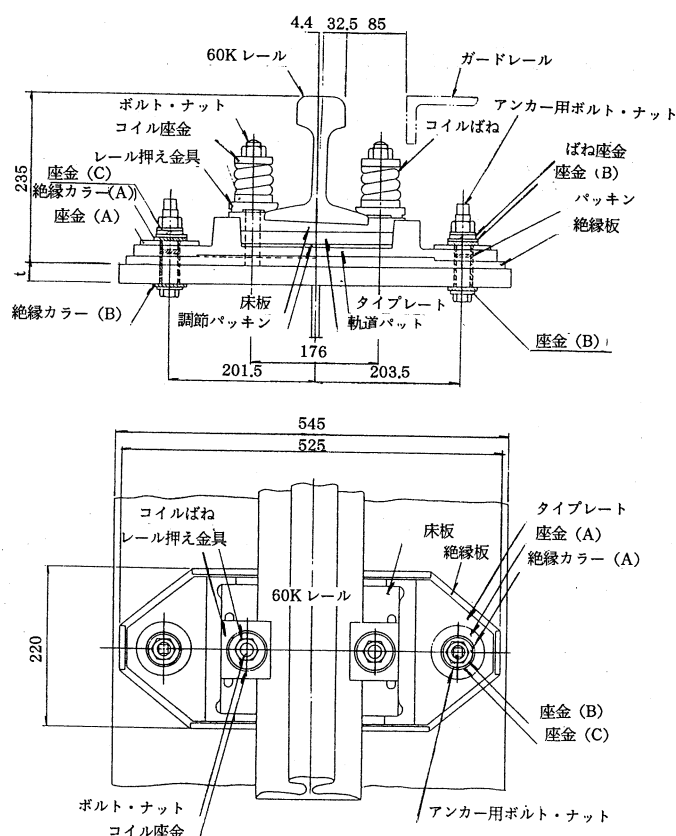


図-2 鋼直Ⅲ形

鋼直Ⅲ形は、上向き折れ角7%、下向き折れ角5%に対応できる締結装置として長径間吊橋用に開発された締結装置で、レールのふく進に伴う軌道パットの飛び出しに対して、優れた機能を有するものである。このレール締結装置の特徴は、2重床板式になっており、その間に軌道パットと調整パッキン（HMP）を挿入している。床板上のレールは、レール押さえ金具を介して左右のコイルバネで押えている。計算上では、折れ角が下向き3.2%になった時にコイルバネが全圧縮し、それ以上はレール締結ボルトの軸力でレールの持ち上がりを押さえ、しかもこの時で、軌道パッドは圧縮されている構造となっている。床板のアンカーボルト用の穴は長穴になっており、レール直角方向へ±10mm移動でき、レールの軌間・通りを調整できるようになっている。このレール締結装置は長径間吊橋以外にトラス橋の支点部等の折れ角の大きな所にも使用している。図-2に鋼直Ⅲ形の締結装置の構造を、表-3に設計条件を示す。

鋼直Ⅱ形は、昭和50年から鋼橋直結軌道に本格的に採用されたレール締結装置である。この締結装置の特徴は、タイプレートを使用せず、直接レール下に軌道パット・絶縁敷板・調整パッキン（HMP）を挿入し、板バネ及びバネ受台を介して、鉄道縦桁に取付ける。また、できるだけ簡単な構造とし部品数を減らすと共に、可能なかぎり締結装置間隔を拡大し締結部を少なくし、施工性、経済性、保守の省力化をはかったものである。なお、絶縁敷板軌道パットの止めは、従来、エポキシ系樹脂接着剤に

表-3 鋼直Ⅱ形設計条件

折れ角の最大値	下向き (V)	5%
	上向き (Λ)	7%
設計荷重 (A 荷重)	輪重	9.8t
	横圧	3.0t
レール	60 レール	
軌道パットのばね定数	35t/cm	
コイルばねのばね定数	1.5t/cm	
締結間隔	62.5cm	
レールふく進抵抗係数	1t/m/軌道	
レールふく進マサツ係数	0.25	

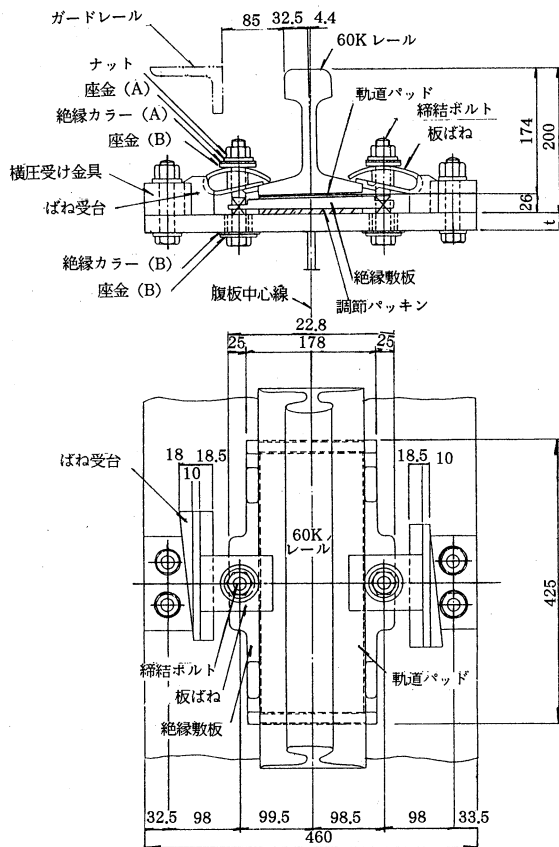


図-3 鋼直Ⅱ形

より接着していたが、今回一体構造とした。レールの軌間・通り調節は、バネ受台をスライドさせることにより行ない、バネ受台の大小の組み合わせにより、±6mmまで調整できる。図-3に鋼直Ⅱ形の締結装置の構造を示す。

スラブ軌道には、直結8形レール締結装置を用いた。直結8形レール締結装置は、ロングレール縦荷重により突起コンクリート及び突起まわりのCAモルタルを破損させないように、1締結装置当たりのロングレール縦荷重が、310kgfをこえるとレールがレール締結装置上を滑る構造している。また、軌道スラブ板の施工誤差や補修作業のため、軌道スラブ板のTボルト用穴は長穴になっており、これにより±10mmまで軌間・通り調整ができるようになっている。図-4に直結8形レール締結装置の構造を示す。

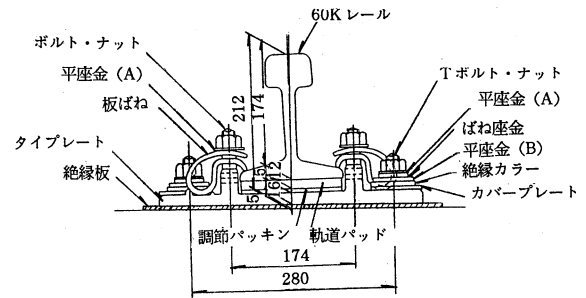


図-4 直結8形

バラスト軌道は、PCマクラギ(6号)構造とし、レール締結装置は9形を用いた。また、バラスト軌道とスラブ軌道の接続箇所は路盤反力が急激に変化するため、境界に緩衝区間として、橋マクラギ2本をTボルトにより直結し、I形及びF形レール締結装置を用いてレール締結した。

2.3 レール調節パッキン

レール調節パッキンは、レールの高低の微調整に用いるもので、HMP (Hot-Melt-Packing) と可変パットの2種類があり、HMPは鋼橋直結軌道、軌道伸縮装置及びスラブ軌道のロングレール可動区間(EJ端より前後150m)に、可変パッドはその他のスラブ軌道区間に使用した。

HMPは、ウィーブヒーターを内蔵した熱可塑性ポリエステル系弾性樹脂でレール面整正後所定の位置に挿入し、通電加熱して樹脂板を溶融変形させ、所定の厚さに調整する電熱式調節パッキンである。本工事で使用したHMPを表-4に示す。

可変パッドは、レール面整正後所定の位置にビニール袋を挿入し、その中にA液(主剤)とB液(硬化剤)を混合した樹脂を注入硬化させる注入式調節パッキンである。

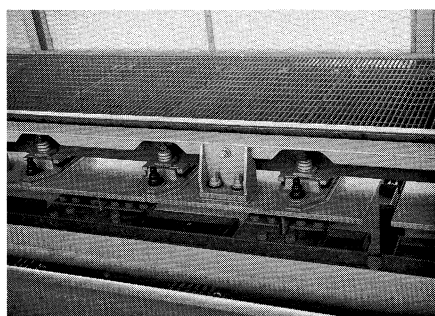
2.4 脱線防止ガード

脱線防止ガードは、鋼橋直結軌道区間全線に敷設している。

従来の構造と比べて改良したところは、60レールⅡ形

表-4 HMPの種類

種 別	品 番	形状 (mm)			標準電圧 (V)	端子数	略 図
		幅	長さ	適用隙間			
鋼直Ⅲ形	RHT	225	190	4~14	85	1	
鋼直Ⅱ形	RHL	150	430	4~14	130	1	
直結8形 (60 レール)	AL	140	200	3~15	80	1	
直結8形 (50N レール)	BL	125	190	3~15	70	1	
軌道伸縮装置 (800 600EJ)	1~3 RE 5	180	545 370	4~14	1.5-100 2.3-110	2	
軌道伸縮装置 (800 600)	RE 4	180	475	4~14	100	2	
軌道伸縮装置 (1500)	REC	244	420	4~14	110	1	
軌道伸縮装置 (1500)	RET	280	370	4~14	85	2	

写真-4
脱線防止ガード

用、Ⅲ形用のガード受台を新たに設計して、ガードレール締結穴を長穴にし伸縮に対応できるようにした。ガード材は運搬・敷設の容易さを考慮して、鉄道縦桁長の約半分の長さ7mを標準とし、ガード継目部の遊間を5mm、一般部のボルト穴の径を25mmに変更した。継目部のボルト穴については、従来どおり30mmとしたため、鉄道縦桁端部では桁の遊間量を正確に測定する必要がある。Ⅲ形用脱線防止ガードの構造を写真-4に示す。

2.5 軌道スラブ

軌道スラブは、路盤構造がコンクリート構造であるためA形スラブとし、塩害対策区間にPRCスラブを、一般区間にRCスラブを使用した。

軌道スラブは、一般のコンクリート構造物と比べ厳しい寸法精度及び高い品質の信頼性が要求されるので、軌

道工事に先立ち工場製作を行い、その製品をストックして、敷設工程に対応させた。

RCスラブは早強セメントを使用したが、耐海水性に乏しいため、PRCスラブは中庸熱セメントを使用すると共に、鉄筋の被り厚を20mmから30mmに変更した。

このため耐海水性軌道スラブの形式は、寒冷地用タイプと同一のものとなった。

2.6 CAモルタル（セメントアスファルトモルタル）

軌道スラブの緩衝用添充剤として使用しているCAモルタルは、RC

スラブには温暖地用のものを、PRCスラブには、他の箇所では塩分環境下で海水による劣化が起きているのが見受けられるため、青函トンネルの海底部用に開発された耐海水性CAモルタルを使用した。CAモルタルの厚さは、50mmを標準とし、EJ（伸縮継目）前後のロングレールの可動部分150m間の突起コンクリート回りには、CAモルタルあるいは突起が破損する恐れがあるので、耐アルカリ性ガラス繊維マットを混入したものを使用し、CAモルタルのじん性及び強度を高めた。各々のCAモルタルの標準配合を表-5に示す。

斜角スラブには、樹脂モルタル（標準厚25mm）を使用した。

2.7 軌道伸縮装置

吊橋・斜張橋・トラス橋は、温度変化・列車荷重・風荷重等により、桁端部に大きな角折れや伸縮を生じ、列車走行の安全性に支障をきたす。この対策として緩衝桁軌道伸縮装置を開発し、角折れ・伸縮を緩衝桁により分散させて対応させることにした。この緩衝桁上に直結させた軌道伸縮装置には、1500形・800特形・600形の各形式がある。表-6に各軌道伸縮装置の諸元を示す。

緩衝桁軌道伸縮装置の構造等については、既に本紙で紹介されているので、ここでは省略する。

(Vol.11 No.44参照)

表-5 CAモルタル標準配合

		(1㎡当り)										
モルタル種別	使用区分	アスファルト A乳剤 (kg)	アスファルト A'乳剤 (kg)	水 (kg)	細骨材 (kg)	中庸熱 セメント (kg)	早強 セメント (kg)	混和剤 (CCA)	アルミニウム 粉 末 (g)	消泡剤 (kg)	ポリマー (kg)	ガラス 繊維 (kg)
No. 70	PRCスラブ 区 間	—	528	99以下	660	297	—	33	40	0.495	—	—
No. 8	RCスラブ 区 間	470	—	125以下	590	—	250	44	40	—	—	—
No.70-2	可動区 間 突 起 部	—	409	71以下	712	320	—	36	48	0.534	89	10.7

表-6 軌道伸縮装置の諸元

軌道伸縮装置	敷設箇所	伸縮量
6 0 0 形	YB1P YB4P	±300mm
8 0 0 特形	HB1P HB4P IB1P IB4P BVa3P	±400mm 地震時は±550mm
1 5 0 0 形	SBA3 SBA4 BB1A BB4A BB7A	0162750mm

表-7 防錆処理

床板レールプレス 横圧受金具、タイププレート 脱線防止ガード	JRS-00001 [溶融亜鉛メッキの処理、試験及び検査 方法(軌道用品)]による。付着量は550g/㎡
レール押え座金、座金 コイル座金、ナット 鋼直Ⅲ形ボルト	JRS-00001による。付着量は350kg/㎡
板ばね、コイルばね ばね座金、アンカー用ボルト、 ワッシャ	JRS-66053-14 [クロム酸処理片状亜鉛末被覆剤] による。付着量は20g/㎡以上とする。
絶縁ボルト	JRS-00001による処理(付着量は350g/㎡)を施し た後、粉体塗装を行う。
絶縁敷板	JRS-00001による処理(付着量は550g/㎡)を施し た後、粉体塗装を行う。

2.8 防錆処理

共用部ではそのほとんどが気象条件、自然条件の厳しい海峡部のため、塩害対策を施している。共用部の塩害対策区間のレール締結装置及び脱線防止ガード等は、溶融亜鉛メッキ処理(大きなものはHDZ55、小さなもの及びネジ山のあるものはHDZ35)を施した。また、コイルバネや締結ボルト等の応力上重要な高張力鋼材についてはクロム酸処理片状亜鉛末被覆(ダクロダイズド被覆)とし、レール絶縁に関係がある鋼直Ⅱ形の絶縁敷板とボルトナットは溶融亜鉛メッキの上に更に粉体塗装を施すことにした。表-7に各軌道部品の防錆処理を示す。

鋼直Ⅱ形・Ⅲ形締結ボルト及びアンカーボルトには、更に防錆油を塗布した後、防錆キャップを取り付けた。

3. 施 工

軌道工事の施工は、軌道工事標準示方書(新設線)により行った。

3.1 軌道用材料調達

軌道用材料は、高度の品質を要求し、必要な時期に必要な量を安価に確保する必要がある。工事工程に即応した軌道用材料を計画的に調達するため、大量で規格化可能な軌道用材料は別件で国鉄(JR)と資材受託調達契約を締結した。また、軌道スラブは、軌道工事に先立ち製作工事を発注した。

軌道伸縮装置については、緩衝桁製作者が列車走行委員会の報告書に基づいて作成された標準・マニュアル等により製作した。

その他の少量のもの、数量の把握が困難なものは業者持ち材料とした。

3.2 軌道基地設置

軌道基地は、主として、軌道を敷設するための準備作業、軌道材料の搬入・貯積、軌道敷設用機械の搬入及び留置等を行う場所である。基地選定は、施工区間の大部分が海峡部であるため島しょう部に限られること、他工事との競合が少ないこと、基地までの材料運搬が容易であり、且つ、高架上への材料搬入(吊り上げ等)が可能であること、施工工程上問題が無いこと等を考慮して、檀石島・与島・番の州(吉田高架橋)にそれぞれ基地を設置した。

各軌道基地の施工担当範囲は、施工工程を考慮して、檀石島基地は北工区全部、与島基地は南工区の与島高架橋・北備讃瀬戸大橋、番の州基地は南備讃瀬戸大橋・番の州高架橋とした。

3.3 材料運搬

JR調達材料は、資材センターからトラック及びフェリーで軌道基地まで運搬し仮置きした。

レール(25m/本)及び軌道スラブは、製作会社より直接現場付近の檀石島・与島・瀬居の各岸壁まで貨物船で航送し、水切り後、トレーラー又はトラックに積み替えて各軌道基地に運搬した。檀石島基地では2.8t門形クレーン2基により高架橋内に取り出し、与島・番の州基地では150tクローラークレーン等を用いて高架橋上に吊り上げた。なお、軌道伸縮装置については緩衝桁架設業者で敷設現場付近まで搬入した。

鋼橋区間の軌道材料等の現場内小運搬は、運搬距離が長くグレーチング上の重量物の運搬が困難なため、北工区は工事用仮軌道に必要な最小限のレール締結装置(下り線の1/3)をキャリアカーと人力で運搬し、残りは軌道基地までレールが繋がった時点でトロに積み込み軌道モーターカーで運搬した。なお、緩衝桁部には30kgレールと古マクラギで、工事用仮軌道を敷設した。南工区はレール送り出しとともに、片線分のみ人力で運搬し片線のレール送り出し終了後簡易台車を用いて運搬を行った。対側線については、トロに積み込み軌道モーターカーで運搬した。

レール締結装置及び脱防ガード受台のアンカーボルトと絶縁カラーは、鉄道縦桁のフランジ厚さが、各橋桁によって異なっているため、寸法に注意し配列した。

3.4 レール溶接

レール溶接はレール溶接工事標準示方書(JR制定)に基づき施工し、ガス圧接(GPW)及びエンクローズアーク溶接(EAW)を採用した。

GPWは、レールをガス炎で高温に加熱して軸方向の圧縮力を加えて圧接する工法で、基地溶接と現地溶接とがある。EAWは、溶接棒によってレールを溶接する工法でGPWに比べて高価であるが、溶接時にレールの移動を必要としないためEJ及び軌道伸縮装置等の最後のレール

表-8 レール溶接仕上基準値

(単位: mm)

項 目	許 容 限 度 値
通り (スパン1m当り)	±0.5
高低 (スパン1m当り)	+0.5 ・ -0.1

表-9 溶接の確認

溶接方法	外観状態	浸透探傷	磁粉探傷	超音波探傷
ガス圧接	○		○	
エンクローズ アーク溶接	○	○		○

表-10 レール溶接工法

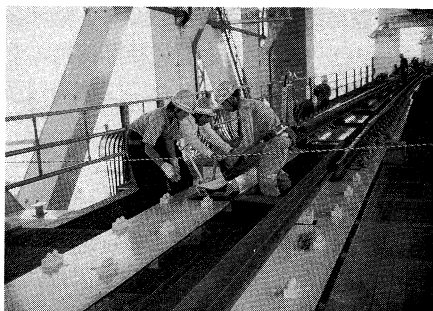
橋 梁 名	一 次 溶 接 (200m ロング)	二 次 溶 接 (1 ロングレール)	三 次 溶 接 (伸縮装置・EJ)
下津井瀬戸大橋 北備讃瀬戸大橋	基 地 溶 接 G P W (同時送り出し)		現 地 溶 接 E A W
櫃石島高架橋	基 地 溶 接 G P W (別途送り出し)	現 地 溶 接 E A W	現 地 溶 接 E A W
櫃 石 島 橋 与 島 橋	基 地 溶 接 G P W	基 地 溶 接 G P W (別途送り出し)	現 地 溶 接 E A W
与 島 高 架 橋 番の州高架橋	基 地 溶 接 G P W (先行送り出し)		現 地 溶 接 E A W
南備讃瀬戸大橋 番の州高架橋 (トラス)	基 地 溶 接 G P W (別途送り出し)		現 地 溶 接 E A W

溶接に適している。

GPW 基地溶接は、素材レールの端面仕上げ、圧接、1～3 次の仕上げ、検査の各パーティに分けてレールを移動させて流れ作業により施工する。圧接基地は、下津井瀬戸大橋 A4、櫃石島軌道基地、与島高架橋 8P 及び番の州高架橋 29P 付近に設けた。GPW、EAW 現地溶接は、同様の作業を溶接器を移動させて行う。レール溶接の仕上りの精度及び検査は表-8、表-9 に示すとおりである。

レール溶接は、鉄道桁架設の進捗状況、スラブ軌道の施工方法及び溶接基地のスペースにより各箇所毎に表-10 に示す工法を採用した。

鋼橋区間のロングレール化は、海上部では船舶の航行安全を考慮して全て高架橋上で GPW により基地溶接し、レールを鉄道縦桁の上に 6m ピッチで仮設したローラーに乗せて、ウィンチで送り出し、鉄道縦桁上に仮締結する

写真-5
レール送り
出し

方式を採用した。(写真-5) また、櫃石島橋から与島橋、南備讃瀬戸大橋は、工期短縮のため鉄道縦桁の最終調整前に、あらかじめ溶接し仮置したロングレールを送り出した。

スラブ区間のレール溶接は、スラブの敷設方法により次のようにした。櫃石島高架橋区間は GPW (基礎溶接) により 200m のロングレールにした後、敷設現場まで送り出し仮軌道として使用した。二次溶接は、レール敷設後 EAW で現地溶接した。南工区の高架橋部分は 25m レールを仮連結して敷設現場まで送り出し、仮軌道として使用したため GPW で現地溶接して所定のロングレール長にした。EJ 及び軌道伸縮装置等の三次溶接は北工区、南工区とも EAW で施工した。

3.5 測 量

軌道工事に着手する前に、路盤コンクリート及び鉄道縦桁の中心及び水準測量等を行い、所定の寸法に構造物が出来ているかどうかを確認し、これらのデーターを基に軌道中心線、レールレベル及び軌道スラブの据付高さを計算して基準器にセットした。

鋼橋区間のレール締結装置は、各鉄道縦桁にあらかじめ設けられているアンカーボルトの穴か、横圧受金具に固定されるため、鉄道縦桁の架設精度がレールを敷設する上で重要な要素となっている。特に、軌道伸縮装置の施工は、緩衝桁及び鉄道縦桁の架設誤差、残キャンバー等に影響されるので、吊橋・斜張橋等の鉄道縦桁の架設状況の測量を行い、軌道の線形に対して、レール敷設時の左右、高低調整可能範囲内に桁が架設されているかどうかの確認を行い、軌道中心線が緩衝桁中心線になるよう前後の取り合い及び HMP 厚を決定した。測量法は、北工区と南工区で異なる。

北工区の測量は、軌間・通り等の調整しろの少ない鋼直Ⅱ形区間が多く、橋梁毎の工区境に曲線及び軌道伸縮装置が介在するため、工区全体の絶対的な線形を、各橋梁のピア上及び役点に基準点を設け、温度等の影響を受けない深夜にトラバース測量・水準測量を行い確認した。次に、各鉄道縦桁上に 1～3 箇所測点を設け基準点から細部測量を行い、この結果により、補正縦曲線及び勾配を挿入してレール高さ及び通りを決定した。南工区では、従来どおりの相対的線形確認を行った。通りは糸張り方式により正矢を測定し、水準は軌道水準器を用いて行った。高低の測量は鉄道縦桁の隣り合う桁の架設状況の把握が重要であるため、桁 2 連を跨ぐ方式で行うことにした。正矢方式では弦長が $l=26\text{m}$ 以上になり、弦のたわみ等により精度が低下することから、桁の両端と中央点をレベルで測定して、このデーターを正矢方式に換算して実施した。

この結果、一部鉄道縦桁は再調整を行うことにしたが軌道修正内で処理可能と判断することができた。

スラブ軌道区間は、軌道の計画線形に基づき水準測量、交差法による正矢測量、中心測量等を行い、軌道スラブ

及びレールの敷設基準となる軌道
整正用基準器を突起コンクリート
上に設置した。

3.6 軌道スラブ敷設

北工区は軌道スラブの運搬に自
走式スラブ運搬敷設車を用いると
ともに、片線仮軌道法を採用した。
これは、軌道スラブ運搬とCAモル
タル注入が同時施工可能のため工
期短縮を計ることができること、工
事用仮軌道の敷設が少なくてすむ
等により採用した。

南工区は走行レール法で行った。
これは、複線式のため線路容量が大
きく急速大量施工に適しているこ
と、本線レールを路盤に直結するた
めの仮設備が少なくて済むこと、他
工事との競合に適している等によ
り採用した。

3.6.1 軌道スラブ製作

軌道スラブの設計条件はA型ス
ラブ設計指針の改訂資料を用いた。
PRCスラブの設計は、疲労検討輪
重が作用した状態でコンクリート
に引張力が出ないという条件と、設
計輪重が作用した状態で発生する
ひび割れ幅を0.1mm以下となるよ

うに鉄筋の許容応力度 $\sigma_{sa}=1000\text{kg}/\text{cm}^2$ としている。
表-11にPRCスラブの設計条件を示す。

軌道スラブ製作は、軌道スラブ製作運搬工事標準示方
書及び土木工事標準示方書（JR 制定）により行った。型
枠及び型枠受け台は軌道スラブ出来上がり精度に最も影
響するので、鋼製型枠を使用し、型枠の管理及び型枠受
け台の不等沈下の防止に務め定期的に検査を行った。コ
ンクリートの養生は、シートで覆い蒸気による高温促進
養生とし、脱型・緊張後は3日以上散水養生を行った。

表-12 軌道スラブの製作精度

(単位: mm)

検査項目	検査方法	スラブ製品 許容誤差	型枠作成 許容誤差	記 事
長 さ	直接測定	±3	±1.5	
幅	直接測定	±3	±1.5	
厚 さ	直接測定	+3 -0	+1.5 -0	
両側ボルト穴中心間隔	直接測定	±1	±0.5	左右の内側
片側ボルト穴中心間隔	直接測定	±1	±0.5	
半円切欠き部の径	直接測定	±3	±1.5	
平 面 性 狂	検査ゲージ	1	0.5	レール座面(左 右)のねじれ
PC鋼棒の位置	直接測定	-	±1.5	

表-11 PRC軌道スラブ設計条件

列車荷重	軸重		18.0	t	
	設計輪重		27.0	"	
	疲労検討輪重		10.4	"	
横圧	設計横圧		7.2	"	
	疲労検討横圧		4.8	"	
基準の許容応	コンクリート	強度	設計基準強度	$\sigma_{ck} = 400\text{kg}/\text{cm}^2$	
		プレストレス導入時の圧縮強度		$\sigma_{ck'} = 350$ "	
		許容応力度	曲げ圧縮応力度	プレストレス導入時	$\sigma_{cat} = 180$ "
				設計輪重作用時	$\sigma_{ca} = 140$ "
			曲げ引張応力度	疲労検討輪重作用時	$\sigma_{cat} = 0$ "
			曲げせん断応力度		$\tau_a = 8$ "
		押抜きせん断応力度	保持ボルト部	$\tau_{ap} = 14$ "	
		支圧応力度	インサート部	$\sigma_{ca} = 100$ "	
		付着応力度	インサート部	$\tau_{oa} = 18$ "	
		せん断応力度	締結装置部	鉄筋の計算をしない	$\tau_{a1} = 3$ "
	鉄筋の計算をする			$\tau_{a2} = 7$ "	
			インサート部	$\tau_{a3} = 10$ "	
	力度	製作、輸送の 及び施工時の 線応力度	引張側	製作時	$\sigma_{ta} = 10$ "
			圧縮側	輸送、施工時	$\sigma_{ta} = 30$ "
				製作時	$\sigma_{ca} = 100$ "
輸送、施工時				$\sigma_{ca} = 140$ "	
P C 鋼棒 S B P D 130 / 145 規格準 丸棒	引張強度		$\sigma_{pu} = 145\text{kg}/\text{mm}^2$		
	降伏点応力度		$\sigma_{py} = 130$ "		
	許容引張力	緊張作業時	$\sigma_{pa} = 116$ "		
		導入直後	$\sigma_{pa} = 102$ "		
		設計荷重作用時	$\sigma_{pa} = 87$ "		
鉄筋 (S D 3 5)	計算値のレラクセーション		3 %		
	レール方向(寒冷地用)	$\sigma_{sa} = 1000\text{kg}/\text{cm}^2$			
		レール直角方向(寒冷地用)	$\sigma_{sa} =$ "		
組骨材の最大寸法				25 mm	
耐久性から定まる水セメントの最大値				45 %	
緊張力 (標準値)		レール方向	9.7 t / 本		
		レール直角方向	13.6 t / 本		



写真-6
自走式スラブ
運搬敷設車

トロ (10t) に軌道スラブを積み込み、鉄製トロ (4台) + 軌道モーターの編成で運搬しスラブ運搬敷設車 (門型クレーン) で吊り上げ、所定の位置に敷設する方法で行った。(写真-7)

軌道スラブの調整は、基準器を基にスラブ調整ジャッキを用いて微調整を行い、調整後は保持ボルトで路盤コンクリートに固定した。軌道スラブの据付精度を表-14に示す。

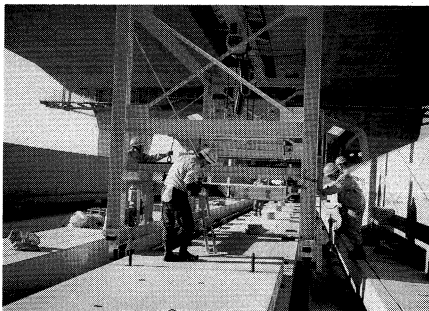


写真-7
スラブ運搬
敷設車

3.6.4 CAモルタル注入

CAモルタルプラント基地は、スラブ軌道が、櫃石島・岩黒島・与島・番の州高架橋と別れており、各々の延長が短いため固定プラント方式とし、櫃石島軌道基地、番の州吉田高架橋8P及び与島橋5P付近に設け、ここからCAモルタルを運搬することにした。なお、岩黒島高架橋へは、櫃石島軌道基地から運搬した。

CAモルタルは、プラント基地で材料の計量及び材料の投入を行い、攪拌しながら注入現場まで運搬する方法で行った。運搬は軌道モーターで牽引し、注入は対側線の軌道スラブへ流下式で注入した。空気抜きをより完全に行うために注入口全てから同時注入は避け、勾配の低いほうから順次注入することにした。(写真-8)

型枠の脱型は、CAモルタル注入後所定の強度を確認して、温暖地用は1日、耐海水用は2日以後に行った。その



写真-8
CAモルタル
注入

表-14 軌道スラブ据付精度

項 目	据 付 精 度
前 後 方 向	±5mm
左 右 方 向	±2mm
上 下 方 向	±1mm

表-15 CAモルタルの圧縮強度

項 目		温 暖 地 用	耐 海 水 用	
		No. 8	No.70	No.70-2
圧縮強度	1 日	MPa	0.1以上	0.1以上
	7 日		0.7以上	1.0以上
	28 日		1.8以上	2.3以上
	91 日		—	2.7以上

表-16 CAモルタル品質管理

使用区分	流下時間 (秒) Jロート (秒)	ブリージング率 (%)	膨 張 率 (%)	空 気 量 (%)	注入温度 (°C)
PRCスラブ区	18~26	練り混ぜ 24時間後に 0%	練り混ぜ 24時間後に 1~3%	1~5	5~30
RCスラブ区	18~26	—	—	—	—

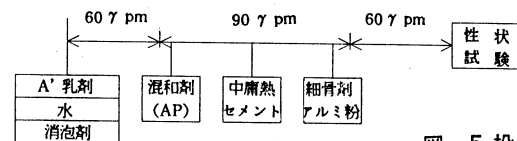


図-5 投入順序

圧縮強度を表-15に示す。

CAモルタルの品質管理は注入直前の性状で管理し、その管理内容は表-16に示してある。CAモルタルの性状は、ミキサーの運転時間・回転数に影響を受けるため試験練りを行い、材料の投入順序・回転数について検討を行った。ミキサーの高速運転はさけ、材料分離を起こさない回転数とし、投入順序・回転数を図-5のように決定した。

なお、CAモルタルに継粉を起こし易い中庸熱セメントを使用したので、ミキサーの攪拌羽をタービン型に改良して使用した。

CAモルタルの養生は自然養生とし、型枠脱型後は風にさらされ塩害による劣化の原因となるので膜養生 (クレハロン) とした。軌道スラブ側面と型枠の間の隙間の余分なCAモルタルは削正し、スラブ下面にCAモルタルが完全に充填されているか確認できるようにした。

CAモルタル注入作業終了時に行うミキサーの洗浄水はタンクに収め、残材は産業廃棄物処理とし環境保全に努めた。

3.7 レール敷設

3.7.1 レール面整正

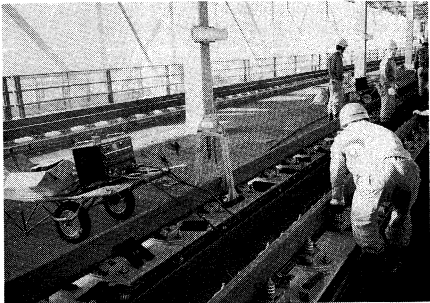
レール面整正作業は、調節パッキンの施工前にレールの仮締結を緩めて正整ピースを2.5m毎に軌道スラブ (または鉄道縦桁上フランジ) とレールの間に挿入して行った。調整ピースは、軌道スラブが平面で仕上がっている

ので1/40の勾配を付けたものを使用した。レール面整正は基準器を基に軌道用高低縦距測定器で軌間・水準・通り・高低を調整する。なお、高低は、調節パッキンの厚さが所定厚以内となるよう、また、各橋梁の緩衝桁の高さ・通りを基準にし、これに取り合うように考慮しながら、仕上がり基準値内になるように調整した。なお、軌道伸縮装置の施工終了を待って行くと、工程上困難であるため、取り付け部分を約100mとしこの間を残して他の部分から施工した。

3.7.2 調節パッキン

調節パッキンの施工は、レール面整正後に行う作業で鋼橋区間、スラブ区間ともに、レール面整正修正可能な範囲（約100m）をあけて、整正作業の後方より行った。（写真－9）HMPは数種類の仕様があり、各締結装置ごとの調節厚さにより適合する仕様ものを選択し、レール締結装置に挿入した。通電作業は、HMPを溶融させすぎないように、十分注意して行う作業であるため、一回当りの施工範囲は、概ね30m位で行った。

可変パッドの施工は所定厚になるまで注入するため、注入すぎないように、1ヶ所ずつ確認しながら実施した。



写真－9
HMP施工

3.7.3 レール設定替え

ロングレールの設定替えは、ロングレールの温度変化による伸縮あるいは、列車走行によるふく進する状態を適確に把握するための基礎資料となるものであり、レールの予想される最高、最低温度を考慮して設定温度を決定し行った。設定温度の範囲は昭和61年7月～昭和62年3月の間に大気温度とレール温度及び鉄道縦桁の温度等の測定を行い、レールの最高・最低温度を想定して決定した。鋼橋区間は、鉄道縦桁の温度と、レール温度との差が少なく、伸缩量も、桁とほぼ同程度であるためロングレール設定替えは、行わないことにした。

スラブ区間の設定替え作業は、レール締結をゆるめ、レールの下にコロを操入し、かけやでレールをたたきながら、レール軸力を解放し、レール温度が設定温度になった時に、ロングレール中央部、又は、IJ側より両側に向かって、レール締結を行なった。

設定替え施工後、伸縮継目のストロークの中位になるように、ロングレールとEJ及び軌道伸縮装置をEAWにより溶接した。レールの本締結は、仕上がり基準値内に施工できていることを再度確認して、ボルト緊解器及びトルクレンチで行った。締結トルク及び仕上がり基準値

表－17 標準締結トルク

		(単位：kg/cm)	
締結装置	レール締結	タイプレート	タイプレート
直結8形	600	3500	
P区間	1200		
鋼直Ⅱ形	750		
鋼直Ⅲ形	500	3500	
鋼直EJ部座	500	3500	
鋼直EJ部座	24φ 3000～3500 20φ 2000～2500		
1500形伸縮装置(L、60ア、イ)	800	3500	
1500形伸縮装置脱防部	2000～2500		
鋼直Ⅱ形	1000～1500		

表－18 軌道仕上り基準値

		(単位：mm)	
項目		範囲	
		バラスト区間	スラブ・鋼直区間
軌道基準	道	+1・-3	+1・-2
水準	準	4	1
高低	低	4	2
通平	性	4	2
面性	性	4	2
マクラギ直角狂、間隔狂		—	—

は、表－17、表－18に示してある。なお、緊締後、鋼直Ⅱ型締結ボルトに緩み止めを取付けた。

3.8 脱線防止ガード取付け

脱線防止受台及びレール締結装置の間隔が鉄道縦桁により異なっているので、スチールテープで0.5mm単位に実測を行い、ガード材1本毎の寸法図表を作成して、工場製作を行った。また、現場搬入、取付時に作業が容易になるようにガード材端部に、橋略号名、格点番号、レールの上下左右別等を刻印すると共にシールを貼り付けた。

脱線防止ガードの高さは、レール面より同高以上（標準5mm高）又、レールとの離れは、標準85mmと規定されており、当初のガード材の設計では、レール面整正により、HMPの厚さが10mm以上になった場合は、同高以上が確保できないため、鋼直Ⅲ形の区間の、ガード材の取付穴の位置を一部変更して対処することにした。ガード受台の取付けはレール敷設の最終軌道整備が概ね完了した時点で仮締結を行い、ガード材とレールとの高さ調整は軌道用水準器を改良したもので行い、レールとの離れ調整は治具を使用して行った。ガード材設置精度確認後、表－17に示すトルクで締結した。

3.9 軌道伸縮装置

軌道工事における軌道伸縮装置の敷設は、図－6に示すとおり工場仮組立の状態を現場に再現するという方法で最後の敷設を行った。

表-19 1500形軌道伸縮装置仕上り基準値
(単位: mm)

項 目	範 囲
軌 間	L形断面レール部
	1,072 +2 -1
水 準	L形断面レール部以外
	1,067 +1 -2
高 低	主伸縮部
	1
通 り	その他
	2
平面性	2
カードのバックゲージ	1,026~1,028
ガード面距離	982±1
ガード面の食い違い	0.5
受けレールとトングレールのすき間	2±1
受けレールとトングレールの高低差	±1

表-20 600形・800特形軌道伸縮装置仕上り基準値
(単位: mm)

項 目	範 囲
軌 間	+1 -2
水 準	1
高 低 ・ 通 り	2

3.9.1 1500形軌道伸縮装置の施工

1500形軌道伸縮装置の施工フローを、図-7に示す。

施工にあたって、L形区間のタイププレート固定作業やHMP通電作業がやり易く正確な位置決めを行うため、桁移動用ジャッキを取付け、開口量0又は600mmの位置に移動し固定した。レール締結装置は、工場仮組立時の色分けに従い番号別・左右別・軌間内外別に配置し取付けた。軌道中心線表示をガード支持桁上にピアノ線を張り、これを基準に主伸縮部受けレール・トングレールの順に据付けた。受けレール・トングレールは、2mmの間隔を保ちながら平行移動する構造になっているので、2mmのシムを挿入しレールクランプで固定し、レールの位置決め・高さ調整を行った。HMPは主伸縮部・付属EJの順に施工し、各締結装置のボルトは表-17に示すトルクで締結した。

中間検査は、移動用ジャッキで緩衝桁を数往復させ、異常が無いことを確認後、所定の位置に固定して、ガードレール以外の軌道各部を検査要領に基づいて中間検査を行った。

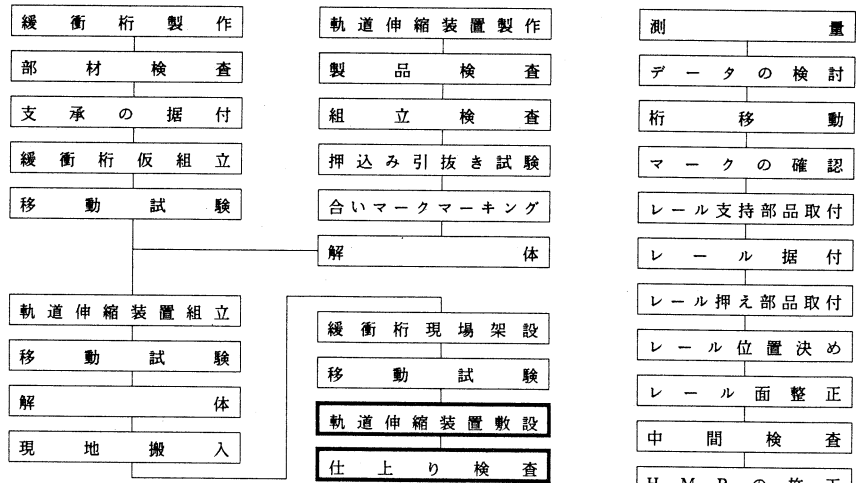
ガードレール取付は、中間検査後、工場での仮組立施工時と同じ調製板を入れ、ガードレール16±2mmを越える箇所だけ修正する方法で施工した。

ガードレールの取付後、緩衝桁の移動を行い、検査要領に基づき軌道伸縮装置全般の仕上り検査を行った。

表-19に仕上り基準値を示す。

3.9.2 800特形。600形軌道伸縮装置の施工

800特形・600形軌道伸縮装置についても、緩衝桁移動・ガードレールの敷設を除き、1500形とほぼ同様のフロー



※太枠が軌道工事の施工範囲

図-6 製作から現場敷設までのフロー

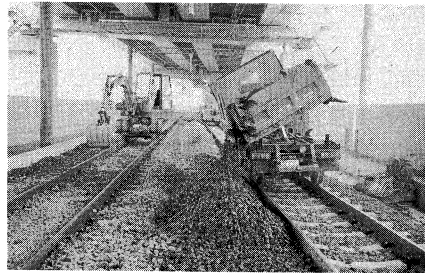


写真-10 道床バラスト新設

図-7 1500形軌道伸縮装置施工フロー

で施工した。主伸縮部EJの三次溶接は、緩衝桁の開口量を考慮してEAWにより行った。

表-20に仕上り基準値を示す。

また、800特形軌道伸縮装置は、実物大模型実験で主伸縮部EJの摺動部に著大な擦り傷が発生したので強制的にグリースを給脂する集中潤滑装置を取付けた。

3.10 バラスト軌道

バラスト軌道の新設は、スラブ軌道区間の一部に存在するため、スラブ軌道敷設の施工工程を考慮し、軌きょうを組んだ後バラストを投入して軌きょうを扛上させる方法で行った。PCマクラギ・レール締結装置等の軌道材料は工事用仮軌道を利用して運搬し、バラストは基地でダンプトロ（ダンプトラックを改造したもの）に直接積み込み現地へ運搬する方法を採用した。（写真-10）

4. あとがき

本四備讃線の公団施工の軌道工事は、昭和61年4月の軌道スラブ製作工事を皮切りに約2年の工事期間を経て完成した。入線架線試験・走行試験の結果は良好で軌道伸縮装置、鋼直Ⅲ形等の機能状態はほぼ設計どおりで、列車の乗りごこちも快適であった。そして、運輸省検査等も無事合格し、4月10日の供用開始を迎えた。

おわりに、本四公団、列車走行等の研究開発に携わった関係機関並びに関係JVに感謝の意を表します。

櫃石島橋実橋振動実験

Vibration Test on Aerodynamic Stability of Hitsuishigima Bridge (Cable-Stayed Bridge)

鳴門管理事務所 橋梁技術課長 大田 享
(前) 児島工事事務所 第三工事長 Toru Ota
第一建設局 計画課 勝地 弘
(前) 児島工事事務所 第三工事長付 Hiroshi Katsuchi

1. まえがき

櫃石島橋は、本州四国連絡橋児島・坂出ルート（瀬戸大橋）に位置する、橋長790mの3径間連続鋼斜張橋である（図-1、表-1）。

一般に斜張橋は、吊橋と同様に可撓性に富んだ橋梁形式であるため、耐風安定性の検討が重要な課題の一つとなる。本州四国連絡橋耐風設計基準（以下「耐風基準」という）では、風に対する構造物の応答を設計の便宜を考慮して、表-2のように分類している。そして、一部は荷重として取扱って静的照査を行うとともに（静的設計）、荷重として取扱うことが難しいものについては風洞実験を行い、構造物模型の動的挙動を観察して、安全性を確認するよう定めている（動的設計）。

本橋の耐風設計においても、同じ斜張橋の岩黒島橋と合せて、「耐風基準」に従い風洞実験を行っている。その結果、曲げとねじれの限定振動がそれぞれ風速20m/s、40m/s程度で発生し、フラッターは設計の対象とする風速の範囲内では発現しないことが確認された。同時に、限定振動については、上弦材にフェアリングを取付けることで抑止できることも確認された。

そこで、今回ほぼ完成状態になった実橋を対象に、これら耐風設計の妥当性を検証するとともに、大振幅領域での振動特性を把握して、今後の長大斜張橋の耐風設計の参考とするべく実橋振動実験を行った。

本報告は、昭和62年12月から昭和63年1月にかけて行われた櫃石島橋での実橋振動実験についてまとめたものである。

表-1 橋梁諸元

支間長	185+420+185m
構造形式	ケーブル：2面ファン形マルチケーブル 鋼床版：合成鋼床版
主橋高さ	13.9m
主橋間隔	27.5m
死荷重強度（桁）	1P～2P：17.8 t/m/Br 2P～3P：17.4 t/m/Br 3P～4P：20.8 t/m/Br
設計風速	桁：62.9m/s 塔：70.6m/s ケーブル：70.6m/s
支持方法	鉛直：リンク支持 横軸：三角リンク、スプリングによる弾性支持 橋軸直角：ウィンド

表-2 風に対する構造物の応答

静的挙動	定常風力による変形と応答
	不安定現象 横座屈 ダイバージェンス
動的挙動	強制挙動 風の乱れによる不規則振動（パフエーティング） 過励振（風琴振動）
	空気力の負減衰効果による自励振動

2. 実験目的および検証項目

今回の振動実験の目的と検証項目を表-3に示す。「耐

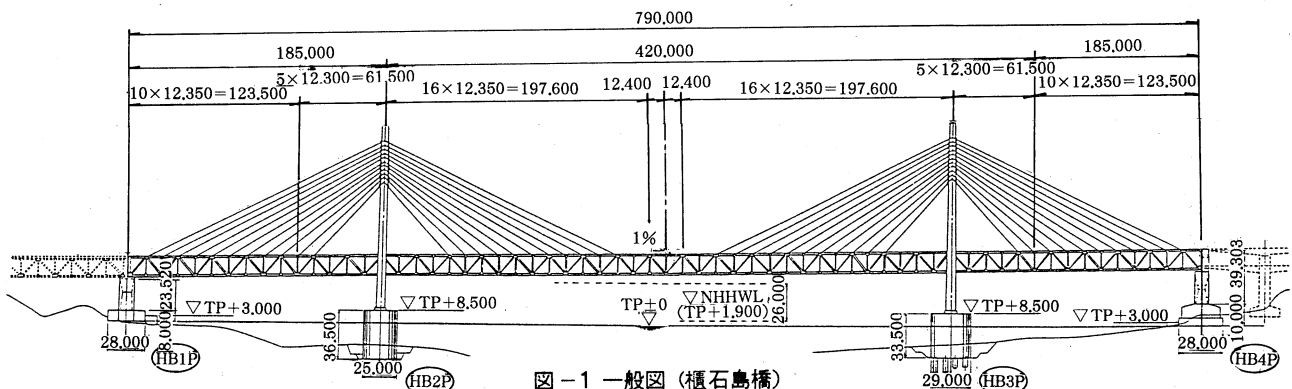


図-1 一般図（櫃石島橋）

表-3 実験目的と検証項目

目的	検証項目	着目点
設計の妥当性の検証	動的安定性	構造減衰率 動的モデルの確認(固有振動数、固定振動モード)
耐風設計上のデータ収集	振動特性	構造減衰率(振幅依存性) 固有振動数 固有振動モード
	動的連成効果	桁、塔、ケーブルの連成効果

風基準」においては、長大橋の振動現象のうち、動的設計の対象として渦励振とフラッターを取り上げている。橋梁の固有振動数はこれらの発振風速に対して、また構造減衰は発振風速と発振後の振幅に対して重大な影響を与えるので、動的設計に際しては構造物の振動特性を適確に評価する必要がある。

このうち、固有振動数についてはいくつかの有効な解析手法が提案されており、精度も実測値との比較によって問題のないことが確認されている。一方、構造減衰については橋梁形式、構造詳細(支持条件、継手形式等)、使用材料等によって異なり、理論的解析では求めることができない。

このため、「耐風基準」では、動的設計に用いる構造減衰の値をこれまでに振動実験等で測定された同形式橋梁での値を参考に表-4のように定めている。

表-4 対数減衰率の設計基準における規定値

(1) 吊橋およびトラス補剛桁を有する斜張橋の全体系	$\delta = 0.03$
(2) 充腹橋桁を有する斜張橋の全体系	$\delta = 0.02$
(3) 独立塔	$\delta = 0.01$

また、構造減衰の値は、一般に振幅に比例して増大するものと考えられるため、本州四国連絡橋風洞試験要領(以下「風洞試験要領」という)では、風洞実験を行う際の基準振幅をたわみで $B/200$ (B : 主構幅)、ねじれで 0.5° と定めている。

そこで、今回の振動実験では、橋体を可能な限り大振幅で起振して、「風洞試験要領」で規定するような大振幅領域での振動特性を把握するとともに、構造減衰の振幅依存性にも着目することとした。特に、大振幅での振動特性を把握することで耐風安定性の重要な検証ができるものと考えられる。

3. 実験方法および実験設備

3.1 実験対象モードと実験項目

実験対象とした橋体振動モードは、曲げとねじれの対称1次、逆対称1次、それと曲げ対称2次の5つのモードである。

実験は、まず理論的解析、常時微動法によって先の5つのモードの固有振動数を求めておき、以下に述べる強制振動実験、自由減衰実験を行った。

1) 強制振動実験

それぞれのモードの固有振動数近くで周波数を変化させて橋体を起振してやり、起振周波数一橋体振動応答値(加速度および位相差)の関係を表す周波数応答関数(共振曲線)を求める。

2) 自由減衰実験

求められた共振曲線より各モードの固有振動数を決定し、次にその固有振動数で橋体を起振した後、自由減衰をさせて、減衰波形より各モードの構造減衰を求める。

3.2 起振機の概要

起振機は、本四公団所有の大型起振機2台を用いた。これは、大鳴門橋での実橋振動実験の際に製作したものを今回石島橋用に改造したものであり、1台あたり最大196KN(20ton)の起振力を有する。図-2に一般図、図-3に性能曲線、表-5に諸元を示す。

起振力は、直流電動機によって発生した駆動力をクラッチに伝え、コネクティングロッドを介してウェイトを上下に運動させることで得る。橋体の起振は、図-4に示すように鋼床版上に置いた2台の起振機を用いて行った。

また、起振機の位置は、対称モードでは中央径間 $L/2$ 点に、逆対称モードでは中央径間 $L/4$ 点に設置した(写真-1)。2台の起振機は、曲げ起振においては位相差 0° で、ねじれ起振においては位相差 180° で同調運転制御ができるようになっている。

そして、自由減衰実験で必要な起振機の急停止は、ウェイトが下死点(ねじれ起振では、上、下死点)にきた時点でクラッチを切り離し、ブレーキを作動させることで瞬時に行えるようになっている。

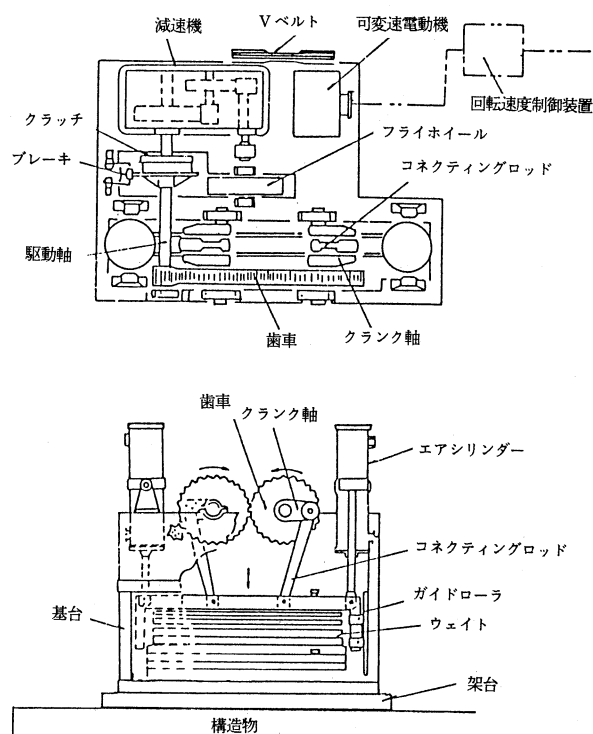


図-2 起振機一般図

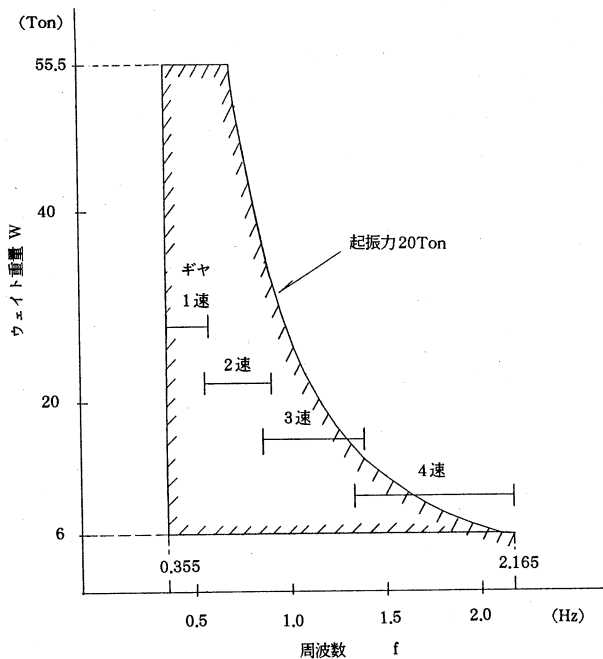


図-3 起振機性能曲線

表-5 起振機の主要諸元

重量	約106 ton (重錘含む)
形状寸法	高さ 6.3 m、幅 6.1 m、長さ 7.1 m
重錘重量	6.0 ~ 55.5 ton
重錘ストローク	± 0.16 m
起振機周波数	0.355 ~ 2.165 Hz
発生波形	近似正弦波
起振力	最大 196 kN (20 ton)
同期制御	2台同相および逆相同期運転
駆動方式	直流電動機 315 kW

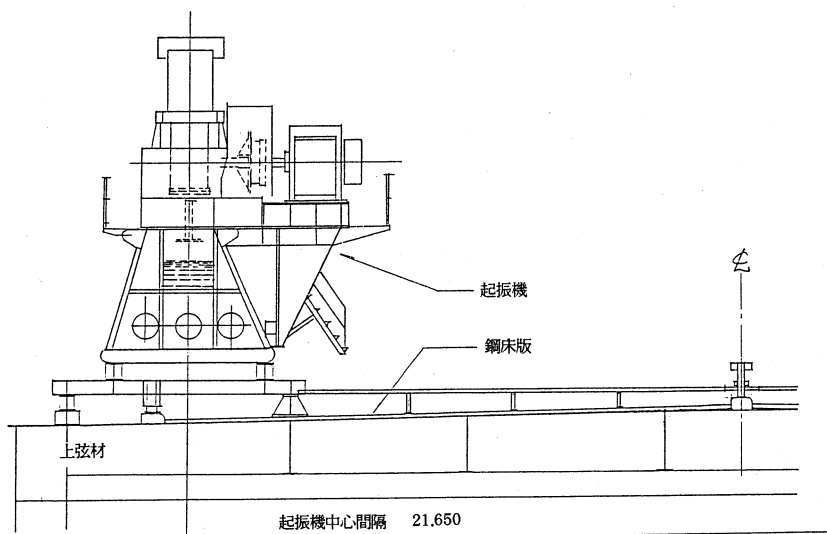


図-4 起振機配置図



写真-1
起振機設置
状況 (L/4
点)

3.3 計測システム

計測器の配置を図-5に、計測システムを図-6に示す。これまで斜張橋の振動実験では、ケーブルの振動が発生して桁振動との連成現象が起こることが報告されている。そこで、本橋でもケーブルに変位計を配置して、ケーブル振動変位を記録することとした。また、桁変位は、加速度波形を正弦波と仮定して求めることとしたが、確認のため光学式変位計を配置した。

データ収録は、全測点をオンラインにてアナログデータレコーダとコンピュータとで同時に行うこととした。これは、実験の正確さ、迅速性を重視したもので、2台のコンピュータをメインにして、データレコーダはこれらのバックアップとして位置づけた。他にペン書きオシログラフでもデータのモニターを行ったが、データ成分が多いため主要成分のみとした。

3.4 実験要領

(1) 全体概要

実験は、まずL/4点で行い、その後L/2点で行うものとした。これは、起振機をL/4点に置くことで実験の対象とする全てのモードが起振可能となるためである。実験計測工程を図-7に示す。

今回の実験では、風洞試験要領で定めるような大振幅起振を目標とした。一方、これまで他の斜張橋で行われた振動実験（本橋に比べてかなり小振幅である）では、ケーブルの振動が発生し、桁との連成振動を起している。これは、斜張橋においては、桁とケーブルの固有振動数が接近しているためであり、本橋でも事前応答解析でその可能性が指摘された。

特に、特定ケーブルの固有振動数が桁固有振動数と一致、あるいは極めて接近している場合には、起振エネルギーがケーブルへ流れ（桁に比べケーブルの減衰は小さく、質量も小さい）、桁の振動が発達しないばかりかケーブルが激しく振動して、実験そのものが続行できない恐れも考えられた。

そこで、実験初期段階ではウェイトを最も軽くして、ケーブルが共振して

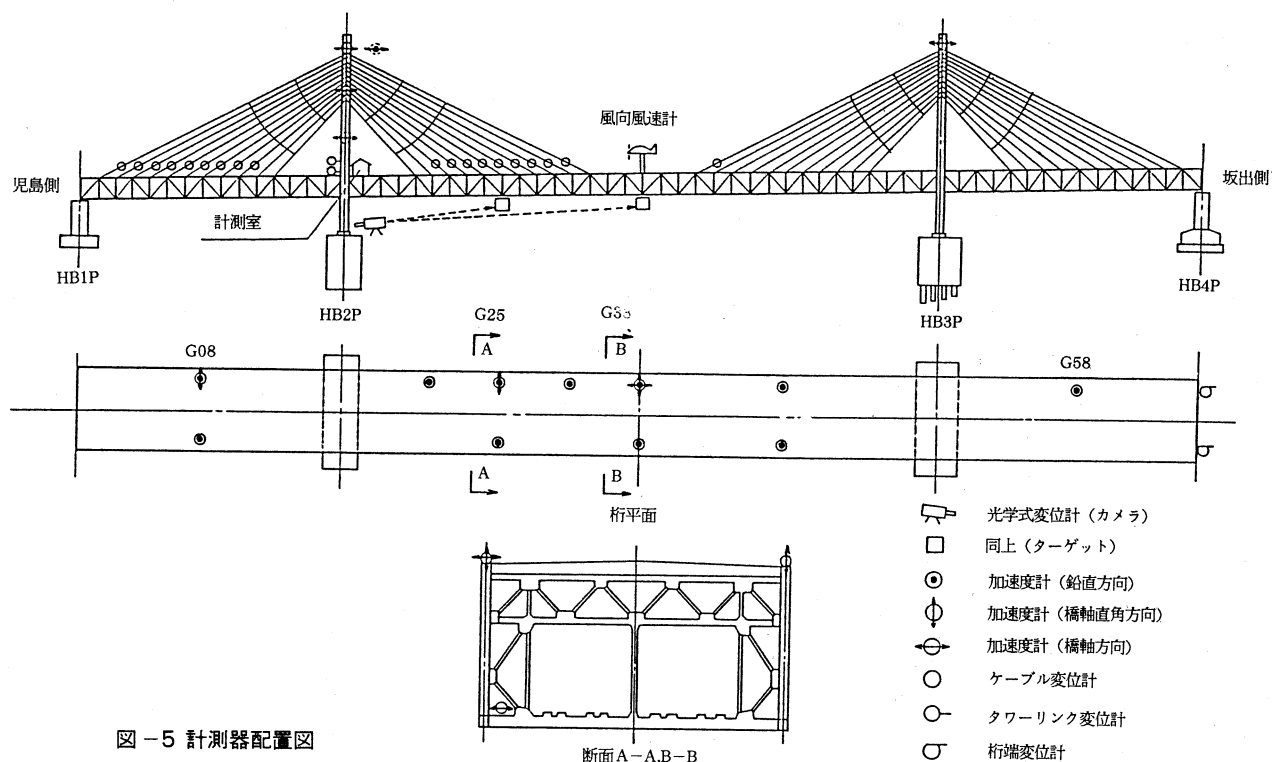


図-5 計測器配置図

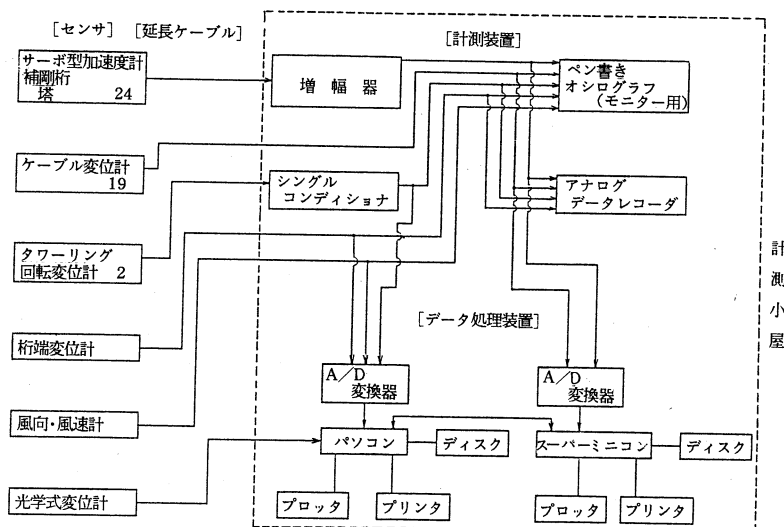


図-6 計測システム

も比較的小振幅に抑えられるように配慮した。そして、その段階でケーブル、その他橋体に異常のないことを確認して、徐々にウェイトを増量していき、最後に所定のウェイト重量で実験を行った。

(2) 強制振動実験

L/4点での1日め、2日めは、各モードのピーク（共振点）概査、実験・計測体制の確認を目的とした予備実験とした。

そして、3日めから予備実験で概査した各モードのピーク近辺を今度は詳細にスイープし、精密な共振曲線の作

成を行った。

共振曲線作成にあたっては、まず起振周波数の範囲と周波数ステップを固有値解析値等を参考に決めた。次に、起振機を所定周波数に同調させた後、ペン書きオシログラフで振動モード、振動の安定を確認した後、データ収録を行った。

コンピュータ（32ビットミニコン）では、各周波数ステップのデータ収録完了と同時に、それまでの累積データで共振曲線図をモニター画面に表示、実験進行状況の確認をした後、次のステップへ移った。

そして、予定した一連のデータ収録が完了した後は、即座に共振曲線、モード図、モーダル円（ナイキスト線図、4.3参照）を出力して、一連の実

験が成功したか否か、加えて補完すべきデータがあるかどうか等の判断資料とした。

強制振動実験は、各モードとも同じ起振条件（同ウェイト重量）にて3回程度行うことを目標とした。

(3) 自由減衰実験

強制振動実験にて得られた共振曲線から各モードの固有振動数を決定し、次にこの周波数で橋体を起振、振動が十分成長、安定した後に起振機を急停止して、自由減衰振動の計測を行った。

データ収録後は、強制振動実験と同様にコンピュータ

	L/4点実験	L/2点実験
時間	8 12 17	8 12 17
1日目	1 2 3 4 5	3R 3D W12→23
2 "	1日目と同じ	3R 3D 4R
3 "	W6→9 5R 5D G4→3	4R 4D W→46.5 G3→1
4 "	4D 3D G3→2 2	1R 1D W→55.5
5 "	1 W→23 2 1D	1R 1R 1D
6 "	2R 2D W→46.5	
7 "	2R 2D 1D	

1: 曲げ対称1次
2: 曲げ逆対称1次
3: 曲げ対称2次
4: ねじれ対称1次
5: ねじれ逆対称1次

R: 強制振動実験
D: 自由減衰実験
W: ウェイト交換 (ton)
G: ギャ交換

図-7 実験計測工程

にて即座に減衰波形を処理して、対数減衰率の概算値を出力させることとした。

自由減衰実験も、各モード同一起振条件で3回程度行うこととした。

4. 理論解析

4.1 固有値解析

振動固有値のうち固有振動数、固有振動モードについて理論解析を行った。解析モデルは、横断面が左右対称という条件を用いて、全橋の1/2立体骨組モデルとした(図-8)。

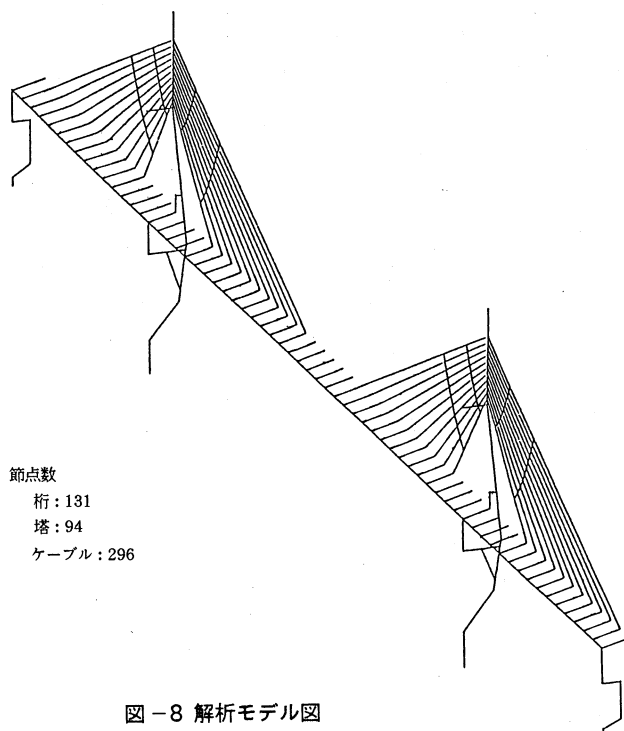
〈解析モデル〉

桁、塔…立体骨組モデル

ケーブル…ケーブル要素モデル

下部構造…ビーム及び地盤バネモデル

特に、本橋は斜張橋であるために、ケーブル振動の影響



節点数
桁: 131
塔: 94
ケーブル: 296

図-8 解析モデル図

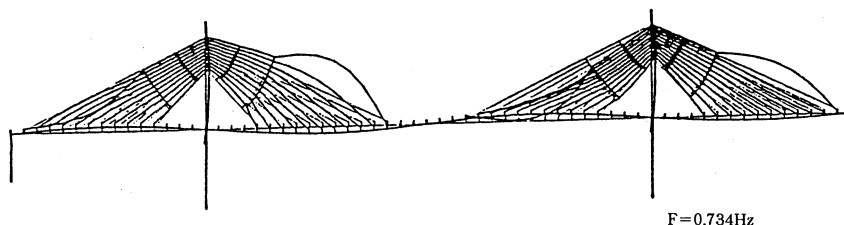


図-9 連成モード解析(曲げ逆対称1次)

響が強く現れることが予想されたため、ケーブルにも節点を持たせ、桁、塔、ケーブルの全体モデルでの連成解析を行った。固有値解析の結果を表-6に示す。また、図-9に連成モード解析の一例を示す。

表-6 固有値・応答変位(解析値)

対象振動モード			振動数 (Hz)	ウェイト (T)	起振力 (T)	変位 (cm)
曲 げ 振 動	対称1次		0.429	55.5	6.58	14.7
	逆対称1次		0.734	46.5	16.14	7.9
	対称2次		1.080	23.0	17.29	3.0
振 り 振 動	対称1次		1.029	23.0	15.70	(0.26度) 6.2
	逆対称1次		1.715	9.0	17.06	(0.03度) 0.77

構造減衰: $\delta = 0.03$ 起振効率: $\eta = 65\%$

4.2 応答変位解析

先に求めた橋体振動固有値、および起振機諸元をもとに、実験で予想される各振動モードの振動応答変位を求めた。

解析は、1自由度系の振動モデルを用い、次式によった。

$$y_k(\omega) = \left| \frac{\sum_i \eta \cdot \frac{F(\omega)}{M_i^* \cdot \omega_i^2} \cdot \frac{\Phi_{ik} \cdot \Phi_{ik}}{1 - \omega^2/\omega_i^2 + j \frac{\delta_i}{\pi} \cdot \frac{\omega}{\omega_i}} \right|$$

ここに、

$y_k(\omega)$: 周波数 ω でのk点の応答変位

η : 起振効率(0.65と仮定)

$F(\omega)$; 周波数 ω での起振力

M_{i*} ; i モードの橋体一般化質量

ω_i ; " の固有振動数

δ_i ; " の対数減衰率 (0.03)

Φ_{is} ; 起振機位置 s 点の i 次モード変位

Φ_{ik} ; 計測点位置 k 点の " 変位

上式で求めた各振動モードの応答変位を表-6に合せて示す。

4.3 モーダル円 (ナイキスト線図)

本実験のように、起振機を使った振動実験では、この起振機の性能 (周波数精度、安定性) が実験成果を左右する一つのポイントとなる。特に、減衰の小さな構造物の場合は応答が非常に鋭くなり、ピーク点を取り逃して

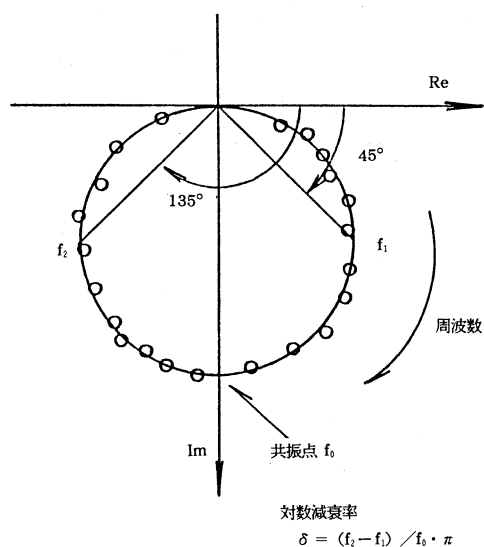


図-10 ナイキスト線図

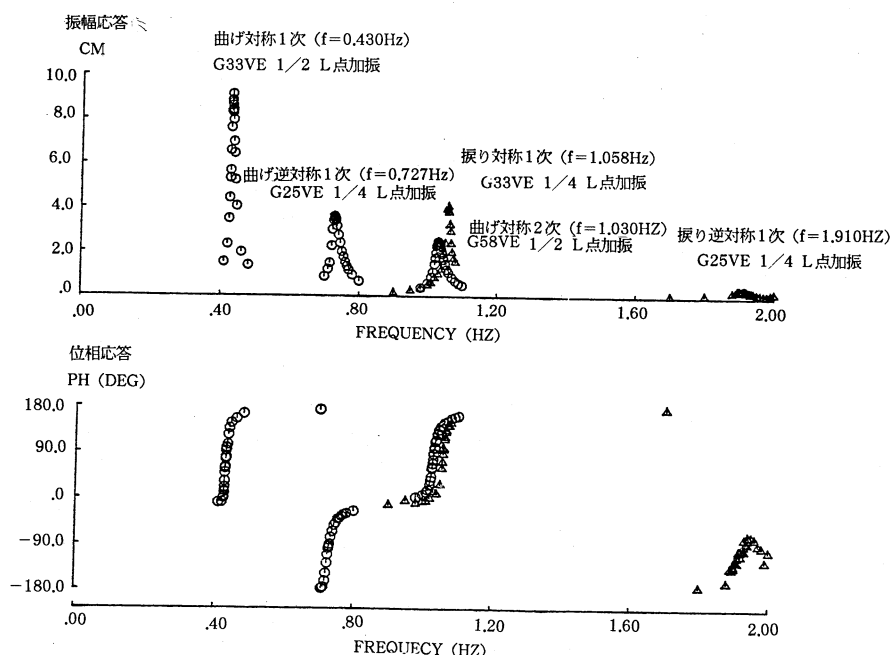


図-11 共振曲線

表-7 常時微動主要結果

	固有振動数	対数減衰率
曲げ対称1次	0.447 Hz	0.057
ねじれ対称1次	1.032	0.089
ねじれ逆対称1次	1.927	0.038

しまう恐れがある。

そこで、本実験では共振点決定の一方法であるナイキスト線図を利用することとした。ナイキスト線図とは、橋体応答 (振幅と位相差で表される複素量である) を複素平面上にプロットしたもので、共振点近辺でその軌跡が円で近似されるという性質をもつ (図-10)。

実験では、便宜的に応答振幅を原点からの距離、位相差を横軸となす角度として表示した。これを利用すればモードの共振点は原点からの距離が最大となる点で与えられる他、円の直径が最大応答値を与え、加えて位相差 45° 、 135° での応答値と最大応答値とから減衰率が求められる。

5. 実験結果と考察

5.1 常時微動

起振実験前、および実験中に常時微動の測定を行った。測定データは、FFT解析を行い、各モードの固有振動数を求めるとともに、ハーフパワー法により対数減衰率を求めた。表-7に固有振動数、対数減衰率の結果を示す。なお、曲げ逆対称1次、および曲げ対称2次モードについては、明確なピークが得られなかった。

5.2 固有振動数、固有振動モード

実験で得られた各振動モードの共振曲線、および振動モード図をそれぞれ図-11、図-12に示す。また、図-13にモーダル円を示す。これらより、各モードとも共振点が明確にとらえられていることがわかる。表-8に、固有振動数について、理論解析値、常時微動法による値、共振曲線 (モーダル円) から求めた値について比較を行ってみた。これより、ねじれ逆対称1次を除いては、良好な精度で一致しており、精度の高い実験が行えたことを示している。

ねじれ逆対称1次の固有振動数が解析値と比べて約10%高くなった原因としては、ケーブルの非線形振動によるものと考えられる (実験中に橋体起振周波数の1/2でケーブルが振動する非線形な現象が観測された)。

また、振動モードについても理論解析値と良く一致していることがわかる。但し、ねじれ逆対称1次の主塔のモードに差が見られるが、これは先の

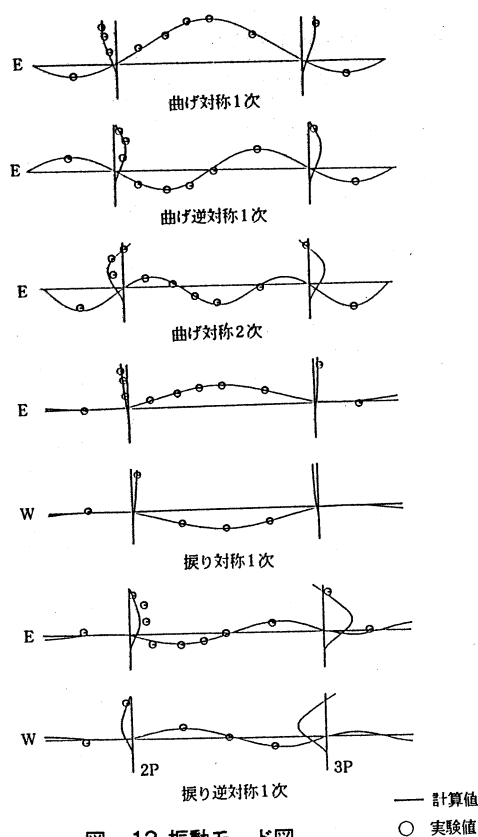


図-12 振動モード図

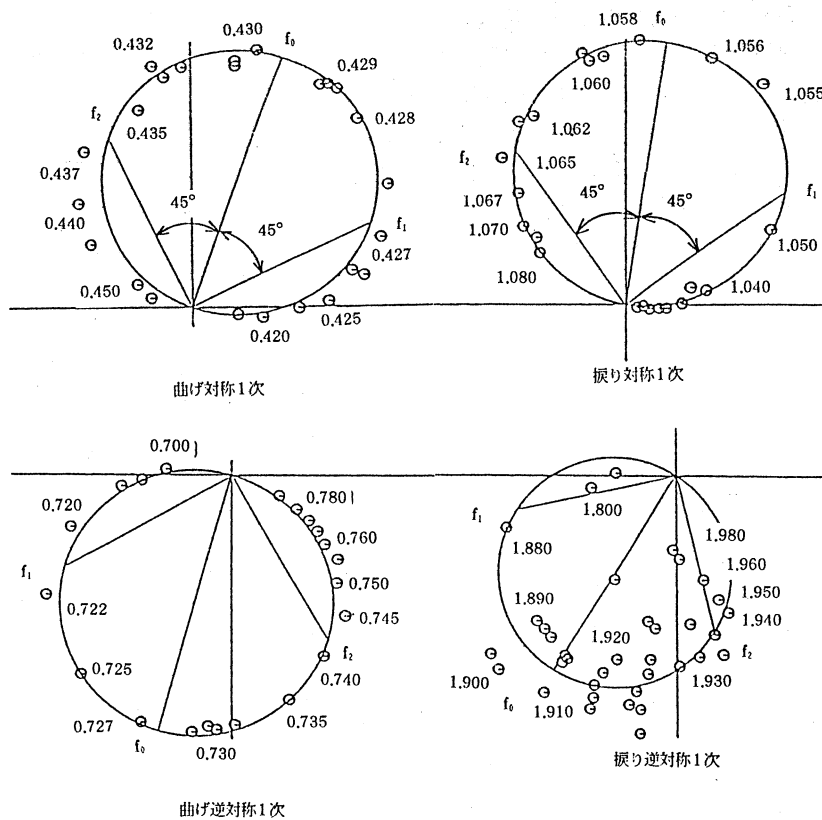


図-13 モーダル円

表-8 固有振動数の比較

	理論解析値	常時微動から算出	共振曲線から算出
曲げ対称1次	0.429	0.447	0.430
曲げ逆対称1次	0.734	—	0.727
曲げ対称2次	1.080	—	1.030
ねじれ対称1次	1.029	1.032	1.058
ねじれ逆対称1次	1.715	1.927	1.910

ケーブルの非線形振動が寄与しているものと考えられる。

以上の結果より、固有振動数、振動モードについては、理論解析値と十分な精度で一致しており、本橋設計時の構造解析モデル、およびモデルの剛性、質量分布の仮定が妥当であったことが検証できた。

5.3 対数減衰率

(1) 対数減衰率の算出

本実験では、以下の3方法によって減衰率を算出した。

- 1) 自由減衰波形から算出
- 2) モーダル円から算出
- 3) 共振時最大振幅から算出

図-14に実験で得られた各振動モードの自由減衰波形(桁最大応答点)を示す。ねじれ逆対称1次を除いて、いずれもきれいな減衰を示しており、良好な実験データが

表-9 対数減衰率の比較

	モーダル円から算出	自由減衰波から算出	最大振幅から算出
曲げ対称1次	0.067	0.073	0.080
曲げ逆対称1次	0.089	0.087	0.088
曲げ対称2次	0.063	0.063	0.066
ねじれ対称1次	0.039	0.041	0.046
ねじれ逆対称1次	0.071	—	0.071

得られた。これら減衰波形から求めた各モードの対数減衰率を表-9に示す。なお、ねじれ逆対称1次については、ケーブルの非線形挙動を解析によって排除することは、不可能であるため、減衰波形からの算出は断念した。

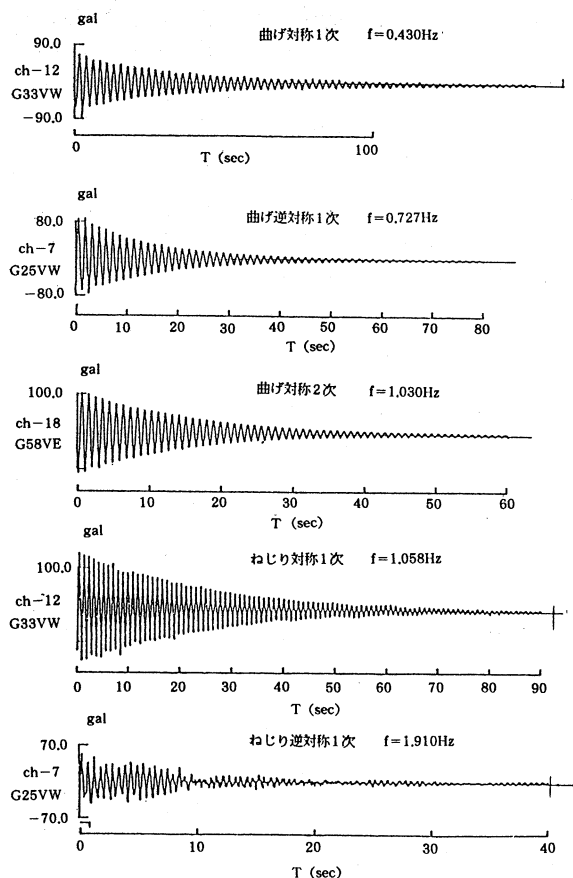


図-14 自由減衰振動波形

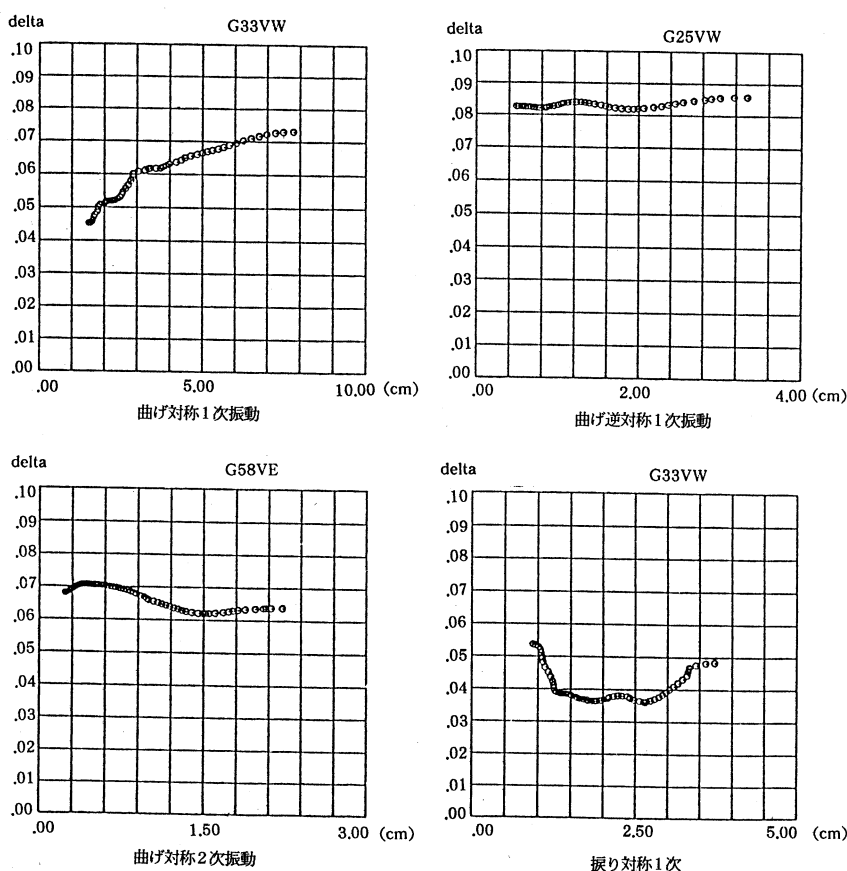


図-15 振幅 - 対数減衰率の関係

次に、モーダル円から算出した減衰率を同じく表-9に示す。計測データは、ばらつきがあるため、最小2乗法によって円で近似した。

また、今回の実験では、モーダル円からもわかるように、各モードとも共振点をほぼとらえることができた。そこで、共振点での応答変位をもとに、対数減衰率の逆算を行った（応答変位は対数減衰率に逆比例）。結果を先の表-9に示す。

以上の3方法による減衰率を比較すると、多少のばらつき（特に曲げ対称1次）が見られるが、これについては次からの考察でふれることとする。

(2) 対数減衰の振幅依存性

今回の実験の検証項目の一つであった対数減衰率の振幅依存性について考察を行う。

図-15は、各モードの自由減衰波形をもとに、1波毎の対数減衰率を振幅との関係で整理したものである。これによると、曲げ対称1次モードに顕著な振幅依存性が見られるが、その他のモードには見られない。

また、これらの傾向が解析を行ったケースだけの偶然でないことを確認するため、同一モードで複数ケースの解析結果を重ね合わせてみた（図-16）。図中に重ね合わせたケースの中には、時間的に連続したデータもあるが、実験日、気象条件（気温、風速）の異なるデータもあり、先の図-15に示した振幅依存性は安定したものであると考えられる。

さらに、先の(1)で算出した3通りの減衰率の相関についても考察を試みた。図-16に重ねてプロットした点がそれで、モーダル円、共振時最大振幅から求めた値は、いずれも自由減衰波形から算出した値と良く一致している。なお、モーダル円による方法では、振幅ゼロから最大までのデータを用いて求めているため、代表振幅は最大振幅の半分として定義した。

以上の結果より、本橋の各モードの対数減衰率は、振幅を定めないと決定しないが、耐風安定性など設計上問題になるのが大振幅時であることを考慮すると、最大振幅から求めた値を代表値として良いと考えられる。

5.4 桁とケーブルの連成分離

斜張橋の振動実験の特徴である桁とケーブルの連成振動現象について検討を行う。

名港西大橋（斜張橋）の振動実験では、桁とケーブルが連成して、自由減衰波形がビードを打ったため、精度よく対数減衰率を求めることができなかった。本橋でも事前応答解析でその可

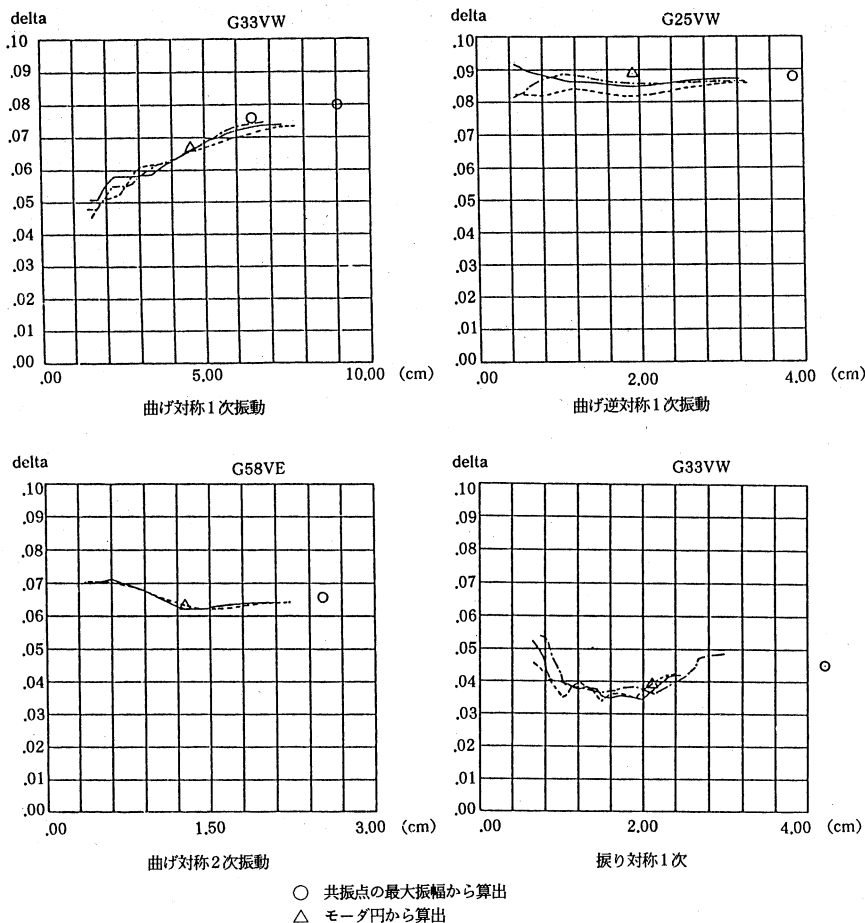


図-16 対数減衰率の比較

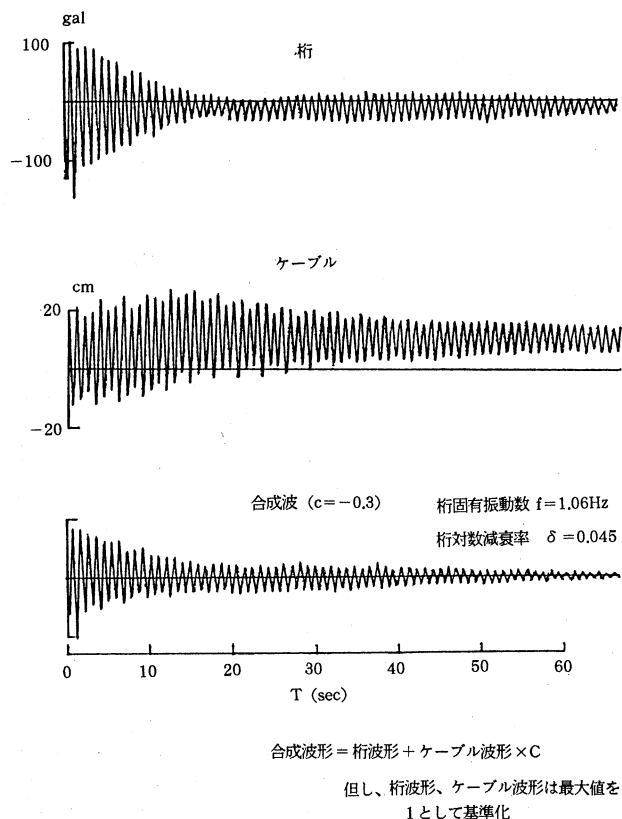


図-17 連成振動の分離

能性が指摘され、連成現象が生じた場合には両者の振動を分離して、より精度の高い減衰率を求めるべく事前検討、準備を行った。

結果は、先の減衰波形からわかるように極端な連成現象は見られず、概ね良好な減衰波形を得ることができた。ただし、ねじれ対称1次では、L/2点起振時に極めて大きなケーブル連成振動を生じ、図-17に示すようなビードを打った減衰波形となった(このため、これまでのねじれ対称1次のデータは、すべてL/4点起振時の連成のほとんどない良好なデータを採用している)。

桁とケーブルの連成を分離する手法は、いくつか考案されているが、ここでは本ケースに最も適していると考えられる以下の手法によって分離を試みた。

すなわち、桁とケーブルの代表測点の自由減衰波形を用い、後者の波形に係数C(-1~1)を変化させながら乗じ、前者波形に加えて合成波形を作成する方法を用いた。この場合、係数Cがある最適値C1になれば

桁主体の振動モードとなり、また異なる最適値C2になればケーブル主体の振動となり、連成波形を分離することができる。

最適Cの判定は、合成波形yを連成のない減衰振動理論式y'にフィッティングさせて、誤差y-y'の検定を行うという方法によった。

解析の結果を図-17に示す。5.2.5.3で示したL/4点起振時データと比較して、いずれもよく対応していることがわかる。今回の実験では、良好な減衰波形が得られたため、本方法で連成分離を行って実験固有値を求める必要はなかったが、今後の斜張橋振動実験の参考となるものと思われる。

5.5 その他の結果

(1) ねじれ中心

ねじれ振動時のねじれ中心を上、下弦材に配置した水平方向加速度より求めた。

結果は、解析に用いた値が鋼床版下約4.4mに対して、ねじれ対称1次では同約4.4m、またねじれ逆対称1次では同約7mであった。

ねじれ逆対称1次について、ねじれ中心が変化した場合の極慣性モーメントの変化量を試算したが、高々1%程度であり、固有振動数など固有値解析値にはほとんど影響しないと考えられる。

(2) 光学式変位計、タワーリンク変位計データ

これまでのデータ解析には、すべて加速度波形を積分したものを用いたが、実験では直接変位が読み取れる光学式変位計を設置して、比較を行った。その結果、両者はほぼ完全に一致していた。

また、タワーリンクも滑らかに動いていることが確認された。

6. まとめ

本実験で得られた主要な結果をまとめる。

(1) 実験対象とした5つのモード全てについて、共振点を正確にとらえることができ、精度の高い実験結果を得た。

(2) 固有振動数、固有振動モードについて、各モードとも実験値と解析値との対比は良好であり、本橋の動的設計モデルの剛性、および質量分布の仮定の妥当性が検証できた。

(3) 各モードの自由減衰波形は、概ね良好であり、精度の高い対数減衰率が得られた。また、モーダル円、最大振幅から算出した対数減衰率もほぼ一致している。さらに、繰り返しによる再現性も良好であり、信頼性の高い値が得られた。

(4) 対数減衰率 δ は、曲げ振動では $\delta = 0.06 \sim 0.09$ 程度、ねじれ振動では $\delta = 0.04 \sim 0.07$ 程度であった。これらの値は、「耐風基準」で定める $\delta = 0.03$ を上回っており、本橋の耐風安定性は問題ないといえる。

(5) 曲げ対称1次振動では、振幅の増大に伴って対数減衰率が増大する振幅依存性が認められるが、他のモードではほぼ一定である。

(6) 実験中、および実験終了後に橋体各部の点検を行ったが、異常、損傷等は全くなかった。

7. あとがき

本実験は、本四連絡橋で初めての斜張橋振動実験であるとともに、これまでにない大規模な実験となった。実験に際しては、さまざまな事態を想定して、万全の準備、体制を整えて臨んだ。結果的には、良好かつ高精度の実験データを得ることができ、本橋の耐風安定性が所期の目的どおり検証できた。特に、今回新しく試みたモーダル円解析、連成分離手法などは、いずれも有効な結果が得られており、今後同種の振動実験の一助となることを期待する。

最後になったが、本実験にあたり多大なる御尽力をいただいた三菱、川田、鋼管、宮地、日橋共同企業体ほか関係者各位に厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 中川ほか：工業振動学、森北出版、1987
- 2) 加川ほか：モーダル解析入門、オーム社、1987
- 3) 耐風設計基準(1976)・同解説、昭和51年3月、本州四国連絡橋公団
- 4) 各港西大橋(鋼上部工)工事振動実験報告書、昭和60年3月、日本道路公団
- 5) 櫃石島橋実橋振動実験報告書、昭和63年3月、本州四国連絡橋公団

グースアスファルト舗装時における鋼床版の挙動

(Mechanical Behavior due to Thermal Stress of Steel Deck—Bridges under Asphalt—Mastic Surfacing)

坂出管理事務所 橋梁技術課長 奥田 基
(前)坂出工事事務所 第一工事長 Motoi Okuda

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋における鋼床版面の基層舗装には、防水性を考慮して、グースアスファルトを舗装材料として用いた。このグース舗装は、打設時の温度が240℃前後と高温となるため、これまで鋼床版打設時の温度応力、温度伝達等について 様々な研究室における検討がされて、温度応力、残留ひずみ等は影響がないという結論を得ている。しかし、研究室での実験、計算等については、鋼床版縦桁1本分や、箱桁の合成鋼床版に関する検討が主で、吊橋上の鋼床版のような、非合成の構造でかつ、本橋の変形に対応が可能となるように沓の移動性を大幅に考慮した構造の鋼床版の検討は、皆無に等しい。

こうした、検討がないまま南備讃瀬戸大橋の鋼床版に舗装を行ったところ、鋼床版に後述するような損傷を発見し、補修を行うこととなった。これは、鋼床版の裏面足場を解体する前に舗装を開始したため、鋼床版の挙動を詳細に把握できたことが、一面では幸いしたと言える。今回の報告では、鋼床版の挙動と損傷およびその計算上の裏付けを行った。図-1に鋼床版の図面を示す。

なお、舗装方法は、アスファルトクッカー車とフィニッシャーの組合せにより、1車線分を鋼床版1橋分(長さ約80m)一括して施工した。図-2に施工手順、表-1に施工機械を示す。

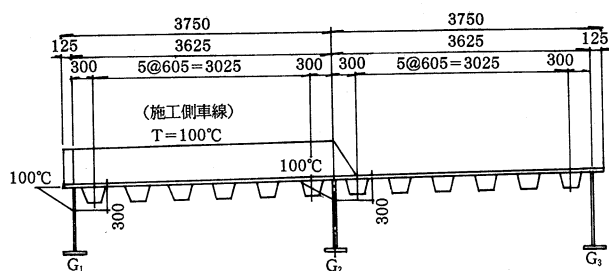


図-1 鋼床版断面

表-1 使用機械

機種	型式	製造会社	能力	台数	用途
アスファルトプラント	NAPBD1600CB	日工(株)	90~100t/h	1	混合
アスファルトフィニッシャー	GAF-40C	日本道路(株)	4.0m	1	敷均し
アスファルトクッカー車	Ak NT 40W	三井三池(株)	8.0t	7	運搬

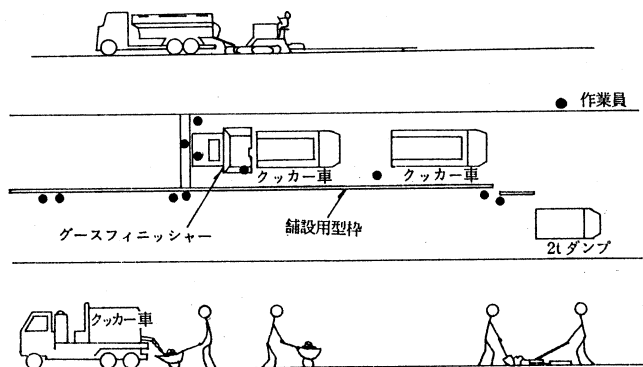


図-2 グース舗装施工要領図

2. 経過

南備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事JVより、グースアスファルトを打設後以下の事態が発生したことが報告された。

- (1) 鋼床版伸縮装置のフィンガーが接触し、塗装に損傷が発生した
- (2) 桁端のグレーチング受梁と鋼床版取り合い部のボルトに滑りが発生
- (3) 桁端のG1桁と鋼床版とを連結するラテラルのボルトに滑りが発生

その後の調査により図-3の損傷が生じたことが判明した。そこで、入熱量を減ずるため、千鳥にて舗装を行った。図-4にその時のパターンを示す。その結果は、①③の中央側の舗装パターンでは、伸縮量が小さく、損傷は小さく、②④の端部の舗装パターンでは、桁端で敷設による伸びと曲がりにより上下線を連結しているグレーチング受梁の取合ボルトに滑りが発生した。

3. 現象及び原因

前記の挙動及び原因を以下に示す。

- (1) 桁端部中央グレーチング受梁と伸縮装置

桁端部グレーチング受梁の取合ボルトが滑った原因としては、舗装側の鋼床版が、温度分布の影響により、面外曲げを受けたこと及び上下線の温度差による伸びの差が生じたことにより

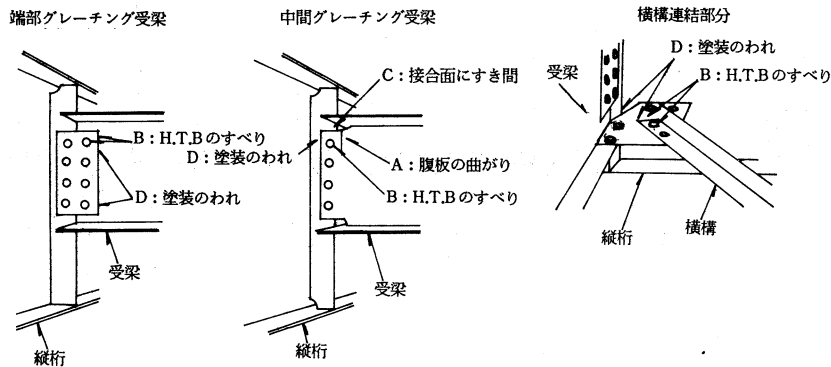


図-3 鋼床版損傷箇所

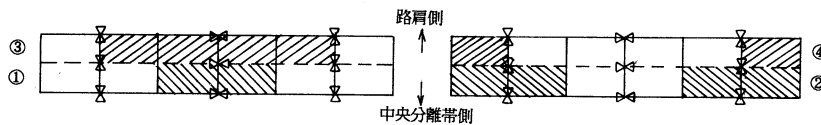


図-4 舗装パターン

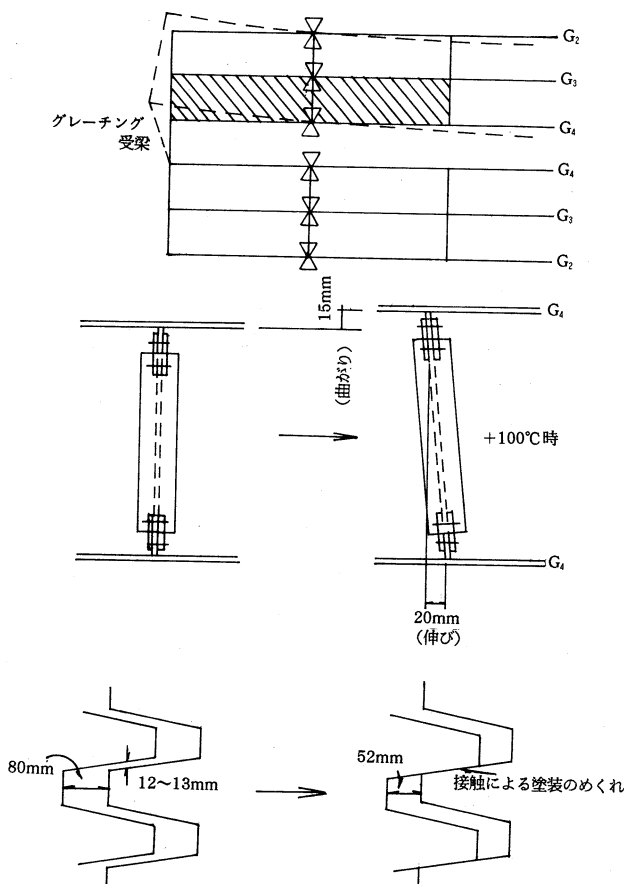


図-5 鋼床版の変形図 (その1)

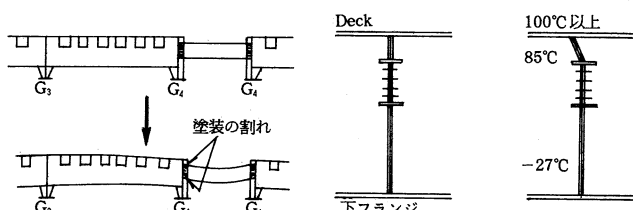


図-6 鋼床版の変形図 (その2)

桁端部グレーチング受梁に取合ボルトの耐力以上の軸力が作用したためと考えられる。

なお、橋軸直角方向の曲がり、桁の回転による変位(未拘束で33mm)をExp-Jointのフィンガーで拘束しているため、面外変形は12~13mmで押えられた。図-5に上記の状態を示す。

(2) 一般部グレーチング受梁

デッキプレートとウェブスチフナーの温度差で、デッキプレートのみが伸びることにより、スチフナーが曲がり、受梁上面の塗装のはがれ、亀裂が生じていた。

また、鋼床版の断面方向の曲がりにより、受梁の継手部上下面のハイテンボルト付近に塗装の割れが生じていた。図-6にその状況を示す。

(3) 鋼床版支承

橋軸直角方向のデッキプレートの温度差によりG3桁の沓が浮き上り、沓のフィラープレート等の位置ずれが発生した。また、この浮上りにより上沓のセットボルト、ピンチプレートの止めボルト及び上沓とピンチプレートの接触部の塗装にハガレが生じた。その他、舗装時の鋼床版の大伸縮により沓のゴム(ゴミよけのゴムリング)が変形し、はみ出しているものがあった。なお、舗設後温度低下時に鋼床版の高さを計測したが、特に浮き上りが残留したものはなかった。図-7にその状況を示す。

(4) G1桁及びラテラル

G2~G4桁はデッキプレートで連結された一体構造として挙動するが、G1桁と鋼床版はラテラルのみで面外方向のせん断力を伝達する構造である。(図-8参照)

このため、舗装による鋼床版の伸び及び曲がりをG1桁へ伝達するに十分な耐力をラテラルが有していない。そのため、取合部のボルトに滑りが生じた。

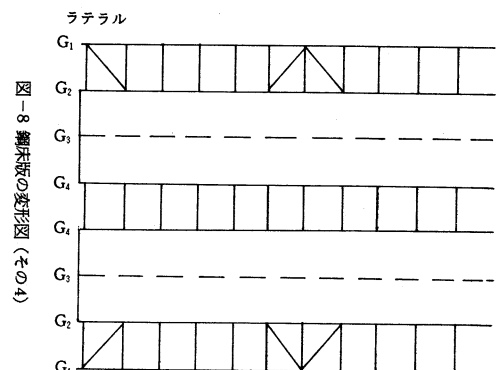


図-8 鋼床版の変形図 (その4)

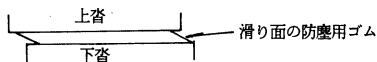
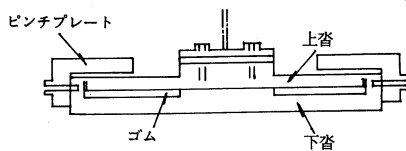
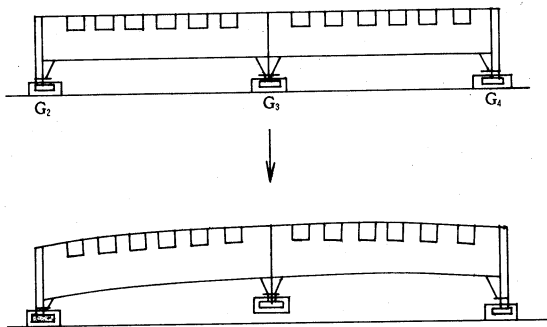


図-7 鋼床版の変形図 (その3)

4. 計算による確認

ここでは、鋼床版に作用する温度応力を計算し、これに伴う鋼床版の変形とグレーチング受梁の軸力、横構の耐力及び沓の挙動を算定する。また、これと同時に、舗設方法（舗設手順）の影響についても検討を加える。

4.1 舗設による温度分布及び作用力

グース施工直後は、200℃以上の高温になるが、鋼床版全体の挙動を考える場合は、測定結果等を参考にして、図-1のように仮定する。

(1) 温度差による作用力

縦リブの断面積はデッキプレートの板厚に加算して、軸方向力は、 $P = \sum E \alpha T A_i$ と表わされ、曲げモーメントは、 $M_z = \sum E \alpha T A_i Y_i$ より

$$P = \sum E \alpha T A_i = 2.1 \times 10^6 \times 1.2 \times 10^{-5} \times 72,510 = 1,827t$$

$$M_z = \sum E \alpha T A_i Y_i = 2.1 \times 10^6 \times 1.2 \times 10^{-5} \times 12.61 \times 10^6 = 3,178t \cdot m$$

(2) 鋼床版の面外剛性

$$I_y = 100664000cm^4 \quad Z = 267400cm^3$$

となる。

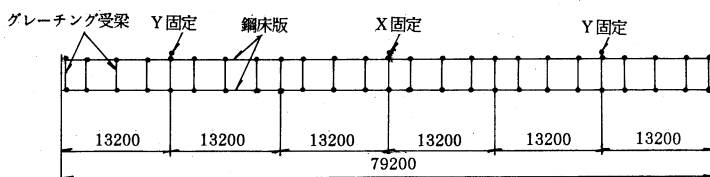


図-10 計算モデル

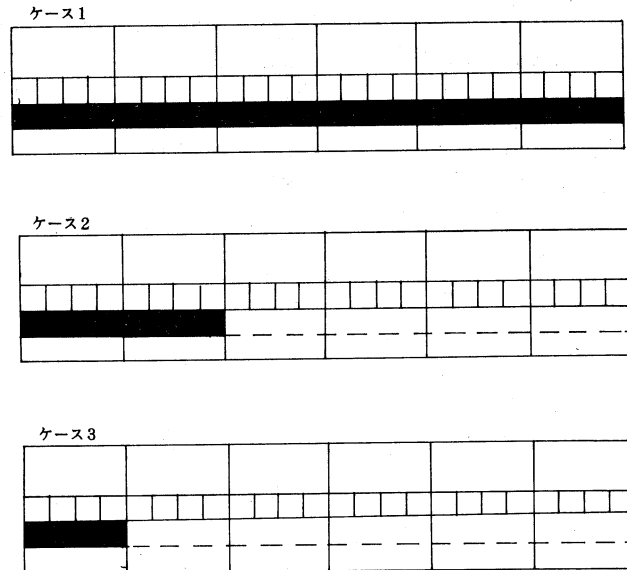


図-9 計算パターン

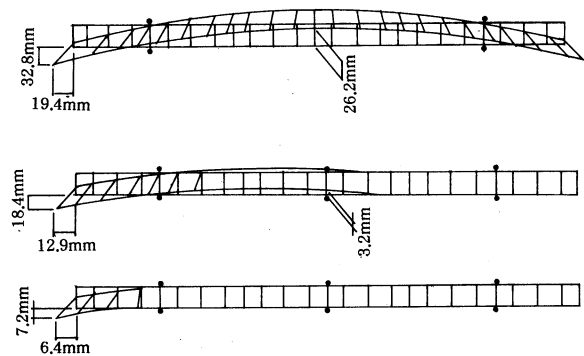


図-11 変形図

4.2 鋼床版の変形とグレーチング受梁への影響

舗設方法により鋼床版の面外変形は、様々な挙動を示すと考えられる。ここでは、図-9に示すケースを考えて、鋼床版の面外変形による中央分離帯受梁の影響を検討する。計算モデルは、図-10に示すようにグレーチング受梁で結ばれた上下線鋼床版の平面モデルとし、舗装時の温度応力による伸び及び温度勾配（面外方向）による曲がりを軸力及び曲げモーメントで再現する。なお、支点上のグレーチング受梁は1本モデルとし、中間受梁は2本を1本に置換して計算を行った。計算結果の変形図を図-11に、軸力図を図-12に示す。

ここで、中央分離帯受梁の継手部耐力は、

(1) 桁端受梁

$$\begin{aligned} & \text{M22F10T.2 面摩擦 1 受梁当り} \\ & Pa = 1.7 \times 4800kg \times 4 \text{ 本} \times 2 \text{ 面} \\ & = 65.28t \end{aligned}$$

(2) 中間受梁

$$\begin{aligned} & \text{M22F10T 1 面摩擦 2 受梁当り} \\ & Pa = 1.7 \times 4800kg \times 4 \text{ 本} \times 2 \text{ 受梁} \\ & = 65.28t \end{aligned}$$

となり、継手部の耐力を超えた部材力

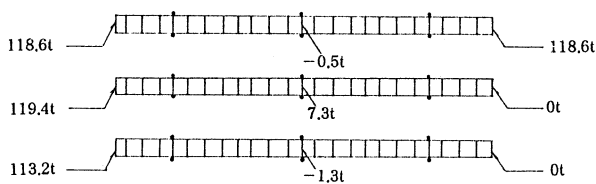


図-12 軸力図

が作用するケースは、桁端部へ舗装したケースである。

4.3 橋端部横構耐力

(1) 横構耐力から見たG1桁の伸び変形は次のようである。

図-13の骨組図から解るように横構の伸縮量 $\Delta \ell_1$ は

$$\Delta \ell_1 = \frac{1550}{3377} \times \Delta \ell_0 = 0.46 \Delta \ell_0$$

また、横構に働く作用軸力Pは

$$P = \frac{AE \Delta \ell_1}{\ell} = \frac{2.1 \times 10^6 \times 22.74 \times 0.46 \Delta \ell_0}{337.7}$$

$$= 65.05t \times \Delta \ell_0 \text{ cm}$$

添接部の耐力はM22F10T単セン断より

$$Pa = 1.7 \times 4,800 \text{ kg} \times 2 = 16.32t$$

同様に中間部は

$$P = 69.60t \times \Delta \ell_0 \text{ cm}$$

と表現できる。図-14参照

上記より横構によりG1桁に作用する軸力および変形を図-15に示す。

(2) 橋端部の横構耐力から見た鋼床版の許容伸縮量は次のようになる。

G1桁とG2桁との許容相対差 $\delta_1 = 2.5 \text{ mm}$

G1桁の伸び変形 $\delta_2 = 3.6 \text{ mm}$

合計 $\delta = 6.1 \text{ mm}$

しかるに 前述した様に 橋端部での伸縮はこの量をはるかにオーバーしたため、耐力を超えたHTBは、滑りを生じた。

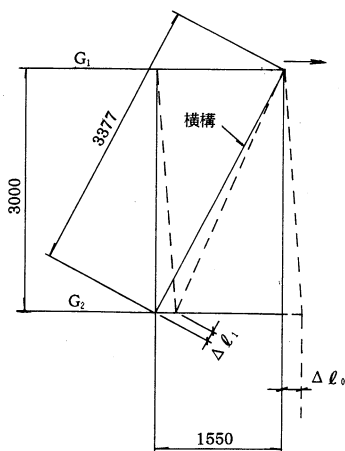


図-13 横構骨組

$$Na = \frac{1550}{3377} \times Pa = 7.49t$$

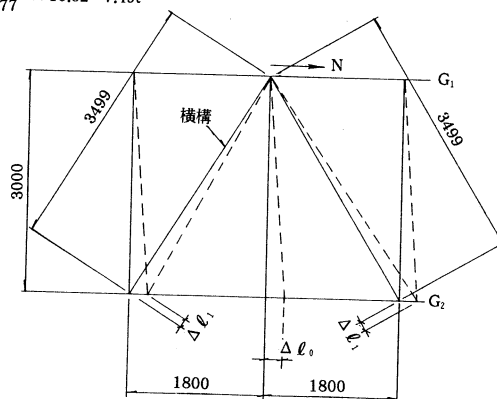


図-14 横溝変形図

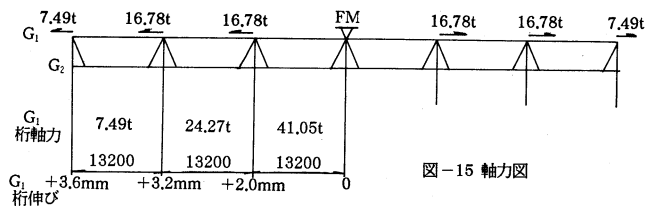


図-15 軸力図

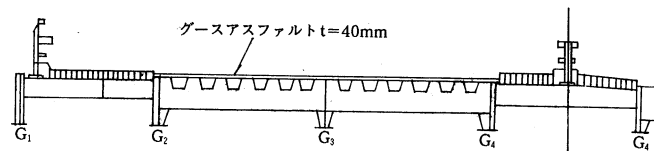


図-16 死荷重分布

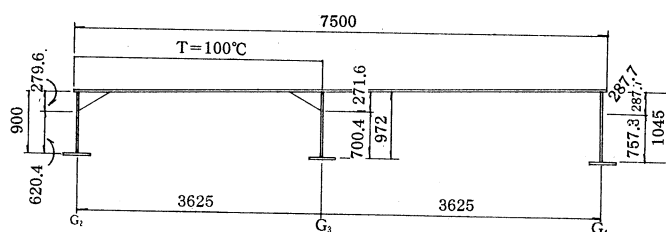


図-17 断面図

4.4 支承反力

ここでは、鋼床版の温度分布を考慮した縦桁方向及び横リブ方向のアップリフト力をそれぞれ計算し、支承に作用するアップリフト力と支承耐力（サイドブロック耐力）との関係を検討した。

(1) アップリフト力の計算

鋼床版の温度分布による縦桁方向及び横リブ方向のアップリフト力を計算し、死荷重反力と重ね合わせた支承反力を算出する。

① 死荷重

G2~G4桁の支承に作用する死荷重は図-16に示す着色部の重量である。

② 温度分布による作用力

鋼床版の縦桁及び横リブの温度差により、温度応力が作用する。ここでは温度応力を軸力及び曲げモーメントに置換する。

a) 縦桁方向

鋼床版全体の断面2次モーメントは、図-17の断面で

$$I = 478870 + 543900 + 553060 = 1576000 \text{ cm}^4$$

温度差による水平軸まわり曲げモーメントは、

$$M = 2.1 \times 10^6 \times 1.2 \times 10^{-5} \times 100 \times (375 \times 1.81 \times 28.6 + 2 \times 1/2 \times 28.6 \times 0.9 \times 19.0) = 501.5t \cdot m$$

温度差による軸方向力

$$P = \sum E \alpha T A_i = 1827t$$

b) 横リブ方向

中間支点上横リブの断面と温度分布を図-18に示す。温度による作用力

$$P = 2.1 \times 10^6 \times 1.2 \times 10^{-5} \times 100^\circ$$

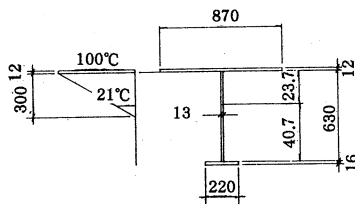


図-18 温度分布

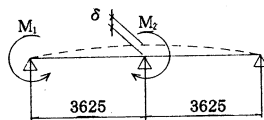


図-19 応力モデル

$\times (87 \times 1.2 + 1/2 \times 30 \times 1.3) = 312.2t$
 $M = 2.1 \times 10^5 \times 1.2 \times 10^{-5} \times 100^\circ \times (87 \times 1.2 \times 23.7 + 1/2 \times 23.7 \times 1.3 \times 13.1) = 67.44t \cdot m$
 横断面の変形を図-19に示す。

$$\delta = \frac{\ell^2}{6EI} [M_1 \{2 \times \frac{1}{2} - 3 (\frac{1}{2})^2 + (\frac{1}{2})^3\} + M_2 (\frac{1}{2}) \{1 - 3 (\frac{1}{2})^2 - (\frac{1}{2})^3\}] = 0.73cm$$

③ 反力と変形

① 縦桁方向

鋼床版縦桁（6径間連続）に死荷重及び温度荷重を作用させた場合の反力を図-20,表-2に示す。

② 横リブ方向

鋼床版横リブ（G2～G4）に死荷重及び温度荷重を作用させた場合の反力とG3桁を解放した場合の浮上り量を図-21,表-3に示す。

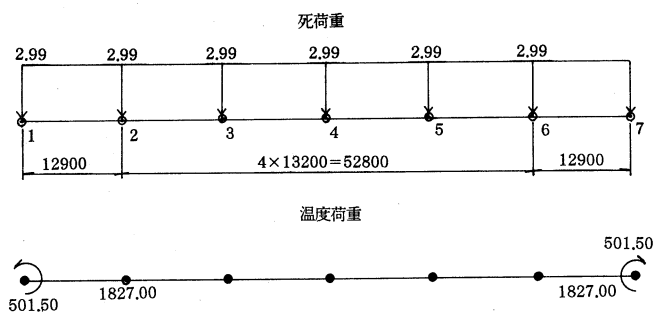


図-20 反力図

表-2 反力集計

支点番号	死荷重反力 (t)	温度荷重による反力 (t)	合計 (t)
1	15.165	49.231	64.396
2	44.194	-62.243	-18.049
3	38.220	17.349	55.568
4	40.171	-8.674	31.497
5	38.220	17.349	55.568
6	44.194	-62.243	-18.049
7	15.165	49.231	64.396

注) 表中の反力はG2～G4の合計を表す。

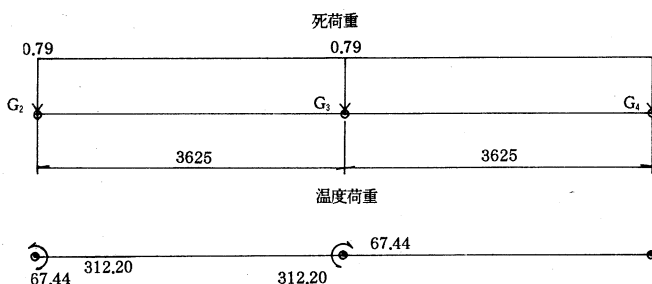


図-21 反力図

表-3 反力集計

支点番号	死荷重反力 (t)	温度荷重による反力 (t)	合計 (t)
G2	1.067	13.953	15.020
G3	3.557	-27.906	-24.349
G4	1.067	13.953	15.020

変形図

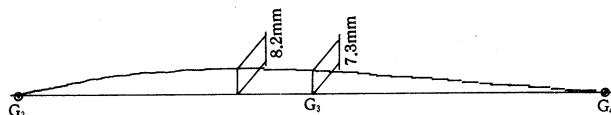


表-4 合計反力

支 承 位 置	縦桁方向反力 (t)	横リブ方向反力 (t)		合 計 (t)	
		クリア無視	クリア無視	クリアあり	クリア考慮
桁端から1番目	G2	21.5	15.0	4.7	36.5
	G3	"	-24.3	7.7	-2.8
	G4	"	15.0	4.7	36.5
桁端から2番目	G2	-6.0	15.0	4.7	9.0
	G3	"	24.3	7.7	-30.3
	G4	"	15.0	4.7	9.0
桁端から3番目	G2	18.5	15.0	4.7	33.5
	G3	"	24.3	7.7	-5.8
	G4	"	15.0	4.7	33.5
中 央	G2	10.5	15.0	4.7	25.5
	G3	"	24.3	7.7	13.8
	G4	"	15.0	4.7	25.5

(2) 支承反力のまとめ

縦桁方向と横リブ方向の反力を重ね合わせて計算する。ここで縦桁方向の反力は、3主桁で均等に受け持つと考え、縦桁方向と横リブ方向を足し合わせて負反力が生ずる場合はサイドブロックと上沓のクリア5mmを考えた反力を併記すると表-4のようになる。

表-4より、舗装時に上沓の浮上がりが生じるのはG3桁のみであり、サイドブロックと上沓がせる状態となるのは、桁端から2番目の支承に限られる。

なお、支承負反力は、サイドブロックの耐力より小さいので、安全であった。

5. 結論と対策

以上述べてきました計算及び現象から、今回の舗装による鋼床版の損傷は、構造形式を変更しないかぎりには解決の方法が見つからないことが判明した。

そこで、南備讃では、舗装のパターンは一車線6パネル一括施工として行うこととした。その理由としては、

(1) 南備讃では、工期に余裕がなく、6パネル連続舗装以外のパターンによる工程のロスが許されなかった。

(2) 南備讃では、鋼床版の裏面足場の撤去を行う前に舗装を行ったため、新たな足場の設置の必要がなく、補修を容易に行えた。

しかし、北備讃では、図-22に示すような1/2パネルと5パネルを交互に舗装するパターンを採用し、鋼床版に与える影響を南備讃に比して減少させた。その理由は

(1) 北備讃では、工程の余裕があり、時間が倍以上かか

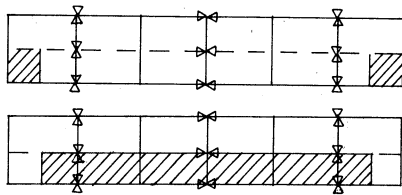


図-22 舗装パターン

るパターンの舗装方法でも施工が可能であった。

(2) 北備讃では、鋼床版の裏面足場が撤去済で、補修が容易には行えず、損傷を出来るかぎり小さくしないと開業までに補修の終了がおぼつかなかった。

補修方法は、南北共通で

- (1) ボルトが滑ったものは、ボルト及びスプライスプレートを取換え、塗装を行った。
- (2) 塗装の損傷のみの部分は、補修塗装を損傷程度別に行った。

6. 他橋の舗装時の鋼床版の挙動

南北備讃瀬戸大橋で起った鋼床版の損傷が従来の吊橋鋼床版で起りえたかを計算により確認した。

6.1 因島大橋

因島大橋の鋼床版の支承条件は図-23に示す橋軸直角方向固定であり、そのため、舗装時の曲げを拘束する構造となっている。この条件で、南備讃と同じ計算手法を用いて、受梁軸力、支承反力を算定した。

その結果、橋軸直角方向へ固定しているため、グレーチング受梁の軸力は、許容値内に入るが、端部支点等の支承には、許容応力を超えた応力が計算された。そのため、支承のサイドブロックあるいは、リールプレートのHTBに大きな損傷が予想される。また、備讃で生じたデッキプレートの伸びによる塗装の損傷は、必ず生じているものと思われる。

6.2 大鳴門橋

大鳴門橋の鋼床版は、標準的には中央分離帯が、ブラケット方式となっており、上下線鋼床版は、分離構造となっているが、橋端部(2P側)の2連は 備讃と同じ受梁構造となっている。また、支承の条件も同じような形式となっており(図-24)、舗装時に面外曲げを生じグレーチング受梁に過大な応力が生じたと思われる。そこで、備讃と同様の計算手法によって確認を行う。

計算結果も図-25に示すが、明らかに受梁のHTB等に許容応力以上の応力が加わったものと思われる。また鋼床版の伸びによる塗装の損傷も予想される。

7. 終わりに

以上で報告を終わりますが、今後の鋼床版の設計に関して留意すべき事項を以下に示します。

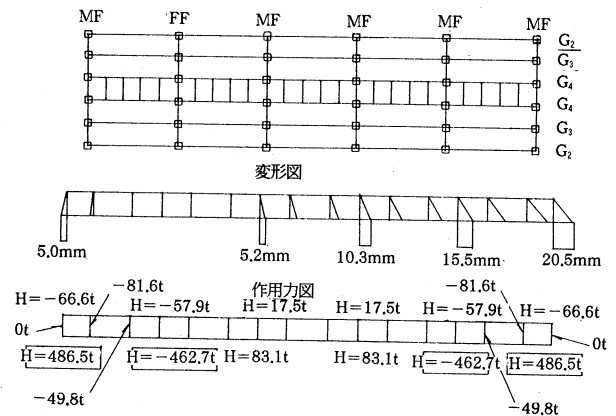


図-23 因島大橋 (TYPE-5)

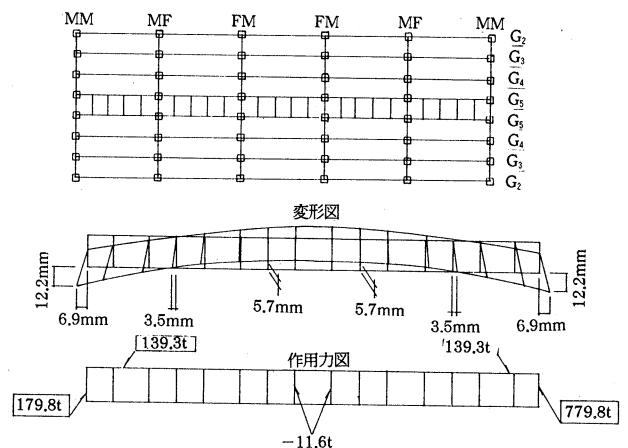


図-24 大鳴門端 (TYPE-1)

(1) 舗装時の温度応力にグースアスファルトの240℃を必ず考慮する。(鋼床版に対しては、100℃で良い。)

(2) 鋼床版は必ず上下線を分離した構造とする。(ただしスティフナーの部分の変形、鋼床版デッキプレートの伸びによる変形には追従できない。)

(3) 外側のグレーチング受梁の問題は、グレーチングが耐風安定性上必要不可欠のものである以上、温度上昇しないG1桁の存在が避けられないので、グレーチングの固定を舗装後に行うなどの施工上の対策が必要。

(ただし、今回G1桁ラテラルが計算より損傷していないことがあり、グレーチングがラテラルのかわりに変形を拘束したものと考えられる。)

(4) 道路伸縮装置の損傷に対しては、舗装後に架設調整することも考えられるが、舗装止めをExpJoint天板が兼ねていることもあり、設計上の考慮が必要である。

(5) 舗装のパターンを考えた 鋼床版の変形計算を詳細設計に行っておく。(備讃では、全幅施工という現実的でないパターンで計算していた。)

(6) 連続径間数は、見直しが必要である。備讃は1パネル13.2mで6径間連続で約80mの伸縮を受けることとなり、高温時の橋軸、橋軸直角方向の変形が大きくなったことはこの連続径間数によるところが大である。

最後になりましたが、この報告を作成するに当たり、協力をお願いした 南備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事JV及び共用部南舗装工事JVに感謝します。

番の州高架橋鋼箱桁の架設

Erection of Box Girder in BANNOSU Viaducts

関西高速鉄道株式会社
(前) 坂出工事事務所 第七工事長

松田大六

Dairoku Matsuda

1. まえがき

番の州高架橋は、本州四国連絡橋の児島・坂出ルートのうち、南備讃瀬戸大橋の四国側7Aアンカレイジを起点とする全長約3kmの道路鉄道併用橋である。

本橋の道路部鋼箱桁は、支間73mの5径間連続桁1連、支間72mの4径間連続桁2連、3径間連続桁7連より成り(図-1) 工事はこの10連続桁を製作7工区、架設3工区に分けて行い、昭和59年2月に着手し昭和62年11月に完了した。

本報告では、3～8Pの5径間連続鋼箱桁橋を対象として、

架設工事の施工について概要を述べる。

2. 工事概要

本橋は吊橋に接続する高架橋であり、低い平地に位置していることから構造物の地上高が非常に高いこと、二層構造の下層を通行する鉄道の建築限界を確保するため橋脚位置にある横梁のウェブに主桁を直結していること、橋脚が高く橋軸方向にフレキシブルであるため各橋脚上をヒンジ支承とした多点固定方式を採用していることなどが特徴となっている。工事概要を表-1に、工事数量を

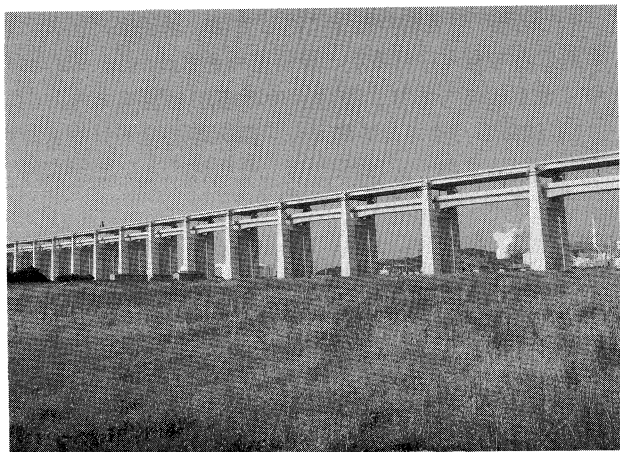
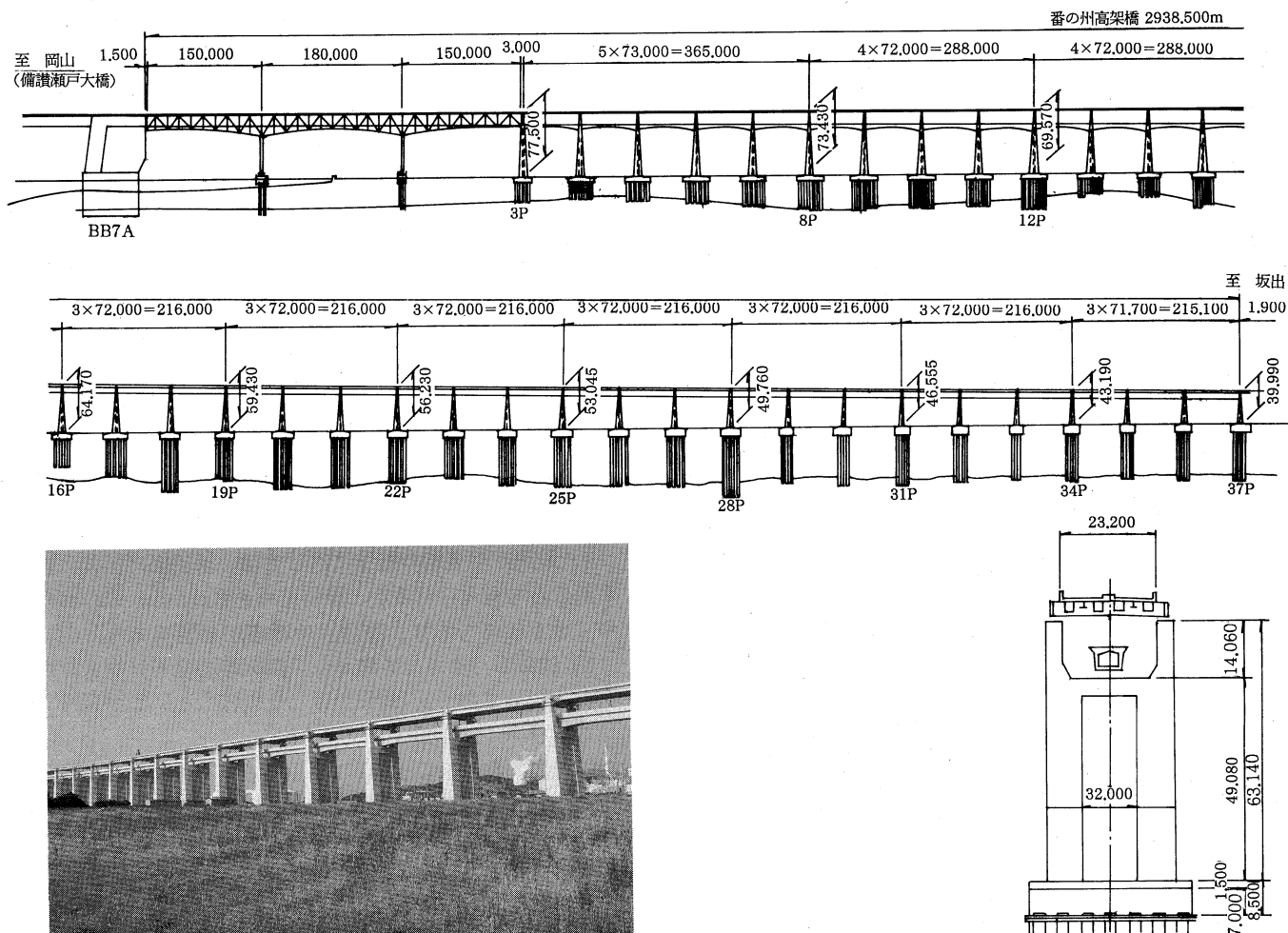


写真-1 架設完了

図-1 番の州高架橋全体図

表-1 工事概要

路線名	一般国道30号・本四備讃線
道路規格	第1種第2級(設計速度 V=100km/h)
橋格	一等橋 (TL-20、TT-43)
形式	5径間連続非合成鋼箱桁 1連 4径間連続非合成鋼箱桁 2連 3径間連続非合成鋼箱桁 7連 (橋梁剛結方式)
支間長	5@73.0m (1連) + 4@72.0m (2連) + 3@72.0m (6連) + 3@71.7m (1連) = 2,452.1m
平面線形	円 (R=1,300m) ~ 直線 ~ 円 (R=1,600m) ~ 直線 (緩和曲線はSin曲線)
縦断線形	1.0%~1.5%の下り勾配
舗装	アスファルト舗装 t=75mm
床版	鉄筋コンクリート床版 t=220mm ($\sigma_{ck}=240\text{kg}/\text{cm}^2$)

標準断面図

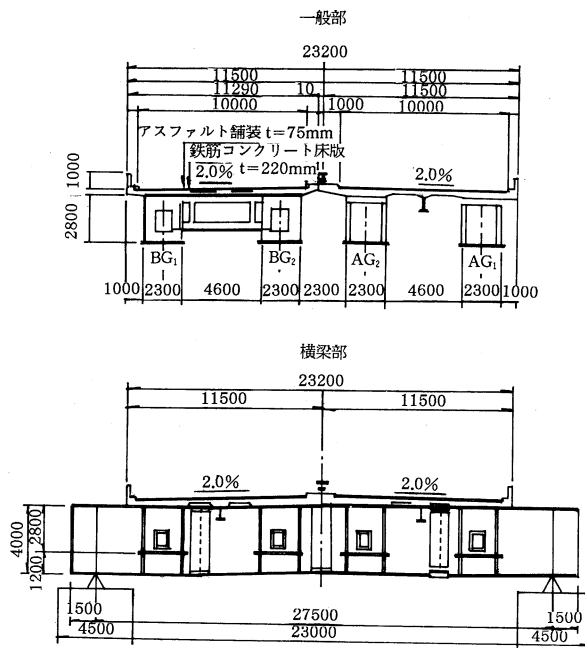


表-2 工事数量一覧表

		単 位	3P～16P	16P～28P	28P～37P	合 計
架 設 工	主 橋 体	ton	9,506	8,789	6,412	24,707
	付 属 物	〃	931	887	632	2,450
	計	〃	10,437	9,676	7,044	27,157
床 版 工	コンクリート	m ³	6,813	6,229	4,690	17,732
	鉄 筋	ton	1,628	1,477	1,104	4,209

表-3 全体実施工程表

		59年度												60年度												61年度												62年度									
		4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月													
3P	詳細設計																																														
	製作																																														
5	輸送																																														
	架設																																														
16P	床版工																																														
16P	詳細設計																																														
	製作																																														
5	輸送																																														
	架設																																														
28P	床版工																																														
28P	詳細設計																																														
	製作																																														
5	輸送																																														
	架設																																														
37P	床版工																																														

表-2に、実施工程を表-3に示す。

3. 架設工法の選定

鋼箱桁の架設にあたり、各種要因を考慮して下記の3案について工法の検討を行った。

- (A) クローラー・トラベラークレーンによるベント工法
- (B) クローラー・トラベラークレーンによる横取り扛下工法
- (C) クローラー・トラベラークレーンによるベント横取り扛下工法

上記工法について、具体的に選定するにあたりさらに次の3点が主要項目とみられる。

- (a) ベントの組立形状
- (b) 重機を使用する場所
- (c) 架設に使用する重機

(a) ベント組立形状は斜ベント・直立ベントが考えられる。これらを比較すると、斜ベントでは重量が多くなり作業性も悪く、ベント幅が鉄道桁幅より外に出て架設作業が危険となる。また、ベント全体の重心位置も高くなり仮設途中の耐風・耐震について不安定になりやすいこと等を考慮して直立ベントを採用することにした。

(図-2 参照)

(b) 重機を使用する場所については、1) 鉄道桁上を使用する場合 2) 地上より架設する場合の比較となるが、(図-3 参照) 鉄道桁への影響、施工重機、工程の問題等により、地上より仮設の方が有利となった。

(c) 架設に使用する重機については、クローラークレーンとトラベラークレーンの比較となる。クローラークレーンは鉄道桁上と地上と転用できるが、トラベラークレー

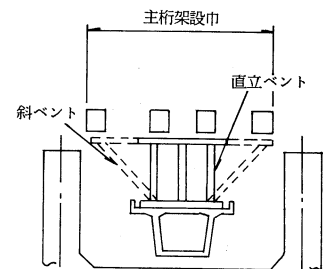
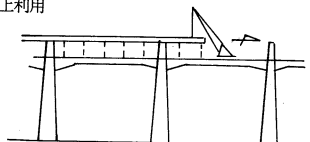


図-2 斜ベントと直立ベント

①鉄道桁上利用



②地上利用

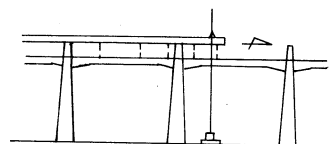


図-3 重機を使用する場所の比較

ンは鉄道桁上のみに限定される。さらに新規製作の必要がある。

直立ベントを使用するにあたり、ベント幅が主桁の架設幅より狭くなるため、主桁の横取り作業が必要となる。横取り方法については、各径間ごともしくは連続桁として行う方法が考えられるが、本橋の構造上から考えて連続桁として横取りを行うことにした。

以上の検討により、地上より大型クローラークレーンを使用して、鉄道桁上に直立ベントを設置し、片車線分の橋梁、主桁を上架、連結後に連続桁として一括横取り、扛下する(C)案を採用した。

4. 施 工

4.1 概 要

鋼箱桁の架設は、鉄道桁上に桁受用ベント・橋脚上に横取り用ベントを設置し、大型クレーン(500t吊)を使用して単材又は地組桁で下り線を架設し横取りを行う。

次に上り線を架設し横取りを行った後、横梁継手部で上下線を連結し、扛下、支承を固定して架設を完了する。図-4にフローチャートを示す。

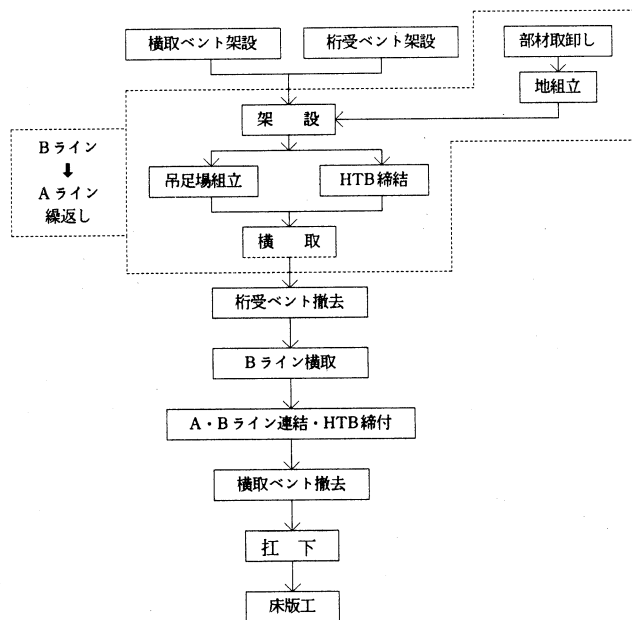


図-4 鋼箱桁架設のフロー

4.2 横取り

横取りは、架設完了後横取りベント軌条梁にすべり沓を設け、テンションジャッキで引くことにより行った。横取り段階図を図-5に示す。

軌条梁は、すべり沓の反力(最大270t)を支持するために大型H鋼(H912×302)を組み合わせた構造とし、図-6に横取り装置を示す。

4.3 扛 下

横取りを完了し、上下線の連結を行った後に1.4mの扛下を行った。扛下は各横梁支点部にH鋼を組み合わせた

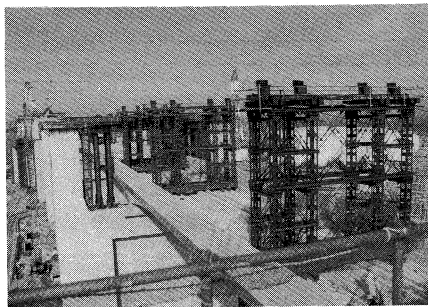


写真-2
ベント配置状
況

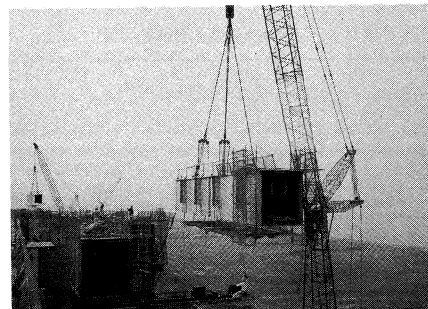


写真-3
クレーン架設
状況



写真-4
横取状況

扛下装置(図-7参照)を設置し、図-8に示すように油圧ジャッキを配置して実施した。

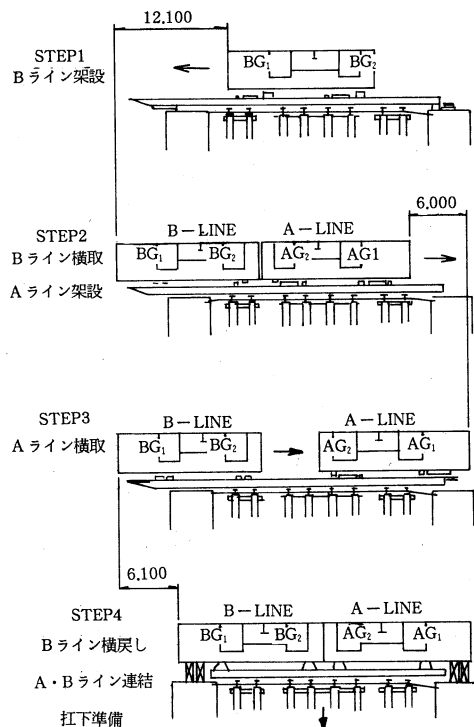


図-5 横取段階図

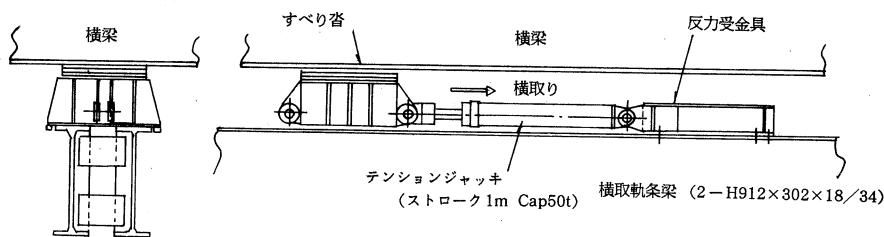


図-6 横取装置

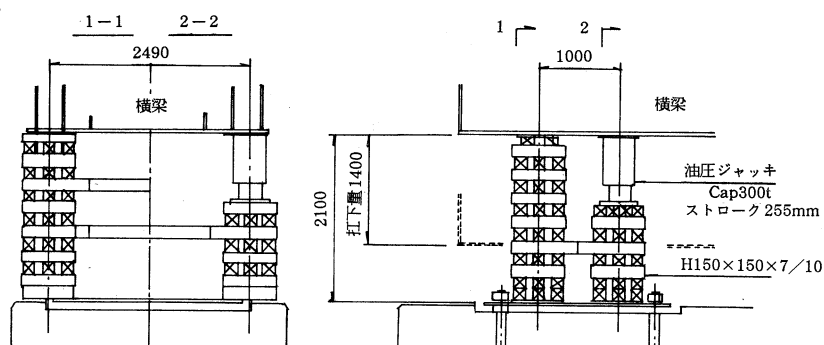


図-7 扛下装置

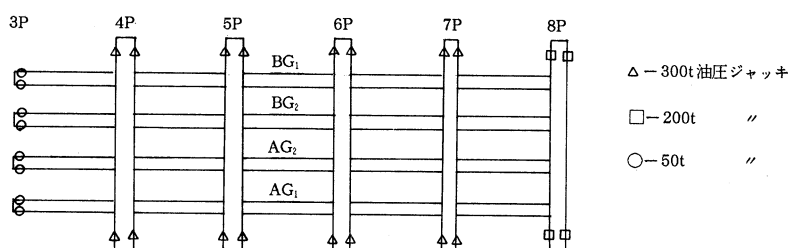


図-8 ジャッキ配置図

表-4 横取反力と摩擦係数

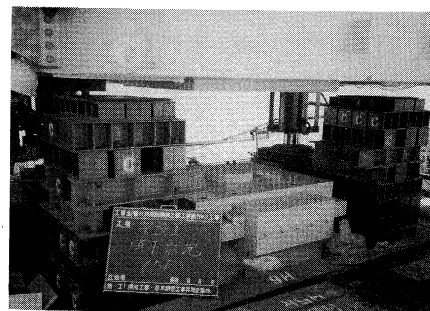
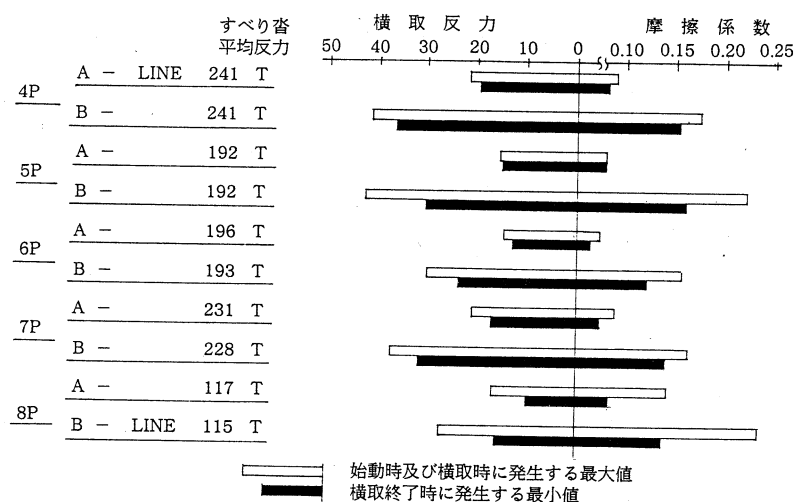


写真-5 扛下状況

扛下作業は主桁の安全性を考慮して、1橋おきの分割扛下（150mm）を行った。図-9に扛下作業のフローチャートを示す

4.4 形状・応力管理

鋼箱桁の形状・応力管理は、各架設段階でのキャンバー管理と、横取り扛下時の横取量管理及び扛下量管理により実施した。

特にベント設備を鉄道桁上に設置したことにより、仮設作業にともなう鉄道桁の変位が、組立形状の変化・内部応力の発生をもたらすことから、組立キャンバーの確認及びベント開放時期を次のとおりとしてキャンバー管理を行った。

①組立キャンバーの確認は隣接スパンの架設が終了し鉄道桁の後変位が微小となった時点とする。

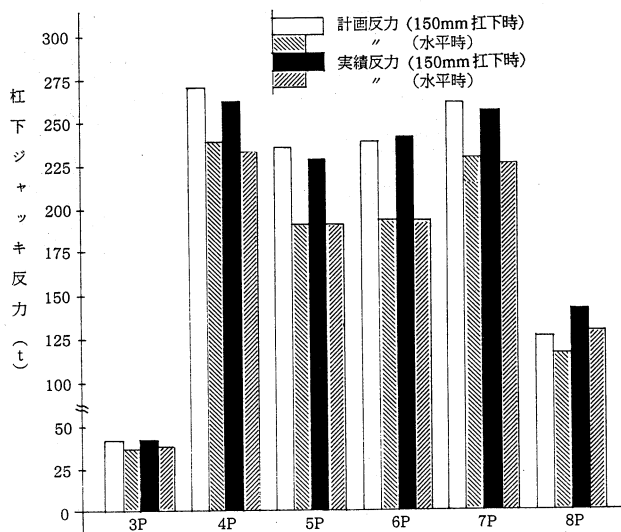
②ベント解放時期は全てのHTBの締付完了後とした。

4.5 反力管理

鋼箱桁の横取りは、作業をスムーズに行うために、潤滑剤としてグリースを使用した。表-4に示すように摩擦係数は0.06~0.23という結果であった。

また扛下時のジャッキ反力は表-5のとおりである。

表-5 扛下ジャッキ反力



5. あとがき

番の州高架橋鋼箱桁は、下層に鉄道桁を有し、これらを考慮した架設工法の選定を行い、国内でも例をみない支間365mにおよぶ連続桁の一括横取り、扛下作業を無事に完了した。そして昭和62年7月31日に最終コンクリートの打設を行い、その後舗装・道路施設工事等の最後の仕上げを行って予定どおり完成した。

最後に、本工事について、多数の方々の御協力に感謝の意を表し、この誌面をお借り致しまして御礼申し上げます。

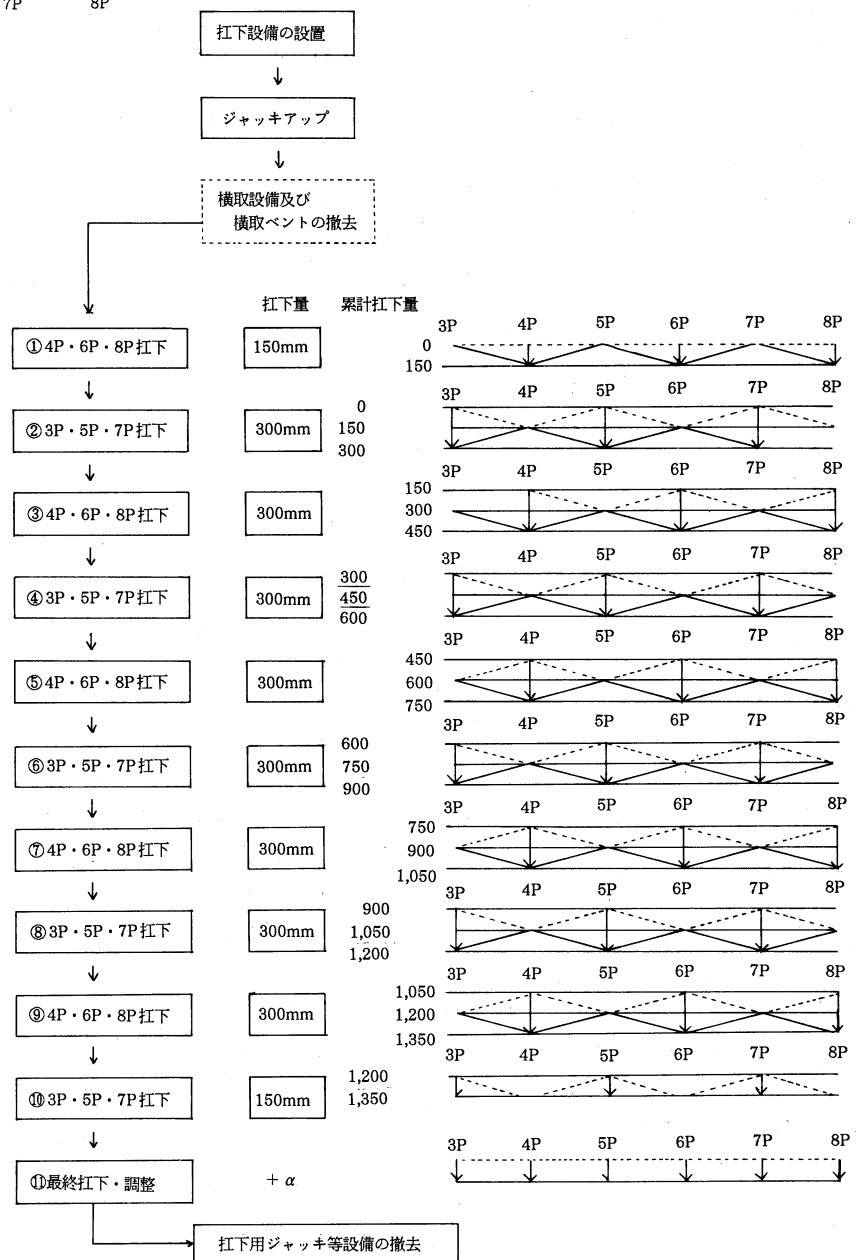


図-9 扛下作業のフロー

番の州高架橋トラスの架設

Erection of Truss in Bannosu Viaduct

関西高速鉄道株式会社
(前) 坂出工事事務所 第七工事長

松田大六
Dairoku Matsuda

1. まえがき

番の州高架橋トラスは、本州四国連絡橋の児島～坂出ルートのうち、南備讃瀬戸大橋のBB7Aアンカレイジを起点とする三径間連続曲弦ワーレントラスである。道路・鉄道併用で、上部の鋼床版桁は10及び12径間連続桁で、路面はTP+76.0mの高所である。下路床組は鋼桁直結軌道(鋼直Ⅱ型)で、可動側橋端部には、緩衝桁(800特形)を使用している。図-1に一般図を、表-1に橋梁諸元を、表-2に工事数量を示す。

2. 架設概要

本橋の架設工法は、陸上部の単材架設と、海上部の大ブロック架設に大別される。陸上部の架設は、クローラークレーンによるベント架設工法と、トラベラークレーンによる張出し架設工法を採用した。海上部の架設は、大型フローティングクレーンによる、2回の大ブロック仮設工法を採用した。表-3に工事工程を、表-4に施工フローチャートを示す。

陸上部架設と海上部架設の分類は表-5のとおりであり、これを基本として図-2の施工順序図の要領で架設した。

3. 陸上部の架設

3.1 準備工

陸上部架設に先立ち、工事用地の地盤補強、ベント基礎工、地上運搬設備、地組立ヤード設備等の準備を行った。

(1) 工事用地の地盤補強

架設現場一帯は、香川県が工業用地として埋立てたところであり、450t吊クローラークレーンの反力には地耐力不足となるため・クレーン移動範囲を、碎石にて置き換えた。

(2) ベント基礎工

ベント設計反力は2500t(暴風時、片脚当り)と非常に大きいため、PC杭(φ600)を中掘工法により、N値40程度の支持層まで施工した。杭頭部にはコンクリートスラブを打設し、ベントからの荷重を杭頭に伝達できる構造とした。

表-1 橋梁諸元

道 路	規 格	第1種2級 V=100km/h (一般国道30号線)
鉄 道 規 格	在 来 線	複 線 V=120km/h (本四備讃線)
	新 幹 線	" V=160km/h
線 形	平 面	R=1,300m (緩和曲線区間含む)
	縦 断 勾 配	1.0%直線勾配
	道路横断勾配	2~3%直線勾配
	鉄 道 カ ント	在 来 線 C _{max} = 50mm 新 幹 線 C _{max} = 180mm
車 線 ・ 軌 道	道 路	4 車 線 (有効幅員11.1m×2)
	鉄 道	暫 定 時 在来線2軌道 完 成 時 在来線2軌道、新幹線2軌道
構 造 諸 元	形 式	主 構 3径間連続曲弦ワーレントラス 道 路 連続鋼床版版桁 鉄 道 単純上路プレートガーダー (鋼直結形)
	橋 長 ・ 支 間	橋長483.0m (15.0m+180.0m+150.0m)
	パ ネ ル 割	10×15.0m+12×15.0m+10×15.0m
	主 構 高	標準部、端支点部17.5m 中間支点部28.0m
	主 構 間 隔	27.5m
	支 承 条 件	BB7A 固 定 BVa1P、BVa2P ヒンジ 3BVa3P 可 動

表-2 工事数量

項 目	単位	数 量	備 考
主 橋 体	ton	10,354	
鋼 床 版 桁	"	2,791	
下 路 床 組	"	1,410	管理路含む
付 属 物	"	2,728	
H . T . B	本	153,000	M24
	"	251,000	M22
現 場 塗 装	m ²	10,131	

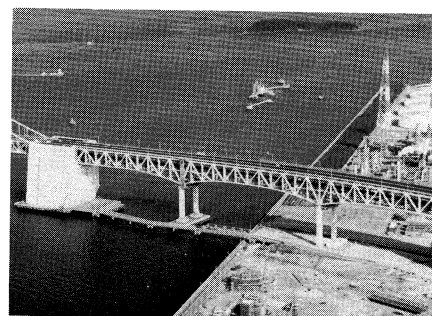


写真-1
番の州高架橋

(3) 地組立ヤードおよび地上運搬設備の設置

対傾構を地組立する目的で組立構台を設け、また地組立された部材を、トラベラークレーン吊り上げ位置まで運搬するための設備として、自走式地上運搬台車と軌条を設置した。

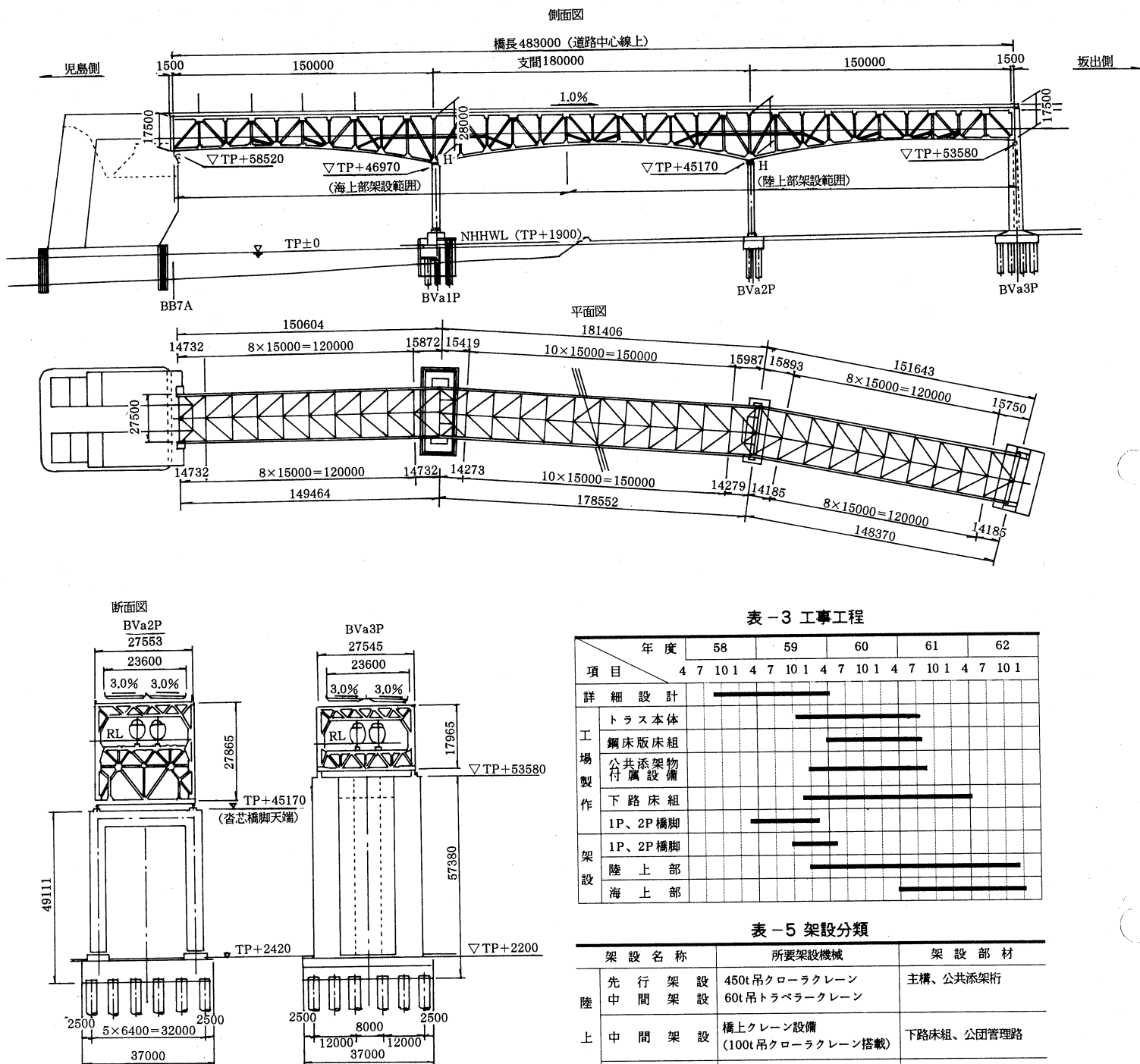


図-1 一般図

表-3 工事工程

項目	58				59				60				61				62			
	4	7	10	1	4	7	10	1	4	7	10	1	4	7	10	1	4	7	10	1
詳細設計																				
工場製作																				
架設																				

表-5 架設分類

架設名称	所要架設機械	架設部材
先行架設	450t吊クローラクレーン	主構、公共添架桁
中間架設	60t吊トラベラクレーン	
上部	橋上クレーン設備 (100t吊クローラクレーン搭載)	下路床組、公団管理路
	60t吊トラベラクレーン	鋼床版桁、その他
海上部	大ブロック地組立 150t吊ジブクレーン 150tクローラクレーン	主構、(下路床組、公共添架桁、鋼床版桁)の一部
	大ブロック架設 3,500t吊フローティングクレーン	同上
後架設	橋上クレーン設備 (100t吊クローラクレーン搭載)	公共添架桁、下路床組、公団管理路、鋼床版

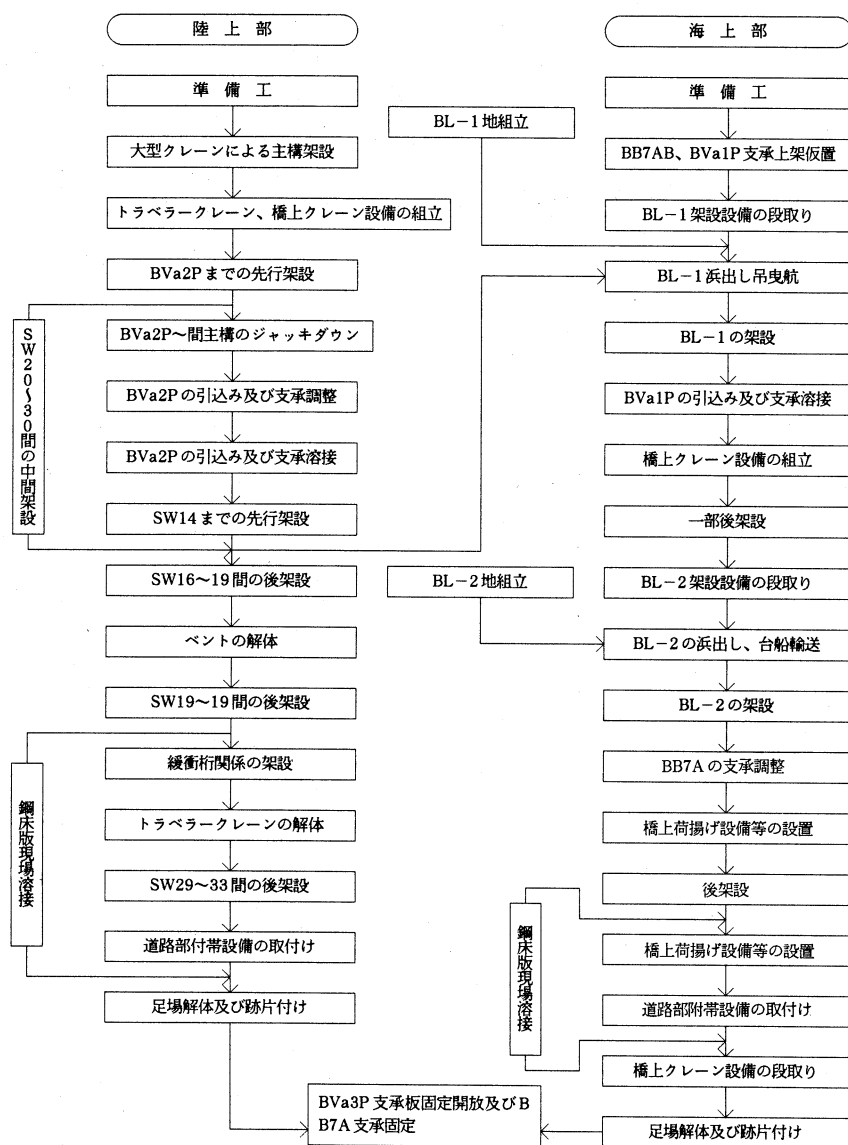
3.2 ベント建方

ベント設置ケ所は架設計画により5ヶ所となるが、工程上転用可能なので、必要最小数3基を製作し、B0 B1 B2 ベント位置に設置し、B0 → B3、B1 → B4 へと転用した。各ブロックに地組立したのち、300t吊クローラクレーンを使用し、下部より順に建方を行なった。ベントの平均高さは約53m、重量は832t/基であった。

3.3 大型クローラクレーンによる架設

B0 B1 ベントの建方完了後、BVa3Pの支承を据付け、SW31～SW33間の2パネルの主構を、450t吊クローラクレーン(特殊装備)で架設した。主構2パネルの架設完了後、60t吊トラベラクレーンを上弦材上に組立てた。

表-4 施工フローチャート



この60t吊トラベラークレーンは、地上運搬台車により運ばれた部材や、架設機材の荷取り作業および部材架設作業に使用するもので、軌間27.5m（主構幅）、ジブ長さ33.0mの自走式全旋回の特種クレーンである。荷吊り時の反力は上対傾構で受ける構造のため、クレーン前部梁中間の下面と、上対傾構との間に反力受けを設けた。また転倒防止用にクレーン前・後部梁と上弦材との間に、アップリフト止めを取付けた。（図-4）

このトラベラークレーンの後方には、下路床組等中間架設用の橋上クレーン設備（100t吊クローラークレーン搭載）を設置した。なおBVa3Pの支承は可動支承であるが、架設時に耐震性をもたす必要から仮固定とした。

3.4 トラベラークレーンによる張出し架設

BVa3Pから3パネル以降は、60t吊トラベラークレーンによる張出し架設工法により、主構トラスと公共添架桁の架設を行なった。張出し架設時において、各部材が自重により垂れ下がるため、所定の形状確保の目的で以下の矯正装置を使用し、施工性、安全性を向上させた。

(1) 斜材仮吊装置

斜材は自重により垂直材方向に倒れるため、図-5に示すような3tウィンチをトラベラークレーン先端に設置し、調整を行なった。

(2) 対傾構引込み装置

対傾構架設時に、主構間隔が狭い場合のことを考え、引込み装置を設けた。図-6に示すように50tセンターホールジャッキを用いた引込み治具を、添接孔を利用して取付け使用した。

BVa3PからBVa2P間（10パネル分）の架設形状は、下記理由により全体的に上げ越して架設した。

(1) B3 ベントより3パネル張出した時のタワミ量（90mm）と支点沈下量を考慮する必要があった。

(2) 上記のタワミ量およびベントの沈下量をB3 ベントのみで上げ越した場合、ベント上の許容応力がオーバーするため、側径間全体に、架設縦断を設定した。

BVa2P 到達後、B2 B3 ベント、BVa2P の3ヶ所に大型ジャッキ（Cap500t）を8台ずつ設置し、徐々に定位置までジャッキダウンした。ジャッキ頭部には水平力が作用するので、ジャッキ操作は1ヶ所ずつ行ない、また1回の最大ダウン量は50mmとし、水平力をぬきながら、BVa2P支承に主構をおさめた。また完成形と製作キャンパー形の橋長差42mmのうち、

25mmはBVa3P支承仮固定時に、BVa2P側にせり出しておいた。その残量分17mmは、BVa2Pを水平ジャッキを用いて3P方向に強制的に引込み、支承位置を微調整したのち、固定した。

BVa2P支承の固定完了後、SW23～SW16間の主構7パネルの架設を行なった。下路床組と公共添架桁等は、橋上クレーン台車上の100t吊クローラークレーンにより架設した。

先行架設時の、トラベラークレーン吊り上げ最大部材重量は、BVa2P部下弦材の52tであった。

3.5 主構形状管理

張出し架設により伸びてきた部材は、垂れさがった状態でベントおよび橋脚に達する。張出し量が大いこと、また曲弦トラスであること、主構が平面折れていることなどから、ベントおよびBVa2P上において、高さ、通りを計画値に沿って管理した。中間ベント上では、図-7に示すような油圧ジャッキ4台を使用して、実反力を測定し、設計反力との比較を行ないながら、慎重に高さ調

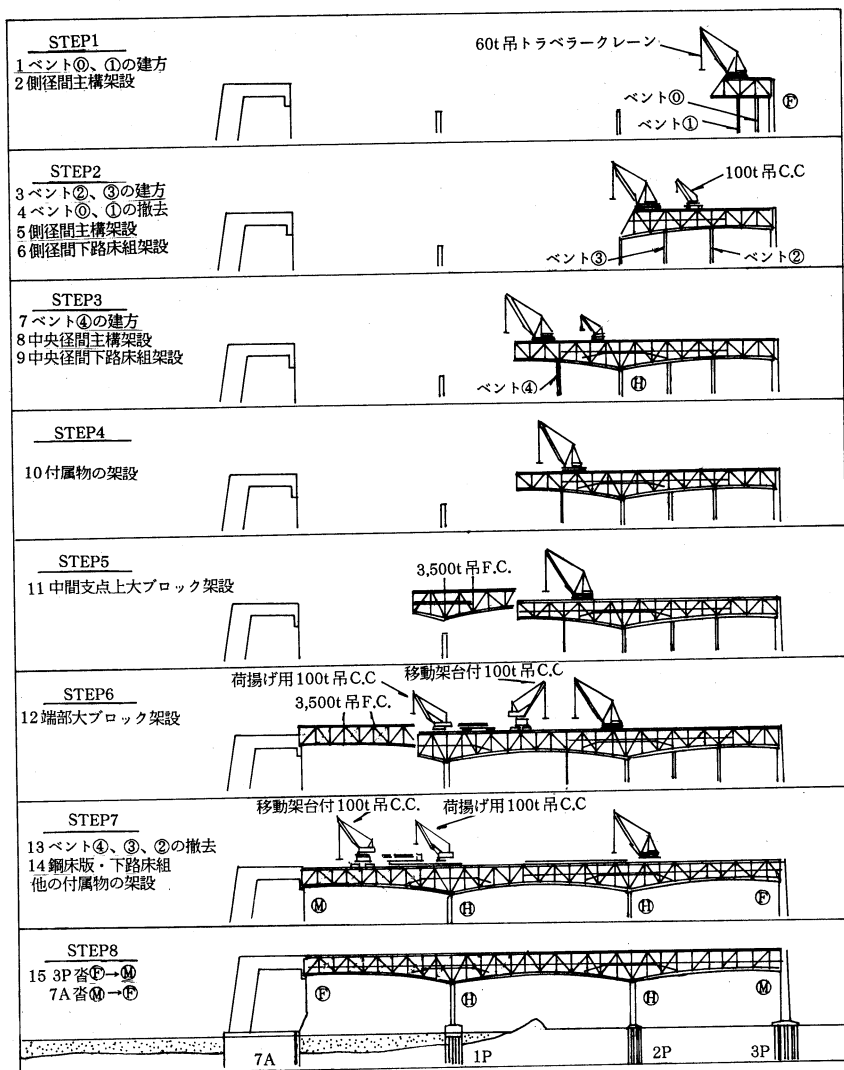


図-2 施工順序図

整を行なった。ベント上のジャッキング設備は、高さ調整のほか、ベント撤去時の主構ジャッキアップにも用いる設備であり、仮受けに際しては、主構変形になじむよう、仮沓を製作して使用した。

3.6 後架設

海上部側の大ブロックBL-1架設完了後、60t吊トラベラークレーンを後退させながら、SW16からBVa3Pに向かって、鋼床版等の後架設を行なった。中央径間の鋼床版は、海上部側が遅く架設されることになるため、落とし込み架設を考慮して、BVa2P側に50mmセットバックして架設し、海上部の鋼床版架設完了後、押し出しジャッキをSW23の鋼床版縦桁間に設置し、上下線の縦移動を行なった。SW29までの鋼床版等の架設をしたのち、30 31 32パネルの緩衝桁伸縮装置を、60t吊トラベラークレーンを使用して架設した。緩衝桁伸縮装置架設完了後、450t吊クローラークレーンを使用して、60t吊トラベラークレーンを解体し、30 31 32パネルの鋼床版等の架設を行なった。

4. 海上部の架設

4.1 準備工

海上部の架設に先立ち、BB7A架設設備、BVa1P架設設備を準備した。

(1) BB7A 架設設備

BL-2大ブロック架設時の桁受用として、BB7A にベントを設置した。BB7A 上の既設のタワークレーン(JCC-600)を使用し、100t吊クローラークレーンの上架、組立てを行ない、このクレーンを使用してベント設備等を設置した。7A支承もこの100t吊クローラークレーンを使用し、7A 上に上架、仮置した。

(2) BVa1P 架設設備

BVa1P 栈橋上に50t吊クローラークレーンを設置し、タワークレーン形式にして、工事用エレベーター、支承仮置ブラケット、作業床、BL-1大ブロック架設時の桁受梁等を、BVa1P 橋脚廻りに設置した。1P 支承は、350t吊フローティングクレーンにて、仮置ブラケット上に仮置した。

4.2 大ブロック地組立

BL-1, BL-2の大ブロックは、それぞれ坂出、多度津にて、単材架設で地組立を行なった。またフローティングクレーンのフック反力のアンバランスを極力少なくする目的で、ブロック内にカウンタウェイトとして、下路床組、公共添架桁等の前架設もあわせて行なった。

4.3 BL-1 架設

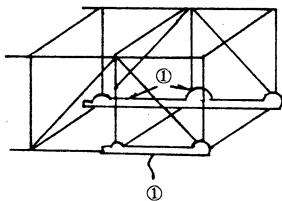
(1) 浜出し

回航してきた3500t吊フローティングクレーンは、瀬居基地において、8mディスタンスバー、荷吊り索および吊天秤をセットした。そののち、瀬居基地より地組立岸壁へ回航し、橋体側へ吊天秤のピンを挿入し、吊り上げ準備を行なった。

試験吊りは、フローティングクレーンの負荷0→30→50→30%の段階をおって行ない、50%時点において吊治具類、荷吊索の異状やなじみを点検した。試験吊りにて異状のないことを確認ののち、フローティングクレーンの負荷100%地切りを行なった。30→100%までを6段階に分けて、フローティングクレーン船内荷重計にて負荷を計測し、各段階において、各所に配置された観測員は、地切り状態を観測するとともに、ブロック本体、ベント等に異状がないかチェックした。そののち、岸壁上+10mまで巻上げを行ない、フローティングクレーンを岸壁より後退させ、海面上25mまで再度巻上げを行ない、

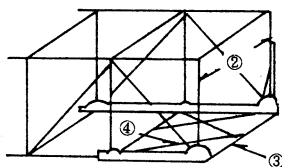
STEP 1

① 下弦材取付け



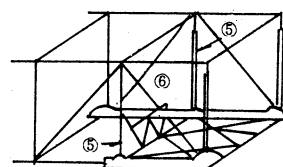
STEP 2

② 垂直材取付け
③ 下横トラス取付け
④ 下横構取付け



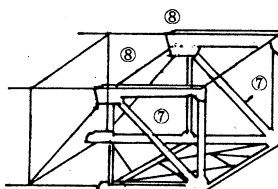
STEP 3

⑤ 垂直材取付け
⑥ 下横トラス取付け



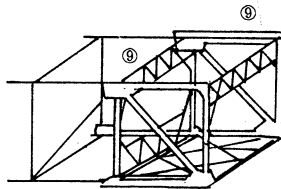
STEP 4

⑦ 斜材取付け
⑧ 上弦材取付け



STEP 5

⑨ 上横トラス取付け



STEP 6

⑩ 添加物取付け
⑪ 上横構取付け

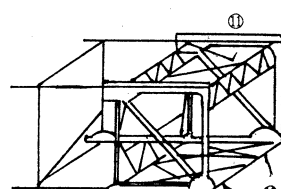


図-3 主造2パネル架設順序図

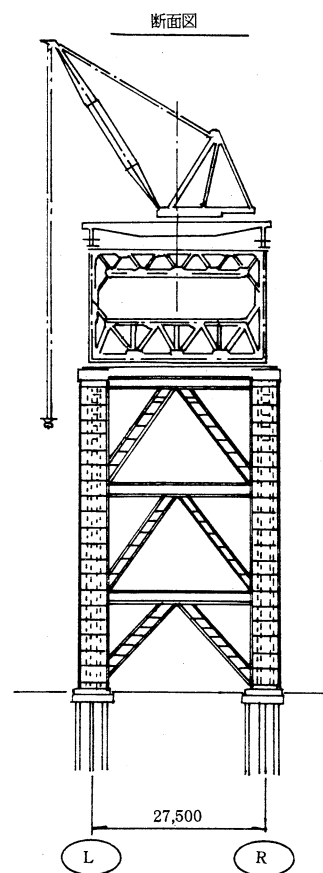
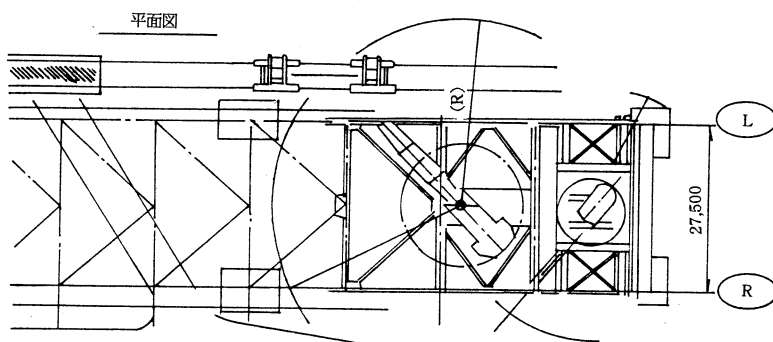
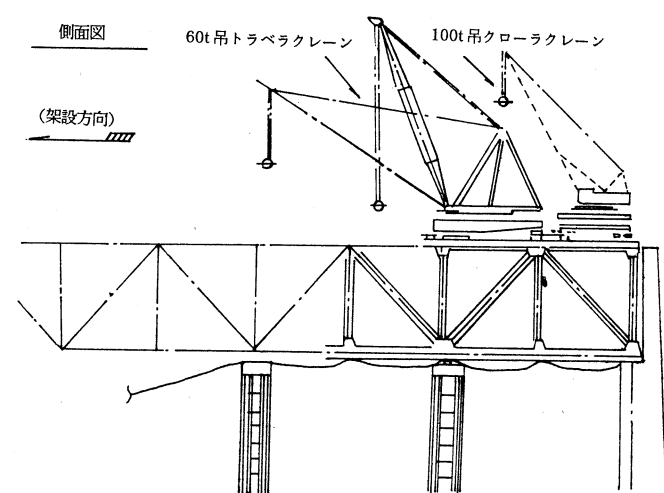


図-4 張出し架設図

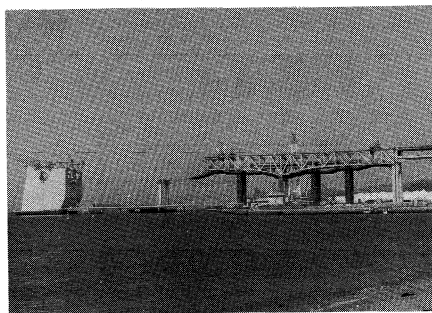


写真-2
トラベルクレーン
による張出し架設

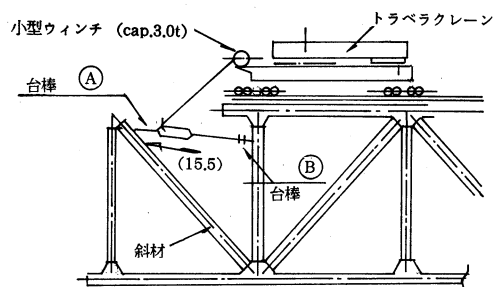


図-5 斜材仮吊装置

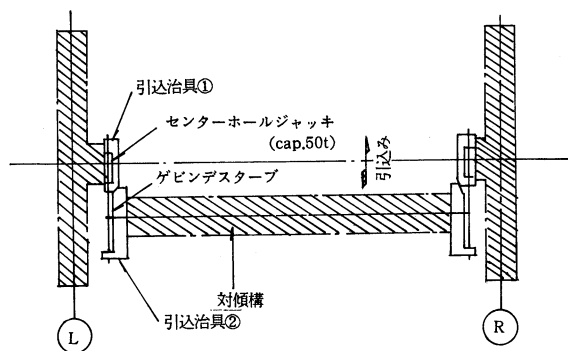


図-6 対傾構引込み装置

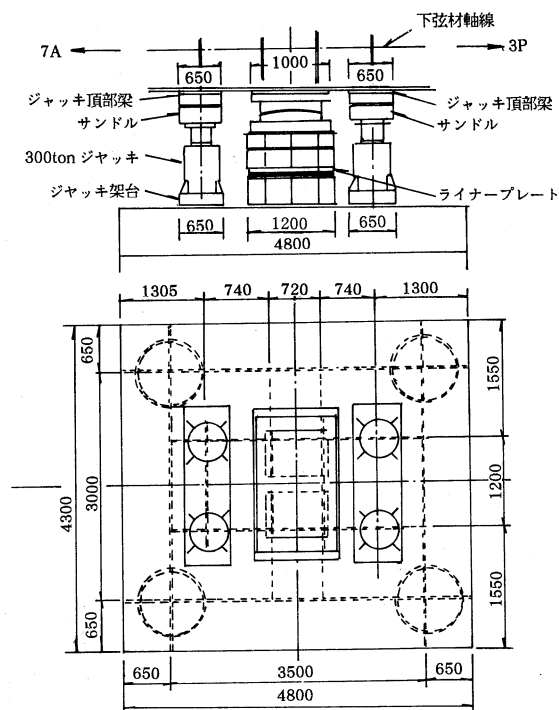


図-7 ベント上ジャッキング設備

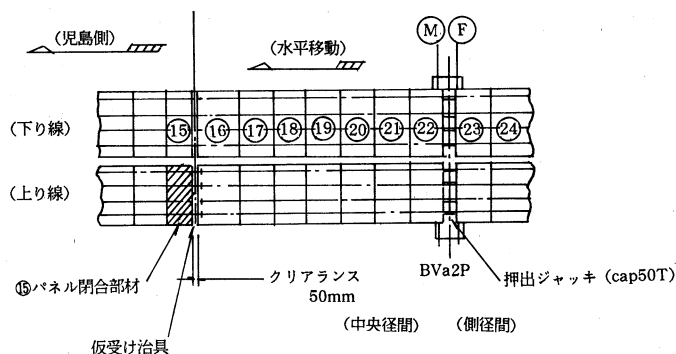


図-8 中央径間鋼床版移動要領図

仮泊状態とした。

(2) 吊切り曳航

BL-1 架設地点は、現地状況（平面形、水深）より、西側からしか施工できないため、東側に位置する地組立ヤードより、3500t 吊フローティングクレーンにて、吊切り曳航で備讃瀬戸東航路を横断し、ルート唯一通過可能であった櫃石島橋の中央径間を通過。水島航路を経て、架設地点である番の州沖工事作業地域に入域した。

(3) 架 設

早朝5時より作業を開始し、3500t 吊フローティングクレーンの微調整、移動および既設桁、橋脚上に設けた引寄せ装置にてジョイント部を合致させ、約3800本のH.T.Bを耐力点検法にて締付け、大ブロックをB Va1P橋脚上に設置した桁受設備に荷重をはずけ、FCの解放を行ない、予定通り夕刻に架設作業を終了した。

ジョイント部添接板の孔明け寸法は、陸上部主構架設完了後の、仕口の測定データ、地組立時ジョイント仕口の測定データおよび平面仮組立時のデータを基に決定し、架設前に孔明し、陸上部側仕口に仮止めた。結果的には、孔明位置は設計寸法通りで行ない、施工上の問題はなかった。また添接部の隔間は設計値（弦材5mm、斜材・横構10mm）に対し、許容範囲の±3mmに入った。

架設時のジョイント部合致の状態におけるB Va1P橋脚上のクリア高は、立体解析結果で設計高さより-168mmという数値を把握して作業にあたり、実際にはほぼ解析値に近い数値であることを確認した。また設計高さよりマイナスという事より支承は仮置ブラケット上へ仮置しておき、BL-1 架設完了後、片主構当り500t油圧ジャッキ4台を連動でジャッキアップして、支承を引込み桁にセットした。片主構当りのジャッキ反力は、解析値とほぼ同じ、1430tであった。

(4) 橋上クレーン設備の据付

B Va1P 支承セット完了後、3500t 吊フローティングクレーンにて、橋上クレーン設備として移動架台および100t 吊クローラクレーンをそれぞれ片ジブ2フックで、トラス上弦材上に上架、据付を行なった。

表-6 ブロック重量表

種 別	BL-1	BL-2	備 考
主 橋 体	3,473	2,185	
付 属 物	185	461	下路床組 公共添架桁 等
仮 設 備	252	386	足 場 防護工 等
吊 治 具	250	250	吊天秤 台付索 等
吊 荷 重	3,160	3,282	

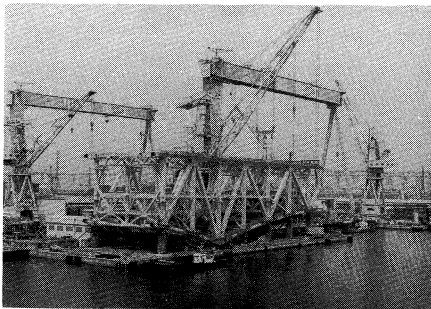


写真-3
大ブロック地組立

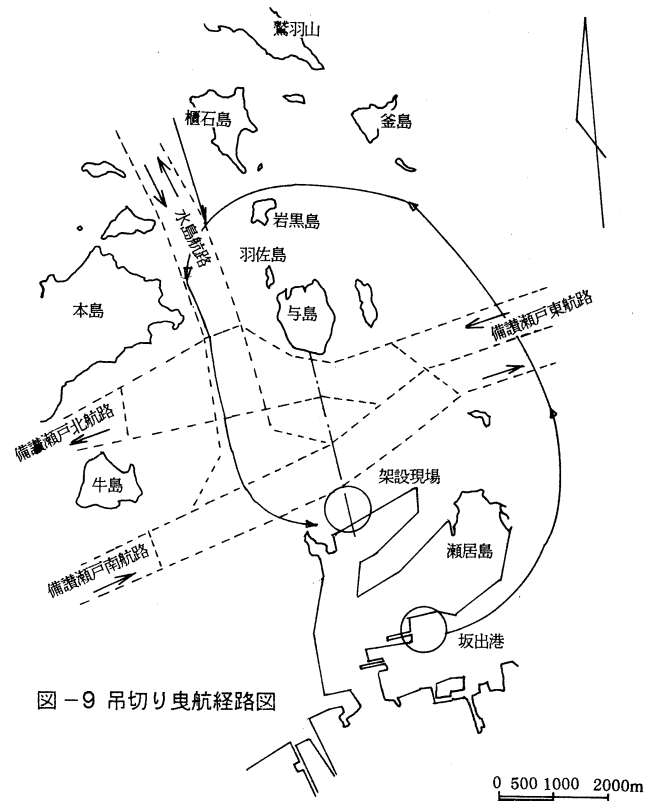


図-9 吊切り曳航経路図

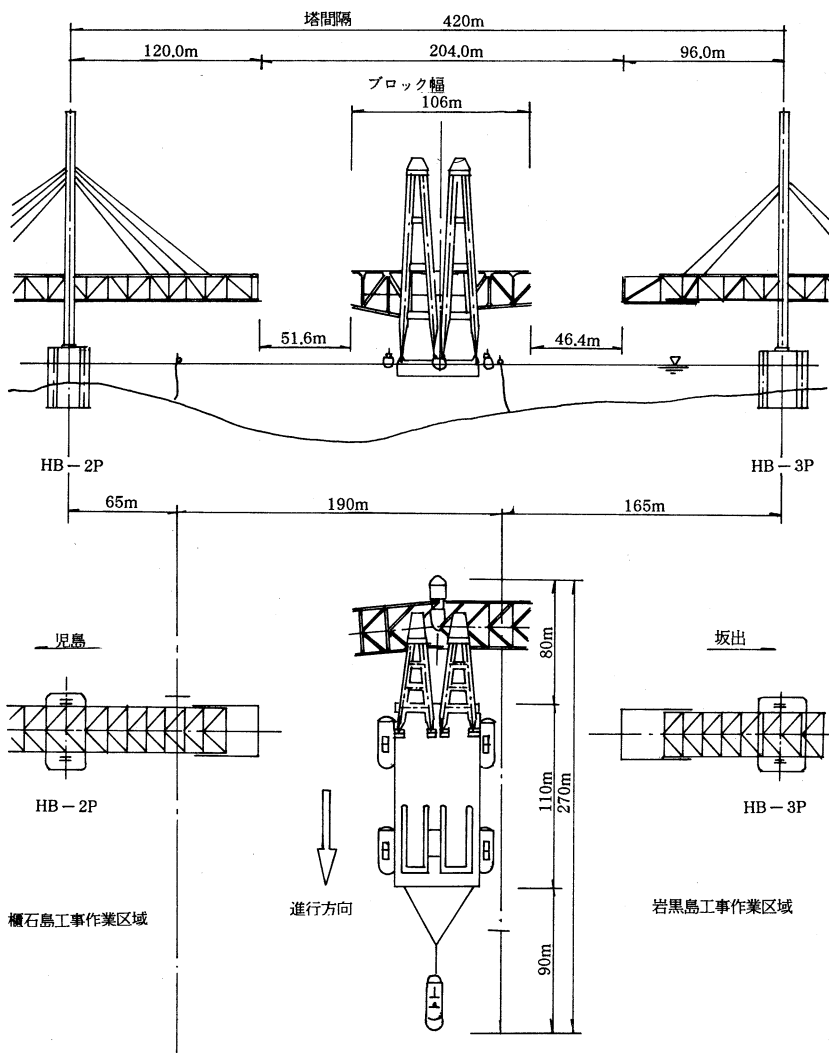


図-10 櫃石島橋中央径間通過状況図

4.4 BL-2 架設

(1) 浜出し

BL-1 浜出し時と同様に、3500t吊フローティングクレーンにて試験吊りを行なったのち、橋体の地切り、巻上げを行ない、浜出しを行なった。浜出しののち、フローティングクレーン前面に、12000t積台船を挿入、係留して、BL-2を搭載した。12000t積台船への搭載は、橋軸、橋直方向各4点ずつ、計8点のチルホールおよび台船の係留装置の調整を行なって、架台上へ搭載した。架台数は、トラス全格点16点の内10点(片主構5格点)で、最大反力470tに耐える構造とし、事前に台船の内部補強も行なった。

(2) 台船輸送・吊り曳航

12000t積台船に搭載されたBL-2は、多度津港地組立ヤードから瀬居基地へ輸送し、再度、3500t吊フローティングクレーンにて台船より吊上げ、吊切り曳航で、架設地点である番の州沖工事作業区域に入域した。

(3) 架 設

BL-2は、BB7AとBL-1との間に架設されるが、橋軸方向余裕量はそれぞれ1m、また7A東面ウイング部で

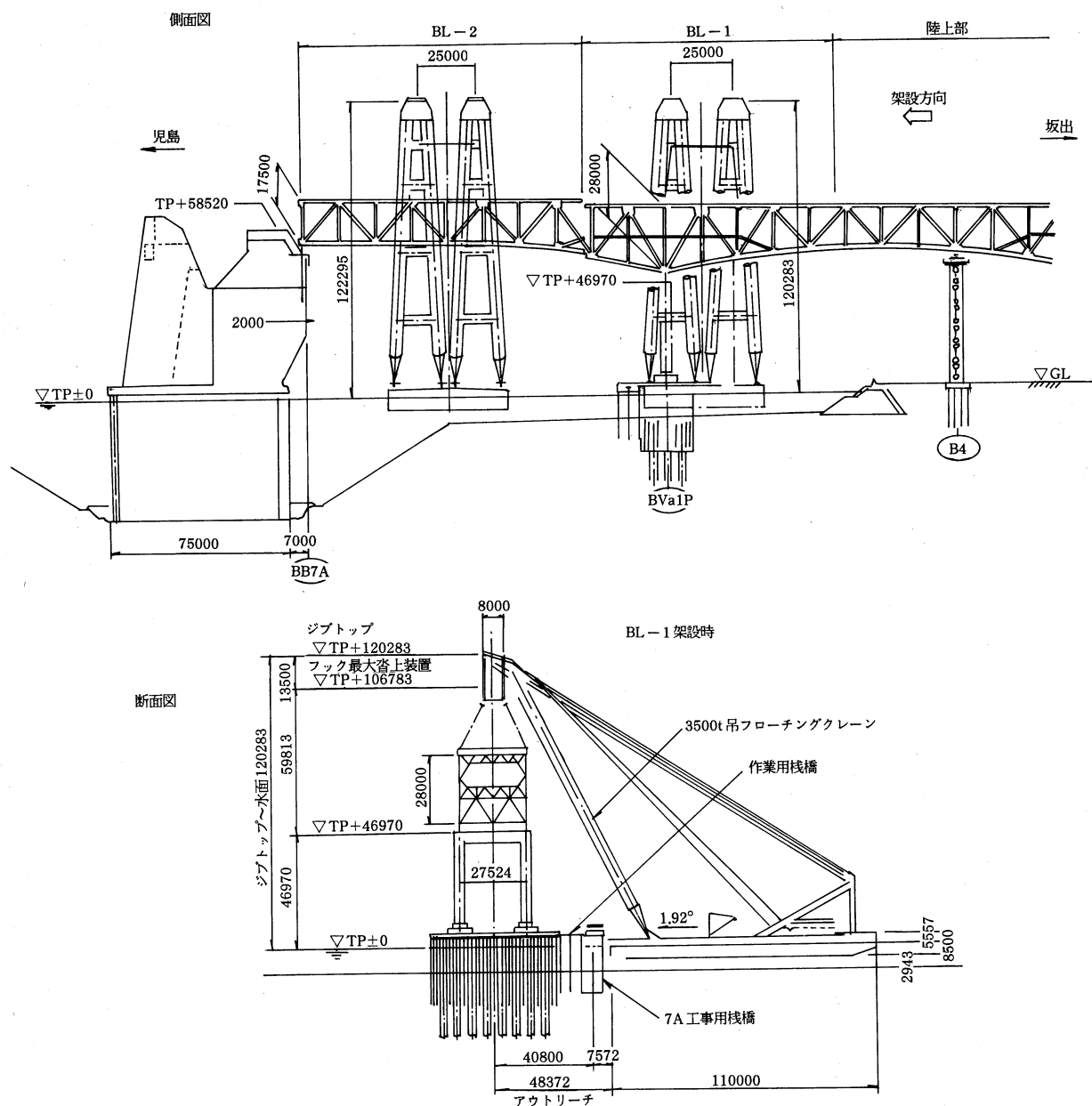


図-11 大ブロック架設図

は上下方向3mの余裕しかなかった。BB7Aより手前10mで、橋体をフローティングクレーンフック巻上げ最高位置にして、東面ウイング上を慎重に山越した。山越しののち、所定位置までフックを巻下げ、7A上引寄せ装置を設置した。

橋軸線が通るようにブロックの方向を調整し、フローティングクレーンを横シフトして、仕口との遊間50cmで停船、この位置にて仕口部の引寄せ装置を設置した。

フローティングクレーンの操船および引寄せ装置にて微調整しながら仕口を合致させ、橋軸方向の通りを確認し、約4000本のHTBを締付け、フローティングクレーンの解放を行ない、架設作業を終了した。なおフローティングクレーン解放によるBB7A側の仕口合致時立体解析結果は、設計高さより+366mmの数値を得ていて、支承をクリアできると考えられたため、ベント仮受け案

と、支承引込み案の2案で対応できるよう準備しておいた。結果的には、支承を引込む余裕高があったため、直接、支承にブロックの荷重をあずけた。また、添接板の孔明寸法は、BL-1と同様に測定等を行ない、設計寸法通りで孔明して取付け、施工上の問題はなかった。

4.5 後架設

BL-1架設後、橋上クレーン設備にて、中央径間側の下路床組、公共添架桁等の一部架設を行なった。

BL-2架設後、橋上に後架設部材荷揚げ設備（固定架台、100t吊クローラクレーン）および橋上小運搬設備（25t積セミトレーラー）を設置し、橋上クレーン設備と共に、鋼床版、下路床組等の後架設を行なった。

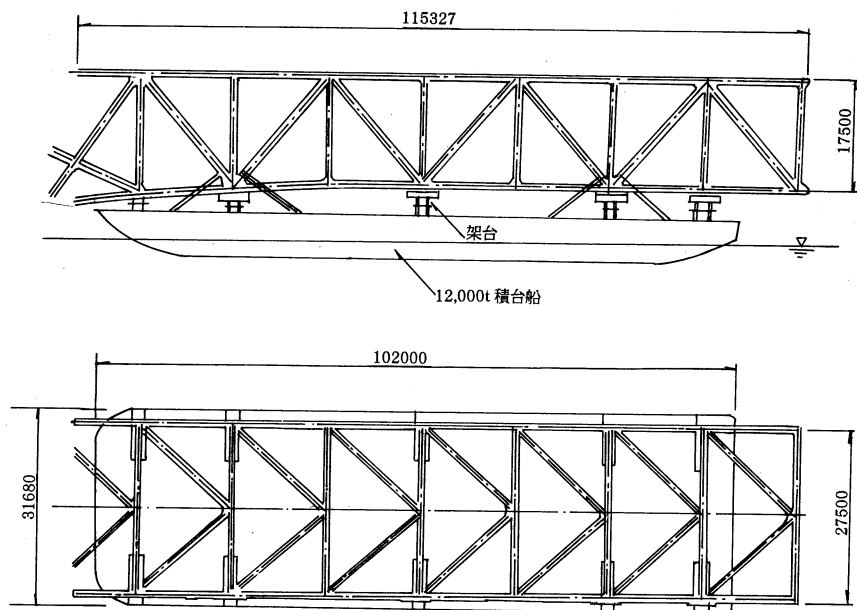


図-12 台船搭載図

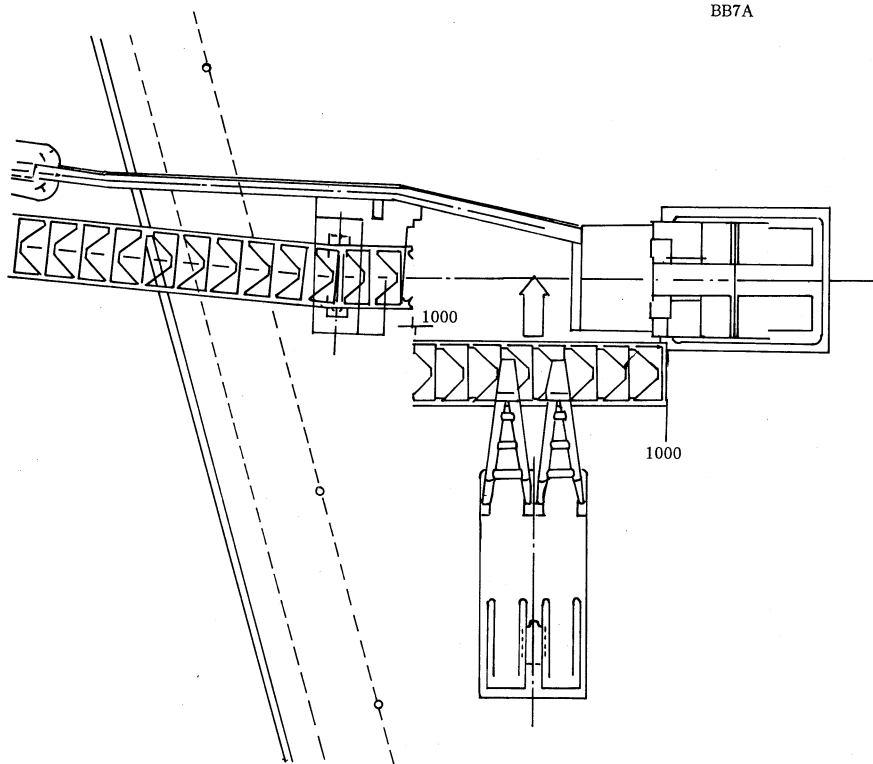
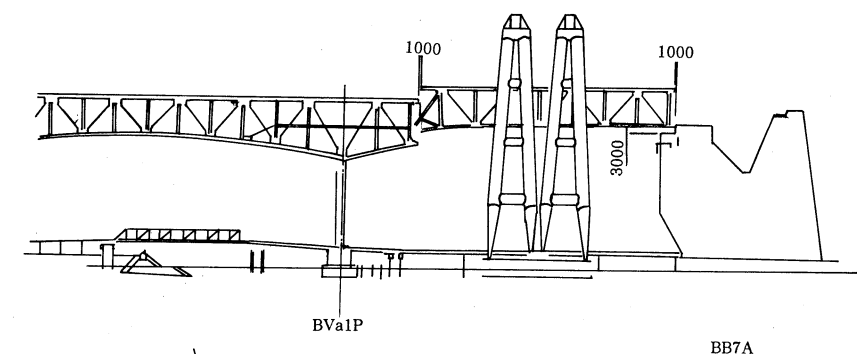


図-13 BL-2架設図



写真-4 フロートングレーン
による大ブロック架設

5. 主橋体支承のもりかえ

BVa3P可動支承は、陸上部側単材架設時の耐震性保持の目的により仮固定、またBB7A固定支承は、南備讃補剛桁架設時のBB7A挙動に対応できるよう、軸方向可動としておいた。南備讃補剛桁架設完了後、3P支承の前・後ブロックを取りはずし解放し、1P、2Pのメタルピアーの変形を計測しつつ主橋体を軸方向にジャッキングして、7A支承方向ブロックを設置し、固定条件に合うよう位置調整し、支承もりかえ作業を完了した。

6. あとがき

9ヶ月の長きにわたる陸上部主構架設、また2度にわたっての海上部の大ブロックダイレクトジョイント架設を行ない、後架設も無事終わり、工事を完了した。製作発注より4年数ヶ月にわたる長期期間、多数の方々の努力があったことを附記し、本橋が今後の参考になれば幸いである。

大島大橋振動実験

Vibration Test for Aerodynamic Stability on Oshima Bridge

愛媛県松山地方局建設部第三工務課
(前) 今治工事事務所 第二工事長 付

平塚 義久

Yoshihisa Hiratsuka

1. まえがき

吊橋の耐風安定性は、桁断面の空力特性と減衰性能に支配される。

しかし、減衰性能は、吊橋に限らずその他の形式の橋梁においても、未だ理論的な定量化がなされていないのが現状である。この理由は、橋梁の減衰性能に影響を及ぼす要因が多く、また要因どうしが互いに関連し合うことにより、複雑な様相を示すためと考えられている。

したがって、減衰性能を把握するためには、実橋における振動実験などから確認せざるを得ないわけであるが、これまでの実験では、起振機的能力が橋梁の剛性に比べ概して小さく、大振幅域での実験が不可能であった。

本文は、大島大橋において、本四公団所有の大型起振機を使用することによって、これまでにない大振幅の定常振動を発生させ、本橋の減衰性能をはじめとする振動性状を、ある程度明らかにすることができたので、その結果を要約して報告する。

2. 大島大橋の概要

本橋は、橋長840m (140+560+140) の単径間吊橋であり、日本で初めて補剛桁に充腹断面 (扁平逆台形箱桁) を採用した。(写真-1)

減衰性能に影響を及ぼすと考えられる本橋の構造または橋梁付属装置等の特徴を下記に示す。

- ① 補剛箱桁形式のため、補剛トラス桁形式に比較すると、ねじれ剛性は遜色ないが、曲げ剛性は小さい。また、部材継手のほとんどが溶接であり、ボルト接合は現場継手 (現場継手ピッチ 24.0m) のうち下フ

ランジおよび斜めウェブだけである。このため、継手部における減衰はかなり小さいものと考えられる。

- ② センターダイヤゴナルスチ (以下「スチ」という) を1組有する単径間吊橋であるため、逆対称モードにおいては、スチによる減衰効果が大きいと想定される。
- ③ 桁端には複雑な機構の1本ローラ式鉛直支承と、リンク式伸縮装置を配置している。

3. 実験計画

3.1 目的

起振機により大振幅の定常振動を発生させ、本橋の減衰性能を把握することを目的とする。主な調査項目は次のとおりである。

- ① 実橋減衰率と風洞模型の減衰率を比較することによる風洞試験の妥当性の検証
- ② モードの違いによる減衰率の相違の把握
- ③ スチ、沓など減衰率に影響を及ぼす要因の把握
- ④ 空力減衰の把握
- ⑤ 減衰率算出方法の違いによる減衰率の比較

3.2 実験設備

(1) 起振機

大鳴門橋振動実験で実績のある低周波大型起振機 (写真-2) を使用した。なお、本実験での対象モードの固有振動数を考慮し、一部ギアを改造して、起振周波数能力を改良した。

(2) 計測器

計測器の配置を図-1に示す。

橋体の応答は、サーボ型加速度計による測定を基本と

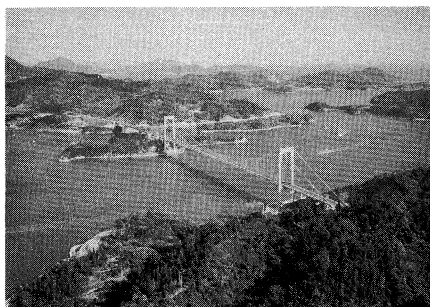


写真-1
大島大橋全景

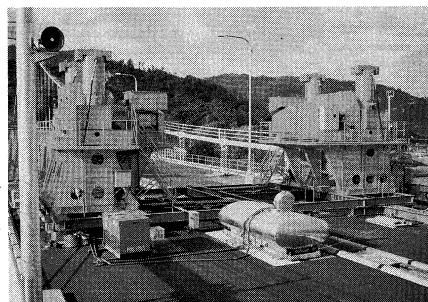


写真-2
起振機

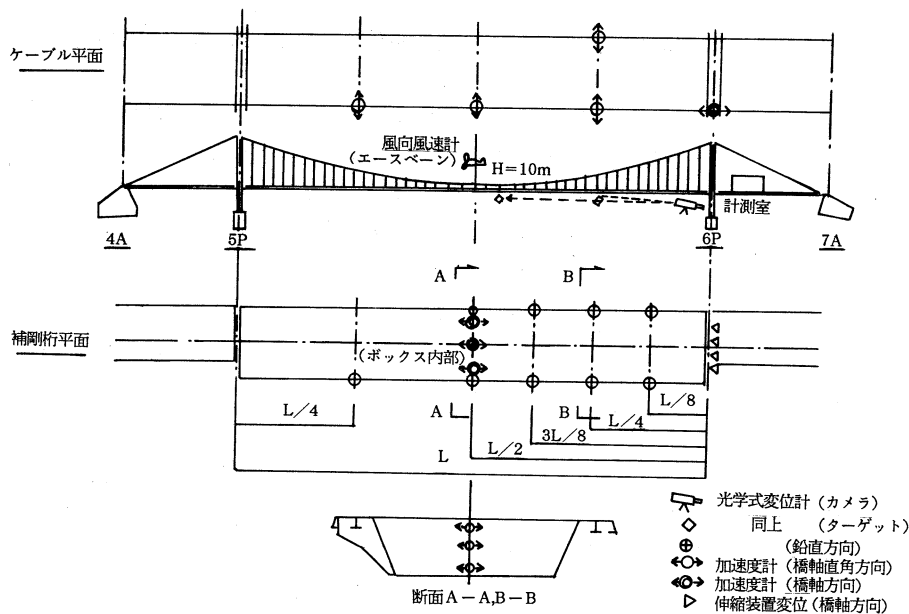


図-1 計測器配置図

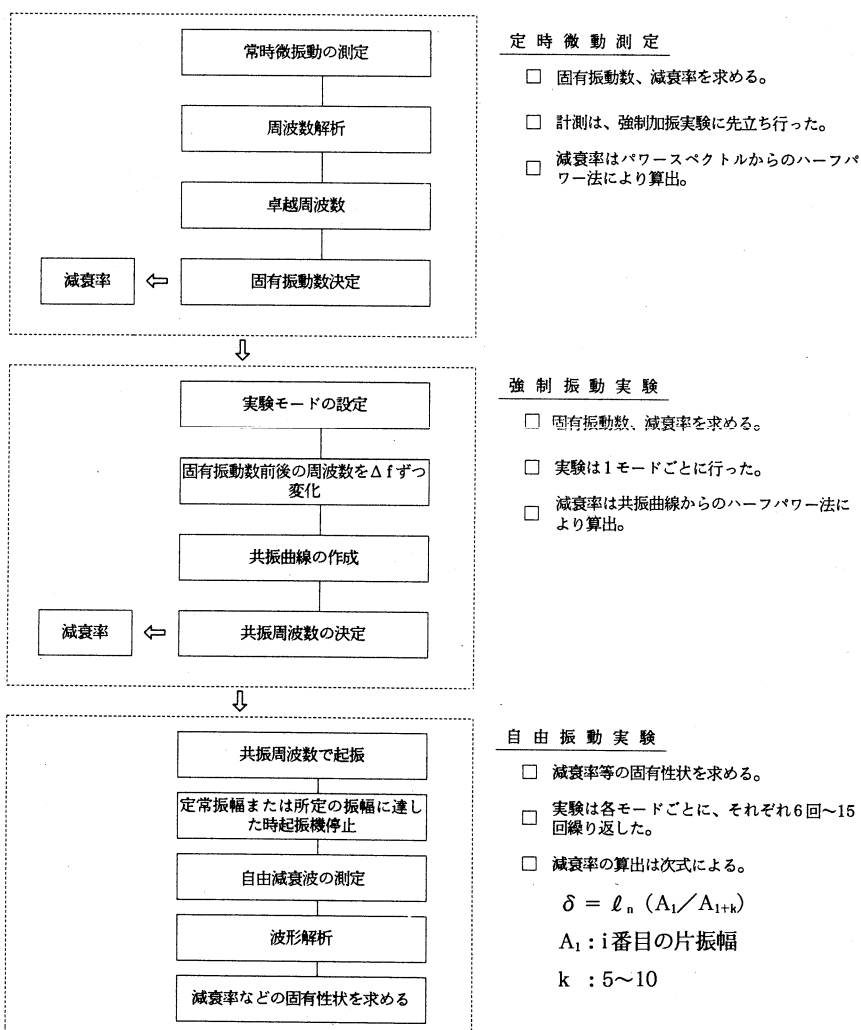


図-2 実験の手順

れがあるため、橋体発生応力を監視し安全を確保した。

3.3 実験内容

(1) 実験項目

実験は、常時微動測定、強制振動実験および自由振動実験で構成される。実験の手順を図-2に示す。これらの項目の実施内容は、大鳴門橋での実績にならった。

(2) 起振方法

写真-2のように2台の起振機をL/2点またはL/4点の橋面上に設置し、曲げモードでは2台の起振機を同位相で、ねじれモードでは逆位相で同調させて起振を行なった。

自由振動実験では、橋体の応答振幅が定常状態に達した後、曲げモードでは2台の起振機のウェイトがともに下死点で、ねじれモードでは1台が下死点で、もう1台が上死点で同時に停止するよう調整した。

(3) 実験対象モードと目標振幅

耐風安定性を検討するうえで重要な、表-1に示す低次モードを対象とした。逆対称モードにおいては、ステイによる減衰効果を確かめるため、ステイを取外した状態でも実施した。曲げ逆対称1次(ステイ無し)では、固有振動数の異なる2つのモードを記載してあるが、これは桁端を橋軸方向にフリーとした場合、側径間ケーブルの位相の異なる2つのモードが計算されたためである。

目標振幅は、減衰率を0.025、起振効率を0.75と仮定し、振幅がB/100(B: 振幅=23.7m)となるようウェイト重量を調整した。

(4) 実験実施日

L/2点起振実験

昭和62年10月19日～10月22日

L/4点起振実験

昭和62年11月3日～11月15日

4. 実験結果

常時微動測定の結果については、5章考察のなかで述べることにし、ここでは起振実験の結果について述べる。

した。なお、加速度計測の精度を確認するため、最大変位位置(L/2点またはL/4点)において光学式変位計による計測を行なった。

また、実験時には、桁本体に過大な応力が生じるおそ

表-1 実験対象モードと目標振幅

モード	ステイ	起振機		応答値	
		設置位置	重錘重量 (t)	振動数 (Hz)	目標振幅
曲称	1次	L/2	7.45	0.234 (0.232)	298mm
	2次	L/4	10.00	0.321 (0.322)	273mm
	3次	L/2	7.45	0.543 (0.541)	173mm
ねじれ	1次有	L/4	10.00	0.157 (0.157)	217mm
	1次無	L/4	10.00	0.138, 0.193 (0.137, 0.192)	215mm 221mm
	2次有	L/4	7.45	0.714 (0.717)	173mm
	2次無	L/4	7.45	0.714 (0.717)	173mm
ねじれ1次	対称1次	L/2	7.45	0.552 (0.541)	1.24°
	逆対称1次有	L/4	7.45	0.755 (0.741)	1.13°
	逆対称1次無	L/4	7.45	0.731 (0.717)	1.14°

() 内は起振機載荷時

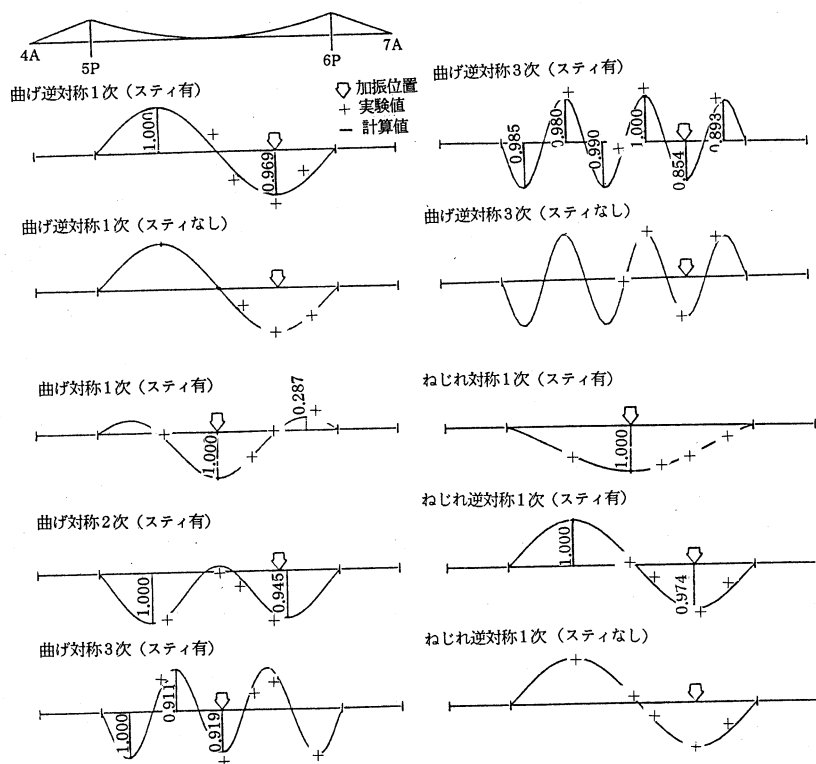


図-3 振動モード図

4.1 モード図

モード図を図-3に示す。表-1に示した実験モードのうち、曲げ逆対称1次(ステイなし)で2つのモードが計算されたが、実験からは1つのモードしか測定されなかった。

計測されたモードは、曲げ逆対称1次(ステイ有り)以外は、計算モードと良く一致している。

4.2 共振曲線

共振曲線を図-4に示す。曲げモードではほぼ共振点が見られたが、ねじれモードでは共振点付近で鉛直沓の打

撃音が大きくなり、加振を停止したため、共振点が見られなかった。

ステイの有無による共振曲線の違いは、曲げ逆対称1次で顕著であり、ステイ有りの場合、共振曲線の明確なピーク点が見られなかった。ねじれ逆対称1次では、ステイにより、固有振動数が3%程度増加する傾向であった。

しかし、曲げ逆対称3次では、固有振動数および最大振幅ともほぼ一致しており、ステイ有無による有意差はない。

一方、ねじれ逆対称1次では、実験日によって固有振動数が1.5%程度異なっている。この原因は、橋体温度変化に伴いねじれ剛性が変化したものと思われる。

他のモードについては、橋体温度の異なる条件下での強制振動実験を実施していないが、ねじれモードでは後述するように減衰率と橋体温度の相関性が高いことから、この傾向はねじれモード全般に言えることであろう。

4.3 減衰率

自由減衰振動波形から求めた減衰率(本文では対数減衰率で評価する)と振幅の関係を図-5に示す。

自由振動実験は各モードで6~15回実施したが、風や温度の影響により、測定された減衰率は同一モードにおいてもばらつきを生じたので、比較的低風速時のものを選んで掲載した。

5. 減衰率に関する考察

5.1 振幅依存性

減衰率は、図-5で明らかのように、大振幅域ではばらつきが小さいものの、小振幅域では大きくばらついており、沓や伸縮装置の作動性あるいは風が影響するものと想定される。

一方、減衰率にはほとんどのモードで振幅依存性がみられる。特に曲げ逆対称1次モードではその傾向が顕著であり、この原因は、橋軸方向の振動が大きく、かつ周期が長いので振幅の増加とともに桁橋の鉛直沓、ウインドシューあるいは伸縮装置による減衰力が大きく働くためと想定される。

想定される。

5.2 風速、温度との相関

長大吊橋の減衰は、一般に空力減衰の影響が大きく、安定な風速内では風速の増加とともに大きくなる。

本実験においては、曲げモードではその傾向であったが、ねじれモードでは風速との関係よりも、温度との相関がうかがえた。図-6に曲げ対称2次およびねじれ逆対称1次モードでの減衰率と風速、温度との関係を示す。

曲げ対称2次では、温度に関係なく風速の増加とともに

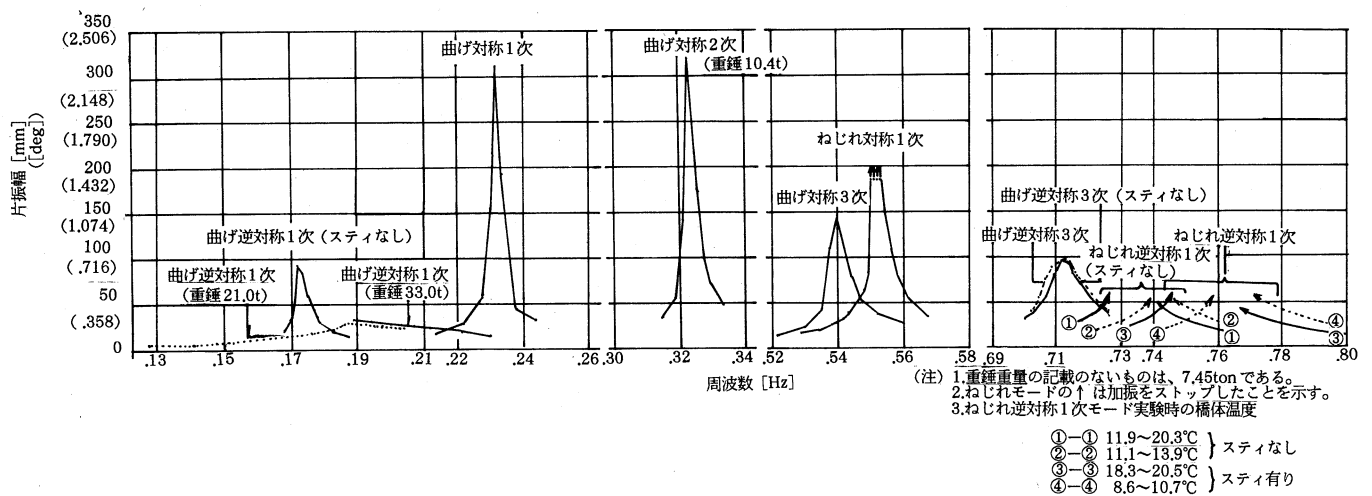


図-4 共振曲線

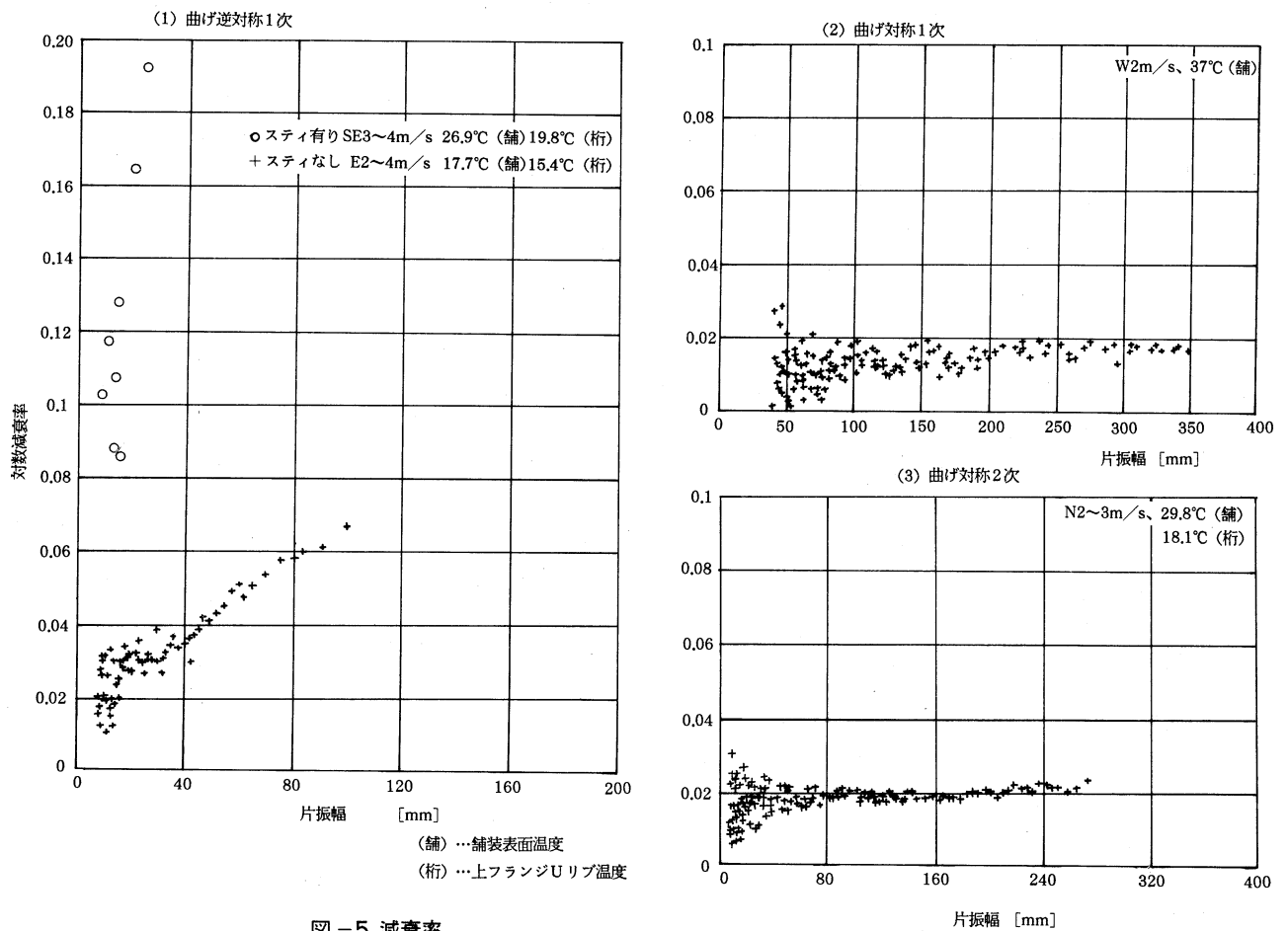


図-5 減衰率

減衰率が増加する傾向がうかがえる。一方、ねじれ逆対称1次では明らかに橋体温度との相関が強く、温度上昇とともに減衰率は低下する。

5.3 モード次数との相関

今回対象としたモードのうち、顕著な振幅依存性が確認された曲げ逆対称1次を除く他のモードについて、低風速時の観測結果から、モード次数(固有振動数)と減衰率の関係を図-7に示す。同一振幅で評価すると、減衰率は高次モードになるほど大きくなっている。

5.4 スティの効果

図-5 (1) で明らかなようにスティを設置することによって、曲げ逆対称1次では著しく減衰率が増加する。これは、スティによって橋軸方向の振動が拘束されたためと考えられる。

曲げ逆対称3次、ねじれ逆対称1次では、スティの有無による有意差はみられない。

5.5 算出方法による比較

常時微動測定、共振曲線および自由振動から求めた減

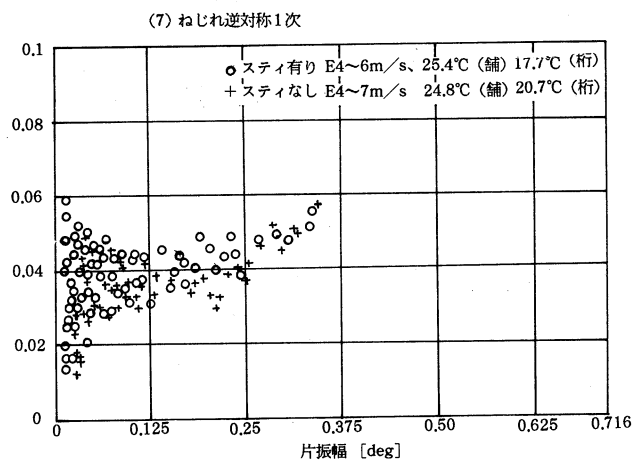
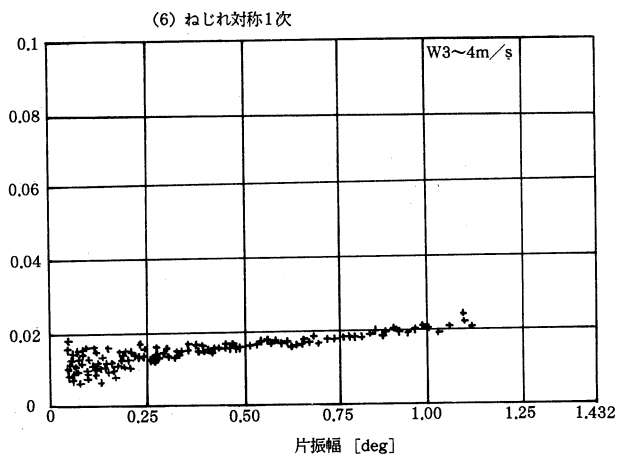
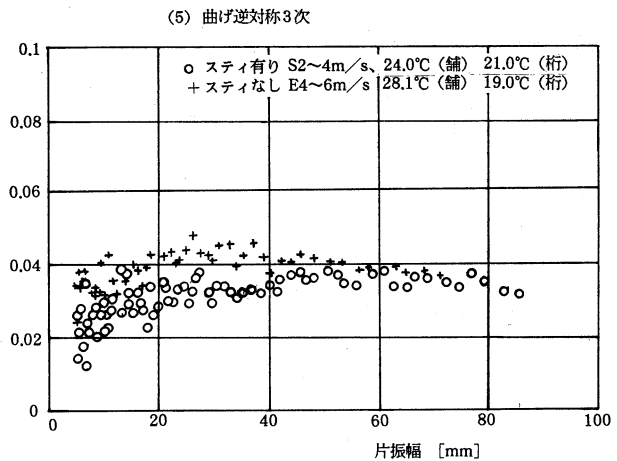
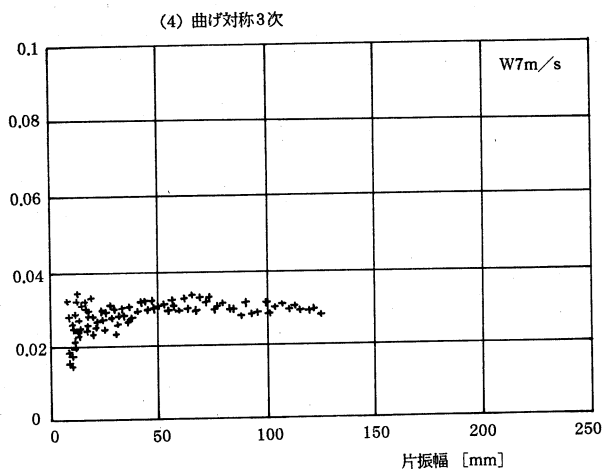


図-5 (続き)

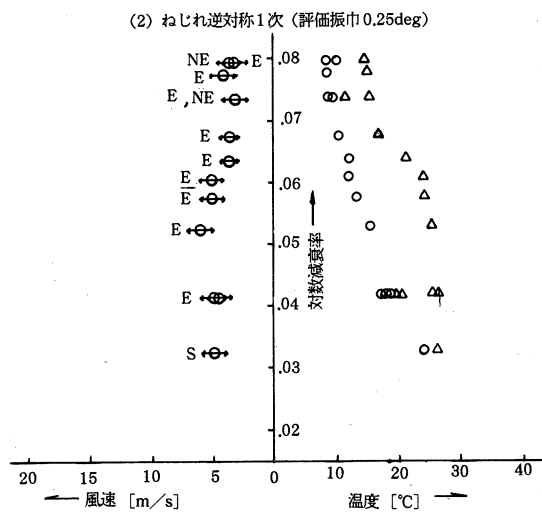
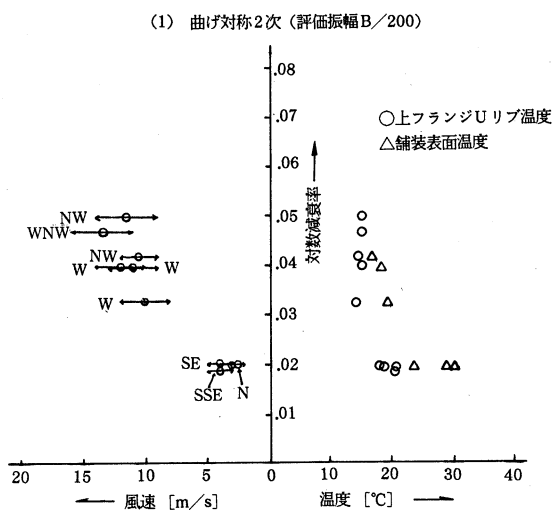


図-6 減衰率と風速、温度との関係

衰率の比較を図-8に示す。

自由振動から求めた減衰率は、曲げ逆対称1次を除くと、モード次数が大きくなるにつれ増加している。

共振曲線からの減衰率は、自由振動から算出された範囲のなかに入っており、十分信頼性はあると思われる。

しかし、常時微動からの減衰率は、モード次数の増加とともに減少しており、自由振動の結果と逆の傾向である。常時微動は小振幅域での測定値のため、桁橋沓・伸

縮装置・ステイの影響などを評価しきれないことが原因であると推察される。

6. まとめ

本実験から、次の結論を得た。

(1) 極めて低風速時の自由振動から求めた減衰率と風洞模型の構造減衰率の比較を表-2に示す。

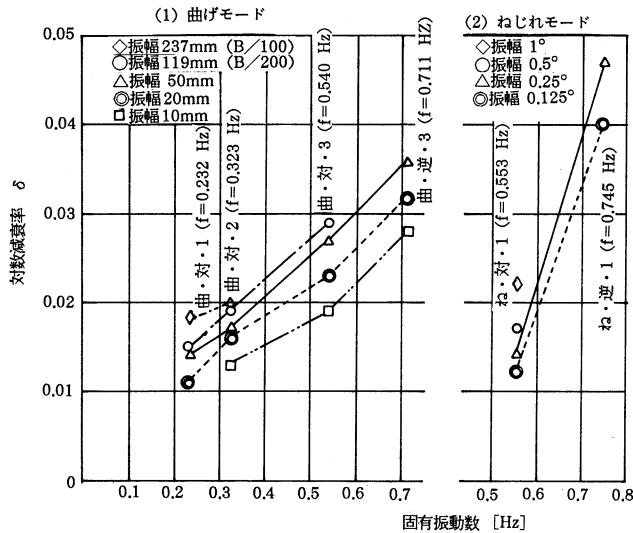


図-7 減衰率とモード次数の関係

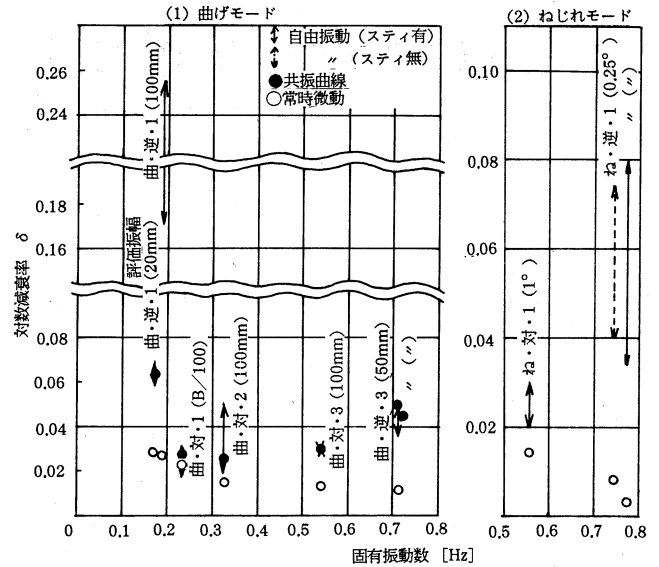


図-8 減衰率の比較

表-2 減衰率の比較 (模型～実橋)

モード		模型の構造減衰率	実 橋		
			減衰率	評価振幅	風向・風速
曲 対 称	1次	0.014	0.015	B/200	W2 m/s
	2次	—	0.019	B/200	SSE3~4
	3次	—	0.029	B/200	W3~8
げ 逆 対 称	1次	0.036	0.172	20mm	S3
	3次	—	0.036	50mm	S2~4
ね じ れ	対称1次	0.018	0.017	0.5°	SW5
	逆対称1次	—	0.038	0.25°	E4~6

実橋の減衰率は本四耐風設計基準に示す値 ($\delta = 0.02$) を下回るモードもあるが、いずれのモードにおいても模型値と同等以上あることが確認された。したがって、風洞模型実験の妥当性は確かめられ、本橋の耐風安定性は検証されたといえる。

(2) センターステイの効果は、曲げ逆対称1次で顕著であり、本橋においては、減衰率を向上させる手段として有効であった。

(3) 減衰率の振幅依存性は、すべてのモードで確認され、

特に曲げ逆対称1次で顕著である。

(4) 高次モードになるほど減衰率は大きくなり、常時微動の結果と相反する。

(5) ねじれモードの減衰率は、橋体温度との相関性が高く温度上昇とともに低下する。

7. あとがき

本橋の完成までには、日本初の箱桁補剛吊橋であることから、計画当初より風洞模型実験、架設途中の対風挙動の計測および本文で報告させていただいた振動実験など耐風安定性の確認には細心の注意を払った。その結果、本橋の耐風安定性が確認され無事供用することができた。

これらの実験をはじめとし、現場施工にもあたられた宮地・横河共同企業体の方々に深く感謝するとともに、本実験結果が今後計画される吊橋の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 田中、淵田、岩屋：大鳴門橋振動実験の報告 本四技報 Vol.9 No.36 '85.12

UJNR・橋梁ワークショップの報告

Report on the UJNR・Bridge Workshop

設 計 部 第一設計課 秋山晴樹

Haruki Akiyama

1. まえがき

第4回日米橋梁ワークショップが昭和63年5月11日・12日の2日間にわたり米国カルフォルニア州サンディエゴにおいて開催された。

この日米橋梁ワークショップは、天然資源の開発利用に関する日米会議(UJNR)の耐風耐震構造専門部会における作業部会において、橋に関連した問題をより深く議論するために設けられたものである。

会議は毎年開催され、会場は日本と米国交互に設定されている。去年は日本で筑波、そして今年は米国でとなった次第である。

出席者は日本側13名、米国側20名、これにカナダからの3名を加えて計36名であった。

会議場は、“Whispering Palm”という、ぐらりとゴルフ場に囲まれた非常にさわやかな所にあり、日本側代表はゴルフの誘惑と時差ボケと、発表・質疑すべて英語というハンディキャップにかなり苦戦を強いられたものであるが、結果的には有意義な成果が得られたと思われる。

ここでは、会議と発表論文の概要を紹介することにより、米国における橋梁研究の一端を報告することとしたい。

また合わせて、視察旅行中に目に止まった米国の橋梁に関する技術についても紹介する。

2. UJNR・ワークショップ

会議は次の6つのセッションに分類され、各4～6編の論文が提出された。

1. 橋梁の空力特性について
2. 風工学および長大橋の実橋実験について
3. 橋梁の耐震性評価と補修について
4. 維持・点検・補強について
5. 解析と設計について
6. 橋梁と部材に関する実験的検討について

以下、各セッションごとに参考になると思われるものについて述べる。

2.1 橋梁の空力特性について

米国から提出された論文は2編であった。それぞれ耐風工学の重鎮R.H.ScanlanとR.L.Wardlawによって発

表された。Scanlanは斜長橋の架設系におけるフラッターとガスト応答について理論的な定式化を行ない、この分野における今後必要な調査項目について紹介していた。

Wardlawは土木研究所とカナダNRCとの間で始められた。“長大橋梁の耐風性評価マニュアル”の作成をめざす共同研究について報告した。この研究はマニュアル作成に先だっての作業を2段階に分けている。第1段階では部分模型、タウト模型、全橋模型を用いた風洞実験についてその手法のガイドラインを作る、そして、第2段階では、代表的な断面特性を持つ橋梁毎に静的および動的な空気力係数をシステムティックに計測するというものである。

そして、その特性に応じて断面を分類分けし、マニュアルを作ると同時に空力特性に着目した橋梁カタログを作成しようというものである。

この研究は去年始まったばかりであるが、今後大いに注目すべきものであろうという印象があった。

2.2 風工学および長大橋の実橋実験について

このセッションは日本からのものが多く、米国からは1編のみであった。CanadaのJ.C. WilsonのQuincy Bayview橋(斜張橋)の動態観測結果の報告である。最近米国、カナダにおいては数々の長大斜張橋が建設されている。その主なものをあげると次のようなものがある。

米 国：フロリダ州・・・ Dame Point橋

Sunshin Skyway橋

イリノイ州・・・ Quincy Bayview橋

カナダ：バンクーバー・・・ Alex Fraser橋

(前 Annacis)

Skytrain橋

だいたい、300～400mの橋は最近ほとんど斜張橋となっているように思われる。そして、米国においても日本同様ケーブルと桁の振動については、ずいぶん神経を使っているようである。

2.3 耐震性評価、補強について

米国からは3編提出されていた。まず B.Maroney。彼はカルフォルニア州の橋梁補強について紹介した。

この補強計画は1971年のサンフェルナンド地震の直後より開始され、今第2段階に入っている。第一段階では、とりあえずすべての橋梁の上部上の連結部をケーブルかタイロッドでつなぎ落橋の防止を図った。これは55百万

ドルをかけて1,300橋手当することにより終了している。そして、第2段階ではより本質的な補強を行なうとしているが、なにしろ数が多いので緊急な橋から優先順位をつける必要がある。この優先順位決定に際しては橋の重要性もさることながら、橋の耐震性能をどう評価するかが大きな問題となる。この評価方法についての紹介論文であり、既存橋梁の補強計画策定には参考になると思われる。

次に、F.Seible氏の論文。これはコンクリート床板の補修に関するもので、旧床板の上半分をはつり取り新しくうち足すというもので、大規模な実験を行ないその問題点を論じていた。今米国の橋梁は荒廃しており、床板もひどいものになると大穴があいてなかの鉄筋がむき出しになっているものも数々見受けられた。そんな道路でも車はビュンビュン通っており、実に米国民は勇敢なものだに関心してきたものであるが、それはさておき、この種の研究は今米国民が最も必要としているものであらうと思われた。

I.G.Buckle氏の論文は"Bridge Isolation"に関するものであった。これは、橋梁上部工と下部工の間に柔な支承を設けて耐震機構上上下部を分離し地震力の効果を低減させる方法で、既に米国では既存橋の補強方法としてかなり採用されている。さらに最近では、新しく建設される橋にも積極的にこの工法が用いられようとしているとのことであった。この論文は、その原理から構造細目まで一連の紹介をしたものであった。一読に値するものであると思われる。

2.4 維持・点検・補強について

米国側の論文は3点。まず、R.A.Imbsenは米国内でのトラック荷重の現状を調査し、その変化が橋梁に及ぼす影響を調べた上で既存橋の欠陥、不十分性について信頼性論文に基づいて論じた。

M.J.Priestleyはコンクリート橋脚の強度、地震性能について現状での知見を述べ、将来調査すべき問題点を整理して主張している。

F.W.Klaiberは橋梁の補強プロジェクトについて報告した。FHWA (Federal Highway Administration) によれば、現在米国の橋梁の約40パーセントは補強ないしは架替えが必要とされているが、論文では最近1年間にこなされた4つの橋梁補強プロジェクトについて報告していた。このうち、2つのプロジェクトについては既に完了しており、他は現在進行中である。いずれも単独の橋梁を対象としたものではなく、総合的な大がかりな調査であり、米国のこの方面での力の入れようが感じさせられるものであった。

2.5 解析と設計について

このセッションについてはとくにコメントはない。米側論文は次のとおりであった。興味を持たれた方は熟読されたい。

① Development of Load Resistance Factor Design (LRFD) for Bridges

by A.S.Nowak

② Recent Bridge Damage in California

by J.H.Gates

③ Some Aspects on the Impact Between Bridge Deck and Abutments During Earthquake

by E.Maragakis

④ Response of One-Way Hinged Pier Under Lateral Load

by M.Saiidi, J.Orie and B.M.Douglas

⑤ Research Needs for Seismic Design of Cable-Stayed Bridges

by A.M.Abdel-Ghaffar

2.6 橋梁と部材に関する実験的検討について

提出された論文は4編、いずれも米国側のものであった。特におもしろいと思われたのは、S.F.Masriによって発表された"Nondestructive Evaluation of Bridge Model Performance"であった。

これは、ちょうど医者が聴診器で患者の容態を判断する感じで橋の異常を判断しようというもので、最近の計測機器の進歩と、システム同定(System Identification)に関する研究の発展により可能となっている(可能となろうとしている?)ものである。ここでは完結論文ではなく準備段階的な報告であったが今後注目していきたい研究であると思われる。

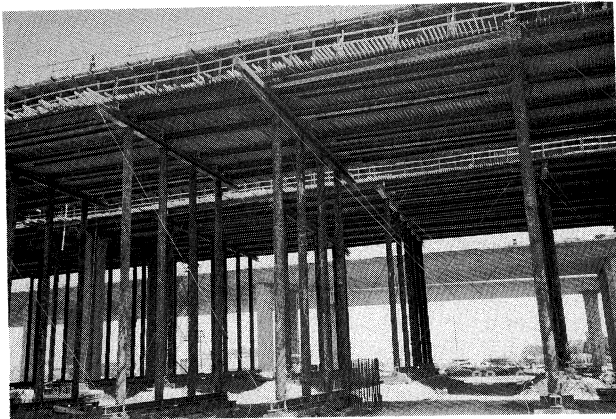
内容的に充実しているものとしては H.S.Lewにより発表された"Similitude Studies of Prototype and 1/6-Scale Model Bridge Columns under Reversed Cyclic Loading"があった。この規模でのモデルと実橋の相関が明確になれば、実橋の性能はモデル試験によりかなり詳細に把握できるというものである。

他の2編は、実橋の振動試験に関するものと、橋脚壁の試験に関するものであった。

以上が会議の要約であるが、興味を持たれた論文があれば設計部の方へ連絡していただきたい。全文コピーしてお送りします。

3. 目にとまった橋にまつわる風景

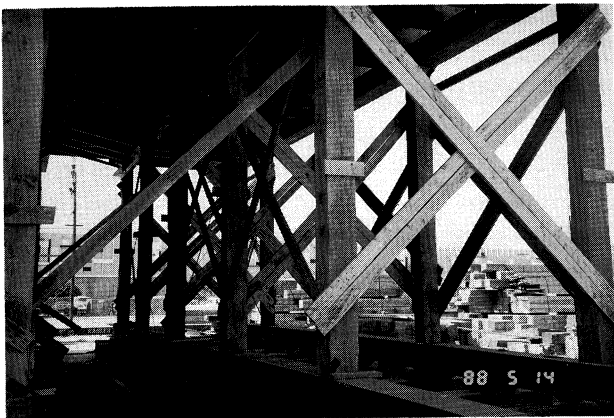
会議のついでに各地を回り橋を見てきた。米国の長大橋に関しては既に多勢の人々が視察して多くの報告がなされているので、ここでは多少異なった視点から写真12枚を紹介する。前半はカルフォルニアのある工事現場でのスナップ、後半はバンクーバーのアレックス・フレーザー橋とカルフォルニアのビンセント・トーマス橋でのスナップが中心である。外国企業参入の話もあることであり、そのアバウトな感覚、経済観念などの一端を読み取って参考にさせていただきたい。



①



②



③

① 施工現場-1

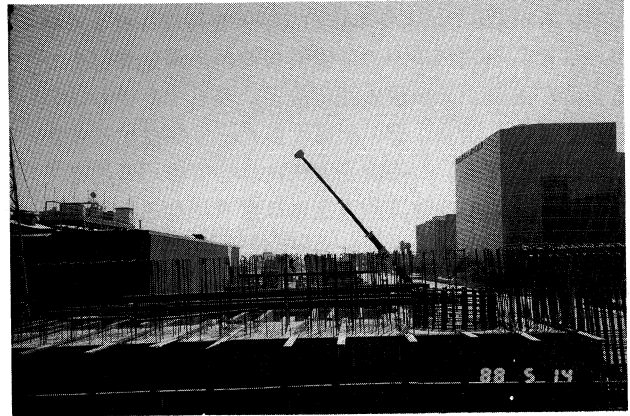
スマートな支保工である。ロープでステイが取ってあったが、場所によっては一方向だけのステイの所もあって気になった。コラムとビームの接合も実にあっさりしている。

② 施工現場-2

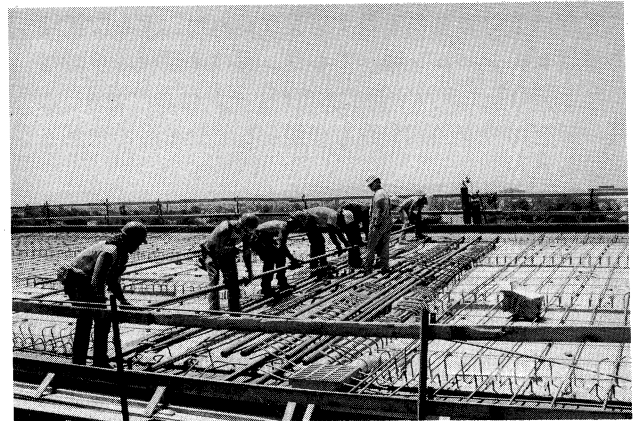
支保工基礎部である。随分現場的に苦労して高さを調整している。ロープステイの取り付けもあっさりしたものだ。

③ 施工現場-3

低い場所は支保工が多用されている。かなり転用されているらしく連結部あたりはクギ穴や割れが非常に多い。クギも抜き易いように二重の頭がついている。



④



⑤



⑥

④ 施工現場-4

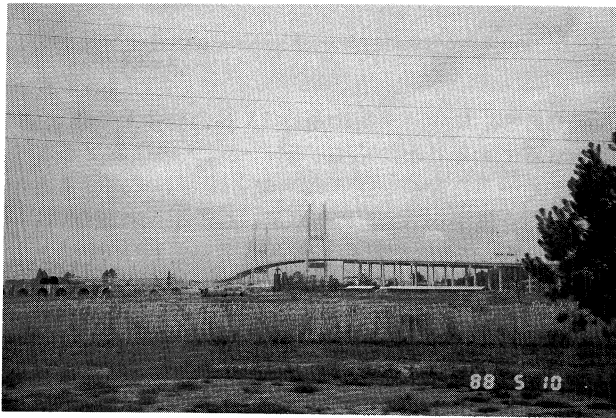
見えにくいですが、労務者をクレーンで吊り上げている所である。そばに州政府の高官がいたので「こういうのは許されているのか?」と聞いたら、「だってクレーンを遊ばせておくのはもったいないじゃないか」とのことだった。

⑤ 施工現場-5

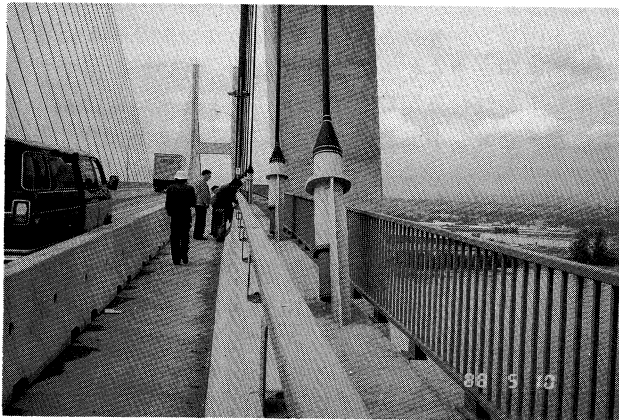
日本のD-51に相当する鉄筋を設置している所である。大男を並ばせて、ボスが音頭をとって一斉に運ばせてセットする。現場監督の話では、「本当は法律上よくないんだが、クレーンがないときはしょうがないんだ」とのことであった。

⑥ 施工現場-6

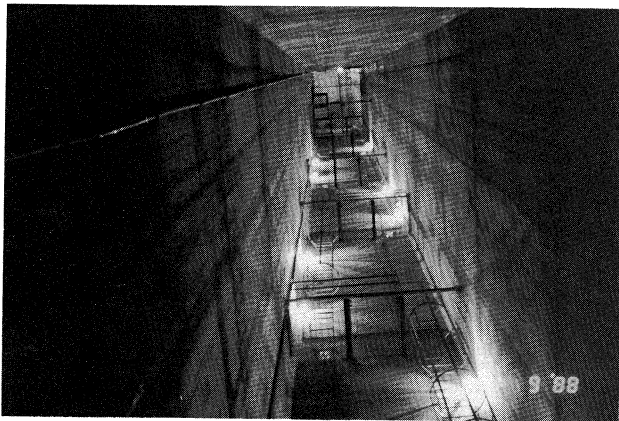
現場のすぐ近くで型枠を組み立てていた。監督の話では、「現場では労務者の最低賃金はずいぶん高い。ちょっと外で組み立てたら、だいぶ節約できるんだ」とのことであった。



⑦



⑧



⑨

⑦ 橋-1

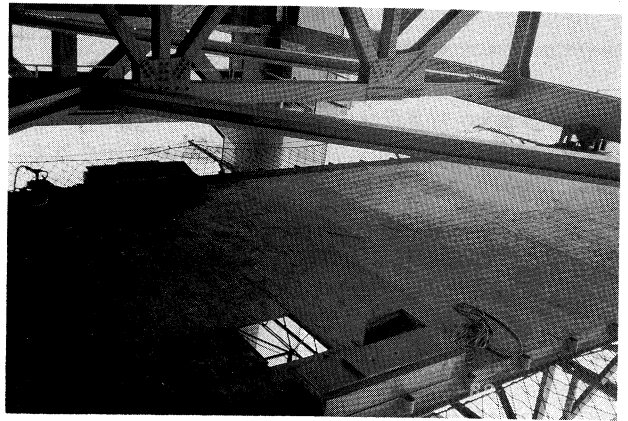
アレックス・フレザーの全景である。中央支間465mと生口橋より少し短い橋であるが、ずいぶん安く出来上がったときいた。

⑧ 橋-2

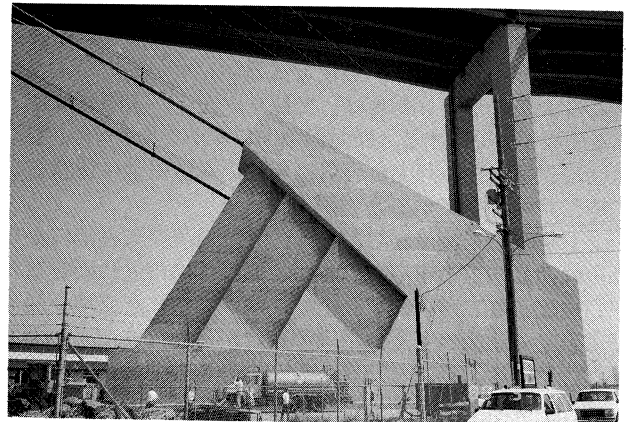
なぜ安い興味ある所であるが、たとえば桁の構造（これは写真がうまく撮れなかった）とかケーブルの定着は実にシンプルである。

⑨ 橋-3

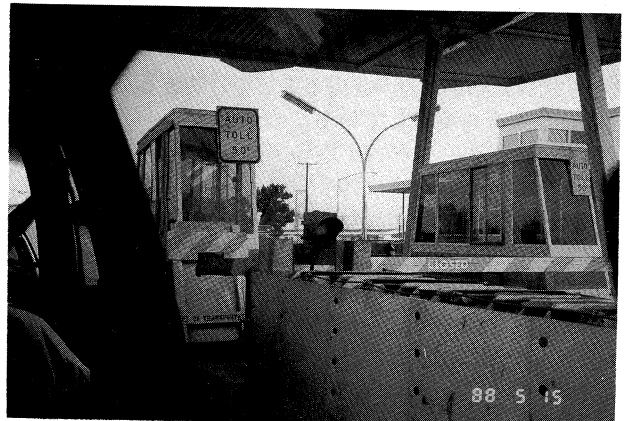
コンクリート塔の内部であるが、構造は全くアツケラカンとしている。維持管理には頂上までこのはしごを昇っていくのだそうだ。



⑩



⑪



⑫

⑩ 橋-4

維持管理に関しては節約している橋が多いように思われる。これはビンセント・トーマス橋桁の維持管理用作業車である。危ないので回りに安全ネットがしてあった。

⑪ 橋-5

節約しているわりにはデザインには凝っていた。これは同橋のアンカレッジであるが、だいぶ苦勞のあとが見受けられる。

⑫ 橋-6

うれしくなるほどアバウトだったのが同橋の料金所である。表示は50セントのみだが実際は車種ごとに細かく分かれていて50セントは最低料金である。料金所長に「これではドライバーはいくら払えばいいのかわからないじゃないか？」と聞いたら、「そんなのは一度通ればみんなわかるんだ」という返事だった。

舞子トンネルと調査試験坑

神戸～鳴門ルートの中神戸側陸上部に建設が予定されている舞子トンネルは、延長が約3Kmの3車線大断面併設トンネルである。

本トンネル区間の地質は、未固結な大阪層群が延長の約2/3、残りが六甲花崗岩で、大阪層群に挟まれた形で分布しており、大阪層群部では一般の岩部を掘削するトンネルとは異なった地山挙動を呈するものと思われる、切羽の安定をはかるなどの地山保持対策が必要となる。また、トンネル区間は住専地域が大部分であり、浅い被りで住宅地を形成しているため、トンネル直上あるいはその周辺に地盤沈下や硬岩掘削による振動、騒音等の影響を軽減するような施工が必要となる。

このように本トンネルは、土被りが浅く、未固結な地山と硬岩とを掘削する大断面都市トンネルであるため、安全性及び確実性の向上とともに周辺環境保全に留意して施工計画を立案する必要がある。

トンネル施工坑口としては、各谷坑口及び矢谷坑口からの両押し施工が想定されるが、矢谷坑口付近に硬質な花崗岩があり、周辺及び直上に住宅があるなど立地上及び環境上の制約が多く、工事の進行が遅くなるため、両押し施工では工期的な問題が生じる。このため、両坑口の間に作業坑を計画することとしている。

一方、このような観点から地山の強度、変形特性及び掘削に伴う地山挙動、支保部材の挙動・施工性、補助工法の効果等を把握することにより、舞子トンネルの設計・施工法検討に必要な資料を得ることを目的とした立坑、斜坑による調査を実施している。

調査は、土圧、変形等が均等で解析上も地山の物性値を把握しやすく、調査に伴う対象用地範囲の狭い、立坑による調査を先行して行ない、引続き斜坑による調査を実施し、トンネル委員会の検討資料とする。

なお、調査坑の立坑と斜坑は、将来、本トンネルの作業坑として利用するよう検討をすすめている。

調査坑は図に示すとおり、大阪層群、六甲花崗岩を掘削対象地山とし、それぞれで試験を実施する。

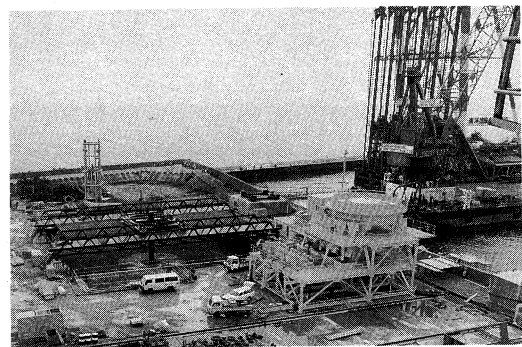
明石海峡大橋主塔基礎施工調査（その2）

明石海峡大橋2P及び3P海中基礎の水中コンクリート量は、それぞれ約277,000 m³・249,000 m³、合計約526,

000 m³である。Dルート海中基礎11基合計のそれは、554,000 m³であることから、明石海峡大橋における水中コンクリート打設量が膨大なものと理解して頂けると思う。また、備讃6Pの最大潮流速、基礎根入れ深度は、1.5m/s・TP-50mに対し、明石海峡大橋2P・3Pにおけるそれは、3.5m/s・TP-60m及び、4.0m/s・TP-57mと、Dルート海域の気象、海象条件よりはるかに厳しい条件の中で、明石海峡大橋の主塔基礎は施工される。そのため水中コンクリート工法は、工期、工費等を総合的に検討し、特殊水中コンクリート工法の採用を予定している。

特殊水中コンクリートとは、従来のコンクリートに特殊混和剤を配合することによりこれが、細い網の目でコンクリートを包む作用をしコンクリートを水の中に入れても、水・セメント・骨材が分離しなく、また、フリージングの少ないコンクリートである。

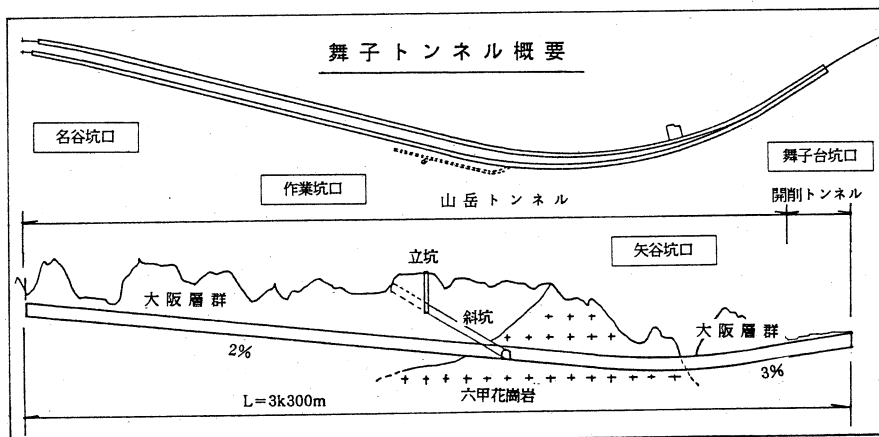
しかし、この特殊水中コンクリートは国内において、大規模な海洋構造物の実施例が少ないことから、大規模な打設実験を行ない品質の安定性、施工性を確認する必要があった。この為公団では、昭和61年から各種の調査実験を実施してきた。



今回行なっている、明石海峡大橋主塔基礎施工調査（その2）は、今までの実験・検討の最終確認と、実際コンクリートを打設する際使用する機械設備等の性能確認など、本工事を想定した最終大規模実験である。

実験概要を紹介すると、内区画（約30m×30m×3.5m）に3面、外区画（約5m×12m×16m）に1回、計5回特殊水中コンクリート及び特殊水中モルタルを打設する。

ここで、特殊水中モルタルとは、鋼ケーソン底面刃口下充填用のものである。この5回の特殊水中コンクリート及びモルタルを打設することにより、フレッシュコンクリート及び硬化コンクリートの品質、打設中のコンクリートの流動性状の調査、打継目処理装置の性能調査、温度上昇特性、温度応力、作用側圧、各施工設備の調査、施工体制調査、施工管理方法調査などの測定結果を本工事レベルで検討をして、年末に発注予定の下部工工事に反映するべく現在実験及び、解析検討を行っている。



本州四国連絡橋公団の基準類

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

* 仕様書・要領等

土木工事共通仕様書 [62.2 一部改訂]	昭和 59 年 8 月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和 60 年 8 月
電気通信施設標準仕様書集	昭和 61 年 4 月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和 60 年 4 月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物保安規程	昭和 60 年 10 月
電気通信施設保守基準	
電気通信設備標準図集	昭和 58 年
図面作成要領	昭和 59 年 10 月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生の一例	昭和 58 年 1 月
植生のり面工施工要領	昭和 62 年 4 月

* 設計基準類 (上部工・設計編)

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

* 設計基準類 (上部工・製作・材料編)

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

* 設計基準類 (下部工編)

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

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	飯島武明	
編集委員	秋山晴樹	井根勝重
	大橋治一	梶原博通
	黒田大三郎	斉藤哲男
	櫻井洋	才川勉
	篠崎博	佃長次
	戸沢隆	富田大造
	中村守	新田篤志
	藤井秀夫	森邦久
	山名至孝	山中清
	吉田好孝	吉岡正道
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第48号

発行 昭和63年10月15日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人 海洋架橋調査会

〒104 東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話 03 (555) 8361

発行者 井上義光

印刷 中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

