

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42号 目次

技術力の向上	常任参与	深田 彰一	1
阿津川橋梁上部の施工	第二建設局倉敷工事事務所	寺坂 典正	2
	同上	佐藤 真太郎	
	同上	磯井 祥三	
蟻峰山及び福南山両トンネルの施工	第二建設局倉敷工事事務所	菊地 浩一	8
	同上	萬藤 博志	
	同上	栗野 純孝	
櫃石島橋の形状管理	設計部設計第三課	金沢 克義	14
	(前)第二建設局児島工事事務所		
	第二建設局児島工事事務所	佐藤 昭光	
	第三建設局向島工事事務所	武山 哲郎	
	(前)第二建設局児島工事事務所		
与島高架橋の施工	第二建設局坂出工事事務所	村瀬 佐太美	19
	同上	富田 大造	
南北備讃瀬戸大橋補剛桁の詳細設計	第一建設局鳴門管理事務所	成井 信	29
	(前)第二建設局坂出工事事務所		
番の州高架橋トラスの設計・製作	第一建設局洲本工事事務所	高木 浩	36
	(前)第二建設局坂出工事事務所		
宮窪トンネルの施工	第三建設局維持課	有田 稔	43
	(前)第三建設局今治工事事務所		
	第三建設局今治工事事務所	中村 富二夫	
	同上	平塚 義久	
技術ニュース			50

本四技報 第43号 (62.7) 掲載予定

- ・塩生橋下部工の施工
- ・鋼床版現場溶接の自動超音波探傷検査
- ・櫃石高架橋P.C上部工の施工
- ・岩黒島橋塔製作・架設
- ・南北備讃瀬戸大橋ケーブル架設
- ・北浦港橋梁下部工の施工
- ・因島大橋塗装管理

児島～坂出ルート

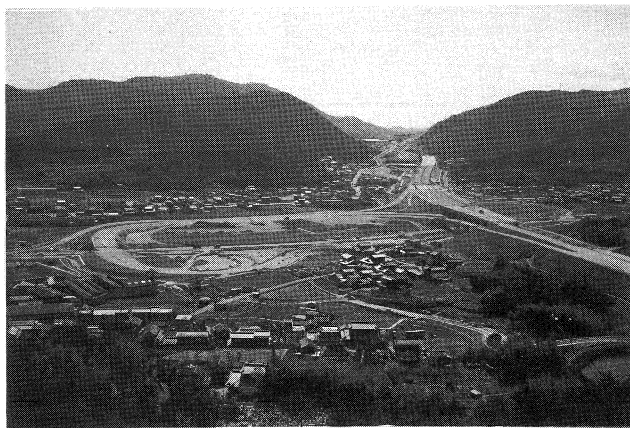


緑パーキングエリア（横断通路上空より望む、施工中）（右側、洲本方面）（61年12月）

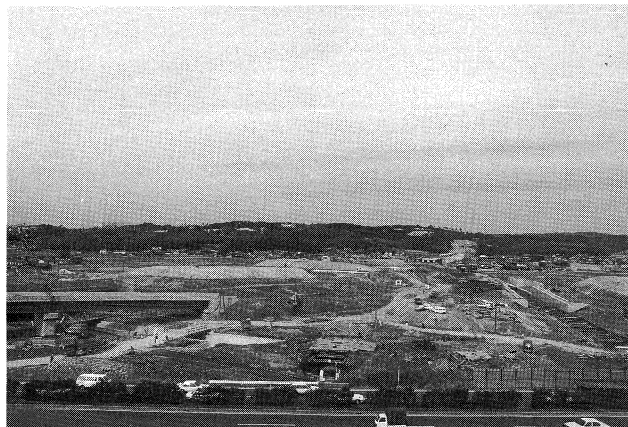


鳴門 IC（舗装工施工中）、上空より眺む。（61年12月）

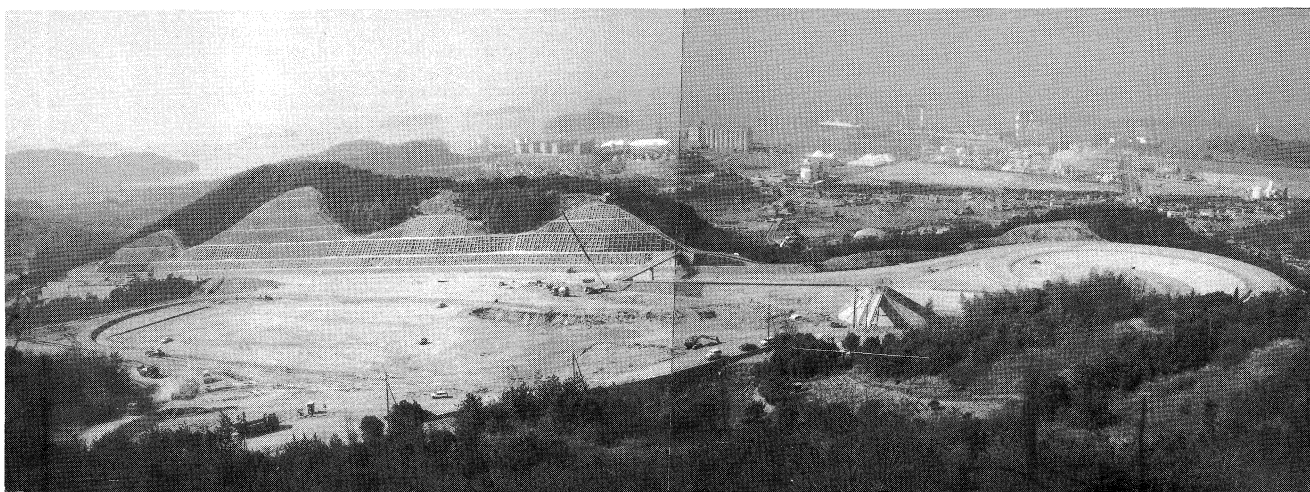
児島～坂出ルート



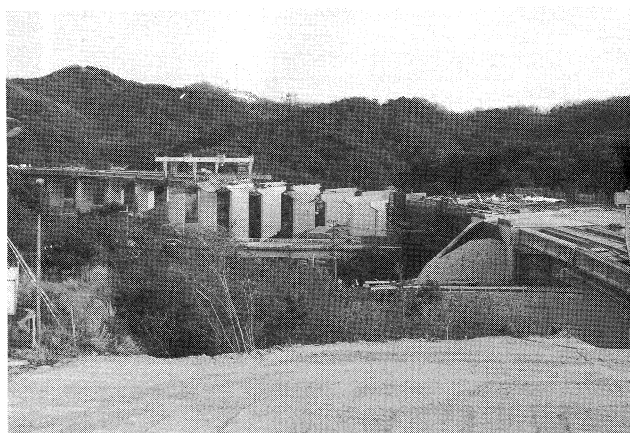
早島インターチェンジ、盛土造成工事中。（62年3月）



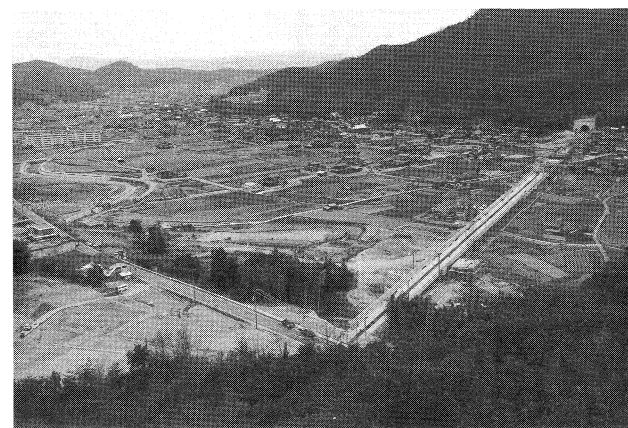
水島インターチェンジ、第1インターは概成し、第2インター盛土造成中。（62年3月）



鴻池SA、本線土工は概成し、手前に見える下り線側駐車場等の造成中。（62年2月）



菰池高架橋、終点側からPC桁の引き出し架設中。（62年3月）

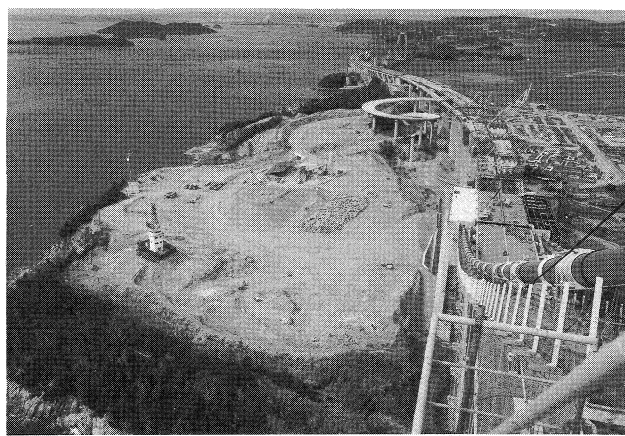


本四備讃線木見高架橋、高架橋構築中、奥に見えるのが蟻峰山トンネル南杭口。（62年3月）

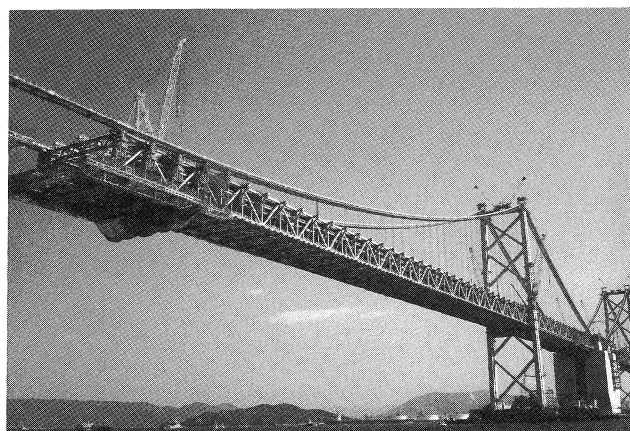
児島～坂出ルート



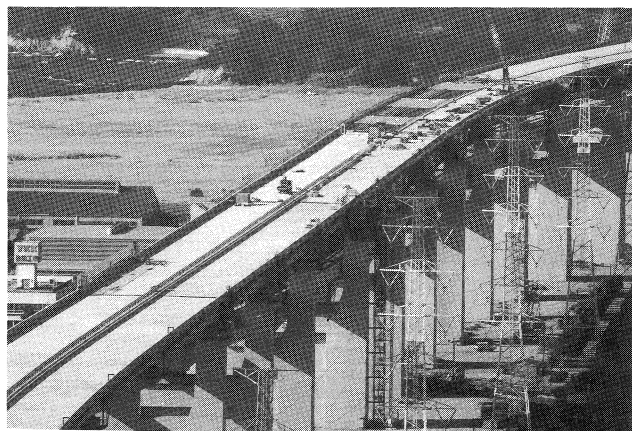
下津井瀬戸大橋、補剛桁架設中（4月中旬閉合予定）。
（62年3月）



与島島内工事、与島 PA の造成中で、与島信号所も移設がほぼ完了した。
（62年3月）



北備讃瀬戸大橋、補剛桁架設中（3月15日鋼床版閉合）。
（62年3月）



番の州高架橋、床版工もあと3径間1連のみを残すのみである。
（62年3月）

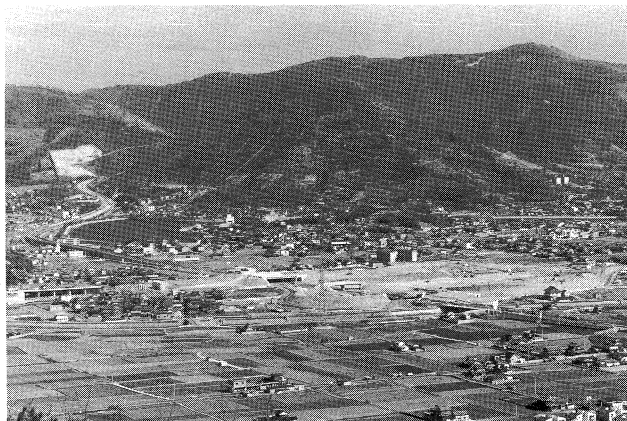


番の州道路高架橋、県道高差点において夜間架設を実施。
（62年3月）

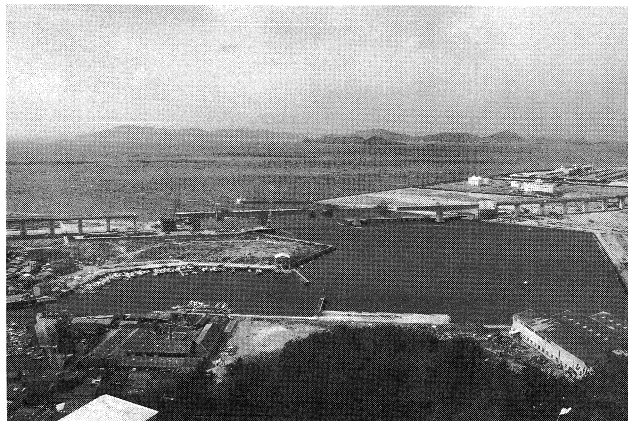


一般国道30号 御供所・常盤工事、坂出北 IC の盛土造成中で、奥に見える IC 高架橋の鋼桁架設完了。
（62年3月）

児島～坂出ルート

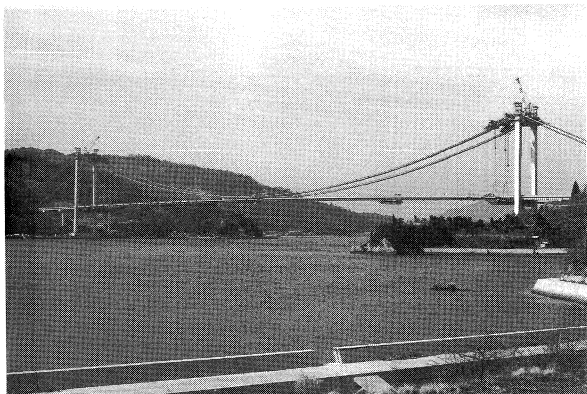


坂出南インターチェンジ、盛土造成中。（62年3月）

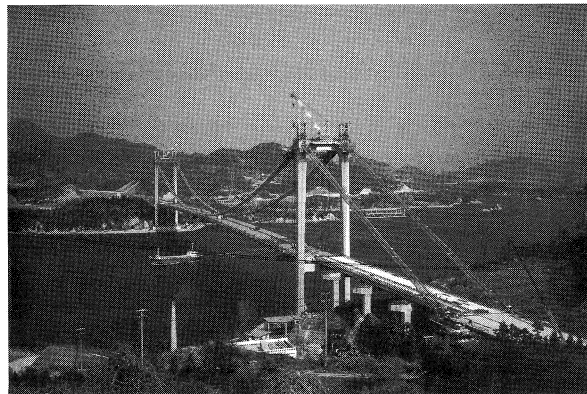


本四備讃線北浦港橋梁、2P及び5Pの張出し架設を完了。（62年3月）

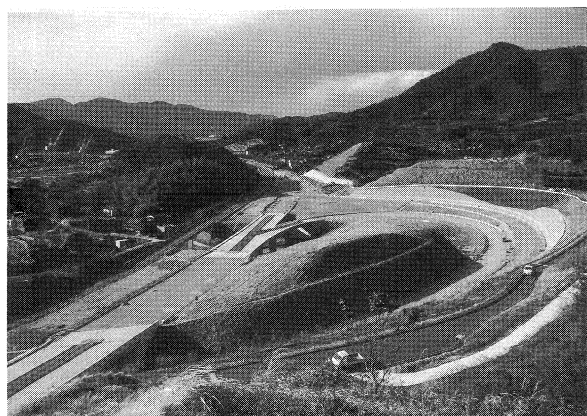
尾道～今治ルート



桁吊上完了した大島大橋（伯方島より）。（62年3月）



桁吊上完了した大島大橋（大島側より）。（62年3月）



舗装工事中の伯方IC。（62年3月）



舗装工事中的大島側陸上部（遠方宮窪トンネル）。（62年3月）

技術力の向上

Keep It Advanced

常任参与 深田 彰一
Shoichi Fukada



我が国は戦後の荒廃から40余年を経て、いま空前の平和と繁栄の時代の中にあると言われる。マイカーやテレビの普及率、平均寿命、街の治安、一人当りのGNPなどは世界のトップクラスであり、デパート、スーパーに品物は溢れるばかりである。

しかし、豊かな繁栄は必ずしも国民一人一人に充分実感として受け入れられていない。その理由の一つとして社会資本の立ち遅れが言われる。我が国は災害多発国であり、台風・大雨による山崩れ、洪水・浸水などが毎年のごとく全国あちこちに発生し、国民の財産を破損している。道路について言えば、マイカーは欧米並に所有しているものの、高速道路は少なく、都心部は道路と駐車場が不足し、地方の道路幅員は狭くて、ユーザーの不満は強い。住宅は最も劣悪な状態にあり、東京・大阪などの大都会では、都心から通勤時間が1時間以内の郊外部に、通常のサラリーマンが良好な土地付き一戸建住宅を求めるのは夢となってしまった。

したがって、我が国は世界各国との協調なしには達成し得なかった繁栄の成果を国際社会へ還元すると共に、国内的には豊かなゆとりある国民生活の実現が求められている。すなわち、貿易の不均衡是正を図るために輸出立国型の経済構造の変革と国土構造の強化のための地域造りが要請されている。

最近の国際化、情報化、金融自由化の進展により、資本・人口の東京圏への集中が進んでいる。しかし、38万km²の国土に1億2千万人が住む我が国全体として見た場合には、東京圏への一極集中・依存は、脆弱性を持つばかりではなく、せっかく進んで来た人口の地方定住の進展を阻害し、地域社会ひいては我が国の活力を低下させ、国民生活の向上発展を妨げるおそれがある。そのためには、東京圏の持つ政治・行政・経済・文化等あらゆる情報集積に卓越している中枢機能の地方移転に努める一方、その受け皿としての地方都市を育成・発展させることが必要である。地方都市の育成のために必要なことの一つに高度化・多様化した生活圏の拡大に対応する社会資本の整備が必要である。空港のジェット化、シャトル空港の建設、高速道・バイパス道の建設、都心再開発による新しい都市空間の形成などである。すでに地方の交流は質的にも量的にも拡大多様化されつつあるが、更に地域ポテンシャルを高める上で、社会資本の整備は不

可欠である。

あと10余年で21世紀を迎える。更に進む情報化・国際化、世界でも例を見ない程の高齢化、経済構造の変革等により大きな変貌を遂げた社会となろう。しかし、高齢化社会で労働力の不足、社会福祉費の増大などで社会の活力は低下せざるを得ない。我が国の社会資本の多くは、高度成長期に造られたものであり、物理的な老朽化はもとより、情報化の進展・社会生活の変化などにより経済的・社会的に陳腐化しているものも多い。また国際金融社会の中で、我が国の地理的条件を活かして発展して行くためには一層の情報化の進展が必要であり、衛星通信、光ファイバー通信など最新の通信ネットワーク設備が必要となる。すなわち、陳腐化した設備、新しく要求される設備への投資が必要である。

したがって、21世紀へのこの10余年が、社会資本整備に適した時代であり、ゆとりある豊かな将来のために努力すべきであると考えられる。

本四公団の工事は大規模、海洋工事であることに特徴がある。道路鉄道併用橋の吊り橋・斜張橋で、潮流の速い海中で水深50mの基礎、200mの長大タワー、1,000mのセンタースパンのケーブルワイヤーなど、それぞれの技術は勿論のこと、陸上部の高架橋、トンネル、切取盛土など全般にわたる計画、調査、設計、施工、監督、検査、保全、管理などの総合技術力においても世界のトップに位置している。また、オン・ザ・プロジェクト方式で仕事を進めながらの技術開発が多いので、設計法、材料検査、基礎・架設などの施工法、建設機械の開発・改良などあらゆる分野において広範な技術を取得しており、公団の技術のポテンシャルは高い。すなわち、公団は巨大な橋梁やトンネルの建設・道路の管理といった本来の使命を遂行し、本州と四国の交通の円滑化を図り関係地域の発展・住民生活の向上に寄与するのみならず、さらに広範な優れた技術力を持つ集団である。

しかし、これからの社会資本整備にはいろいろな制約が増加し一層厳しくなっていく。地価の高騰、工期の制限、環境保全、景観との調和など乗り越えなくてはならない事柄は多い。ピラミッドを高く積みには底部を広くせねばならない。頂上が高ければ底辺は長い。いまは目前の明石大橋の建設のために、多種多様な周辺技術を含めて一層技術を磨かねばならない。

Construction of Superstructure on Atugawa Bridge

Norimasa, Terasaka

Sintarō Satō

Syōji Isoi

表-1 主要材料

種 別	品質, 仕様	数 量	m当り数量
主桁コンクリート	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$	891 m ³	9.29 m ³
P C 鋼 材	主方向1次鋼材	SBPR 95/110 $\phi 32$	37.5 t
	主方向2次鋼材	SWPR 7 B12 T15.2	15.1 t
	横 方 向	SWPR 191 T21.8	4.97 t
	鉛 直 方 向	SBPR 95/110 $\phi 32$	6.71 t
	手延取付鋼棒	SBPR 95/110 $\phi 32$	2.71 t
鉄 筋	S D 35	77.5 t	0.807 t

- 4) 一定箇所の作業のため十分な安全管理ができる。
- 5) 製作ヤード以外は支保工が不要なので、河川等での施工が経済的である。
- 6) 繰返し作業のため作業員の習熟が早い。

等が考えられるが、本工事は特に 1) の理由により押出し工法を採用することにした。すなわち、本橋梁付近には漁船が100隻以上も停泊しており、漁業時には航行を繰り返すため、他の工法によりこれを規制することは地元漁連に対する影響が大きいの。また他の工法では時間もかかりその間の落下物防止等の安全確保に問題が多い。

本橋梁は96mと短いため、型枠転用等のメリットは大きくはないが、直下を航行する漁船への落下物防止、安全確保、地元対策上の利点を総合的に考えると経済的であったと思われる。

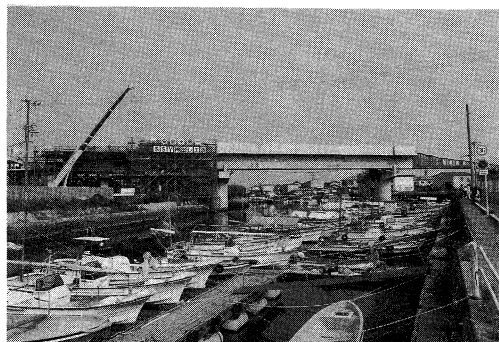


写真-1 橋桁押出し

4. 設計概要

4.1 設計条件

構造形式：ポストテンション方式2径間連続桁
スパン：47.23m + 47.23m

列車荷重：KS-16

基準震度：設計荷重時、 $K_H = 0.17$, $K_V = 0$
施 工 時、 $K_H = 0.10$

破壊荷重：設計荷重時、 $1.7(\Sigma d + L)$
押 出 し 時、 $1.5(\Sigma d)$

地震力の分担：ダンパー式ストッパーにより全ピアーに分担させる。

シ ュ ー：ステンレス鋼板付きゴムシュー

コンクリート： $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$

P C 鋼材：主ケーブルは12 T15.2、横締めケーブルは1 T21.8、主鋼棒及び斜引張鋼棒はSBPR 95/110($\phi 32$)

仮 支 柱：P₁ 橋脚より20mだけ起点方に離れた位置に設置する。

手延べ桁：変断面鋼桁を使用。 $I = 0.014 \sim 0.332 \text{ m}^4/$
1 ウェブ、 $W = 0.67 \sim 3.444 \text{ t/m} \cdot 1$ ウェブ、 $\ell = 35.5 \text{ m}$

1 施工ブロックの桁長：12mを基本の長さとする。

4.2 断面力及び応力度

押出し中の断面力は、押出し方向の桁先端に変断面鋼桁を有する1～3径間連続梁として解いた。押出し中のモーメントは3755～-8300t・mの範囲で変動している(図-3参照)。

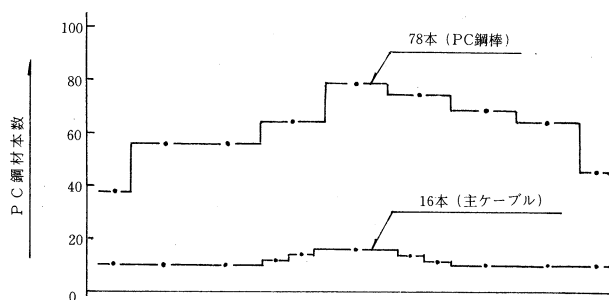
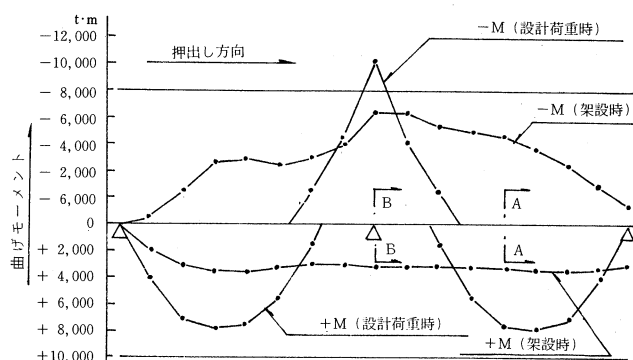


図-3 架設時、設計荷重時曲げモーメント及びP C鋼材本数

桁押出し架設中のプレストレスと桁自重および高欄荷重による合成応力度は、上縁85～18kg/cm²、下縁133～15kg/cm²である。設計荷重作用時曲げモーメントは7984～-12253t・m、この曲げモーメントと全有効プレストレスとの曲げ合成応力度は、上縁103～3kg/cm²、下縁109～6kg/cm²である。

4.3 P C鋼材配置

主方向P C鋼材は、P C鋼棒及びP Cケーブルを用いている。P C鋼棒は押出し中の自重及び高欄荷重による

5.4 仮支柱

架設時の応力軽減の目的で仮支柱を設置した。仮支柱への最大反力は約680 t となり鋼管を用いた。また、基礎は地質の状況により H 鋼による杭基礎とした。基礎杭は支持杭と考え、約20 m 打ち込んだ。

5.5 型枠工

押出し工法による場合は、その特性から主桁の底面の各点は押出しに際し、スライド架台の同一平面上を通過するため、桁底面に高低があると大きな支圧を受けるコンクリート面に損傷を与えるおそれがある。さらには各

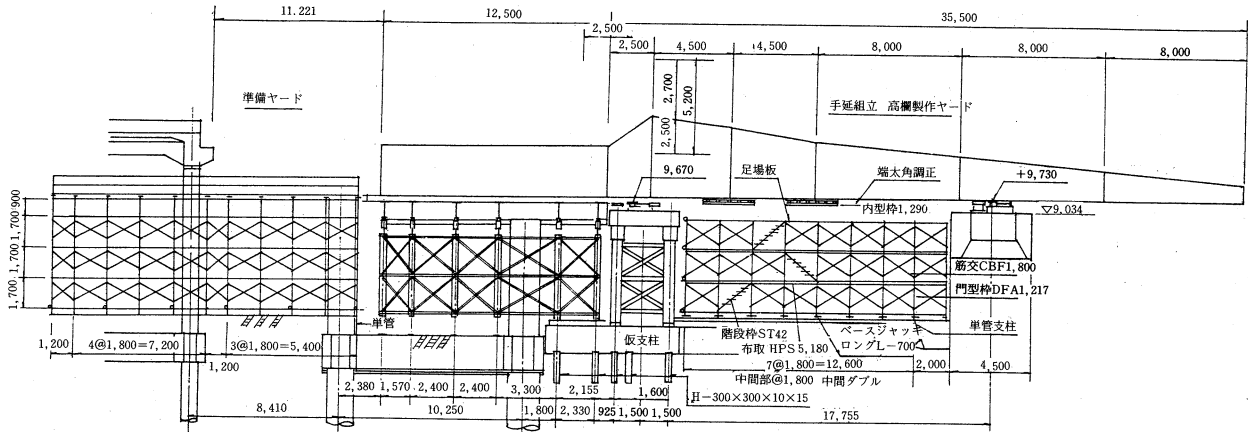
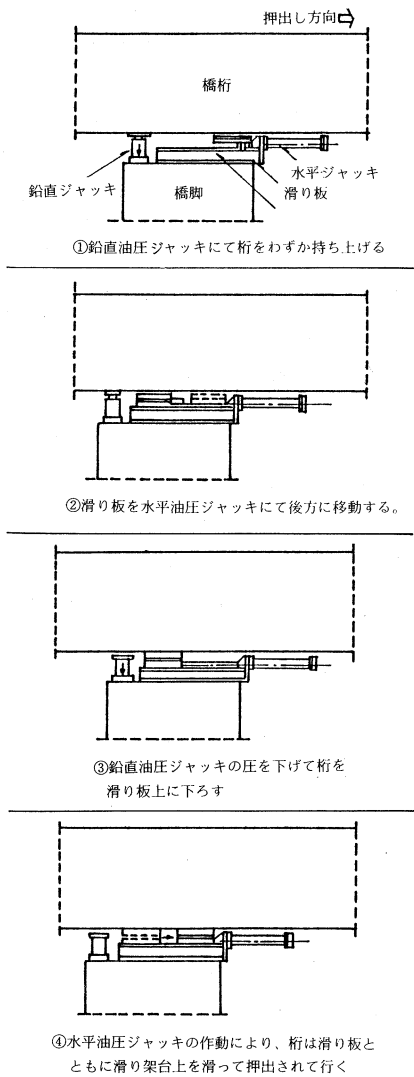
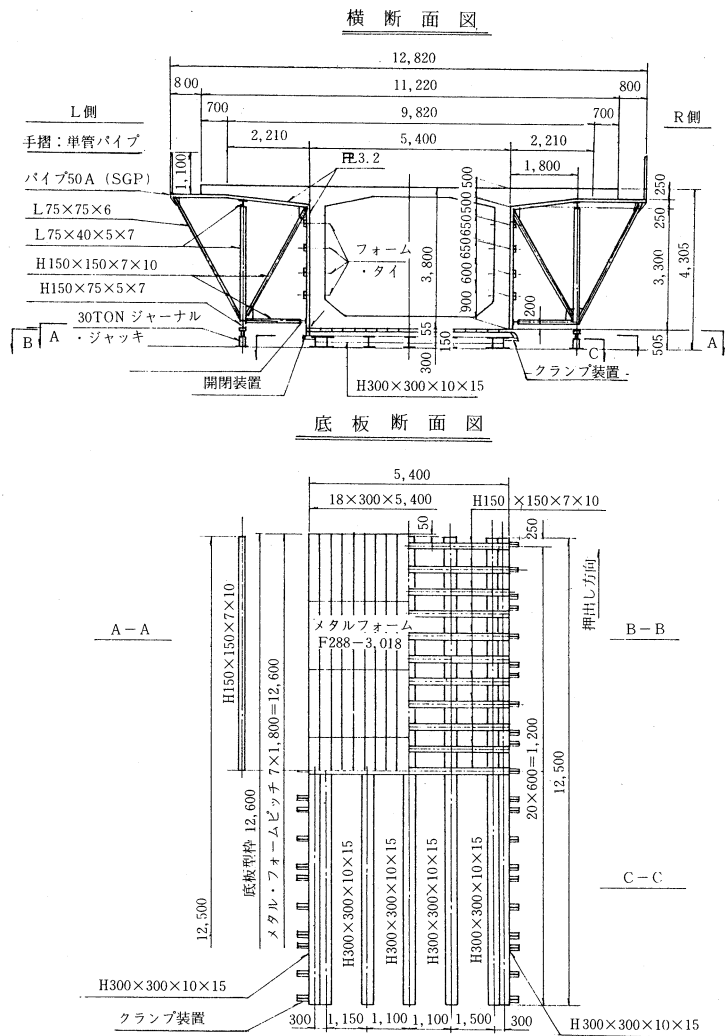


図-5 製作ヤード



図一6 押出し作動要領図



图一7 外型桯支保工图

支点での設計値に対する反力のバラツキが大きくなり、その修正に時間がかかるだけではなく、桁応力及び押出しの方向性に対する悪影響等種々問題を生ずる。

したがって、この部分の型枠には特に高い精度が要求されるため、ウェブ下の平坦性を確保するため、ウェブ下には $2H-300 \times 30 \times 10 \times 15$ を設置し、たわみ量を 1mm 以下に押えている（図-7 参照）。

また、押出し桁の場合桁高等一定であること、完成したコンクリートの形状寸法に狂いが生じない強度と剛性をもたせること等のため、外側は鋼製型枠とした。

5.6 主桁ブロックの製作

主桁ブロックの製作におけるコンクリート打設は、全断面一体打ちで施工した。ポンプ車により打設し、コンクリート打設後はただちに養生を行っている。

プレストレス導入時期は「ディビダグ設計・施工指針」に準じ、コンクリートの圧縮強度 $260\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上とし、現場養生の圧縮強度の確認を行ってからプレストレス導入を行っている。

5.7 押出し作業

押出し作業の最初の3ブロックまでの支持点は、主桁製作ヤード直前の仮支柱と P_1 橋脚上の2点となるが、この間は前方の平延べ桁と主桁本体との重量のバランスを考えて転倒に対し十分安全のように設計している。

ブロック製作が進むにつれて、支持点が増加し最終ブロック付近では4点支持となる。

押出し作業中は桁の方向チェックを行い、方向のずれが大きくなれば、スライド架台の方向を微調整して所定の方

向を確保した。また、鉛直ジャッキの油圧により、押出し中の各状態での支点反力が直接わかり、油圧からの反力と、設計上の反力を比較しながら押出し作業を進めている。

押出し作業に要した時間は、1サイクル当り（水平ジャッキストローク 50cm ）約7～8分であり、1ブロック（ 12m ）を押出すには、24～25ストロークが必要で、上述の反力調整、方向修正等を含め押出し作業としては4～5時間を要している。

押出し作業からの一連の施工サイクルは表-2のようになる。

手延べ桁が片持ちの状態では次の橋脚に達する直前は、手延べ桁の先端は $10\text{cm} \sim 25\text{cm}$ 程度のたわみを生じ、この状態で押出し作業を行うとスライド架台に乗り上がることができないので、手延べ桁先端にたわみ調整ジャッキを取り付け、ジャッキの作動により手延べ桁を拘上し、スライド架台に載せる高さにして押出した（図-9 参照）。

5.8 高欄の施工

高欄の施工は他の工法では桁架設後であるが、今回は押出し工法の特徴を生かして、高欄も製作ヤードで施工して押出した。プレストレスの高欄への分散が考えられ

表-2 標準施工サイクル（ブロック長 12m ）

作業 \ 日数	1	2	3	4	5	6	7	8
押出し架設	□							
下床版及び側型枠セット	□							
下床版 腹部鉄筋、PC鋼棒セット		□						
内型枠セット			□					
上床版鉄筋、PC鋼棒セット				□				
コンクリート打設					□			
コンクリート養生						□		
緊張								□

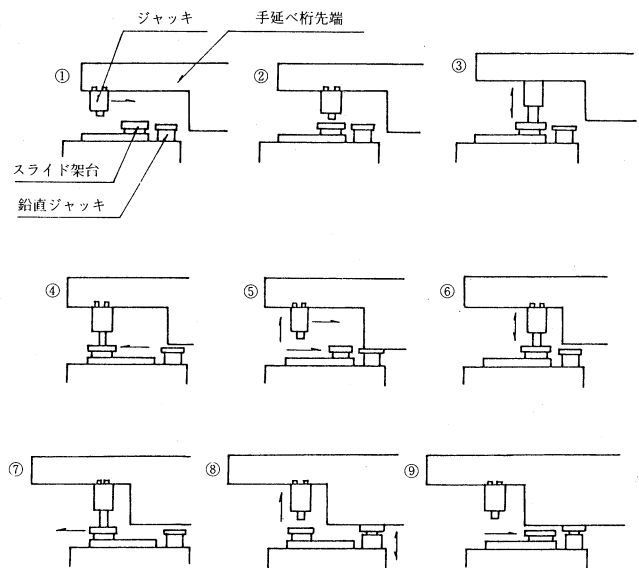


図-9 手延べ桁橋脚乗り上げ順序

たが、 4m ごとに目地を入れ対処した。

本工事のように河川横断で直下に漁船の停泊、航行がある場合、高欄の同時施工は安全度の向上に極めて有効であった。

5.9 シューのセット

ゴムシューの場合、総厚は一般に 10cm 以下とされているが、鋼製シューに比較して安価であることより、設計方法、施工性及び耐久性の研究、開発が行われ、それらの成果を踏まえて、本橋梁では二次緊張後盛替え、ゴムシューをセットした。

6. あとがき

押出し工法は、河川、鉄道及び市街地の道路を横断し橋桁を架設する優れた工法と思われる。本橋では高欄まで施工された橋桁を押出したことにより、河川上での施工が全くなく、漁船の航行を何ら阻害せず、危害を与えることなく無事架設を完了した。しかしながら同工法に

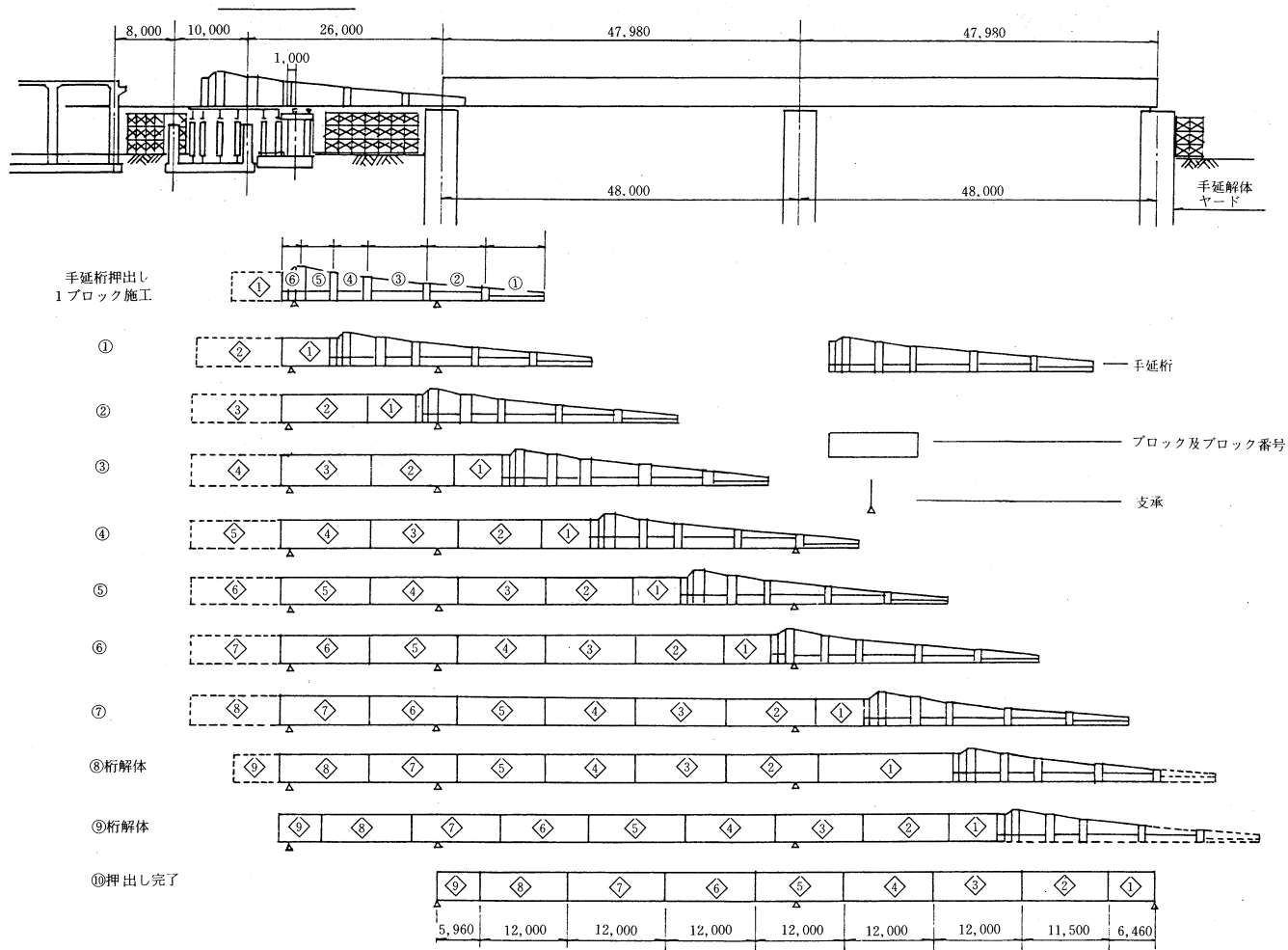


図-8 押し順序図

よれば絶対に安全であるということではなく、先例にたよることなく十分な安全性の確認を行うことは、何よりも必要であると思う。

最後に、本工事に当り御協力、御指導を頂いた関係者の方々に厚く御礼を申し上げます。

蟻峰山及び福南山両トンネルの施工

Construction of Gihozan and Fukunanzan Railway Tunnels.

倉敷工事事務所 第七工事長 菊池 浩一
Koichi Kikuchi
倉敷工事事務所 第七工事長代理 萬藤 博志
Hiroshi Mando
倉敷工事事務所 第七工事長付 栗野 純孝
Sumitaka Kurino

1. まえがき

児島・坂出ルートの本四備讃線は、宇野線茶屋町駅から分岐して予讃線宇多津駅に至る延長32.4kmの鉄道である。本ルートには、蟻峰山 ($\ell=2,155\text{m}$)、福南山 ($\ell=3,654\text{m}$)、下村 ($\ell=1,605\text{m}$)、神道山 ($\ell=594\text{m}$) および鷲羽山 ($\ell=230\text{m}$) の5本のトンネルを有している。本稿は、このうち、起点側の2本のトンネル、すなわち、蟻峰山トンネルと福南山トンネルの施工について報告を行うものである。

蟻峰山トンネルについては、特に周辺家屋への振動を極力おさえる為に制御発破工法を採用したので、この考え方について説明する。

福南山トンネルについては、二次覆工コンクリートのひびわれ防止工について、試験施工の内容と実際の問題点について焦点を絞り述べることにする。

2. 工事内容^{1)~16)}

2.1 地質概要

両トンネルの基盤岩は、中世代白亜紀の流紋岩及び花

崗岩類から成る。蟻峰山トンネル起点方の稲荷山、福南山トンネル中央部は高田流紋岩と呼ばれ、新鮮な部分では堅硬だが割れ目がよく発達している。蟻峰山及び福南山トンネル出入口は広島型花崗岩で地表付近では相当風化している。いずれの基盤岩も新鮮な深部では、弾性波速度 V_p が最大 5 km/s 程度と堅硬である。

地質上の問題点は、花崗岩類と流紋岩の接する部分で断層節理が多く風化が進んでいること（故に湧水も多い）、坑口付近に崖錐、強風化帯の未固結層が厚く存在していることである。

2.2 工事概要

本四備讃線は、直流電化方式の複線型在来線として計画され、両トンネルは内空断面 48m^2 の山岳トンネルである。

工事の概要を表-1に示す。福南山トンネルは、本公団では、現在最長の長さを誇っているが、実施にあたっては北工区と南工区の2工区に分けて施工された。両トンネルの工事方法を括弧的に整理すると以下のように考えられる。

(1) 比較的堅固な岩盤を掘削することより、NATMで全断面発破工法を主体とした。ただし蟻峰山では民家が特に近接している為、制御発破工法を併用した。

(2) ずり搬出距離が1.6km程度で、かつ急勾配の横坑（蟻峰山8%、福南山南10%）を有しているためレール方式より経済的なタイヤ方式を採用した。

(3) 坑口部は、地質状況に応じトンネル本体構造の補強のためインバート等を施工した。

3. 制御発破の検討

蟻峰山トンネルの周辺には、植松、木見両坑口付近及び横坑交点付近の、大久保地区に民家が密集し、木見地区のトンネル直上60mに神社がある。当初計画された掘削方法では、発破振動による建物被害と発破騒音による近隣住民からの苦情が想定された。そのため普通爆破で施工できる区間（A区間）と出来ない区間（B, C, D区間）に分類した。（図-2参照）

施工出来ない区間については、深夜発破の禁止と、発

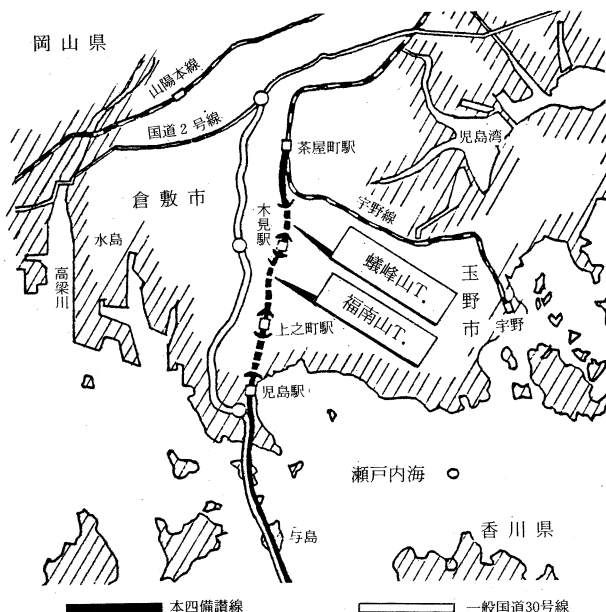


図-1 トンネル位置図

破振動を抑制する方法を採用した¹⁷⁾

ここでは、発破振動を抑制する方法として採用した制御発破の考え方について報告する。

3.1 制御発破計画

制御発破計画は、対象物件に与える振動の最大値を変位速度0.2kine (カイン=cm/sec) 以下となるよう斉発当りの薬量を設定し全断面の発破パターン及び1発破掘進長を設定した。しかし、全断面で制御出来ない場合は、分割発破を計画した。なお、施工に際してはその都度計測を行い計測データをもとに次回発破にフィードバックする事とした。

3.2 斉発薬量の決定

振動速度 V 、薬量 W 、距離 D の関係は一般に次式で表わされる。

$$V = K \cdot W^{\alpha} \cdot D^{-\beta}$$

ここに、 K 、 α 、 β は定数値。

蟻峰山トンネルにおいては、既応のデータ等を参考にし¹⁸⁾ $\alpha = 3/4$ 、 $\beta = -2$ とし、計測データをもとに、 K 値を心抜きで500、払いで250と仮定した。対象家屋等の振動速度を0.2 kine以下とすると、上式より薬量と距離の関係は、図-3のように求まる。

その結果、1段発当たりの斉発薬量が、爆源と対象物件の距離が40m地点では、心抜き0.51kgf、払い1.37kgf、

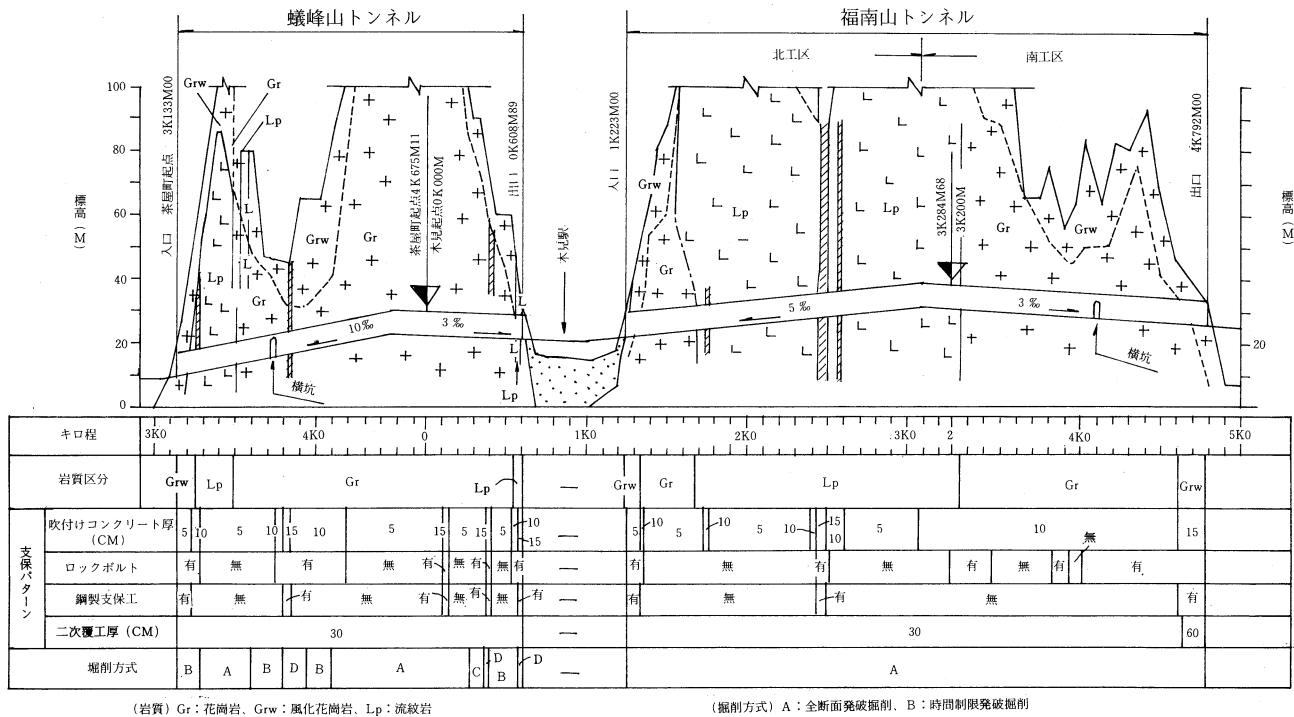


図-2 地質縦断面図

表-1 蟻峰山トンネル及び福南山トンネルの工事概要

トンネル名 (延長(m))	・工事名 ・工 期	主たる 岩 質	掘削工法などの概要				備 考
			発破工法	ずり 搬出方式	作業坑の有無	坑口補強工等	
蟻峰山トンネル ($\ell=2155$ m)	・蟻峰山トンネル 工事 ・S59.3.31~ S62.10.31	起点方 流紋岩	NATM ・ 全断面 発破工法 及び 制御 発破工法	タイヤ工法	有: 横坑 ($\ell=302$ m)	起点方 覆工RC構造 ($\ell=16$ m)	鉄建・同和 JV. 施工
		終点方 花崗岩				終点方 インバート施工 ($\ell=12$ m) 覆工RC構造 ($\ell=12$ m)	
福南山トンネル ($\ell=3654$ m)	・福南山トンネル 北工区工事 ・S58.12.23~ S62.3.16(予定) (起点方 $\ell=1857$ m)	流紋岩	NATM ・ 全断面 発破工法	タイヤ工法	無	インバート施工 ($\ell=12$ m) 池下・薬注工 覆工RC構造 ($\ell=12$ m)	公団で最長 のトンネル (北工区) 大本・森 JV. 施工 (南工区) 大日本・ア イサワ JV. 施工
		花崗岩				有: 横坑 ($\ell=305$ m) 覆工・厚60cm ($\ell=142$ m) 池下・薬注工	

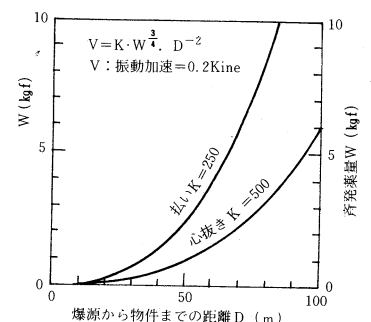


図-3 振動値を0.2 Kineとした場合の薬量と距離の関係

50m地点では0.93kgfと2.48kgf、60m地点では1.51kgfと4.03kgf以下になるように爆破パターンの設計を行った。

3.3 心抜き発破及び1発破進行長の決定

心抜き発破は、払い発破に比べ大きな振動となるために、発破の成否は心抜き発破をいかに決定するかが最大の要因となる。

1発破進行長の決定に当っては、心抜きに使用可能な斉発薬量をもとに、装薬量の推定式より表-2のような計算を行った。表-2は、1発破進行長に対し心抜き孔の最小抵抗線と孔間隔を各種組み合わせで1孔当りの薬量を算定したものである。諸条件を考慮した結果40m地点では0.6m、50m地点で0.8m、60m地点で1.0mの進行となった。

表-2 心抜き1孔当たり装薬量 岩質 (C_M)

進行長 (m)	最小抵抗線 (m)	孔間隔 (m)	孔当たり装薬量 (kg f)	孔数 (個)	薬量 (kg f)
0.50	0.50	0.70	0.11	4	0.43
0.50	0.50	0.50	0.06	6	0.36
0.50	0.50	0.70	0.07	6	0.43
0.60	0.60	0.60	0.09	6	0.55
0.60	0.60	0.80	0.11	6	0.63
0.60	0.60	1.00	0.12	6	0.72
0.80	0.80	0.60	0.16	6	0.95
0.80	0.80	0.80	0.18	6	1.08
0.80	0.80	1.00	0.20	6	1.20
0.80	0.80	1.20	0.22	6	1.33
1.00	1.00	0.60	0.25	6	1.50
1.00	1.00	0.80	0.28	6	1.68
1.00	1.00	1.00	0.31	6	1.86
1.00	1.00	1.20	0.34	6	2.03
1.00	1.00	1.40	0.37	6	2.21

装薬量の推定式

$$L = CH^2 \frac{(1 + \frac{D}{H})}{N}$$

ただし、L:装薬量(kgf), C:発破係数,
H:最小抵抗線(m), D:孔間隔(m),
N:孔数 (C≒0.95)

3.4 払い発破の決定

心抜き発破と同様に、表-3の計算を行い、爆発パターンの参考とした。

3.5 制御パターンの設計と実際の効果

以上に基づいて、40m地点及び60m地点の基本設計を作成し、施工性、振動の観測結果などを考慮しながら施工した。

両方の発破パターンを図-4に示した。

実測の振動測定の結果によると、同じ薬量でも距離が近い方が振動値が小さかったり、同じ薬量を少なくしたのに大きい振動値となったりする場合が多々あった。地盤が複雑に変化していることから、振動の伝達経路がわずかに違っても振動値が変化すると考えられた。

また、周辺住民は、発破騒音及び振動について経験が

表-3 払い1孔当たり装薬量 岩質 (C_M)

進行長 (m)	最小抵抗線 (m)	孔間隔 (m)	孔当たり装薬量 (kg f)
0.60	0.50	0.60	0.16
0.60	0.50	0.70	0.19
0.60	0.50	0.80	0.22
0.60	0.50	0.90	0.25
0.60	0.50	1.00	0.27
0.60	0.60	0.50	0.15
0.60	0.60	0.60	0.18
0.60	0.60	0.70	0.21
0.60	0.60	0.80	0.24
0.80	0.50	0.80	0.28
0.80	0.50	0.90	0.32
0.80	0.50	1.00	0.35
0.80	0.60	0.50	0.19
0.80	0.60	0.60	0.23
0.80	0.60	0.70	0.27
0.80	0.60	0.80	0.30
0.80	0.60	0.90	0.34
1.00	0.50	0.70	0.30
1.00	0.50	0.80	0.35
1.00	0.50	0.90	0.39
1.00	0.50	1.00	0.43
1.00	0.60	0.50	0.23
1.00	0.60	0.60	0.28
1.00	0.60	0.70	0.33
1.00	0.60	0.80	0.37
1.00	0.60	0.90	0.42

装薬量の推定式 $L = C \cdot D \cdot W \cdot H$

ただし L:装薬量(kgf), C:発破係数, D:最小抵抗線(m),
W:孔間隔(m), H:進行長(m)
(C≒0.84)

皆無であったため何回か苦情が発生した。しかし、そのつど測定データをもとに周辺住民に説明を行い、理解と協力を得た。

4. ひびわれ防止工の検討

一次覆工コンクリート(吹付コンクリート)面に、そのまま二次覆工コンクリートを施工した場合、たとえば図-5に示すように亀の甲のごとくに二次覆工コンクリートにひびわれを生じ、防水性などの面から問題を生じる可能性のある事が指摘されている¹⁹⁾。このような2次覆工のひびわれを極力なくするためにトンネル軸方向に一定間隔に挿入する収縮目地とともに一次覆工と二次覆工の間に緩衝材を入れるひびわれ防止工を、施工するのが一般的となっている。これにより、無対策の場合に比べ、かなりひびわれ防止効果が得られていると推定される。

福南山トンネルの南工区工事では、発注が早い時期であったため、ひびわれ防止工の試験施工を行った。ここでは、福南山トンネル南工区工事を例に、若干の検討を加えてみる。

4.1 試験施工の内容

ひびわれ防止工のひびわれ防止効果、施工性等を比較し、材料選定の参考とする目的で試験施工を行った。

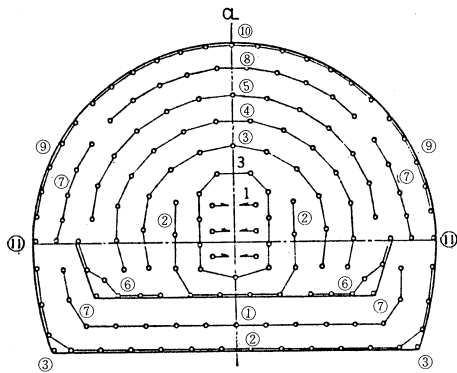
防止工として6タイプを選定し、昭和58年9月に施工、同年の11月から12月にかけて覆工コンクリートを打設した。

試験区間は、キロ程4k432mから終点方に向かって、1タイプ24m×6タイプ=144m間で実施した。防止工

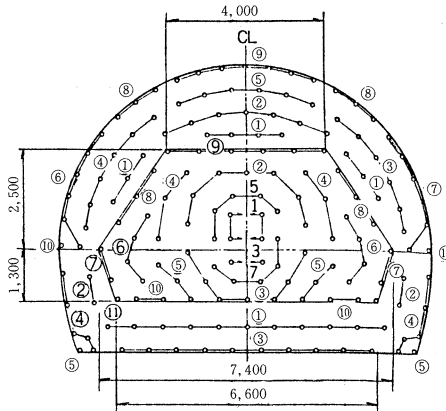
のタイプは次のように選定した。

(1) 一次覆工面に材料を吹き付ける方法。これには、ロックウールとセメントを平均厚7mmで吹き付けるものとポリウレタン樹脂材を厚2.5mmで吹き付けるものがある。後者の施工状況を写真-1に示す。台車を使いノズルを手で持ち吹き付けていった。この吹きつけによる方法は、一次覆工面が乾燥している区間に適用する。

(1) 物件より60m離れた場合



(2) 物件より40m離れた場合



使用爆薬 チタマイト $\phi 30 \times 100$ g
使用電気雷管 MS-DS
断面積 (上半) 44.16 m^2 /m
(下半) 14.355 m^2 /m
進行長 1.0m 1.0m
破砕量 44.16 m^3 14.36 m^3
爆破使用量 39.6kgf 10.6kgf
削孔数 124 35
1 m^2 当たり使用量 0.89kgf/ m^2 0.74kgf/ m^2

段数	上 半						下 半		
	1 次			2 次			1 次		
	孔数	1孔当たり	薬量	孔数	1孔当たり	薬量	孔数	1孔当たり	薬量
MS	1	6	0.25	1.5			15	0.3	4.5
	3	11	0.35	3.85			18	0.3	5.4
DS	2	10	0.4	4.0			2	0.3	0.6
	3	11	0.35	3.85					
	4	14	0.3	4.20					
	5	13	0.3	3.90					
	6	12	0.3	3.60					
	7	10	0.3	3.0					
	8	2	0.4	0.8					
	9	10	0.3	3.0					
	10	13	0.3	3.9					
	11	2	0.5	1.0					
合計	124		39.6				35		10.6

使用爆薬 チタマイト $\phi 30 \times 100$ g
使用電気雷管 MS-DS
断面積 (上半1次) 23.35 m^2 /m (2次) 20.81 m^2 /m
(下半) 14.355 m^2 /m
進行長 0.6m 0.6m 0.6m
破砕量 14.01 m^3 12.49 m^3 8.6 m^3
爆破使用量 14.50kgf 11.60kgf 7.4kgf
削孔数 72 62 37
1 m^2 当たり使用量 1.03kgf/ m^2 0.93kgf/ m^2 0.86kgf/ m^2

段 数	上 半						下 半			
	1 次			2 次			1 次			
	孔数	1孔当 たり	薬量	孔数	1孔当 たり	薬量	孔数	1孔当 たり	薬量	
MS	1	4	0.1	0.4						
	3	2	0.1	0.2						
	5	5	0.25	1.25						
	7	5	0.25	1.25						
DS	1				10	0.1	1.0	11	0.2	2.2
	2	7	0.2	1.40	7	0.2	1.4	4	0.2	0.8
	3	7	0.2	1.40	6	0.2	1.2	10	0.2	2.0
	4	6	0.20	1.20	6	0.2	1.2	10	0.2	2.0
	5	6	0.20	1.20	6	0.2	1.2	2	0.2	0.4
	6	8	0.15	1.20	6	0.2	1.2			
	7	4	0.25	1.0	6	0.2	1.2			
	8	6	0.2	1.20	6	0.2	1.2			
	9	6	0.2	1.20	7	0.2	1.4			
	10	4	0.25	1.0	2	0.3	0.6			
	11	2	0.3	0.6						
合 計	72		14.5	62		11.6	37		7.4	

図-4 発破パターン

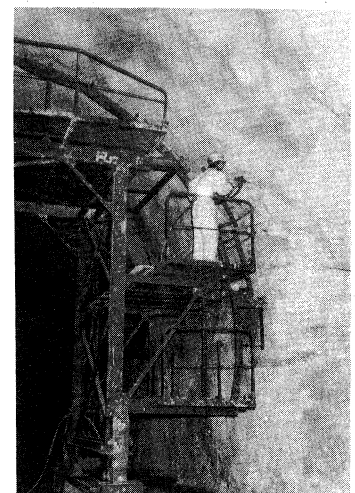


写真-1 吹き付けによるひびわれ防止工の施工
(ポリウレタン樹脂材料)

CASE No.	1	10	11	12
ひびわれ対策	未対策	不織布マット施工(180°範囲)	未対策	ビニールシート施工(180°範囲)
展開図	FL	FL	FL	FL
対策範囲	SL	SL	SL	SL
	FL	FL	FL	FL

図-5 鉄道トンネルにおけるひびわれの例

(対策あり、なしについて文献19より引用)

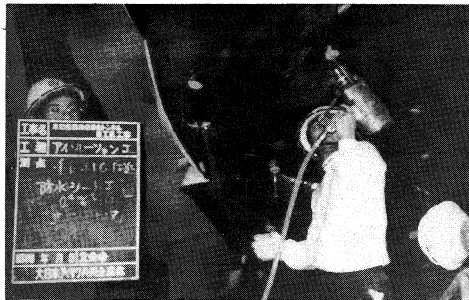
(2) 一次覆工面にシートを張り付ける方法(その1)。ポリエチレン樹脂のシートを張るものと不織布を張るものがあり、いずれもコンクリート面に釘打ちする。湿潤の区間に適用する。

(3) 一次覆工面にシートを張り付ける方法(その2)②より水が多い区間に適用するため止水性を有する材料である。これも2タイプ選定した。FFシートの張り付け状況を写真-2に示す。

以上の材料と特性を表-4に示す。各材料の施工性、

表－４ ひびわれ防止工試験施工の内容

		4K432	4K444	4K456	4K468	4K480	4K492	4K504	4K516	4K528	4K540	4K552	4K564	4K576	待避所
区分	タイプ	② マットの釘打張		③ シートの釘打張		② マットの釘打張		③ シートの釘打張		① 緩衝材吹付		① 緩衝材吹付			
材 料	使用目的	湿潤又は少々の滴水		漏水又は湧水		湿潤又は少々の滴水		漏水又は湧水		乾燥又は少々の湿潤		乾燥又は少々の湿潤			
	材質	不織布		ポリエチレンシート ④ 不織布		発泡ポリスチレン フラットヤーンクロス		EVA FFシート		ロックウールセメント		ウレタン系樹脂 特殊ゴムエマルジョン			
	品名	D530 (アクスター)		パネルSS402		ライトロンタフネ		EVA FFシート204T		スプレーテックス		ラバーコート			
	規格	3.0mm		シート、0.4mm 不織布2.0mm		複合材 1.0mm		0.4mm		平均 7mm		2.5mm ± 0.5			
二次覆工 後の コンクリート	第3日後	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○ ひびわれ生長
	第1週間後	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△ ひびわれ一応収束
	第2週間後	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	第3週間後	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
	第5週間後	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×
材 料	可燃性	△		△		△		△		○		△		○：無 △：有	
	燃焼時の 有毒ガス発生	×		×		×		×		○		×		○：無 ×：有	
	耐アルカリ性	○		○		○		○		○		○		○：強 ×：弱	
	伸び率(%)	75		90		20		770		－		55			
	引張強さ (kg/m)	1,200		800		640		800		－		100			
	遮水性	×		○		○		○		△		△		○：強 △：中 ×：弱	
	施工性	○		○		○		○		△		△		○：優 △：良 ×：劣	



写真－２ 張りつけによるひびわれ防止工の施工（FFシート）

表－５ 南工区工事におけるひびわれ防止工の選定

タイプ	工 法	材 料	備 考
1	吹付け	ロックウールとセメント	全般に乾燥している区間に採用
2	シート類 張 付 け	プロテクトスーパーまたは、これと同等品	全般に湿潤区間に採用
3		発泡ポリエチレンフラットヤーンクロス	全般に湿潤又は滴水区間に採用
4		EVA FF シート（厚0.4mm以上）または、これと同等品	滴水以上の出水区間に採用

作業環境、ならびに二次覆工施工後のひびわれ発生の無について実施した。

4.2 試験施工の結果

二次覆工コンクリート打設後、3日、1週、2週、3週、5週でひびわれの発生、進展について調査した。結果は、いずれの材料においてもひびわれはまったく見受けられず、入念な施工を行えば、どの材料を用いてもひびわれ防止効果は十分と考えられた。

また、施工性については、吹付けによるものは厚さ管理が欠かせない点と材料の飛散に対し作業環境上の配慮が重要であった。しかし、各材料に大きな施工上の優劣はつけがたいと判断した。

試験施工の結果、いずれの防止工も十分効果的と考えられた。

4.3 南工区でのひびわれ防止工の選定

試験施工の結果や経済性等を考慮し表－５の防止工を選定した。

4.4 実施工でのひびわれ防止工の効果

トンネル内を観察した結果、収縮目地は、トンネル全

体にわたりよく開いている。又、試験施工区間がその後ひびわれがないことより、ひびわれ防止工は、かなり効果をあげていると考えられる。

ただし、この効果という意味は図－５に示されるように完全にひびわれを防止するという意味ではなく、ひびわれを極力少なくするという意味である。実際横坑より起点側にひびわれの発生している箇所が竣工前の調査で発見された。その例を図－６に示した。図に示すひびわれ幅は最大で0.8mm程度であるが、一般には0.3mmから0.1mm以下であり、実際非常に注意して観察しないとわからない。

ひびわれの方向や位置は図でわかるとおり、次の３タイプある。

- ①アーチの天端付近にトンネル軸方向に発生するもの。
- ②リング方向に収縮目地と平行して発生するもの。
- ③待避所のアーチ天端から発生するもの。その他。

ひびわれの発生している箇所の二次覆工コンクリートは梅雨期から夏場打設で、冬場にかけての温度低下量が大きいことや、ひびわれが１スパンを大割に分けて発生していることから¹⁸⁾原因は温度収縮又は乾燥収縮が拘束されたためと考えられる。この場合、ひびわれ防止工が施工されているので、他の拘束要因は一次覆工面の不

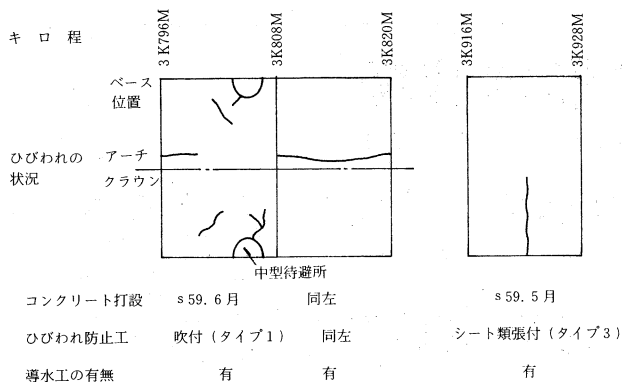


図-6 二次覆工コンクリートに生じたひびわれの例

睦であろう。また、このひびわれは施工後、かなり（半年から1年）経ってから発生したものであり、ひびわれの防止方法については、年単位の長期の検討が必要といえる。

ひびわれで興味深いのは待避所などから発生するものである。収縮目地がどこも開いていることからトンネル覆工はかなり収縮をおこしており、その際、待避所などは応力集中をおこしひびわれが発生しやすいと考えられる。これらの点については今後さらに検討が必要であろう。

また試験施工を行う場合のコンクリート打設を、冬場に行わず、夏場に施工したならば、より顕著にひびわれ防止効果の差が出たのではないかと推察される。

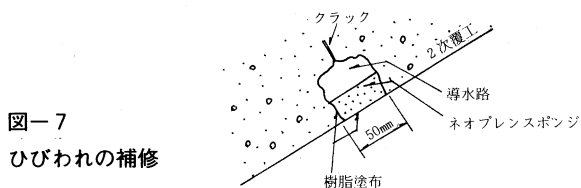


図-7
ひびわれの補修

4.5 ひびわれの補修

発生したひびわれは、漏水しているものについて図-7のような導水工を設ける補修を行った。水が漏れているひびわれは、水のしみ出た跡や、石灰分の溶出した跡があり、ひびわれの発見が容易であった。

その他のひびわれについては、幅が0.3~0.1mm以下と小さく、また、ひびわれの進展もなかったため、補修の必要はないと判断した。

5. あとがき

蟻峰山トンネルでは、住宅がきわめて近接しており、発破振動の軽減方法として制御発破を採用した。振動の計測と対比し工事を進めたが、地盤構造は複雑であり、必ずしも計算と一致する訳ではなかった。何回かの地元住民からの苦情もあった。しかし計測データの説明などで、工事進捗への協力を得、当初の目的ははたしたと考えている。

福南山トンネルでは、ひびわれ防止工の試験施工を行い実施に反映した。結果は、各方法の差を見出すには

到らなかったものの、基本的にどの方法も効果のあることがわかった。また、長期的なひびわれ防止の効果など、必ずしも単純に解明できない問題もあることが判明した。

福南山トンネルは昭和60年12月に貫通し、蟻峰山トンネルは、昭和61年9月に貫通した。いずれも着々と工事が進んでいる。ここに至るまでには、本報告文のような問題はもちろん、工事の安全確保・周辺地区への環境上の配慮など、多くの問題を解決してきたが、その影にはその間の地区住民・関係官公署の協力はもちろんのこと、公団の代々の担当者・施工管理員ならびに直接工事を実施したJV関係者など多数の方々の努力があったことを付記致します。

参考文献

(*直接に本文に関係のないものも参考のため掲げておく。)

- 1) 「本四備讃線蟻峰山トンネル弾性波探査」 昭和54年度 本四公団（興亜開発）
- 2) 「本四備讃線蟻峰山トンネル地質調査その1」 昭和58年3月 本四公団（サンコーコンサルタント）
- 3) 「本四備讃線蟻峰山トンネル実施設計」昭和58年10月 本四公団（中央復建コンサルタンツ）
- 4) 「本四備讃線蟻峰山トンネル実施設計（その2）」 昭和61年8月 本四公団（中央復建コンサルタンツ）
- 5) 「本四備讃線福南山トンネル施工法検討」 昭和54年2月 本四公団（同和工営）
- 6) 「本四備讃線福南山トンネル弾性波探査」 昭和55年3月 本四公団（応用地質調査事務所）
- 7) 「本四備讃線福南山トンネル地質調査」 昭和55年3月 本四公団（川崎地質）
- 8) 「本四備讃線福南山トンネル実施設計」 昭和56年3月 本四公団（ダイヤコンサルタント）
- 9) 「本四備讃線福南山トンネル南工区工事工事報告書」 昭和61年1月 本四公団
- 10) 「本四備讃線本州側路線計画図書作成」 昭和56年8月 本四公団（中央復建コンサルタンツ）
- 11) 「本四備讃線福南山トンネル北工区修正設計」 昭和58年9月 本四公団（ダイヤコンサルタント）
- 12) 「本四備讃線福南山トンネル路盤コンクリートその他設計」 昭和59年3月 本四公団（三和建設コンサルタンツ）
- 13) 「本四備讃線特殊トンネル断面設計」 昭和59年3月 本四公団（大日本コンサルタント）
- 14) 「本四備讃線福南山トンネル坑口部修正設計」 昭和59年11月 本四公団（中国施設設計）
- 15) 「本四備讃線福南山トンネル斜坑処理等設計」 昭和60年3月 本四公団（日本交通技術）
- 16) 「本四備讃線高辻横坑その他地質調査」 昭和56年11月 本四公団（明治コンサルタント）
- 17) 名倉・市丸・寺坂 「トンネル工事と環境保全対策（本四備讃線蟻峰山、下村トンネルの場合）」 トンネルと地下第17巻4号 1986年4月。
- 18) 「トンネル工事の発破振動及び騒音対策に対する調査研究報告書」 昭和52年2月 日本トンネル技術協会。
- 19) 「硬岩NATMにおける二次覆工の設計施工に関する調査研究報告書」 昭和57年3月 (株)日本トンネル技術協会。

櫃石島橋の形状管理

Shape Control of Hitsuishijima Cable-stayed Bridge

設計部設計第三課 課長代理
(前) 児島工事事務所 第五工事長
児島工事事務所 工務技術課課長代理

向島工事事務所 工務技術課課長
(前) 児島工事事務所 第三工事長代理

金沢克義
Katsuyoshi Kanazawa
佐藤昭光
Akimitsu Sato
武山哲郎
Tetsuro Takeyama

1. まえがき

本州四国連絡橋・児島～坂出ルートのカベ石島橋は中央径間長420mのマルチケーブル型式鋼3径間連続斜張橋である。(図-1 参照)

本橋は道路・鉄道各4線を載荷するため主桁はトラス形式であり、ケーブルは片側2面11段のHiAm アンカーケーブル、塔は美観を考慮したハンチ付2層ラーメン斜塔としている。(図-2、3、4 参照)

側径間桁は大ブロックで先行架設し、中央径間桁の27パネルはトラベラー・クレーンによる面材架設を行なっている(写真-1 参照)。斜張橋は施工時、完成時とも主桁・塔の形状およびプレストレスを含むケーブル張力が許容誤差以内でなければならない。本橋では施工時に各種誤差を可能な限り除去し、残留誤差を正確に把握するため電子計算機と各種センサーを組み合わせた形状管理シ

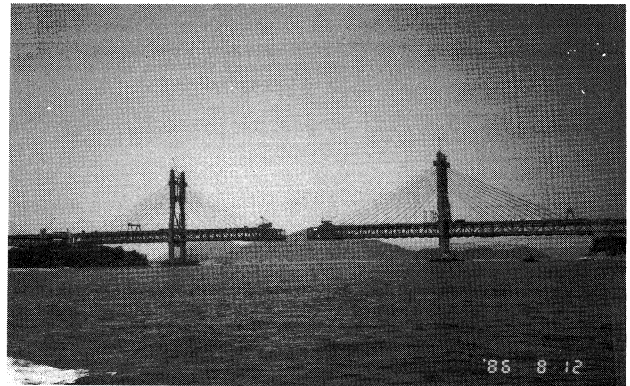


写真-1 中央径間の面材架設状況

ステムを開発導入した。

本システムでは、各パネル架設毎に架設時荷重を精算し、その架設ステップに対する理論変形量、張力を計算

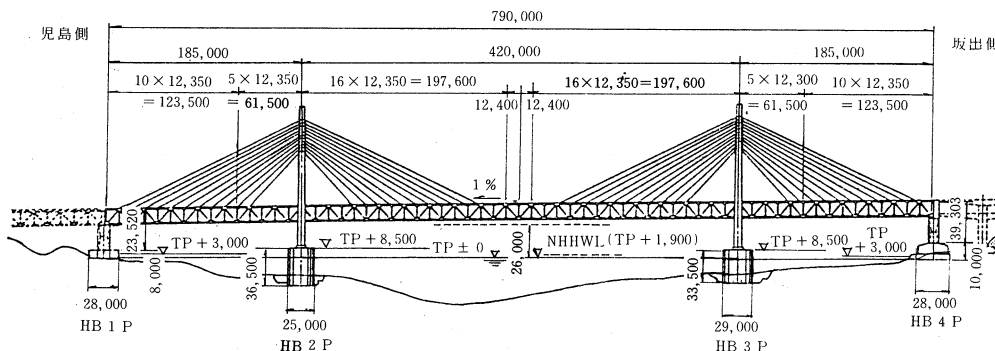


図-1 櫃石島橋一般図

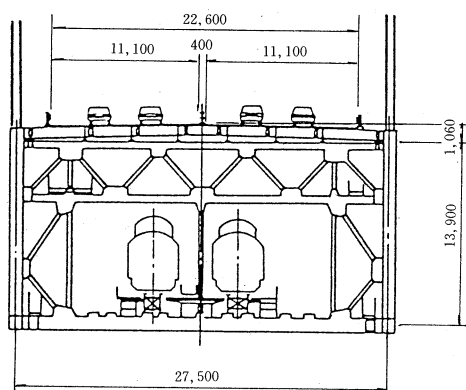


図-2 主桁標準断面図

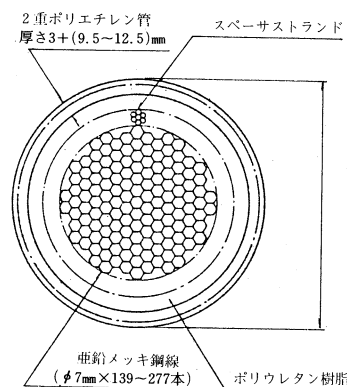


図-3 ケーブル断面図

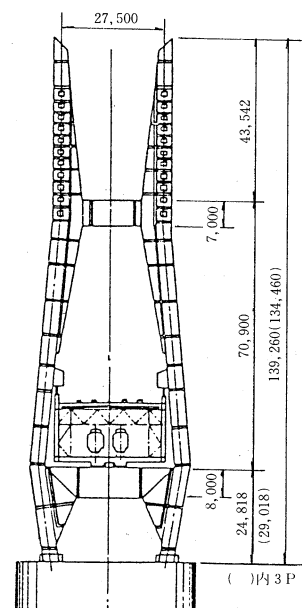


図-4 塔断面図

して管理値を設定する。つぎに夜間温度が安定した状態で桁のキャンパー、塔の倒れ、ケーブル張力、部材温度・歪を計測して電算機に入力し、リアルタイムに誤差修正に必要な調整シム厚を計算して明け方までにケーブル定着部への調整シム挿入と確認計測を行った。本手法では完成形状を予測し橋の健全度をチェックしながら架設を進めることができ、桁の閉合作業が容易に行なえる。また閉合後の形状修正が不要となり工期短縮が可能である。

2. 構造特性

2.1 ケーブル張力、シム厚と桁先端キャンパーとの相互関係 (図-5、6参照)

立体魚骨モデルによる線形化有限変位理論からつぎのことがわかった。

- (1) 張力+10 tにより桁先端は1～2 mm 扛上する。
- (2) シム+10mmにより最上段ケーブル張力は15～20 t 増加し、桁先端は1.5～3.5mm 扛上する。
- (3) 桁キャンパーのシム応答は全体的に鈍感である。
- (4) 張力のシム応答は下段が敏感である。
- (5) 設計・製作・架設誤差から生ずるケーブルの張力余裕は40～90 t であり、挿入可能シム厚は20～50mm

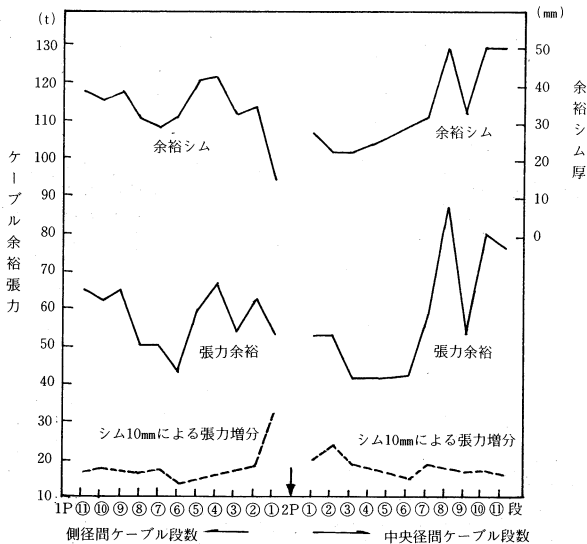


図-5 ケーブル張力とシム厚との関係 (例 2 P 側)

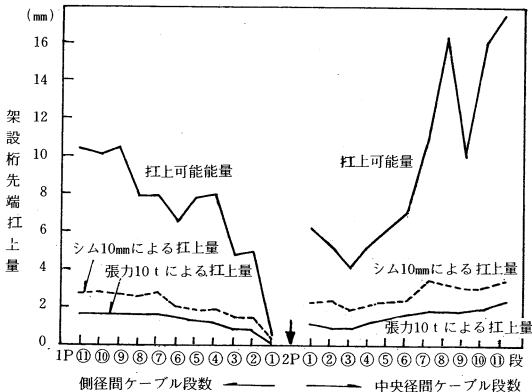


図-6 ケーブル張力・シム厚と最先端キャンパーとの関係 (例 2 P 側)

である。また、このときのキャンパー扛上量は5～18mmである。

2.2 桁の実剛度と温度特性

1 P～2 P間の側径間15パネルは単純梁 (長さ185 m) として大ブロック桁で一括架設した。この桁形状の計測からつぎのことがわかった。

- (1) 桁の実剛性は計算値より5.4%大きい。
- (2) トラス上下弦材の温度差1℃当り3.5mmのキャンパー差が生じる。

2.3 その他

- (1) 桁の振り剛性が大きいと、偏心荷重の影響は無視できる。
- (2) 架設時桁先端荷重の影響は大きく、側径間上の荷重の影響はかなり小さい。

3. 形状管理方法

3.1 基本方針

- (1) ケーブル張力、桁、塔の形状の設計値からの偏差をケーブル定着部シム厚の調整により修正する。
- (2) シム調整はそのステップでの最上段ケーブル8本のみとし、一晩で作業を完了する。
- (3) 管理項目は最上段ケーブル8本、その下2段の各4本の張力、東西主構キャンパー、東西塔柱の倒れの3種類とし、その許容値は表-1に示す。

表-1 管理項目の許容値

管理項目	許容値
桁キャンパー	1 P～2 P ± 59mm
	2 P～3 P ± 118mm
	3 P～4 P ± 59mm
塔の倒れ	2 P ± 28mm
	3 P ± 29mm
ケーブル張力 (2本/段当り)	2 P側 +41.8～+124.4 t
	3 P側 +38.9～+109.1 t

3.2 管理値の計算

- (1) 管理目標値はステップ毎の桁、塔の変形、ケーブル張力を平面トラスモデルで有限変形理論による非線形解析して予め求めておく。この場合桁剛度は理論値より5%アップとし、完成系からの解体計算を行った。架設材重量の影響はシム調整当日に精算した。また単位温度変化の管理項目への影響値も同様の解析により求めた。
- (2) 単位シム厚の管理項目への影響値は立体魚骨モデルで線形化有限変位理論により予め求めた。

3.3 シム厚の決定

- (1) 3つの管理項目の計測値と管理値との誤差修正を

管理項目相互の誤差バランスがとれるような最適シムを電算でリアルタイムに計算し、工学的判断を加えてシム厚を決定した。

(2) シム厚の構成は $20\text{mm} + (9\text{mm} \times 2) + (6\text{mm} \times 2) = 50\text{mm}$ の組合せとし、ケーブル張力余裕の50%までを調整可能量とした。

3.4 部材の応力と温度の測定

形状管理中の部材健全度のチェックと管理値の温度補正(20℃標準)のため、図-7に示すセンサーを取り付けて自動計測を行った。なお、ケーブル温度は長さ1.2mの実物大模型で測定した。

3.5 管理項目の計測

(1) ケーブル張力は常時微動の加速度記録をFTTパワースペクトル解析して固有振動数を求め張力に換算した。キャリブレーションはケーブル架設時のジャッキ油圧で行った。(写真-2参照)

(2) 桁のキャンバーは桁管理路から直接目視できる垂直材内面に水パイプを設置し、標点を盛替えながら計測した。(写真-3参照)

(3) 塔の倒れは塔直下に設置したレーザーセオドライトと、塔頂の受光板とを組合せたレーザー式変位測量を行った。

以上の計測値は手入力により電算入力され、基準温度20℃に自動補正された。つぎにカラーディスプレイ、

ハードコピーには測定点、測定値、温度補正、管理値、誤差、測定日時刻及び形状図、張力図が表示され、調整方針決定の判断資料となった。

3.6 シムトライアル

実測値の誤差量から、最小自乗法により最適シム厚を計算した。このとき、塔・桁の形状、ケーブル張力の各々に重み係数を設定し数ケース計算した。これらのシム構成および応答予測値は図表化されてカラーディスプレイおよびハードコピーとして表示され調整シム厚決定の判断資料となった。計算上のシム厚は実用的でない場合もあり、この場合には調整限度のシム厚を採用した。

シム調整完了後は直ちに管理項目の再計測を行ない予測値との照査を行なった。写真-4、表-2に形状管理手順と標準時間工程を示す。

4. 形状管理結果

一例として、図-8に示す3P側ケーブル第5段架設時の形状管理手順について以下に述べる。

(1) ケーブル張力に余裕があるので東塔を起こし、桁先端のキャンバーを下げることに決定した。(図-9、10参照)

(2) 各種シムトライアルの結果、塔と桁の重みを大きくして最適シムの理論値を求め、板厚構成から決まる調

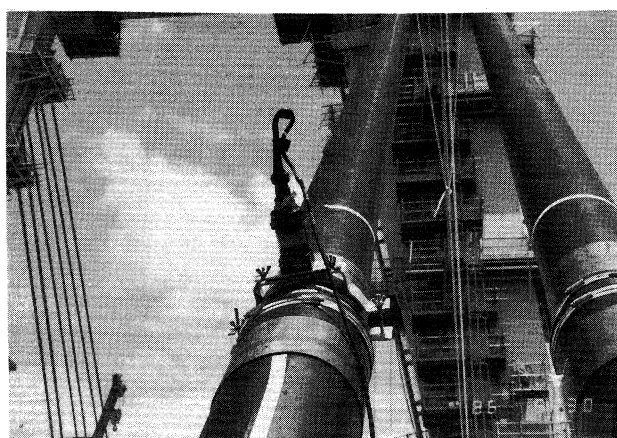


写真-2 加速度計によるケーブル張力の測定

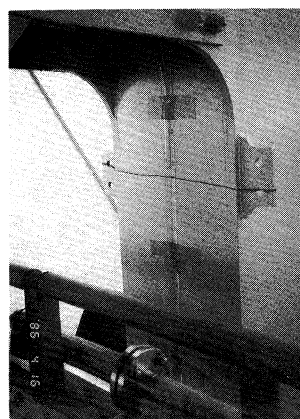


写真-3 水パイプによる桁キャンバーの測定

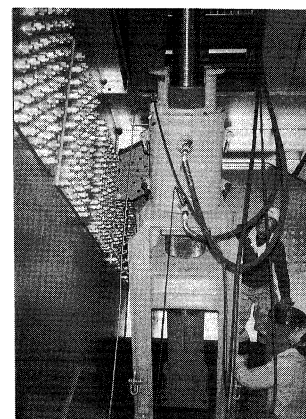


写真-4 ケーブル定着部のシム挿入作業
(500tセンターホールジャッキ使用)

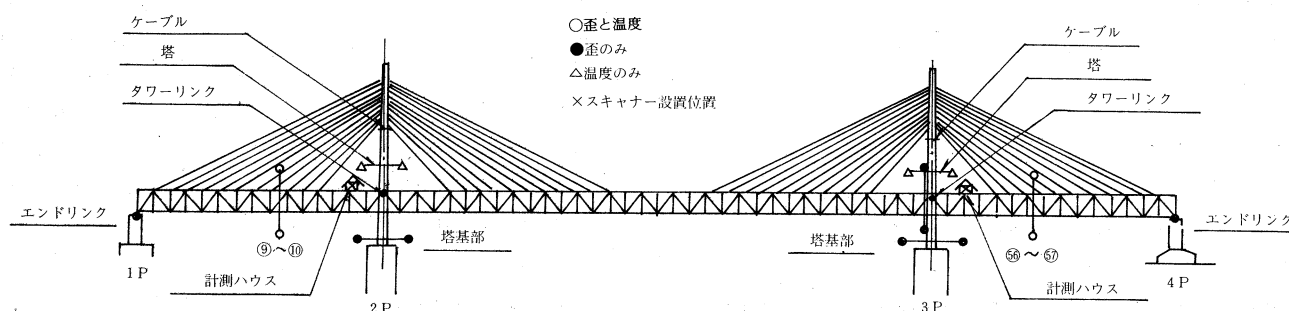


図-7 温度・歪測定位置

表-2 形状管理手順と標準時間工程

工 程 作業項目	前 日		当 日																							
	10	11	10	11	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	0	1	2	3	4	5				
	AM		AM		PM												AM									
荷 重 予 備 調 査	■																									
荷 重 調 査			■	■	■																					
荷 重 集 計 表 の 作 成						■	■																			
管 理 値 計 算							■	■																		
レーザーセオドライトの据付・調整									■	■																
管 理 値 の 入 力									■	■																
桁 キ ャ ン バ ー の 計 測															■	■										
塔 頂 水 平 変 位 量 の 計 測															■	■										
加 速 度 計 の 取 付 ・ 盛 替 え															■	■										
自動計測（張力・温度・応力）															■	■										
実測値の補正・管理値との対比・シム計算																■	■									
シ ム 調 整																	■	■	■	■	■	■	■			
桁 キ ャ ン バ ー の 計 測																						■	■			
塔 頂 水 平 変 位 量 の 計 測																						■	■			
加 速 度 計 の 取 付 ・ 盛 替																						■	■			
自動計測（張力・温度・応力）																						■	■			
実測値の補正・管理値との対比																						■	■			

表-3 調整シムの選定

ケーブルNo	設計シム	最適シムの理論値	最適シムの採用値
C-38-1	58	-41	-41
C-38-2	50	-40	-41
C-38-3	50	-19	-18
C-38-4	58	-19	-18
C-29-1	50	-1	0
C-29-2	50	-5	0
C-29-3	44	-23	-24
C-29-4	44	-19	-18
重み係数	張 力	1	0
	塔	5	0
	桁	5	0
	シ ム	0	0

単位: mm

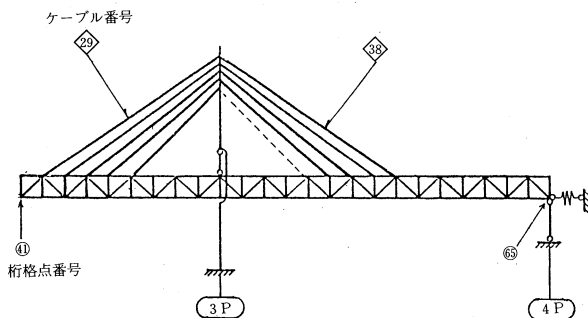


図-8 3P側ケーブル第5段架設状況

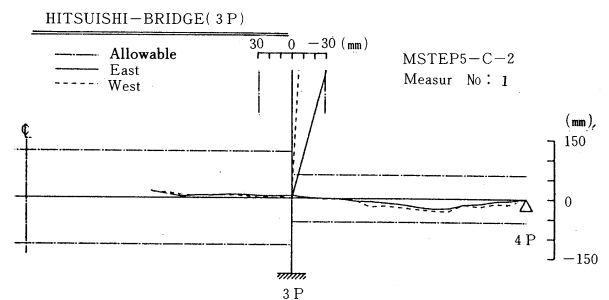


図-9 シム調整前の塔の倒れと桁キャンバー (実施側)

図-10
シム調整前のケーブル張力
(実測値)

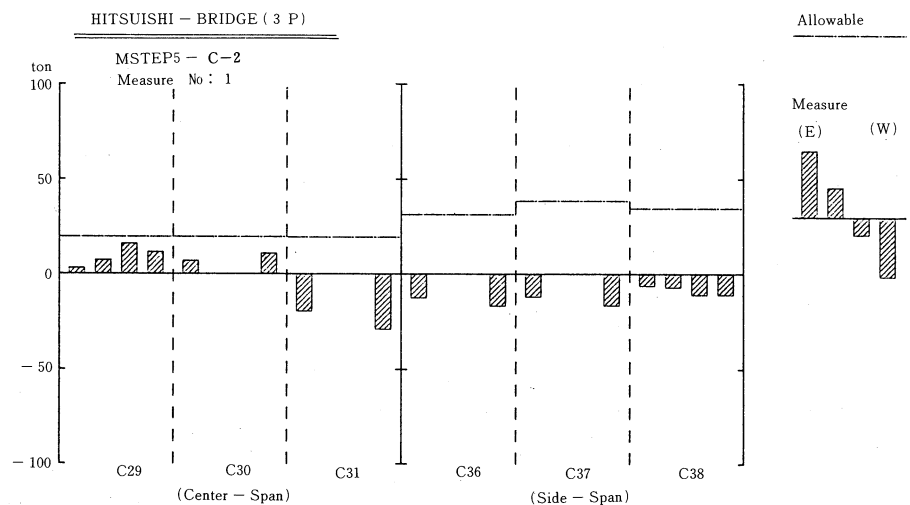


図-11 シム調整後の塔の倒れと
桁キャンバー (実測値)

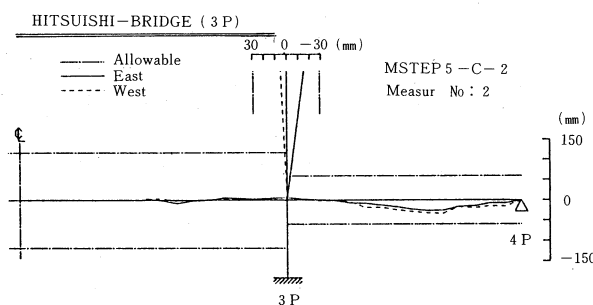


図-12
シム調整後のケーブル張力
(実測値)

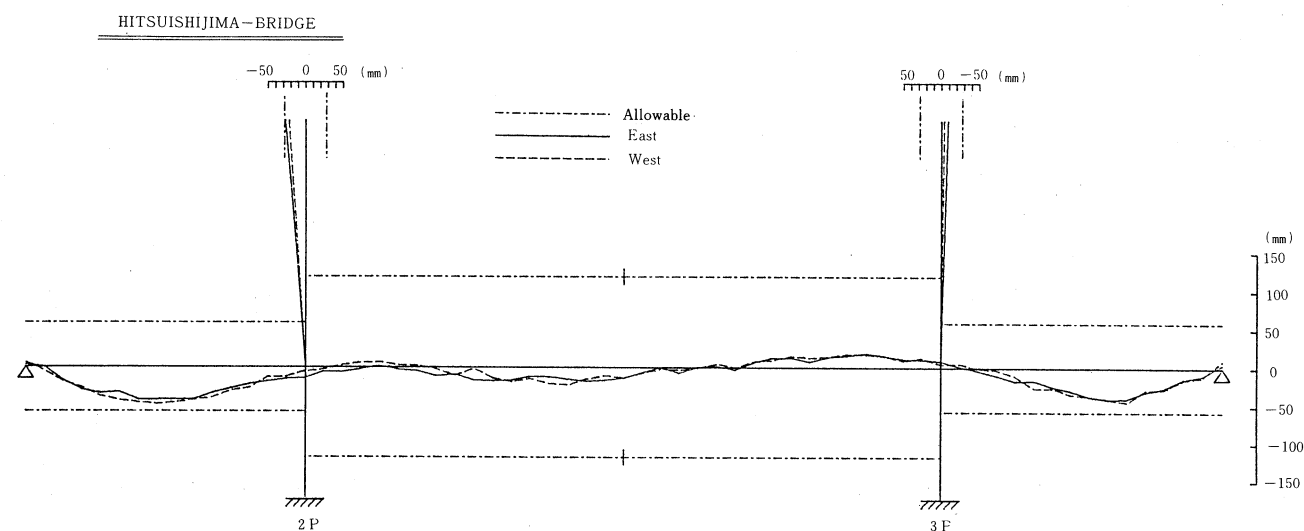
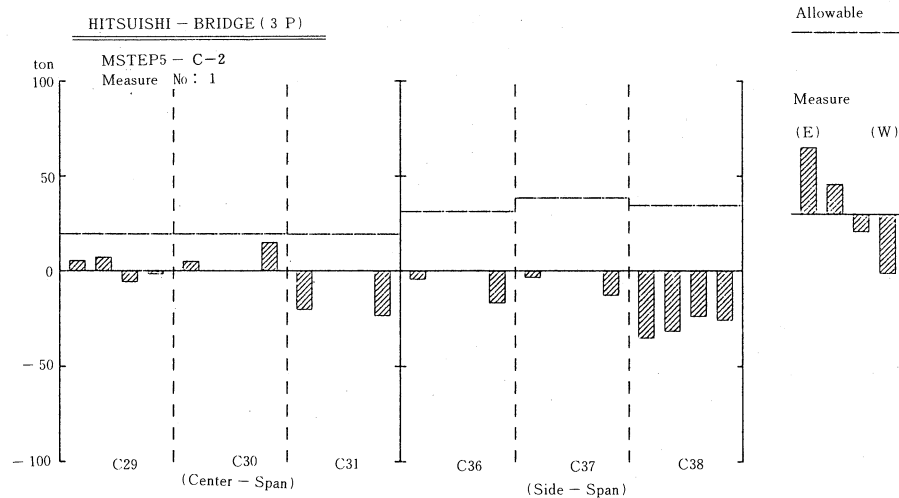


図-13 閉合直後の形状実測値

整シム厚を決定した。(表-3 参照)

(3) シム調整による理論応答値の計算を行い、妥当であることを確認した。

(4) シム調整完了後再計測し、予測どおりの形状修正が行なわれていることを確認した。(図-11、12参照)

以上の手順を繰返して図-13に示すとおり、満足のいく精度で桁の閉合を完了した。

これらの結果からつぎのことがわかった。

- (1) シム調整の予測値は十分な精度で実測値と合致する。
- (2) 設計シムを抜き、ケーブル張力を低下させて行う形状修正が約6割あった。
- (3) 側径間桁は剛性が大きいためシム調整による修正効果は殆んどない。
- (4) 作業練度が上がるに連れ、計画より短時間で一連の工程が消化できる。
- (5) 部材応力を計測することで作業中の異常値をチェックできる。

5. あとがき

斜張橋の形状管理システムが本格的に導入されたのは名港西大橋以来であり、まだ試行錯誤の段階である。本橋の手法は十分実用的であることを証明したと考えているが、更に完成度を高めるための留意事項としてつぎの諸点が考えられる。

- (1) 上弦材リンク取付部のような局部的な剛性変化を正確に把握・反映する。
 - (2) キャンバー計測をレーザーレベルから水パイプに変更した如く、短時間で精度の高い計測手法を考案する。
 - (3) 航行船舶への配慮から作業照明が制約される。作業の安全確保のため効率のよい照明方法を考案する。
- 最後に本橋の形状管理手法の計画・開発にあたられた三菱・川田・鋼管・宮地・日橋共同企業体の関係各位にお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 櫃石島中央径間面材架設精度管理要領 昭和61年3月 本四公団
- 2) 櫃石島橋中央径間面材架設精度報告書 昭和61年12月 本四公団

与島高架橋の施工

Construction of Yoshima Viaduct

坂出工事事務所 第三工事長

村瀬佐太美

Satami Murase

坂出工事事務所 第三工事長代理

富田大造

Daizo Tomita

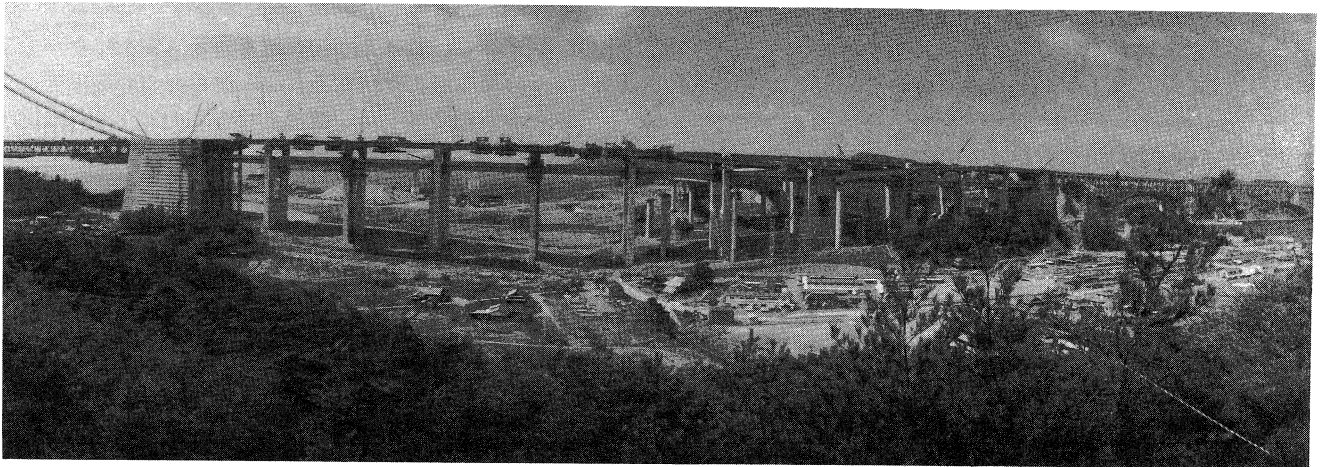


写真-1 与島高架橋全景

1. まえがき

与島高架橋は、児島・坂出ルート（Dルート）海峡部のほぼ中央に位置する与島を南北に貫く橋長717mの島しょ部高架橋である。

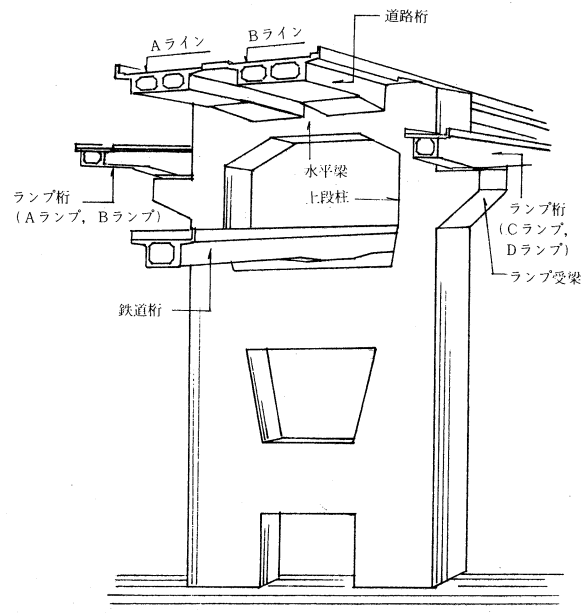
本橋の本州側には与島橋（曲弦トラス橋）、四国側は南北備讃瀬戸大橋（吊橋）が接続されており、本橋の縦断線形は、国際航路にある南北備讃瀬戸大橋の桁下高65mを確保するため、高橋脚（最大地上高 $H=79\text{m}$ ）ですりつけられている。

本橋の上部工は2層構造となっており、上段の道路桁は、PC連続ラーメン箱桁、下段の鉄道桁はPC連続箱桁が採用されている。

また、上部工の施工方法は双方とも、ディビダーク工法で行った。

本報では、与島高架橋の内、主としてPC構造の鉄道桁及び道路桁（ランプ桁を含む）の上部工の施工を中心にして述べるものである。

本文に登場する各部材の名称は図-1に示すとおりである。



橋脚は、上図のように巨大な2柱式3層ラーメン橋脚である。橋脚高は、図-2で示したとおりであり、橋脚厚は、フーチング付根から上段柱付根までが $B=4.0\text{m}$ 、水平梁天端で $B=5.0\text{m}$ であり、上段柱部分で変化している。

図-1 与島高架橋各部の名称

2. 与島高架橋の構造

与島高架橋は大別すると下部工、上層の道路桁、下層の鉄道桁に分類され、道路桁ではさらに、YVa 4 P 橋脚を挟んで児島側を児島4径間、坂出側を坂出7径間、

YVa 4 P からパーキングに接続するループ橋、YVa 3 P からパーキングに連結するDランプ橋に区分される。

（図-2）

各橋梁の構造形式を表-1に示す。

本高架橋は構造特性として次の特徴を有している。

- (1) 平面線形は $R=1,300\text{m}$ の円曲線と sine 低減曲線からなる曲線区間に位置し、高架橋区間で島内パーキングに連結するランプが派生しているため、幅員変化が必要となり複雑な構造を呈している。
- (2) 橋脚は最大高さ $H=79\text{m}$ (YVa 6 P)、脚柱幅 $B=4.0\text{m}$ の非常にスレンダーな橋脚であり、基礎形式は全ての橋脚が直接基礎で良質な花崗岩に支持されている。脚柱は橋軸直角方向に 2～3 層の剛体ラーメンとなっており SRC 構造である。SRC 構造は本橋の様な高橋脚の場合、施工性においても、高所での煩雑な鉄筋組立て作業を少なくし作業効率

表－1 構造形式一覧表

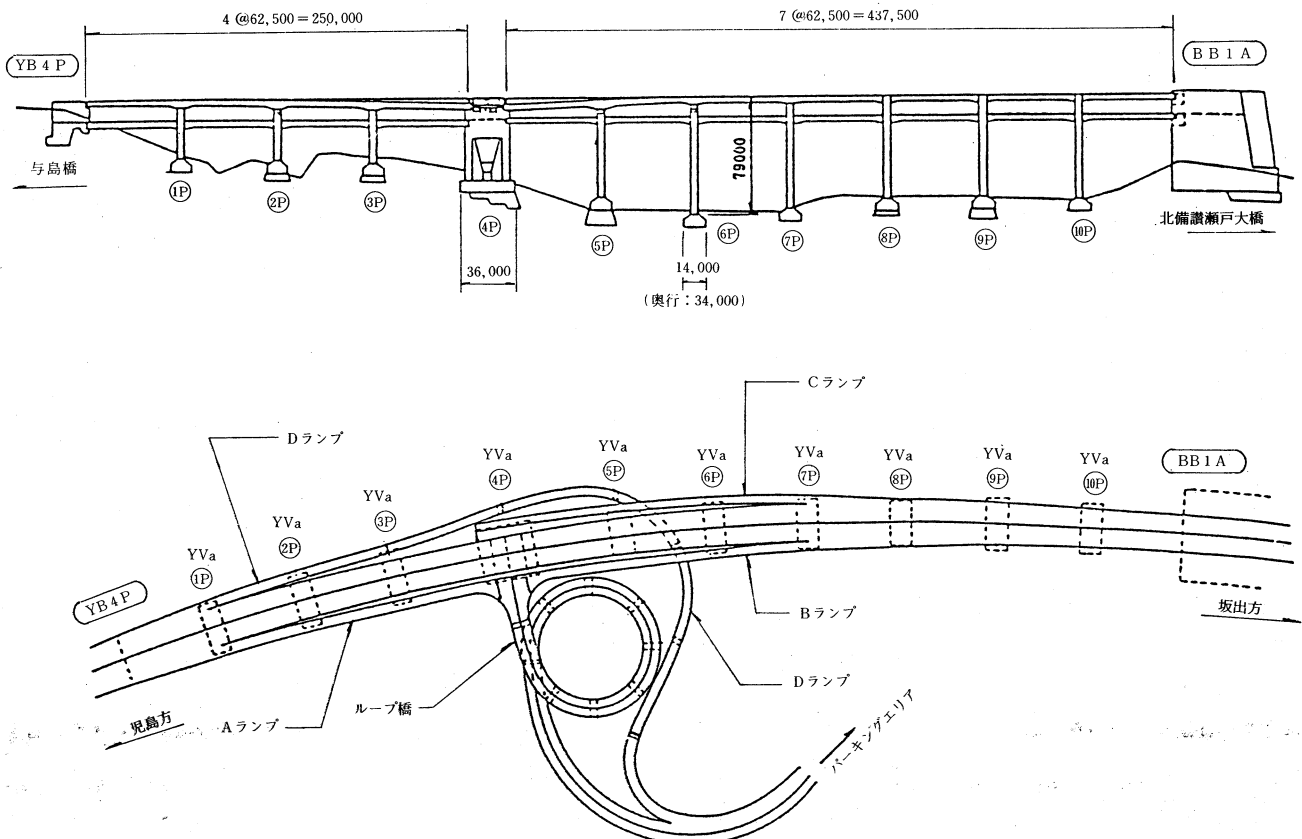
項	目	構 造 形 式
道 路 橋	児島 4 径間 本線標準部 (YVa 1P～YVa 7P) ※上下線一体	PC 2 室 2 箱桁
	本線拡巾部 (YB 4P～YVa 1P YVa 7P～BB 1A) ※上下線一体	PC 多室 2 箱桁 (3～5)
	ランプ部 (A～D ランプ)	PC 1 室 1 箱桁
	ループ橋 (YVa 4P～PA) ※上下線一体	鋼 1 室 2 箱桁
	D ランプ (YVa 3P～PA)	鋼 1 室 1 箱桁
鉄 道 橋	4 径間 + 3 径間 + 4 径間	PC 1 室 1 箱桁

を高めるばかりでなく、安全の確保を図る意味でも大きな利点がある。

- (3) 上層の道路桁は、維持管理、騒音、振動等に有利な PC 桁とし、さらに自動車走行性と、構造上の弱点となる伸縮継手の低減、落橋防止を含めた耐震性を考慮して、4 径間及び 7 径間連続ラーメン箱桁形式を採用し、橋脚も長周期を確保するため橋軸方向の厚さを極力薄くした柔構造である。
- (4) 下層の鉄道桁は、前後にマッシュな橋台 (YB 4 P、YVa 4 P、BB 1 A) を有するため、1 点集中固定式とし、可動支承部は落橋防止用にストッパー方式としている。
- (5) 道路桁は、橋軸方向が連続ラーメン構造になっているばかりか、橋軸直角方向も鉄道部の建築限界の制約から門型ラーメン構造となっており、全体的には立体ラーメン構造である。
- (6) 道路桁の主桁は、ランプの派生に伴い幅員及び床版スパンが複雑に変化するため、箱桁は主桁本数が変化するマルチセル構造となっている。

本線では、上下線一体構造で、標準幅員区間は 2 室 2 箱桁、拡幅部分は 2～5 室 2 箱桁まで変化している。

- (7) 児島 4 径間と坂出 7 径間に挟まれる YVa 4 P 橋脚は、道路桁と鉄道桁の中間空間にランプ (坂出方 ON ランプ) が立体交差する構造であり、双方の巾員及び建築限界をクリアーするため図－3 に示す構



図－2 与島高架橋一般図

造になっている。

(8) 全体構造系としては、図-4に示すとおりである。

3. 与島高架橋の工事概要

3.1 設計条件及び主要材料

与島高架橋の設計条件を表-2に主要材料を表-3に示す。

3.2 施工概要

昭和58年3月着工以来3年8か月を経過した与島高架橋工事は、61年3月に鉄道桁が竣工し、62年3月までの道路桁の進捗率は約85%である。表-4に上部工の概略工程表を示す。

鉄道桁は、側径間を除いて全ての橋脚（YVa1～3P, YVa5～10P）で柱頭部を施工後、ワーゲンを組立てて、張出し架設方式で施工を行った。また、側径間の施工では、児島側4径間は、桁下高さが比較的低いので全支保工にて行ったが、坂出側7径間においては、仮支柱を有する逆張出しで施工した。一方、道路桁は、完成している鉄道桁上を利用して順次施工を進めてゆき、

表-2 設計条件

事項	鉄 道 部	道 路 部
支 間	4 @ 62.5m……2連 3 @ 62.5m……1連	4 @ 62.5m……1連 7 @ 62.5m……1連
規 格	在来線……複線 新幹線……複線 ※暫定施工として在来線のみを施工し、将来新幹線を併設できるよう配慮している。	第1種第2級……4車線
活 荷 重	在来線：KS-16 新幹線：KS-16, N-18, P-19	TL-20, TT-43
設計震度	橋軸方向 $K_H = 0.19, 0.20$ 直角方向 $K_H = 0.27$	橋軸方向：4径間 $K_H = 0.17$ 7径間 $K_H = 0.08$ 直角方向： $K_H = 0.19$ ※耐震設計は、修正震度法に加えて動的解析（スペクトル応答解析）で行った。
衝撃係数	$i = 0.193$ （暫定時のみ）	$i = 10 / (25 + \ell)$
材料強度	コンクリート $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ 鉄 筋 SD 35	コンクリート： 上段柱 $\sigma_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ 水平梁 } $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$ 主 桁 } 鉄 筋 SD 30

表-3 主要材料

	鉄 道 桁	道 路 桁	
		主 桁	上段柱・水平梁
コンクリート	9,000m ³	16,500m ³	13,000m ³
型 枠	2,800m ²	75,000m ²	9,600m ²
鉄 筋	900ton	2,900ton	2,100ton
鉄 骨	—	—	600ton
P C 鋼 材	700ton	1,200ton	※ 150ton

※1 PC鋼より線 19×φ11.1

表-4 鉄道桁・道路桁（本線部）の施工工程表

区分	年度	昭和59年度	昭和60年度	昭和61年度	昭和62年度
本 州 側 (4径間)		鉄道桁	道路桁(本線部)		
四 国 側 (7径間)		鉄道桁	道路桁(本線部)		

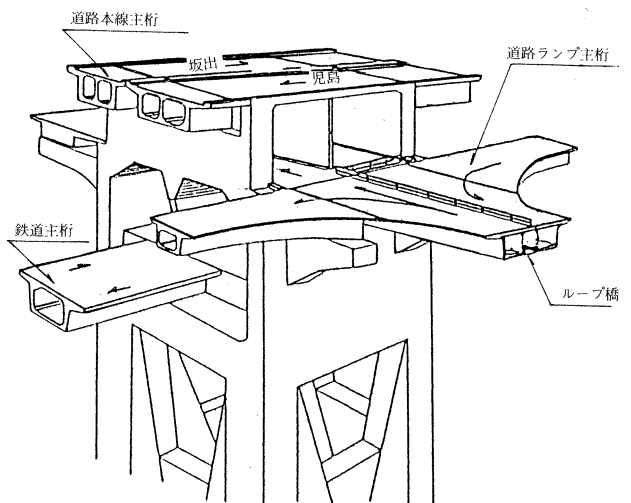


図-3 YVa4P

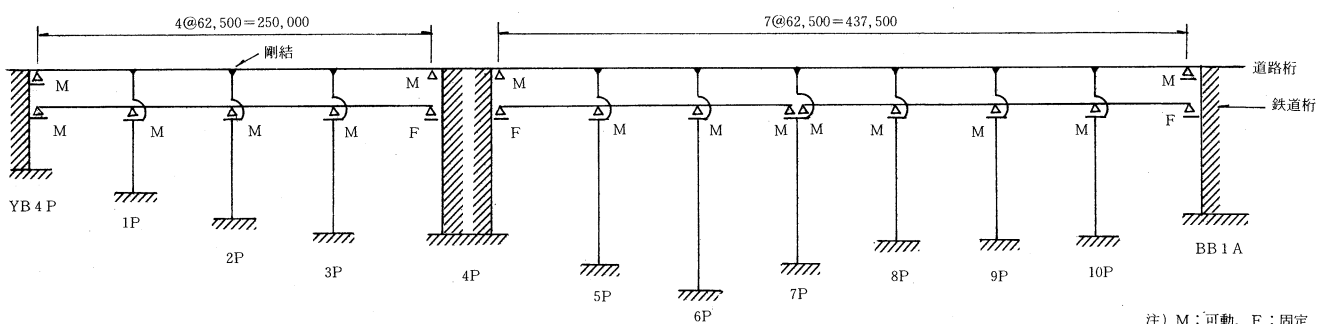
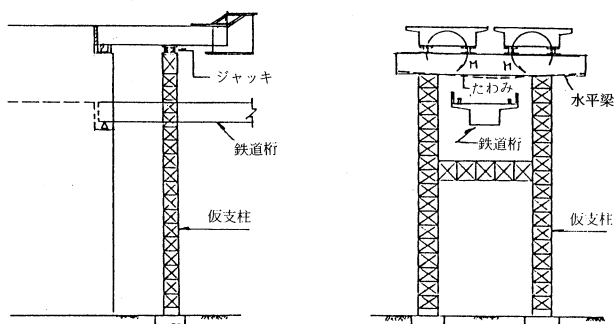


図-4 与島高架橋の全体構造系

また、道路桁の側径間部（YB 4 P、YVa 4 P）においては、以下の理由から仮支柱を用いないで橋台に反力をとらず逆張り出し施工とした。

- (1) 仮支柱は既にできている鉄道桁を跨ぐ必要があり仮支柱スパンが長くなるため、横梁は剛性の大きい大断面の部材が必要になるが、鉄道桁上の工事車輛の通行及び地上作業ヤードの確保に問題があり、施工工期にも影響を及ぼす。（図－5）
- (2) 上記架設工法を使用した場合、施工順序として上下線の同時施工が行えないため、片側ずつの施工となる。その結果水平梁のたわみによる支点沈下と主桁の振り応力が大きくなりジャッキによる反力の調整が困難となる。



図－5 採用されなかった仮支柱を有する逆張り出し施工図

- (3) 支持地盤の問題：YB 4 P 部では、仮支柱予定基礎地盤が弱く、施工信頼性に問題が残る。

4. 上部工各部の施工

4.1 柱頭部の施工

(1) 鉄道桁柱頭部の施工

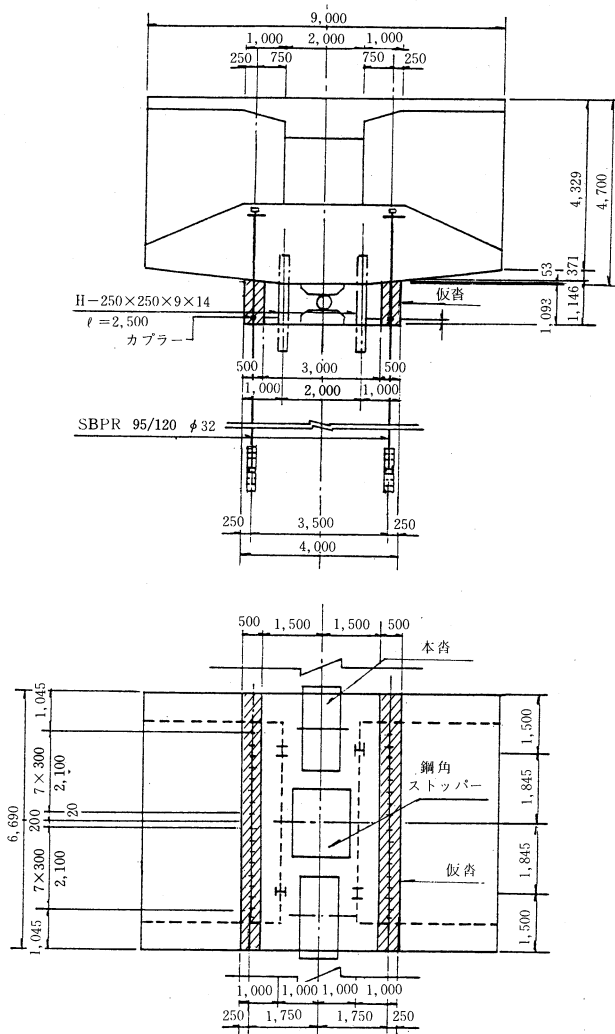
上部工張り出し架設中のけたのアンバランスモーメントを橋脚に伝えるため、橋脚頭部と上部工の柱頭部は確実に剛結されていなければならない。このため鉄道桁では、図－6 に示す構造で柱頭部施工を行った。

アンバランスモーメントによる圧縮力は仮査のコンクリートで、引張力に対してはP C鋼棒で、せん断力に対してはH鋼で受けもたせた。

P C鋼棒は、仮査の撤去を考慮して仮査の付根でカップリングを行い、プレストレス開放後上方のP C鋼棒を撤去し、仮査を壊し易い構造とした。またH鋼の撤去は、ガス切断で行った。

特殊部としてはYVa 7 P が挙げられる。ここは、鉄道桁の伸縮部であり、前後の桁とも連続桁の側径間となるが、橋脚高が高いため、オールステイジング工法は不経済となり、施工は図－7 の様に前後の桁を仮設P C鋼棒で緊結して張り出し施工を行った。

遊間には、マルチセル断面の遊間鉄板を挟み込み、そのすき間には、無収縮モルタルを充填して前後の桁を一体化させた。



図－6 鉄道桁の柱頭部詳細図

仮設P C鋼棒及び遊間鉄板は、桁が完成した後撤去を行った。

(2) 道路桁柱頭部の施工（図－8）

道路桁の柱頭部は、鉄道建築限界の制約により門型ラーメン構造となっており、上段柱及び水平梁には、大きな振りモーメントを生じる。そのため上段柱はSRC（鉄骨・鉄筋コンクリート）構造となり、鉄骨の外側にはD51の鉄筋が125mmピッチ2段で配置されている。

上段柱の施工は、鉄道桁上に搬入したトラックレーンにより鉄骨の建入れを行い、鉄筋組立て、型枠組立て、コンクリート打設の順序で実施した。

この施工の特徴としては、

- 1) 主鉄筋は極太径のD51であるため、継手は機械継手としてスクイズジョイント（圧着）を使用し、確実な接続を行った。
- 2) 上段柱の高さが約12.5mであり、コンクリート打設は打設量と打設の容易さ、締固めの確実さを期すため、3リフトの層打ちとした。（一層の最大高さ $h = 5\text{ m}$ ）これら相互の打継目は、打設してから24時間後に高圧水で洗浄し、コンクリート表面を粗にして、新旧コンクリート面の一体化を図った（グ

リーncut)。またコンクリートの供給は、地上から配管された6インチの圧送管により最高60mを圧送した。

一方、水平梁は振りモーメントに対して、地震時を含む設計荷重状態においてはひびわれの発生を制限するものとしてプレストレスコンクリート構造、また終局荷重状態においてはプレストレスの影響を無視した鉄筋コンクリート部材として、設計されている。

1) 水平梁の支保工及び足場工 (図-9)

鉄道桁受梁上に仮支柱を立て、仮支柱上に枕梁、橋軸方向に縦ガーダーをセットする。受梁上に橋軸直角方向横トラスを3本並べ、水平梁の荷重をスパン14mの横トラスで受け持たせる。

鉄道桁上と横トラスの建築限界は、鉄道桁上を通行するトラッククレーンの高さより $h = 4\text{ m}$ 以上を確保した。横トラス上には H 鋼を敷き並べ、その上にパイプサポート及びビティ支保工、ビティ足場を組立てる。 H 鋼上は、足場板で養生し飛来落下に対する防護を行った。

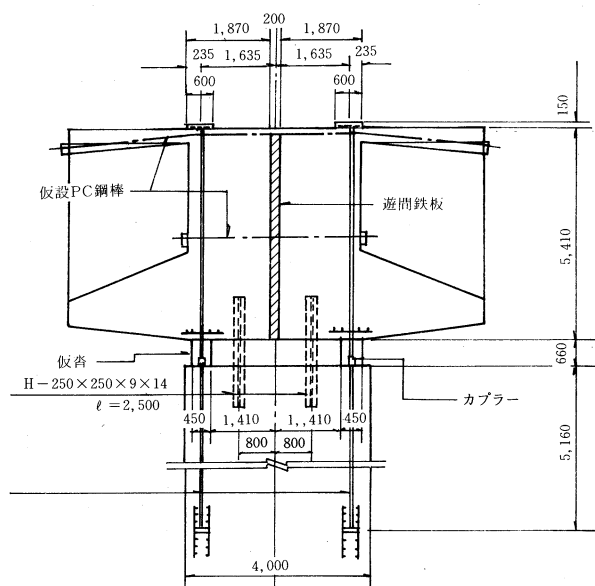


図-7 鉄道桁 YVa7P の柱頭部施工

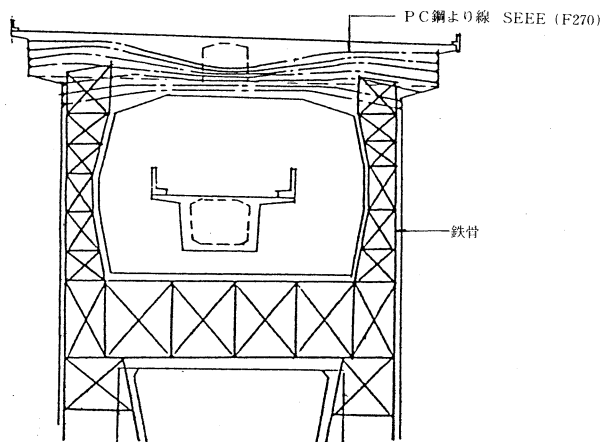


図-8 道路桁柱頭部の構造と振りモーメント

2) 水平梁躯体の施工 (写真-2)

水平梁は張出し施工中に生じる大きなアンバランスモーメントによる振りを受けるため、クラックの発生を最小限におさえられるPC構造とした。水平梁の断面が大きいためPC鋼材も1本当りの緊張力が大きく定着がネジ式で確実であるSEEE工法 (F270) で行った。

型枠は、床版をメタルフォームとし、他は全て木製型枠を使用した。水平梁は投影面積も広く、コンクリート打設中に新旧コンクリートの打断目にコールドジョイントが発生し易いため、コンクリート打設は高さ $h = 50\text{ cm}$ の層打ちを行って対処した。また、1リフト当り、1日に打設可能なボリュームを200~300 m^3 とし、全体を3リフトに分けて打設した。コンクリートは、早強コンクリート ($\sigma_{ck} = 400\text{ kg/cm}^2$) を用いたが、鉄筋、PC鋼材等が密に配置されていることから、コンクリートに流動化剤を添加してワーカビリティを改善し、空隙、ジャンカ等が起ころぬ様対処した。打設は鉄道桁上に2台のポンプ車を配置し、効率よく行った。

4.2 主桁の施工

(1) 主桁構造

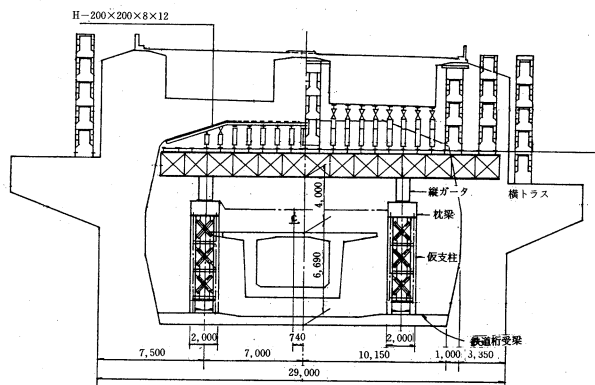
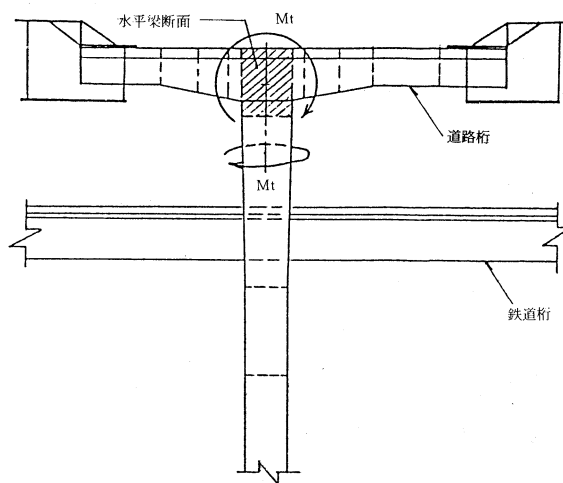


図-9 水平梁仮設図



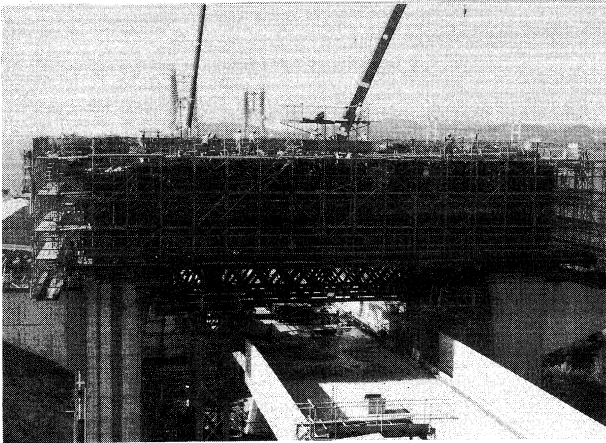


写真-2 道路桁水平梁の施工

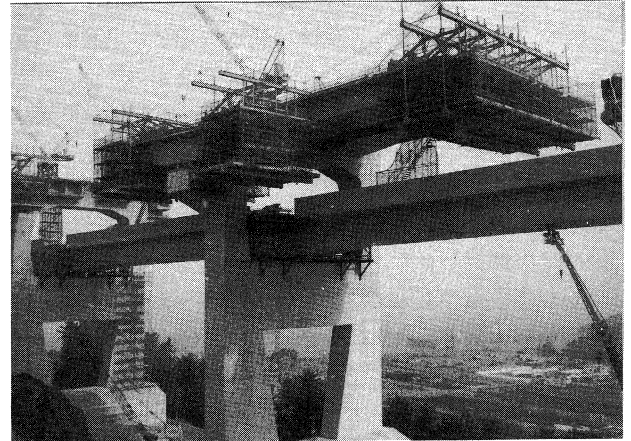


写真-3 道路桁の張出し施工

主桁の断面は、道路桁本線標準部で上下線一体の2室箱桁であり、桁高は橋脚上で3.5m、支間部で2.6mとなり橋脚から7mで直線変化している。本線の途中からランプが派生する主桁は、加速、減速車線の影響で幅員が変化し多室箱桁となる。張出し床版長は、 $\ell = 1.9\text{m}$ で一定とし、許容応力度を $\sigma_{sa} = 1200\text{kg}/\text{cm}^2$ として設計した。なお、鉄道桁は在来線複線用1室箱桁である。鉄筋の被りは、島しょ部の高架橋であるため、塩害対策を考慮して、直接潮風の影響を受ける部分においては、鉄筋の被りを5cmとした。

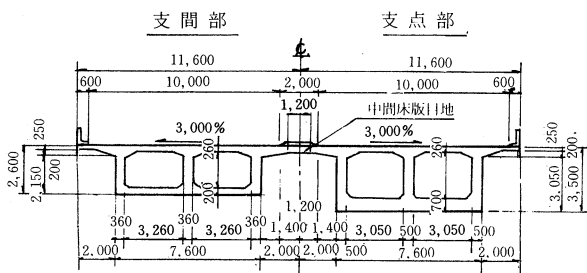


図-10 主桁断面図

(2) 道路桁の張出し施工 (写真-3)

本高架橋は、橋脚数が10脚であり、本線上り、下り及びランプを考えると、張出し施工を行う箇所が61箇所にもなり、ワーゲンの転用計画が重要となる。転用計画は全体工期を十分に考慮し、基本的に4径間側から7径間側への転用を図った。

ワーゲンは、中型ワーゲン（能力200tm）を使用し、柱頭部付近（桁高変化部）では、1ブロック長を2.5m、支間部では4.0mに分割して施工を行った。

表-5に標準のワーゲンの基本サイクルを示す。

1) 主桁コンクリート（スランプ7±1.5cm）は、鉄道桁上に配置したポンプ車によりポンプ打設し、1ブロック平均30～40m³を3～4時間で打設した。各ブロックの端面には凝結遅延剤を使用し、脱型後ジェット水により端面を粗にして次のブロックとの一体化を図った。

2) PC鋼棒の緊張作業はコンクリート強度が $\sigma =$

表-5 張出し架設の標準工程（3主桁×2基）

種別	日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ワーゲン移動、据付け													
型枠組立													
鉄筋組立													
鋼棒組立													
コンクリート打設													
養生													
緊張													

計12日

260kg/cm²以上（ディビダーク工法設計施工指針案）で実施した。緊張管理は、上記指針に準拠して伸び管理を重視して行った。

3) 上げ越し管理については、施工段階ごとの上げ越し計算を行い、それに基づいてブロック施工終了ごとに施工高をチェックした。

与島高架橋のワーゲン施工には次に挙げる特徴がある。

- 1) ランプの派生に伴い、YB 4 P～YVa 1 P、YVa 7 P～BB 1 A間においては巾員が大きく変化しており、ワーゲンの主桁間隔を横方向に移動させなければならない。そのため、横移動装置が必要であり、歯車と電動モーターによる特殊ワーゲン方式を採用した。ワーゲンの種類としても、2主用、3主用、4主用（特殊）、5主用（特殊）を主桁数に応じて使い分けている。（図-11）
- 2) ランプのノーズ部となるYVa 7 Pでのワーゲン施工は、バランスして張出していく両側の主桁形状が異なる。図-12に示すように、右側は5主桁（特殊）ワーゲンで張出し、左側は本線部とランプ部と同時に張出す3主+2主桁ワーゲンにより、両側のバランスを考慮した方法で張出し施工を行った。
- 3) 鋼角トッパーによる仮固定：道路桁ワーゲン施工時には、鉄道桁に設置してある鋼角ストッパー仮固定を行い、一時的に鉄道桁の支承条件を変えて橋梁全体の剛性を高め、橋脚付根に働く曲げモーメントを軽減した。（図-13）

仮固定の方法は図-14に示す要領で行う。鉄道げた完成時に可動であったストッパーは、道路げた架設時にストッパー箱部にクサビ（SS 41を使用し20kg程度に加工）を挿入することにより固定とする。道路げた完成後、クサビは杓座空間を利用して、センターホールジャッキにより引き抜くものとする。クサビ撤去後、充填材及びカバープレートを施工する。

(3) ランプ桁の張出し施工 (写真-4)

施工要領を、図-15に示す。

- 1) 主桁は通常の張出し工法で施工し、ワーゲンが中央にさしかかる頃までに仮支柱 P_1 の組立を終了する。

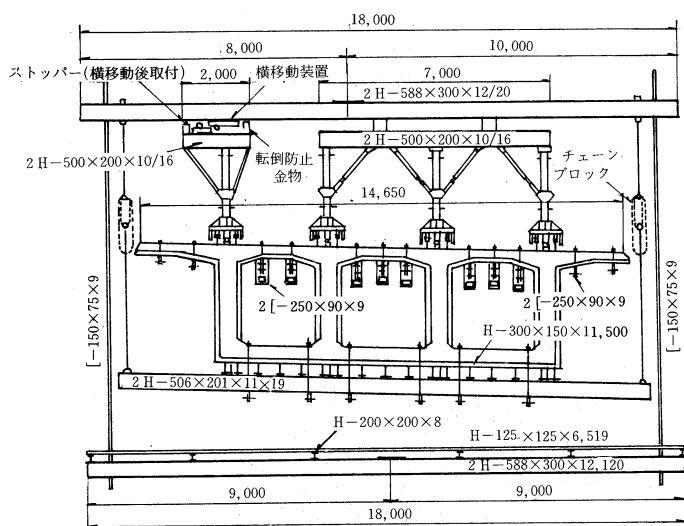


図-11 4主桁特殊ワーゲン

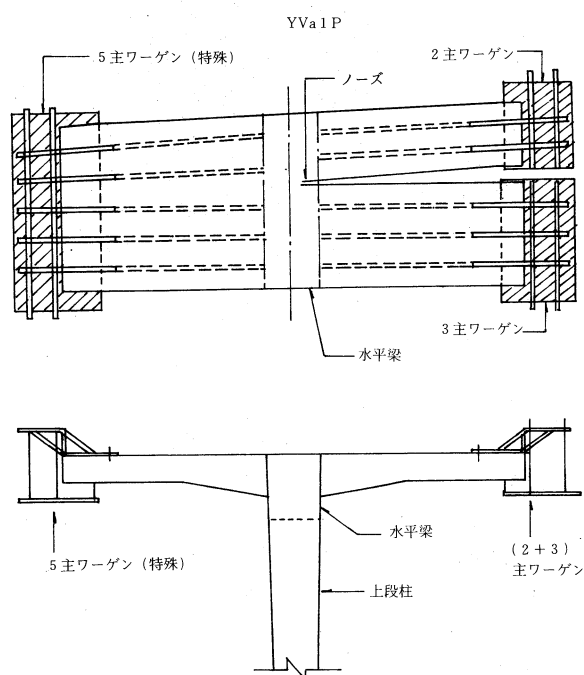


図-12 YVa.1 P 張出し施工図

- 2) ワーゲンが仮支柱 P_1 を通過後、 P_1 の上部調整コンクリート、ジャッキ、ストッパー等をセットし、ジャッキにより約50 ton の反力調整を行う。
- 3) 仮支柱 P_2 を組立てる。
- 4) ワーゲンが仮支柱 P_2 を通過後 P_1 と同じ作業を P_2 で繰り返す。
ジャッキ反力及び支点変位の調整は1ブロックを打設する毎に行う。
- 5) 最終ブロック施工終了後ワーゲンを解体し、吊支保工の架設を行う。
- 6) 吊支保工施工完了後仮支柱の解体を行う。

4.3 逆張出し施工

(1) 鉄道桁における逆張出し施工 (写真-5)

鉄道桁では、YVa 4 P 及び BB 1 A 側の連続桁側径間で、マッシブな橋台であることを生かして橋台側から仮支柱を用いた逆張出し施工を行った。

施工要領を図-16に示す。

- 1) 仮支柱の基礎を打設し仮支柱を組立てる。仮支柱は最大1300 ton の鉛直荷重を受けるためこれを支持できる構造とし、基礎コンクリートは、沈下防止のため岩着とした。

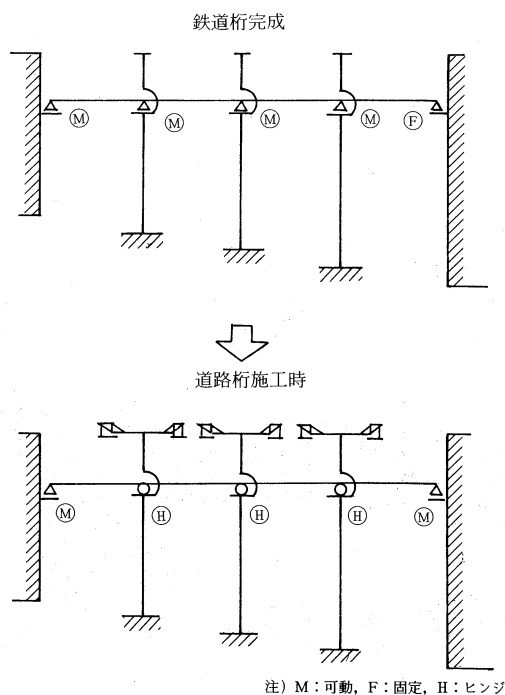


図-13 鋼角ストッパーによる支承条件の変化

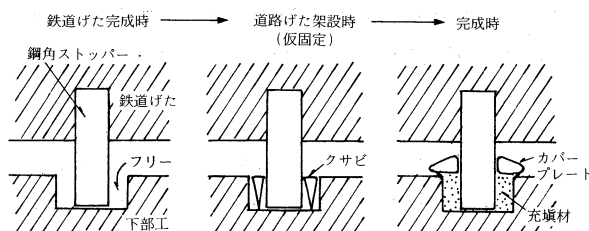


図-14 ストッパーの仮固定方法

- 2) 仮支柱を橋台に取り付けた後ブラケットに横梁を渡し、その上に支保工を組む。
- 3) 型わく、鉄筋、P C鋼棒を配置し、支保工部のコンクリートを打設する。
- 4) 養生後、P C鋼棒を緊張する。張出し施工により桁が伸びて行くと、BB1 A 支承部には負反力が生じるため、あらかじめ台座上に仮査を設け鉛直方向に緊張しておく。
- 5) ワーゲン張出し施工を行う。2 主桁中型ワーゲン（能力200 ton）を使用し施工ブロック長3.0mで5ブロックの張出し施工を行い、1 ブロック毎に仮支柱にセットしたジャッキでたわみ調整を行った。

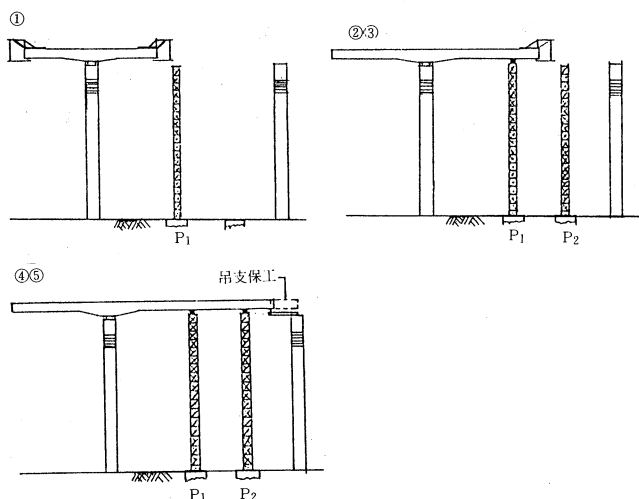


図-15 ランプ部の張出し施工



写真-4 ランプ桁の張出し施工

(2) 道路桁における逆張出し施工

道路では前述の構造及び工期の問題より、YB4 P 及び YVa4 P の側径間、橋台側から仮支柱を用いずに柱頭部からワーゲンにて張出し施工を行う。

1) YB4 P 逆張出し施工（写真-6）

橋台側から鉄道桁と異なって仮支柱を用いない張出し施工をするため、橋台と主桁の接続部（柱頭部）は、鉛直力、水平力、曲げモーメント、振りモーメント等を集中的に受ける。従って、主桁柱頭部と橋台を一体化させ

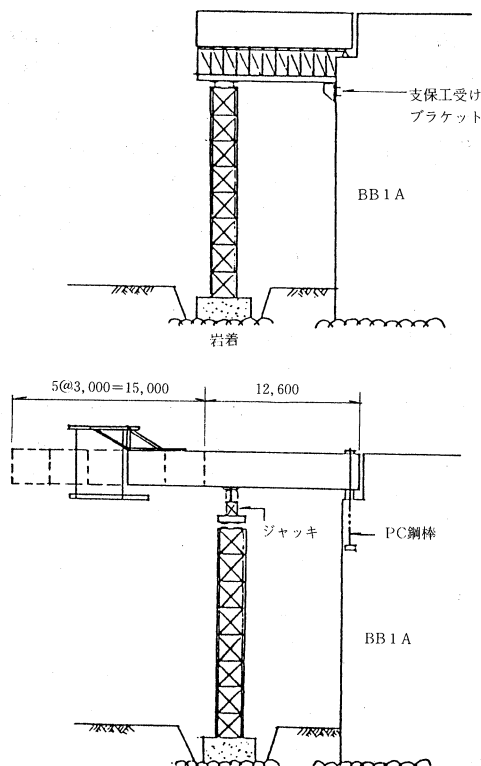


図-16 鉄道桁における仮支柱を有する逆張出し施工

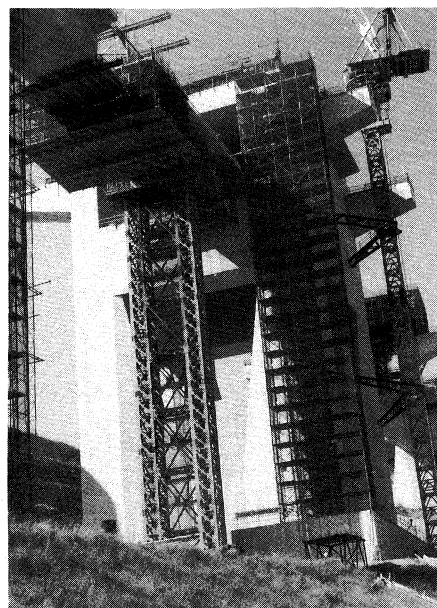


写真-5 鉄道桁の逆張出し施工

るために次に挙げる補強により施工を行った。

(a) 図-17のように、主桁の曲げモーメントMが道路桁受梁には振りモーメントとして作用する。そこでYB4 P 軀体の鉄道空間に、仮設P C鋼棒を配置した場所打コンクリートの補強柱を配置することにより、この振りモーメントを低減するばかりでなく、鉛直力による受梁の曲げモーメント及びたわみも低減できる。

(b) 主桁の柱頭部附近は、図-17に示すように仮鋼

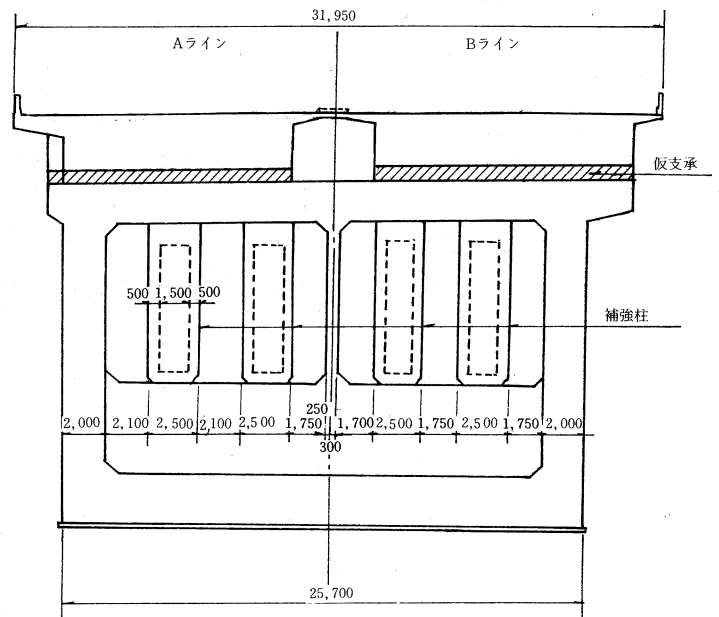
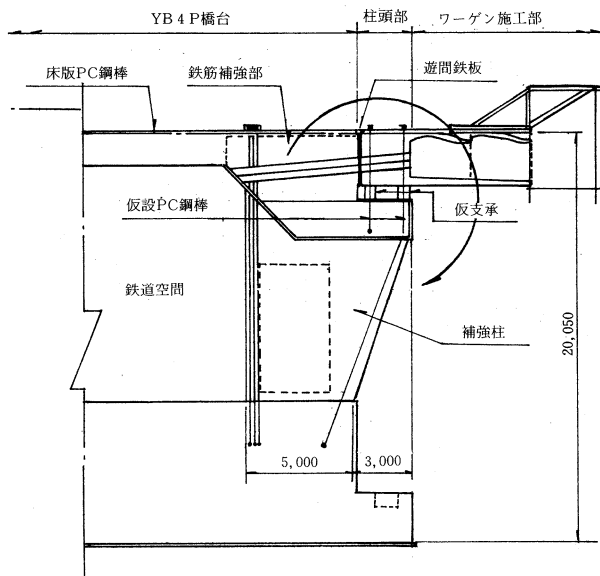


図-17 YB4P 逆張出し施工

棒で縦・横にプレストレスを入れ、設計を超えるたわみが生じないように補強した。伸縮遊間部には遊間鉄板を用いた。遊間鉄板は $t = 19\text{mm}$ でマルチセル断面のものを用い、すき間には無収縮モルタルを注入し変形を押えた。また遊間鉄板は主桁が連結して仮鋼棒を撤去した後、センターホールジャッキを用いて引き抜いて撤去するが、その時のコンクリート面との摩擦力を考慮して、1.5m程度ブロックに分けて配置した。

(c) 逆張出しは、仮設中では完成時と曲げモーメントが異なるため(図-18)上床版側に仮設鋼棒が必要となる。その仮設鋼棒は、完成時にプレストレスを開放しなくてはならないので、定着部を各ブロックの床版の下方に設けて施工を行った。(図-19)

このような数々の補強を要した逆張出し施工は、心配された主桁のたわみもなく、現在主桁の連結を終え、補強柱撤去等の最終段階を迎えている。

2) YVa4Pの逆張出し施工(写真-7)

YVa4Pの逆張出し施工は、YVa4P橋脚を挟んで左右同時に張出し、橋脚のアンバランスモーメントを低減する工法により施工を行った。仮設PC鋼棒は、左右の主桁を連結するように、主桁、遊間鉄板、YVa4P橋脚、遊間鉄板、主桁を緊結した。また、この時道路橋受梁には、YVa4P逆張出しと同様に、主桁の曲げモーメントが振りモーメントとして作用するため、本線スラブとランプスラブの間に仮ウェブ(補強壁)を設置し、縦方向、横方向、鉛直方向の仮設PC鋼棒でプレストレスを入れることにより解消した。主桁の柱頭部、遊間鉄板はYB4Pと同様である。(図-20)



写真-6 YB4P 逆張出し施工

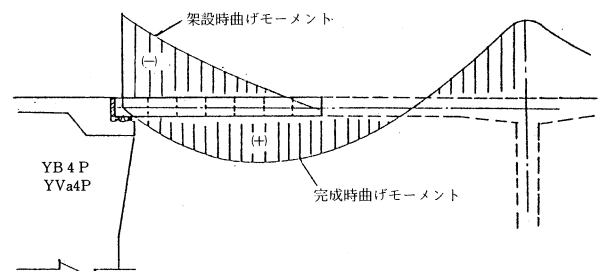


図-18 逆張出し施工の曲げモーメント図

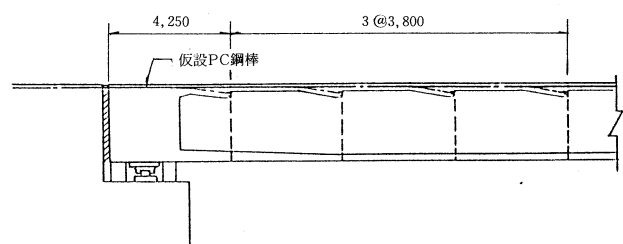


図-19 仮設PC鋼棒の配置

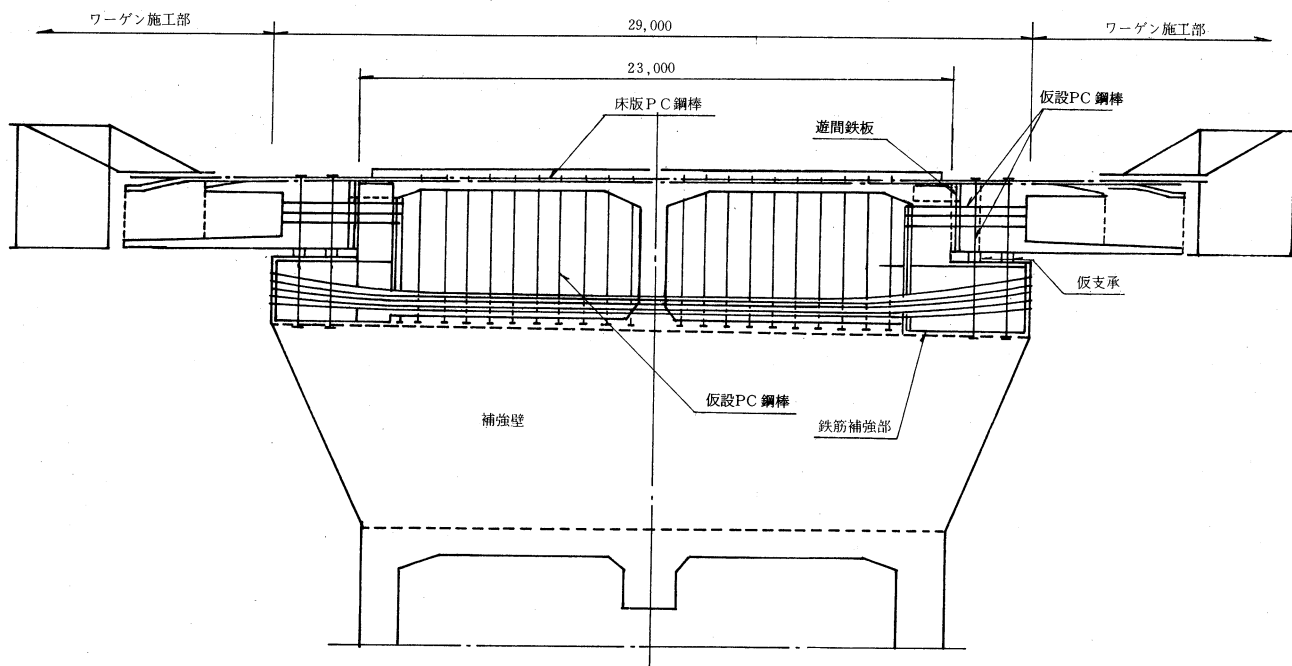


図-20 YVa4P逆張出し施工

5. あとがき

与島高架橋は、これまで述べたように特殊な形状をした高橋脚であり、かつ幅員変化に富む道路桁を有する過去に例を見ない特異な構造形式となっている。そのため施工を考慮した設計、各種確認実験、設計の意図を現地で正確に具現するための施工法の工夫などについて、長期に渡り綿密かつ複雑な検討が実施されてきた。

現在、高架橋は、道路桁の施工が終盤に入るとともに、パーキングエリア工事は最盛期となってきた。これまでの順調な工事進捗については官民関係各位のご尽力の結果であり、ここに衷心より感謝の意を表したい。

今後は現場担当者の責務として安全施工に努めるとともに、日本のPC構造の一ステップとして、所定の品質を残すべく努力したいと考えている。今後とも、関係各位のご理解とご協力をお願いする次第である。

参考文献

- 1) 本四公団第二建設局設計課、PC高架橋水平梁剛結部設計法の検討 昭和57年3月
- 2) 加島 聡・佐々木雅敏・徳永剛平 SRC橋脚(1) コンクリート工学 1984.11
- 3) 加島 聡・森谷俊美・佐々木雅敏 本四橋“与島高架橋”

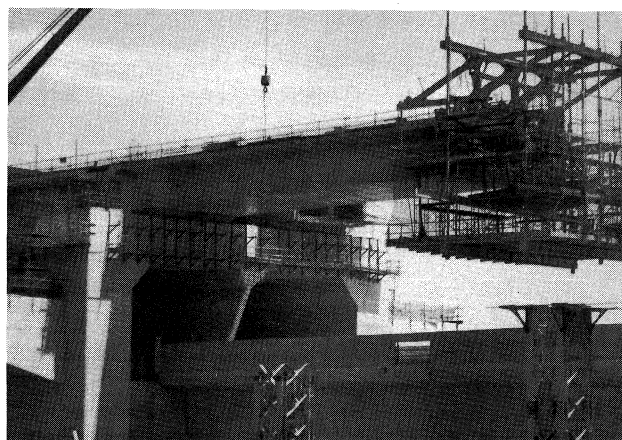


写真-7 YVa4P逆張出し施工

高架橋脚耐震模型実験 橋梁 1984.11

- 4) 多田一正・富田大造 与島高架橋上部工の施工 コンクリート工学 1986.4
- 5) 村瀬佐太美・富田大造・上水流弘・川上明彦 与島高架橋(PC上部工)の設計と施工 橋梁 1986.2
- 6) 加島 聡・森谷俊美 与島高架橋の設計 本四技報 1983.7
- 7) 加島 聡・村瀬佐太美・富田大造・上水流弘 与島高架橋の施工 セメントコンクリート No474 Aug. 1986

南北備讃瀬戸大橋補剛桁の詳細設計

Design of the stiffening Truss in South and North Bisan-Seto Bridges

第一建設局 鳴門管理事務所 橋梁技術課長
(前)第二建設局 坂出工事事務所 第五工事長

成 井 信
Shin Narui

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋は、本州四国連絡橋・児島～坂出ルート最大規模の橋梁で、香川県坂出市与島と番ノ州間の南北備讃航路に架かる全長約4.3kmに及ぶ2連の3径間連続の道路鉄道併用補剛トラス吊橋である。中央支間長は南備讃瀬戸大橋が1,100m、北備讃瀬戸大橋が990mで、側支間長はともに274mとなっている。代表例として北備讃瀬戸大橋の一般図を図-1に示す。この吊橋補剛トラスの形式を、従来我国において採用されてきた2ヒンジ形式とすると、主塔部における角折れ量と伸縮量が非常に大きくなり、列車走行の面から見た場合、その処理が大変困難となる。そのため本橋では、走行性のより良い連続トラス形式を採用したが、2ヒンジ形式の補剛トラスに比べて、中間支点部の構造、負反力の処理法、ハンガーブラケット構造等いくつかの新たな問題が派生した。また、補剛トラスの各部材は列車通過毎に苛酷な

応力状態を繰り返し受けるので、疲労設計を考慮する必要があった。

南北備讃瀬戸大橋補剛桁の詳細設計は代表的な橋梁会社の設計担当者多数が一同に会して、我国が持ち得る最高の橋梁技術を駆使して2年余りの歳月をかけて行い、その作成した資料は膨大な量に及んだ。ここでは紙面の都合もあり、検討された重要な問題についてのみ述べることにし、詳細は参考文献1)を参照されたい。

2. 連続補行桁の断面構成

中間支点付近の補剛桁には大きな曲げモーメントが発生する。これは一般の連続桁と同様の性状である。南備讃瀬戸大橋を例に挙げると、中央径間(1,100m)の中央部で活荷重(自動車+鉄道2線)による曲げモーメントは35,000 t・m/橋であるが、中間支点部の曲げモーメントは148,000 t・m/橋であり、4倍強の曲げモーメントが発生している。このため平行弦トラス型式の補剛桁の上下弦材は、従来の2ヒンジ型式のように補剛桁全長に渡って板厚あるいは材質のみで部材力に応じた同一の箱断面を設定することは不可能であり、曲げモーメントの分布曲線と対応しつつ、断面の外形寸法そのものを変化させる部材を構成する必要があった。

上下弦材の断面諸元は、一般部で700×750mmの箱寸法、35mm(SM58 or SM50Y)前後の板厚で構成されているが、中間支点部では、断面寸法1,000×1,200mm、板厚75mm(SM58)となっており、この間は部材力の分布より適宜暫変させる断面構成とした。こうした変断面部材を採用したことによ

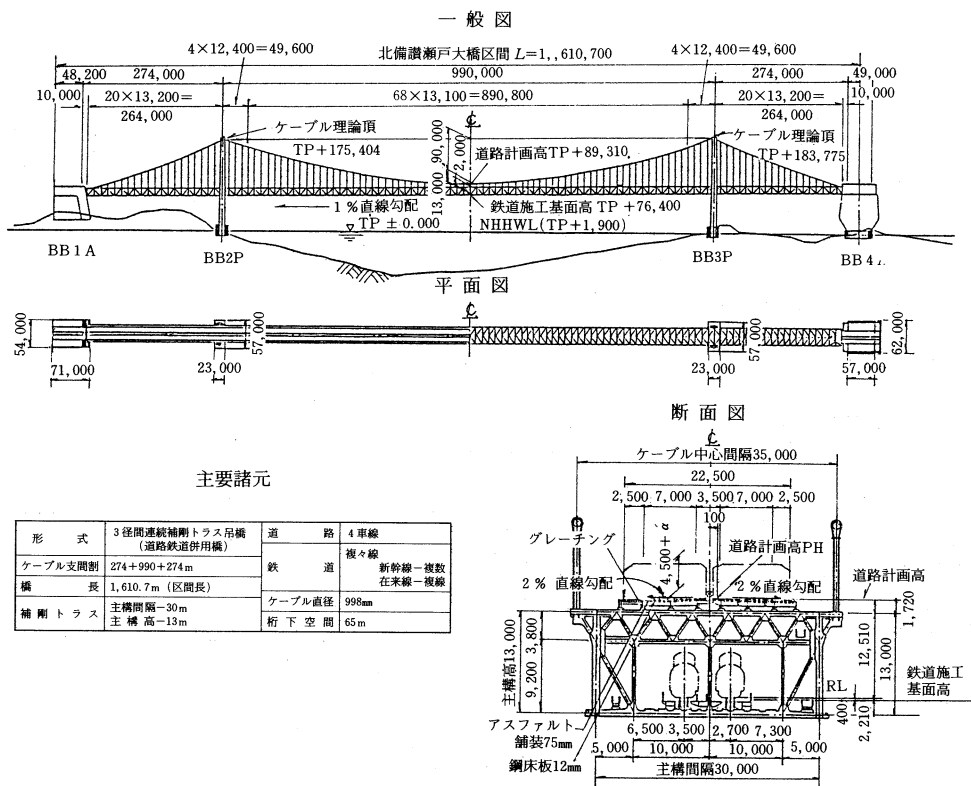


図-1 北備讃瀬戸大橋一般図

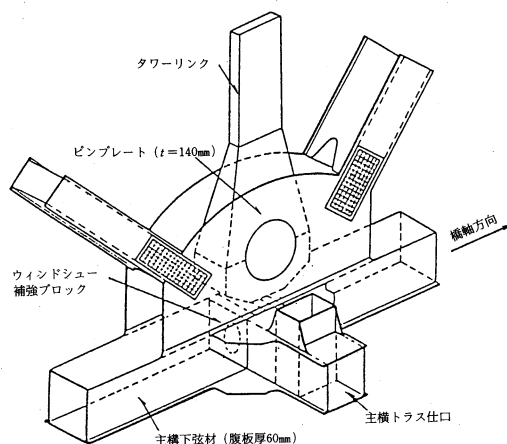
り、これに取り合う斜材、横構、主横トラス等の取合い構造、及びそれらの断面構成を一層複雑にさせる一因となり、疲労も考慮した構造設計に大いに時間と労力を要した。

3. 中間支点部

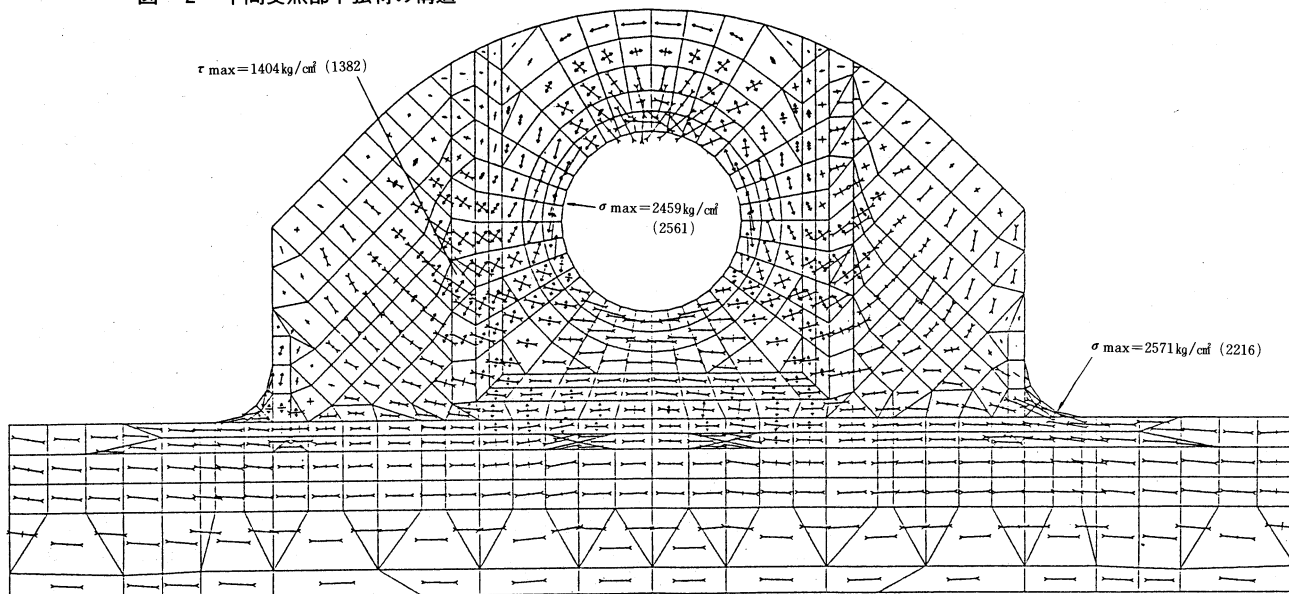
連続吊橋としての中間支点部は、主構下弦材がタワーリンクで支持される特異な構造であること、橋軸直角方向の反力を塔体に伝達させるためのウインドシューが設置されること、3,000～5,000 ton の部材力が立体的に集中すること等に加えて、疲労の応力レベルが極めて高く、細部構造の設計に苦慮した箇所である（図－2）。この構造部の設計では、種々の問題があるうちで次の2点、すなわち、

① ウインドシュー反力を伝達させるための弦材内部補強構造

② タワーリンクピン取付け部の補強方法を重点課題として取り上げ、設計と製作施工上の両面より検討を重ねた。このうち、①の問題については、補強



図－2 中間支点部下弦材の構造



図－3 中間支点部主構下弦材立体FEM解析結果

構造の実寸模型（木製）を作り、製作上の作業空間、溶接姿勢等の検討を加え、最終的に補強構造を独立したブロック（弁当箱に格子状の補強リブを配置したようなもの）とし、これを弦材内に組み込み、弦材本体とは高力ボルトで固定する構造を採用した。また、②については荷重伝達が明確でかつ疲労品質を十分満足可能なことにより、極厚高張力鋼よりなる1枚板（ピンプレート、板厚140mm、SM58材）でピン周辺部を増厚して補強する構造とした。

この構造部は、補強構造が確定した段階で、構造を忠実に反映させた立体FEM解析を行い、応力状態を照査した（図－3）。その結果、応力の流れは極めてスムーズで、極端な応力集中部もなく許容応力以下であることが確認できた。さらに、この解析と平行して、実物大の施工試験体（重量約40ton）を製作し、

① ウインドシュー内部補強ブロックの組立て精度と溶接ひずみの対処法

② 弦材の精度確保とかど溶接、特に内面溶接の品質確保

③ タワーリンクピン受け部の極厚部（140mm）と、弦材板厚（60mm）の板継ぎ溶接法と、溶接ひずみの対応策

④ 横構、主横トラス等の仕口部の取付け手順等に着目して検討を行った。これらより、構造上の若干の改良及び施工法の改善により対処可能な問題あるいは鋼材の平坦度の規定等、種々の問題とその対応策が解明された²⁾。

4. 疲労及び溶接設計

鉄道橋は、従来より列車の繰返しの通過を考慮した疲労設計、すなわち、繰返しの作用力に対する構造部材の疲れ強さを考慮して設計されている。Dルートの橋梁は

すべて、橋梁の耐用年数100年間での列車の通過回数950万回を想定して疲労設計を行っている。

吊橋の補剛桁は、一般の橋梁と異なり、桁自重のほとんどが主ケーブルで支えられ、この自重（1 m当り32ton）により補剛桁に部材力を発生させない特徴を持つ。このため、補剛桁の断面を決定する支配荷重は、自動車、列車の活荷重や風荷重となり、それだけに列車通過ごとに、苛酷な応力状態が繰り返し作用することとなり、合せて調質高張力鋼（SM58材）を使用しているため、一層厳しい疲労設計が要求されることになる。本ルートの補剛桁は、長年の疲労設計に対する研究成果を全面的に取り入れて（Fracture Control Design、破壊安全性設計）溶接設計をするとともに、構造細部に反映している。

部材の設計に当っては、繰り返し作用する列車荷重の応力すなわち疲労応力を、補剛桁を構成するすべての部材につき算出し、この疲労応力範囲に基づいた構造詳細を定め、かど溶接部の溶接欠陥の許容寸法、溶接の仕上げの有無、まわし溶接等の止端形状等を決定した。特に応力方向に直交して配置される部材、例えば、ダイヤフラム等のいわゆるリブ十字溶接に対しては、ビード止端形状の指示を行うと同時に、箱断面を構成するかど溶接に対しては、疲労応力範囲に応じ溶接欠陥の大きさ、例えばブローホールの大きさ等の規定（表－1）を設けている。

一方、こうした疲労設計上の要求を満足するよう製作会社では、要求品質の厳しい部材や構造の複雑な箇所を取り上げ、これらの試験体を製作し、実施に当てる製作施工手順の確立、並びに品質確保のための対策、さらには、構造細部の改良等の検討を加え、必要な品質を確保するよう努めた。なお、ブローホールの検査は、自動超音波探傷装置³⁾（A. U. T）で、ビードの止端形状（フランク角）は専用の測定器具で行い、検査に当っては製作工程の流れを乱さないよう実施した。

5. 補剛桁各部の設計

5.1 主構・主横トラス

(1) 主構

主構は鉛直荷重を受ける主構面と、横荷重やねじり荷重を受ける横構面から構成され、吊構造部に作用する活荷重、風荷重等を主ケーブルと共同して受け持つ重要な構造部材である。

吊橋の吊構造に作用する荷重のうち主構に応力を発生させないもの、すなわちハンガーを介して主ケーブルのみが受け持つものを前荷重、主構と主ケーブルが共同して受け持つものを後荷重とすると、従来の吊橋では死荷重をすべて前荷重と考え、活荷重、風荷重等は後荷重としていた。ところが本吊橋の場合は死荷重の一部を後荷重扱いとし、支点付近の設計上の改善、つまり①負反力の減少、②主ケーブルの2次応力の低減に役立っている。

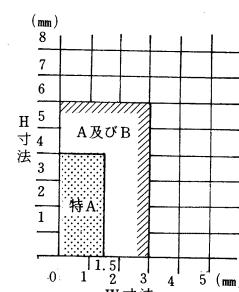
吊橋の全体解析に当ててできるだけ厳密な解析を行うことを目的に、

- ① 補剛桁をトラス部材、塔を曲げ部材とした忠実なモデル化
- ② 解析理論として有限変位理論または線形化有限変位理論の適用
- ③ 偏載荷重によるねじり解析の実施
- ④ ねじり荷重・横荷重に対する立体トラスモデルあるいは薄肉弾性理論による解析

等を実施した。この結果、特筆すべきことは上下横構の力の分担が精度よく求められ、下横構に力が集中することが明確となった。

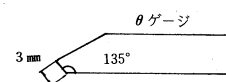
設計に用いる断面力は、第一次完成系と最終完成系についてすべての部材力を算出し、いずれか大きな値を採用した。断面の決定要因となる荷重ケースは常時と暴風

表－1 疲労部材の溶接部に要求される品質

材質	部位	応力範囲 許容応力範囲	要求品質
調質鋼	主構弦材及び支点近傍の斜材	特A部材 $0.7 \leq \frac{\sigma_r}{\sigma_{fa}^B}$ あるいは $0.85 \leq \frac{\sigma_r}{\sigma_{fa}^C}$	1. かど溶接におけるルート部及び一般部のブローホールの許容寸法は、下図の領域以内であること。 許容寸法の領域図 
		A部材 $0.5 \leq \frac{\sigma_r}{\sigma_{fa}^B} < 0.7$ あるいは $0.6 \leq \frac{\sigma_r}{\sigma_{fa}^C} < 0.85$	
		B部材 $\frac{\sigma_r}{\sigma_{fa}^B} < 0.5$ あるいは $\frac{\sigma_r}{\sigma_{fa}^C} < 0.6$	2. リブ十字溶接の止端フランク角 $\theta \geq 120^\circ$
非調質鋼	弦材	N-B部材 $0.85 \leq \frac{\sigma_r}{\sigma_{fa}^C}$	リブ十字溶接の止端フランク角 $\theta \geq 120^\circ$

ここで

- ① σ_{fa}^B ; σ_{fa}^C はそれぞれかど溶接、リブ十字溶接の許容応力範囲
- ② W, H は、自動超音波探傷により判断する。
W ; ブローホールの巾（短径）
H ; ブローホールの、のど厚方向の長さ（長径）
- ③ W, H が許容値を満足しない場合には、その部分をガウジング後に補修溶接をしなければならない。
- ④ θ はリブ十字溶接の止端フランク角で、下図に示す θ ゲージで管理し、これを満足しない場合には、その部分をグラインダーで仕上げること。



時であり、地震時、架設時で決定される部材はほとんどなかった。塔付近の弦材は部材高が長さの1/10近くになるため格点剛結による2次応力が大きくなり、断面の決定要因となっている。

断面構成、溶接、疲労等の問題は、2. 連続補剛桁の断面構成、3. 中間支点部、4. 疲労及び溶接設計にて記述した通りであるが、特に中間支点付近の弦材は、内面溶接を行うことにより

- ①格点剛結等の影響による曲げに伴うせん断流の発生
- ②溶接ルート部からの腐食疲労
- ③外面からの大きな溶接量による歪の発生

等に対処した。連結はすべて高力ボルト摩擦接合とし、主構はM30F10T、横構はM24F10Tを使用した多列ボルトであり、疲労照査も行っている。斜材の連結は、面外剛性を確保するため垂直材を差込み形式とし、また疲労を考慮してフランジのみの2面添接方式とした。

(2) 主横トラス

主横トラスの役目は、床組部の荷重を主構及びハンガーに伝えること、また横荷重やねじり荷重に抵抗する横構面の構成部材の一つとして働くことである。支点上の主横トラスは、補剛桁の橋軸直角方向の支点として、横構面からの力をウインドシューに伝える。

本橋の主横トラスと従来のものと構造上の相違点は同一面にハンガーブラケットが存在することである。このブラケットは一般部では上弦材位置に設けたが、端支点より2格点は短ハンガーの疲労を考慮してできるだけハンガーを長くするために下弦材位置とした。端垂直材は主構面の垂直材を兼ねているが、中間支点上ではタワーリンクの取り合いがあるため主構面から1.6m内側

に設置した。(図-4)

吊構造部の荷重のうち前死荷重はブラケットを介してハンガーへ伝達され、後死荷重及び活荷重は補剛桁へ約90%、ハンガーへ約10%の比率で流れる。このことを反映して前者の荷重に対しハンガー定着部を、後者の荷重に対し主構の斜材交点を支点とするモデルにて応力解析を行った。主横トラスは下弦材のように格点部以外で大きな鉛直荷重を受けるため曲げ部材を含む解析系とし、節点剛結による影響は別途照査した。上下弦材に働く面外力は、主構・横構交点・主構を支点とする連続桁、ねじり荷重に対しては主構で固定された両端固定梁と仮定し応力解析を行った。

各部材は原則として非調質鋼を使用し断面を構成したが、構造上断面の高さや幅を部分的に変化させる箇所が生じ、変化部分に設ける補強材は製作上変化部分からやや離れた位置に設置することとなった。このことより発生する板の面外変形に対しては、FEM解析を行い安全性を照査した。

5.2 ハンガーブラケット

連続吊橋は補剛桁を主塔の塔柱間に通す形式であるが、塔、ケーブル、桁の取合いから、主構上弦材をハンガーで直接吊る形式(マタディ橋及びほとんどの2ヒンジ吊橋)と主構から張り出たハンガーブラケットを吊る形式(サラザール橋等)がある。どちらを選定するかは上・下部工を含めた総合的な経済比較から決定されるが、Dルート吊橋の場合は後者が選定された。図-5に示すように本構造は基本的に鉛直荷重を伝達する形式であるが、主構上弦材を直接ハンガーで吊る形式では問題とならなかった橋軸方向荷重(鉛直荷重の約1/10である)が無視

できなかったこと、鉄道併用橋であることによる疲労設計(特にブラケット付け根付近)を満足するための細部構造の選定が設計上の課題であった。

以下、ハンガーブラケットの設計上の留意事項を述べる。

- (1) ブラケットは橋軸方向荷重に対処するため、主構付け根に向かって構造幅を800mmに広げた。これは、主構上弦材内ダイヤフラムの溶接施工の要求品質を満足できる最小寸法である。
- (2) 箱断面の下に、ブラケットの下フランジに発生する引張応力の疲

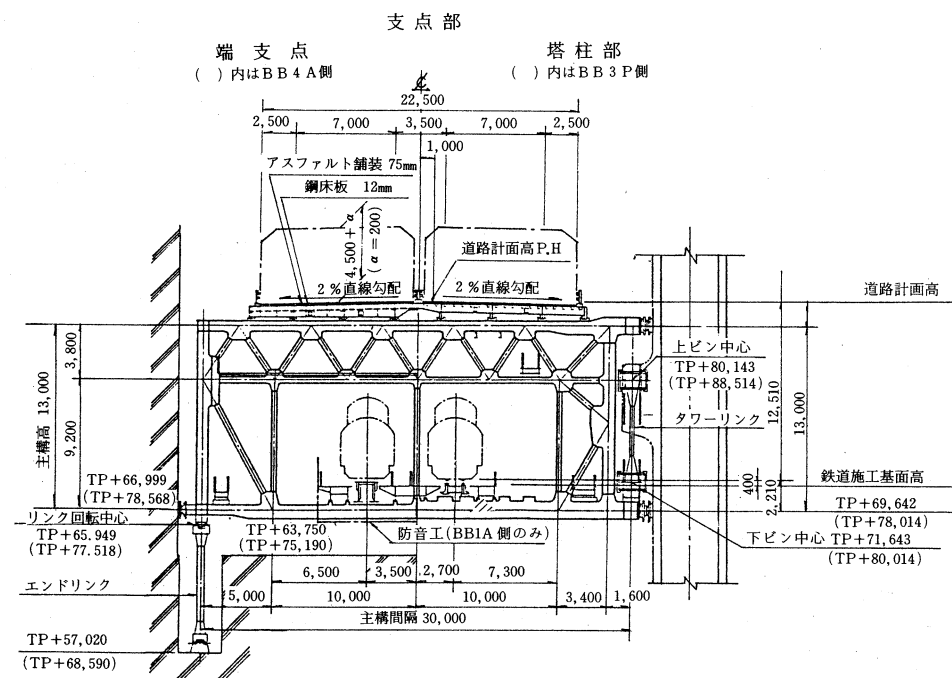


図-4 支点部主横トラス

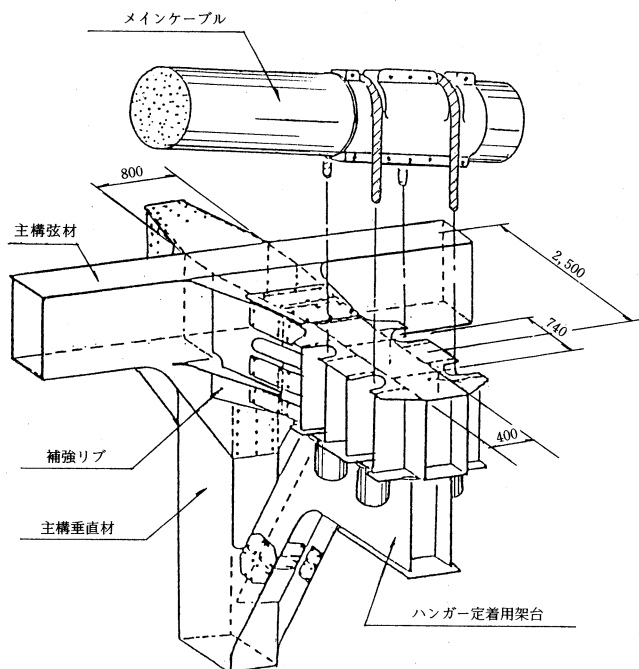


図-5 ハンガーブラケットの構造

労応力範囲を低減させるための補強リブを追加した。

- (3) 狭隘な箱断面内の溶接施工上、箱断面内のダイヤフラム数を最小限にとどめた。
- (4) 架設時のハンガー引込み用治具の定着用架台を構造部材として組み込んだ（これは将来のハンガー取り換え等にも役立つ）。

以上のように、ハンガーブラケットは補剛桁本体に比べ小さいが、複雑で非常に重要な部材である。そこで所要機能を期待通り発揮できるか検証するために、立体FEM解析を行い、満足すべき結果を得ている。

5.3 上路床組

上路床組は自動車を安全快適に走行させ、その荷重を主横トラスに伝える構造物である。車道部はデッキプレート、縦リブ、横リブ及び縦桁で構成される鋼床版形式とし、耐風安定性から路肩部と中央帯部はオープングレーチング構造とした。ただし北備讃瀬戸大橋の与島側は、環境対策から路肩・中央帯部を含め全幅員にわたって鋼床版形式としている。

鋼床版の縦桁は舗装割れの防止からレーンマークの直下に配置した。縦桁は自動車の走行性からできるだけ伸縮装置を少なくし、連続径間数を多くすることが望ましいが、本橋では支承・伸縮装置の移動量、製作誤差の調整方法、横荷重による主構の変形の影響、橋軸方向の地震力の影響、架設工法との関連等に着目し検討した結果、6径間連続構造を基本とすることとした。支承の可動・固定は主構の変形により床組へ応力が導入されないよう選定した。また支承は密閉ゴム支承板支承とした。

鋼床版の応力解析は、Pelikan-E β lingerの方法及びFinte Strip Methodにて行い、T-20、TT-43の輪荷重を載荷した。また鋼床版は板厚12mm、材質SS-41

で統一を図っている。

鋼床版の現場搬入時のブロックは、製作・架設上からの検討結果、一連（6径間）を横方向に3～4分割とし、デッキプレートは溶接、縦桁は高力ボルト、縦リブは溶接または高力ボルトにて現場で添接することとした。

オープングレーチングは、T-20及びTT-43荷重にて設計し2～3径間連続桁とし、鋼床版伸縮装置は耐久性、経済性から鋼製フィンガージョイントを選定し伸縮部空間にシール材を設け、雨水及び小石等が落下しない非排水型構造を採用した。

5.4 下路床組

下路床組は列車を安全に走行させ、その荷重を主横トラスに伝える鉄道縦桁と、維持点検補修用及び鉄道の電力・通信ケーブルを通すための鉄道管理路とで構成されている。

下路床組の計画は在来線を複線で走行させる第一次完成時、新幹線と在来線の合計4線を走行させる最終完成時の2段階施工となっている。設計に当っては両者を考慮してすべての構造計画を行い、第一次完成時から最終完成時状態への変更も可能なものとしている。

設計速度は在来線120km/h、新幹線160km/hとし、風、地震時についても構造物の安全性の確認を行った。縦桁は支承の浮上りを防止するため単純梁とし、上下横構を設けてねじり剛性を高めた。列車による許容たわみ量は走行性、乗心地を考慮しL/914以内とした。軌道の締結方式は縦桁直結軌道とし、活荷重によるたわみの大きい吊橋用に開発された鋼直Ⅲ形（許容角折れ上向き7%）を用いた。

縦桁は製作や架設による誤差の調整を考え、主横トラス下弦材に台座を設け、その上に載せる構造とした。高さの調整は支承下の調整板により行い、通りの調整は支承のセットボルトとボルト孔の余裕（ボルト径+8mm）により行うことにしている。

鉄道管理路は鉄道線路及び鉄道電気設備の保守巡回通路として鉄道縦桁に隣接して設置するが、保守作業の安全性・作業性をも合わせて考慮した。また、歩面はグレーチングを使用している。

5.5 道路伸縮装置

橋端部の道路伸縮装置は伸縮量±750mmに対応可能なもので、かつ下路の列車走行に対する落下物防止の機能もあわせ持つ必要がある。したがって、本橋では長大橋用伸縮装置として実績があり、閉床構造であるローリングリーフ形式を選定した。（図-6）

伸縮装置は路面板（振子板、舌板、滑り板）、カム、ピン類、滑り支持台及び端桁からなっている。路面板はT-20荷重に対し設計し、材質SM50YC、板厚80mmとした。また、1パネルの幅は1,200mmを標準とし、将来の維持補修を考慮してレーンマーク位置で分割可能なものとした。滑動部は耐食性・耐摩耗性を考慮してステン

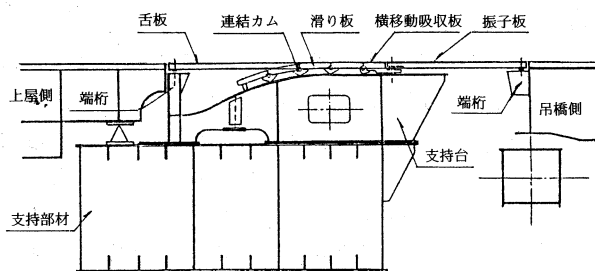


図-6 道路伸縮装置

レス鋼 (SUS 329 J 2 L・SUS 304 N 2) を用いるなど、細部については従来のものに種々の改良を加えた。

自動車走行時に異常音が発生する最大の原因は振子板の浮上りと考えられるが、これを防ぐための伸縮装置の支持部材に剛性を持たせ、カム位置におけるたわみ差から求まるたわみ角を1/3,000以内におさえた。連結カムと支持部材上フランジの隙間の精度は0.1mm以下となるよう加工した。

5.6 鉄道緩衝桁

本吊橋は列車荷重、温度変化等により橋端部に大きな角折れ及び伸縮が生じる。これらの角折れ伸縮を吸収し列車の安全走行を確保するために、1,500形緩衝桁軌道伸縮装置を橋端部に設置した。これは多くの労力と時間を費して研究開発されたものである。(図-7)

この装置は緩衝桁とその上に直結された軌道伸縮装置から構成されている。緩衝桁は角折れ緩衝桁、差し込み桁、ガード支持桁及び側桁からなり、角折れ緩衝桁は橋端部のたわみによる折れ角を半減させ、差し込み桁とガード支持桁は伸縮(±750mm)に追随し、側桁と受桁は伸縮によって軌道中心がずれないように差し込み桁とガード支持桁を案内する構造となっている。

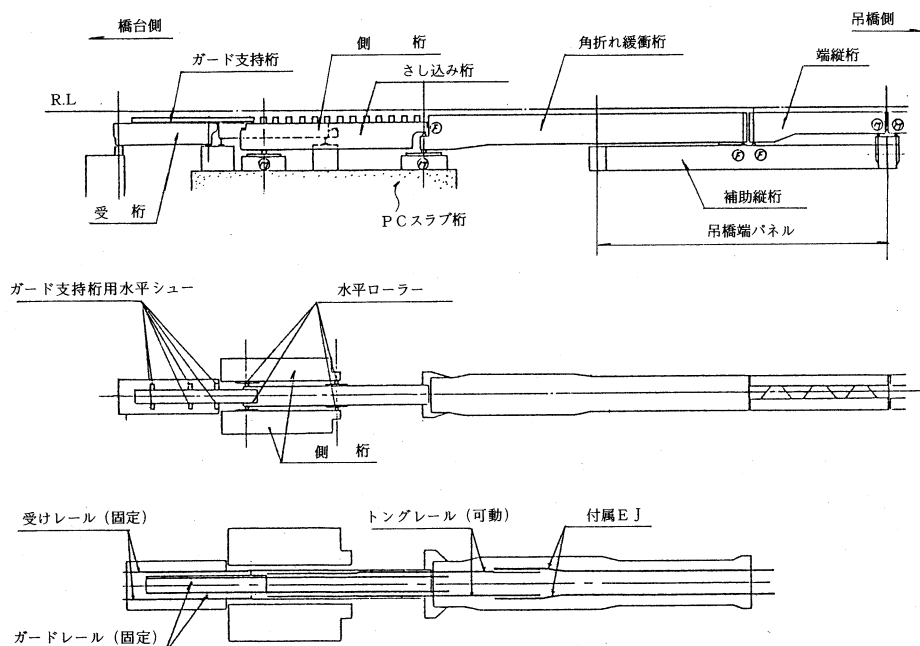


図-7 1,500形緩衝桁軌道伸縮装置

軌道伸縮装置はレール締結装置、トングレール、ガードレール及び付属E・Jから構成されている。角折れに対しては鋼直Ⅲ形締結装置(許容角折れ上向き7‰、下向き5‰)を用いて桁と直結することで桁のたわみにレールを追随させ、トングレールと受けレールで伸縮を取る構造としている。ガードレールは伸縮部で車輪が脱線しないようトングレールと受けレールの内側に配置されている。またロングレールの伸縮が伸縮部のレールに作用しないよう付属E・Jを設けている。

この伸縮装置は複雑な組合せ構造となっており、また、相互に移動を生じることからきびしい製作精度が要求されるため、基準となる面はすべて機械切削を行った。またこの装置の機能試験は工場及び現場にて実施し、列車の安全な走行性を確保することになっている。

5.7 センタースティ

南北備讃瀬戸大橋の補剛桁はねじり剛性が相当高く、最低次のねじり振動モードが対称一次振動で、風による自励振動の発現を抑制する目的では、センタースティの効果はあまり期待できない。しかしながら、補剛桁が主ケーブルより吊り下げられた(公園で見られる遊動円木)構造だけに、橋軸方向、例えば、橋軸方向の風、列車の制動始動荷重が作用した際、移動がかなり大きくなり(桁端で最大±600mm)、構造上あるいは列車の走行上好ましくない。このため、本吊橋の補剛桁には、橋軸方向の変位を抑制し、復元効果を高める目的でセンタースティを設けることとした。(図-8)

センタースティを設けると、連続補剛桁であるので橋軸方向の全径間の作用力がセンタースティ部に集中することになるため、全ての力を負担し変位を抑制しようとすると、この構造は非常に大きなものとなる。

このため現実的で、かつ機能上支障のない荷重、すなわち、架橋地点の既往最大風速(耐風基準では20年に1回の遭遇が予想される風速に対応、 $V_{10, R=20}=36.2 \text{ m/s}$)で、かつ、列車の常時走行時に十分耐えられる荷重状態で設計することとし、これ以上の風が作用した場合は、スティが破断する機構とした。ただし、センタースティが破断した後は、桁端部に設けたゴム製の緩衝ストッパーで、過大な変位を制御するよう(最大610mm)工夫している。

5.8 エンドリンク及びウインドシュー

吊橋全体系の鉛直反力を受け持つ構造として、橋端部にはエンドリンクが、塔部にはタワーリンクが設けられる。(図-9)

エンドリンクは補剛桁を下から支える形式であり、反力を橋台部のコンクリートに伝達するとともに橋軸方向の移動、鉛直方向の回転及び付加的に生ずる橋軸直角方向の移動回転をスムーズに行う機能を併せ持つ必要がある。このためリンクの上下両端はボスとウスからなる球

面のピボット構造とし、リンク軸部は鋼板によるH形の溶接構造とした。また、リンクに局部的に発生する負反力に対しては、浮き上がり防止板を設けることにより対処した。主要部の材質は繰返し荷重に対する強度確保より、ウス部は鍛鋼 SFVQ 1 A 及び軸部は SM 50 Y とし、また長期間の回転機能の確保より、球面摺動部はステンレス肉盛とブッシュを選定した。

次に、ウインドシューは吊橋全体系に作用する風、あるいは地震による水平反力を受け持ち、塔部には2か所(片側当り)、橋台部には反力が比較的小さいことより1か所のみ設けた。その設置位置は、補剛桁断面内に鉄道が通過するため、また鉄道部の横変形を制限する目的から(主横トラス下弦材を直接支持する)主構下弦材の外側とした。その結果、立体的に複雑な挙動を示す支点部の機能を満足させるため、回転に対してはエンドリンク同様球面状のピボット摺動部で、水平及び鉛直の移動に対しては、平面状の摺動部で対処する構造とした。主要な材質として、ウインドシュー本体には鋳鋼(SCW 49、SC46)を用いたが、特に摺動部に対しては長期間の耐久性を考慮してステンレス肉盛とブッシュを選定した。さらに、エンドリンク、及びウインドシューのピボット摺動部は、防塵防水のためのカバーを取り付け、厳しい使用環境に対して万全を期した。

6. あとがき

南北備讃瀬戸大橋は共用アンカレイジを有する世界でも例の少ない双子吊橋である。したがって、詳細設計は、解析の全搬から構造の詳細に至るまで同一の設計思想の基に進めた。特に補剛桁の骨組、断面の外形寸法等は橋梁のサイドビューを決定付けるもので、両橋はこれらを可能な限り統一するとともに、構造の詳細に至るまで統一のための細かい心くばりを行い、橋梁の景観を損わないように努めた。現在南北備讃瀬戸大橋の補剛桁は、良好な品質・精度で製作が終了し、架設現場では、北備讃瀬戸大橋が62年春、南備讃瀬戸大橋が同年夏の閉合に向けて、急ピッチで工事が進められている。本文が今後の長大吊橋の設計に役立てば幸いである。

おわりに、御指導頂いた本州四国連絡橋・製作検討委員会委員長(奥村敏恵委員長)をはじめ委員の方々に感謝の意を表するとともに、詳細設計に参加された J.V 設計担当者や関係者の多大の労力と努力に対し、敬意を表する次第である。

参考文献

- 1) 南北備讃瀬戸大橋補剛桁詳細設計概要書 昭和61年3月 本州四国連絡橋公団第二建設局坂出工事事務局
- 2) 成井 他 南北備讃瀬戸大橋補剛桁の溶接施工性試験 本四技報 No.39 86, 7
- 3) 調質高張力鋼かど継手の自動超音波探傷システム 海洋架橋調査会・本州四国連絡橋製作検討委員会 昭和62年3月

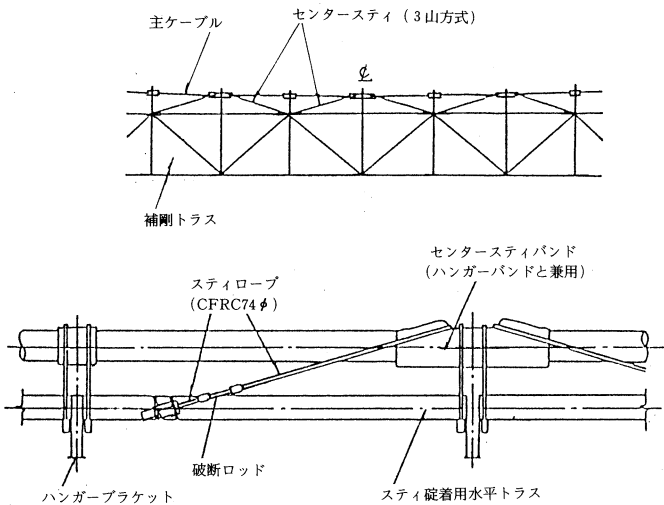


図-8 センタースティの構造

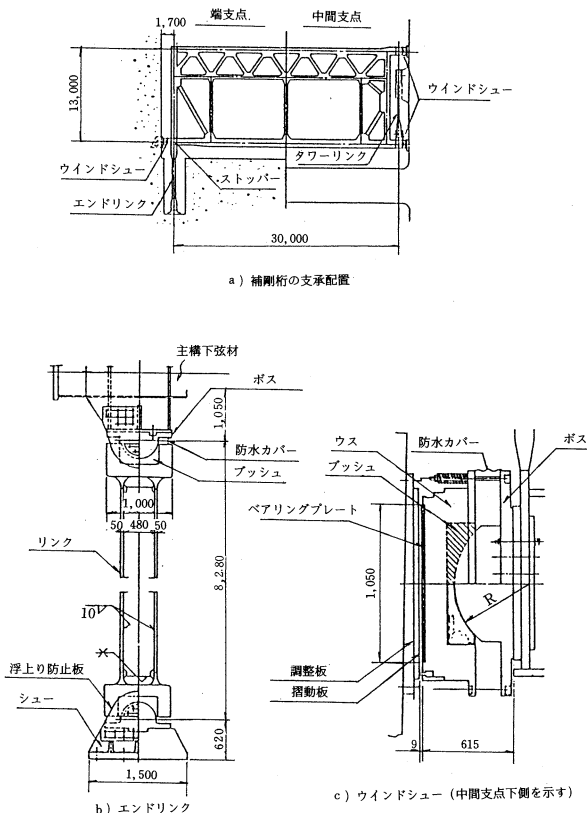


図-9 エンドリンク及びウインドシューの構造

番の州高架橋トラスの設計，製作

Design and Fabrication of Truss in Bannosu Viaduct

第一建設局 洲本工事事務所 副 所 長 高 木 浩
(前) 第二建設局 坂出工事事務所 第二工事長 Hiroshi Takagi

1. まえがき

番の州高架橋トラス部は南備讃瀬戸大橋7Aを起点として、四国側へ伸びる全長480mの三径間連続曲弦ワレントラス橋である。(図-1)

上層を道路が、下層を鉄道が通るダブルデッキとなっている道路、鉄道併用橋である。本橋の主な特徴は次のとおり。

(1) 巨大船等が航行する国際航路上に架かっている南備讃瀬戸大橋に接続し、かつ縦断勾配が新幹線を考慮して1%と緩やかなために路面高はTP80mと高い。また、埋立地上にあるため地盤高はTP3mと低い。

したがって、高橋脚を有する橋梁となっている。

(2) 平面線型は線型が直線に限られる吊橋と陸上部橋梁との取合い部にあるため、直線からR1,300mまで変化している。

弦材は線型に合わせて曲線とせず、各支点上で曲げ、支点間は直接とした。

このため主構内の鉄道の建築限界から主構巾は決定されると同時に、主構の中心に列車荷重は作用せず2P、3P上では約0.4mずれて載荷されることとなった。

(3) 支点の支持条件は非常に大きな質量を有する7Aを固定とし、2P、3Pのたわみやすい鋼製橋脚上へはヒンジとし3Pは可動とした。

2P、3Pを鋼橋脚とし、かつ上部工をこの鋼橋脚にヒンジにより固定したのは、列車走行性の問題を配慮したためであり、温度変化による上部工の伸び縮みは、鋼橋脚のたおれにより吸収する構造である。

1.1 橋梁諸元

型式	鋼三径間連続トラス橋		
橋種	道路	第一種第二級（4車線）	
	鉄道	在来線（複線） 新幹線（複線）	
橋長	480m		
支間割	150m＋180m＋150m		
主構高	標準部	17.50m	
	中間支点部	28.00m	
主構間隔	27.50m（7A上）～27.553（2P上）		
格間長	15.0m		

2. 設計荷重

2.1 死荷重(D)

死荷重重量及びその載荷位置は図-3のとおりである。

主構が21.2ton/m、道路桁関係が6.8ton/m、鉄道桁

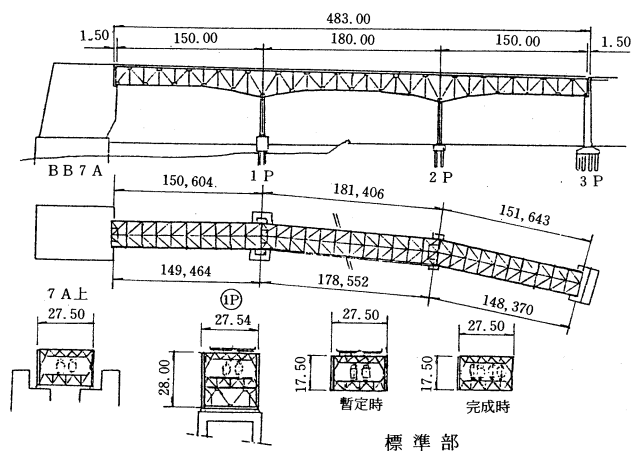


図-2 一般図

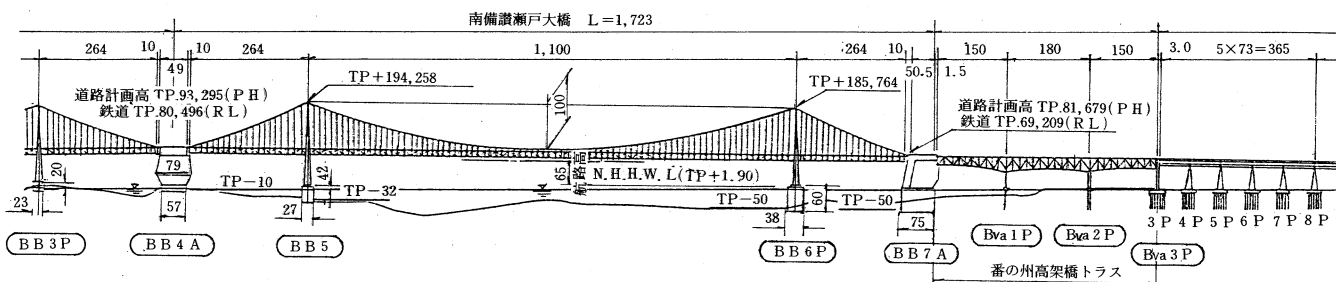


図-1 位置図

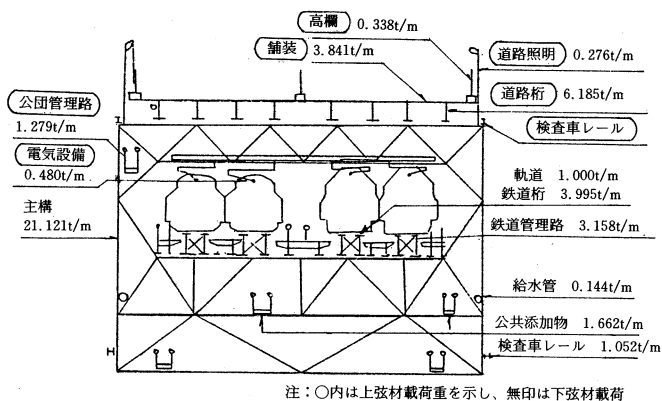


図-3 死荷重載荷状況図

関係が8.5ton/m、電源開発(株)の送電路等公共添架物が1.7ton/m、舗装3.8ton/mが主なものである。

荷重は載荷状態によって上下弦材に分割し、格点荷重とした。

2.2 自動車荷重 (L)

TL-20、TT43を載荷した。

2.3 列車荷重 (L)

4線載荷(KS-16の複線、他の2線は2.7ton/mを載荷)とした。また、KS-16は計算の便から7.0ton/mを32.7m、5.3ton/mを219.3mの等分布荷重として換算した。

疲労設計時にはKS-16の単線載荷で考えた。

2.4 地震荷重 (EQ)

修正震度法による設計震度は表-1のとおりである。

表-1 設計震度

設計水平震度			
$Kh = \nu_1 \nu_2 \nu_3 K$ $\nu_1 = 0.85$ $\nu_2 = 1.2$ $\nu_3 = 1.0$ $K = 0.25$			
修正震度法による 水平震度	固有周期	橋軸方向	$T = 1.1 \text{ sec}$
		橋軸直角方向	$T = 2.11 \text{ sec}$
	設計水平震度	橋軸方向	$Kh = 0.25$
		橋軸直角方向	$Kh = 0.24$

2.5 その他荷重

本四基準による

以上の荷重の組み合わせは表-2としたが支配荷重はNo. 1の常時荷重である。

3. 解析法等

3.1 解析法

本橋は中間支点上で折れ線となった構造であるため、通常のトラス橋で行っている平面解析を行った上に、さらに立体解析によりねじりモーメント及び折れ曲り部の水平力の影響を考慮することにした。

平面解析及び立体解析結果を図-4に示す。

表-2 荷重の組合せ

No	荷重の組合	許容応力度の割増	活荷重の載荷方法	
			自動車	列車
1	D+L	1.00	等価L荷重 (衝撃含む)	KS16複線 (衝撃含む) 2.7t/m (衝撃含まず)
2	D+T+W	1.35	考慮しない	考慮しない
3	D+L(W)+T+W(L)	1.35	基準荷重の1/2 (衝撃含む) 最も不利になるよう載荷	KS16複線 (衝撃含む)
4	D+L(EQ)+T+EQ	1.70	〃	5.3t/mを単線 (衝撃含む)
5	D+L+T	1.15	等価L荷重 (衝撃含む)	No.1と同じ
6	D+L(F)	1.00	考慮しない	KS16単線 (衝撃含む)

ここに D:死荷重 L:活荷重 T:温度変化の影響
W:風荷重 EQ:地震の影響

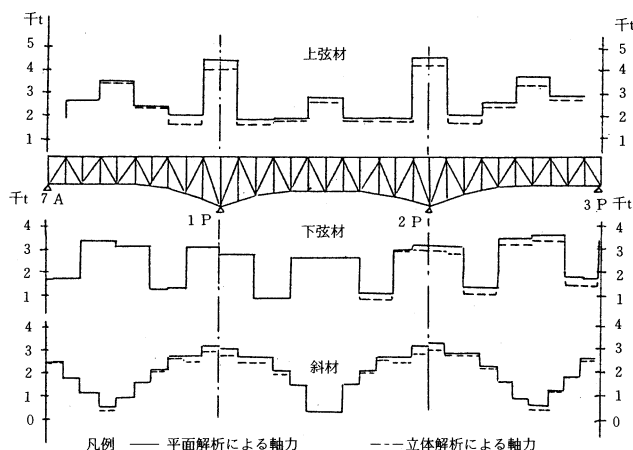


図-4 軸力比較図

平面解析により断面を求め、立体解析により求めた軸力が、この断面より大きくなる支点上の部材のみ増厚した。

また、左右両主構断面力は平面線型、載荷位置、支間長などにより異なり、この差は平均で5%、最大で9%となった。

5%前後の断面力比は、SM50Y材では100kg/cm²前後の応力比であり、かつ大ブロック架設や、カンチレバー架設を行うためには、左右両主構のタワミ差を小さくした方が良いため、断面力の大きくなる左主構で断面を決定し、右主構も同一断面とした。

3.2 部材区分

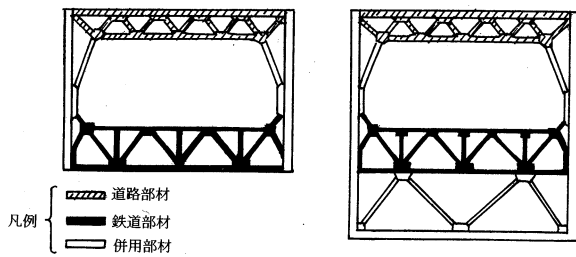
部材区分は図-5のとおりとした。すなわち、

道路部材:道路縦桁、上横トラス

鉄道部材:鉄道縦桁、下横トラス着目部、制動構

併用部材:主構の全部材、横構、ハンチ部の下横トラスの内鉄道部材以外の全部材

これらの区分に応じて、疲労照査の実施範囲と表-3のとおり使用する鋼材の板厚を制限した。



図－5 部材区分

表－3 主要部材に用いる鋼板の適用厚さ

鋼材 使用 区 分	鋼 種		適 要 厚 さ t (mm)			備 考
			併用部材	道路部材	鉄道部材	
	① S S 41	—		$8 \leq t \leq 22$	—	JIS G 3101
	② S M 41	A	$8 \leq t \leq 16$	$8 \leq t \leq 32$	$9 \leq t \leq 16$	JIS G 3106
		〃 B	$16 < t \leq 38$	$32 < t \leq 38$	$16 < t \leq 25$	
		〃 C	$38 < t \leq 50$	$38 < t \leq 50$	$25 < t \leq 50$	
	③ S M 50 Y A	$100 \leq t$			—	HBS G 3107
		〃 B	$8 \leq t \leq 16$	$8 \leq t \leq 16$	—	JIC G 3106および
		〃 C	$16 < t \leq 38$	$16 < t \leq 38$	$9 \leq t \leq 25$	HBS G 3104
	④ S M 58	〃 C	$38 < t \leq 50$	$38 < t \leq 50$	$25 < t \leq 50$	HBS G 3101
⑤ H T 80		$8 \leq t \leq 75$		$8 \leq t \leq 75$	$9 \leq t \leq 50$	JIC G 3106および
		$75 < t$			—	HBS G 3104
					HBS G 3106	
					HBS G 3102	

3.3 疲労設計

列車の繰返し応力を受ける併用部材及び鉄道部材について疲労に対する照査を行った。

計算は本四設計基準に従ったが、その結果、疲労で決定される部材はなかった。

これは、トラス橋は吊橋と異なり、全応力中死荷重応力の占める割合が大きいためである。

しかし、HT80材等調質高張力鋼を多量に使用しているため、設計・製作に当っては、架設用小ピース取付け時でも止端部にRを付ける等最高の配慮をした。

4. 主構の設計

主構の断面力は常時荷重で最大であるが、弦材の変曲点附近では地震時又は温度変化などの条件下で最大となっている。

格点を剛結するために格点に生ずる二次応力は、曲げモーメントと軸力による応力比 (σ_M / σ_N) が弦材では15～20%、斜材では5～10%と一般のワーレントラス橋に比べて小さな値となっている。

ちなみに本橋の弦材高とパネル長との比率は1/13.6で、斜材については1/19～1/26.9である。

4.1 断面型状等

弦材等の断面は図－6のとおりであり、断面の重心線を主構骨組線に一致させた。

断面決定に際しては、極厚材の使用を避けるため、上下弦材の一般部はSM50Y材を、ガセット部にはSM58材及びHT80材を使用した。

圧縮側上下弦材及び斜材、垂直材には板の局部座屈防止用に縦リブを取り付けているが、断面が最小でも1.20m×0.80mと広く、中に人間が入って作業が出来る広さなので、添接部でリブ同志も添接板により接続させ

	圧縮側		引張側	
	最大	最小	最大	最小
上弦材				
	(SM58)	(SM50Y)	(SM58)	(SM50Y)
下弦材				
	(SM50Y)	(SM50Y)	(SM50Y)	(SM50Y)
斜材				
	(SM58)	(SM41)	(SM50Y)	(SM41)
垂直材				
	(SM58)	(SM41)	(SM41)	(SM41)

図－6 主構断面図

ることとし、リブは単に局部座屈防止用のみではなく、弦材等に作用している軸力にも対応させることにした。

このため部材の厚さを薄くすることが出来た。

(リブを添接せず、リブは軸力に対応し得ない断面とした場合鋼重は約13%程度、リブを設けず板厚を厚くすることで局部座屈に対応する断面とした場合約12%程度鋼重が増加する)

なお、リブの添接は、狭い弦材の中での作業であり、その作業性について幾分の心配もあったが、実際の施工では完全に施工可能であった。

ボルトの締付に当っては、ナットランナー等締付機械が使用出来ないため、ボルト軸力の検証はナット回転角法によることとした。

4.2 格点構造

ガセット部の板厚は本四設計基準により算定した。その結果最大50mm (HT80材) となった。

他の基準 (道路橋示方書、国鉄建造物設計標準) ととも合わせ計算したが、ほぼ同じ値 (本四基準による平均厚42mm、道路橋示方書で40mm、国鉄建造物設計標準で44mm) であった。

一般のトラスの弦材断面が箱型の時、格点附近では断面型状を箱型からH型に変て、フランジ部をガセットと接続する方法が取られている。(図－7参照)

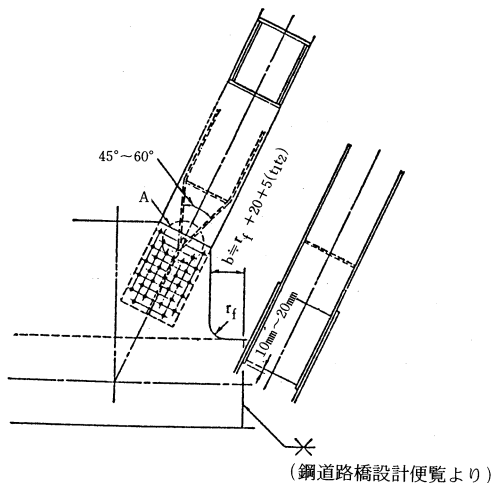


図-7 一般的なガセット部構造図

しかし今回は、

- 軸力が大きく、フランジ部のみ添接するとボルト列数が非常に大きくなること。
- 断面が大きく、内に人が入って作業出来ること。
- 一般に用いられている方法では、弦材に作用する力は、格点部付近でウェブからフランジに流れを変えることになり、応力伝達区間、フランジの板厚範囲について十分な検討が必要であること。

より、弦材断面を格点部付近で変更することはせず、格点部においても箱型のままとし、フランジ、ウェブとも添接する四面添接を採用した。(図-8)

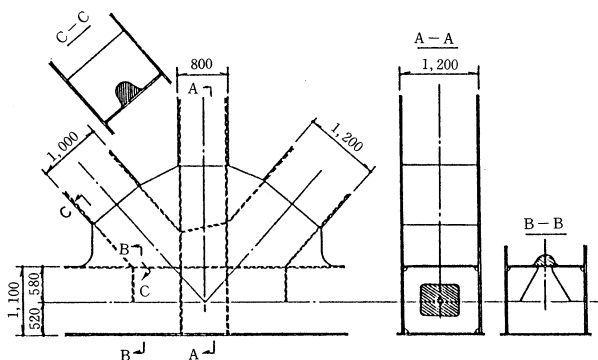


図-8 格点構造図

また、ガセットプレートの局部座屈を防止するためダイヤフラムタイプの補剛材を設け剛性を確保した。

添接部の両端はダイヤフラムと弦材間の全周を溶接することにより弦材内部を密閉状態とし、弦材内部はメンテナンスフリーとした。

4.3 溶接設計

弦材はかど溶接としたが、応力分布の不明確な支点上部材、及び平面折れ角を含む部材については、念のため内面すみ肉溶接を行った。

4.4 高力ボルト

高力ボルト径についてはM30、M24について比較し、

最大ボルト列数が12列以下となり、かつ経済性でも優位で、使用実績もあるM24を使用した。

なお、箱内部の補剛縦リブについては施工性を考え、M22とした。

5 対傾構

道路桁を受ける上横トラス、鉄道桁を受ける下横トラス、上横トラスを支える大斜材を総称して対傾構とした。

配置は主構垂直材の全ての個所に設けるものとし、7 A、3 Pの両端支点上は橋台あるいは橋脚に平行に、1 P、2 Pの中間支点上は主構の二等分曲線上に、中間対傾構は主構に対し直角方向に配置した。

5.1 設計荷重

上横トラスに作用する道路の活荷重は、主載荷と従載荷という断面方向に異なった荷重強度を有するが、床組としての対傾構を設計する際、設計部材によって載荷位置が異なる。

したがって、対傾構全体の設計には何種類もの載荷状態が発生し、(道路と鉄道とを組み合わせると常時のみで200ケース近くの計算になる) この他に地震時、暴風時の荷重も考えると、計算は不可能に近くなる。

したがって、道路活荷重は危険部材の発生がないことを考慮し、合計の荷重が大巾に増えないことを条件に、道路活荷重を固定して計算した。その結果、常時の全体荷重の中では約4%の増加にすぎなかった。

5.2 解析

対傾構は基本的にはトラス構造であるが、上下横トラスの上弦材は道路桁及び鉄道桁を直接支持する梁であるため、曲げ剛性を有する部材となる。

この他にも下弦材、大斜材、主構垂直材等は、骨組長に比し剛性が高いこと、他部材との交点が剛結構造となって全体にラーメン構造に近いこと等の理由により、曲げ剛性を有する部材とした。(図-9参照)

凡例

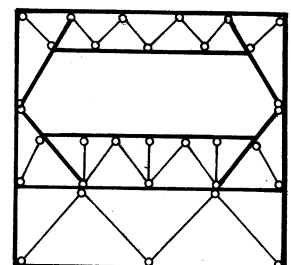


図-9 曲げ軸力部材

6. 道路桁

6.1 概要

道路桁は工期面から、また、現地が海上でコンクリート打設時のモルタルの落下を警戒する必要があることから鋼床版とした。設計に当たって基本的事項として、

- (1) 鋼床版は曲線部の施工性に配慮して、上下線分離構造とする。

(2) 縦桁は車線のレーンマーク付近に配置することを原則とし、その本数は4本とする。

(3) 縦リブはU-Ribを使用する。

基本断面構成は図-10のとおりである。

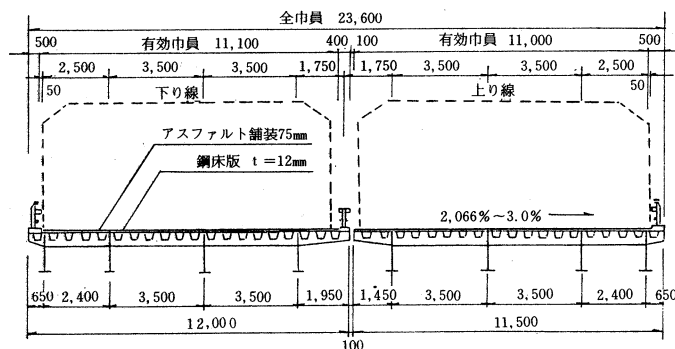


図-10 道路断面図

6.2 連続径間数

車両の走行性は路面の平坦性と伸縮継手の数に左右される。また、舗装の破損が伸縮継手の前後に発生しやすいことを考えると、床版の連続径間数は出来るだけ長くした方がよい。

本四の鋼床版の実績では因島大橋、大鳴門橋で4～5径間であるが、本橋の場合は吊橋と異なり、主構の変形が小さいことから、下記事項について検討した結果、10、12径間連続構造とした。

- (1) 横荷重（地震・風）による主構の面外変形による鋼床版縁応力は500kg/cm²であること。
- (2) 横軸方向地震時水平力に対する対傾構の補強として、対傾構の上弦材にブレイトラスを配置した。
- (3) 後死荷重及び活荷重による主構の変形に対する追従性について検討したところ、支点での浮き上りはなかった。
- (4) 製作及び架設誤差が累積し、現場溶接時一部分に許容値以上のルートギャップが生ずるのではないかと心配に対し、品質管理を厳重に行うことにした。なお、実際の架設工事では多径間連続による現場溶接の困難性はなにも報告されていない。

支承の配置は図-11のとおりとした。

7. 架設時の検討

架設手順は図-12のとおりである。

陸上部側はベント工を利用しトラベラークレーンによ

るカンチレバーエレクション、海上部は3,500ton クレーン船による大ブロック架設とした。

設計上考慮した点は以下のとおり。

7.1 陸上部架設

張り出し架設のため先端がベントに到着した後、ベント上のジャッキで桁を持ち上げ、架設時の応力を消去した。ベントに作用する最大鉛直力は約1,500tonである。

ジャッキを受ける部分等小規模な補強はしたが、架設時の応力で断面が決定されることはなかった。

7.2 海中部架設

大ブロック架設で隣の桁との接続がある場合、一般的には、

- 架設する桁上にセッティングビームと称する仮受梁を設け一時仮受する。
- 部材どうしを一時ピンで連結しておく。

により、仮の構造系で桁を連結させた後、クレーン船からの吊りワイヤーを解放し、以後H Tボルトで本格的に結合する。このままでは大きな架設時応力が入ったままなので、支点上にジャッキを据え、このジャッキ操作により、架設時応力を消去するといった手順で施工する。

この方法では、

- セッティングビーム等大がかりな仮設物が必要である。
- 仮受部やピン連続部に大きな補強が必要となる。
- 架設時応力が大きく、このため部材断面が太ることもある。

本橋の場合、このような一般的工法を採用した場合、

- 連結部の補強が大がかりになること。
- 近傍の海域でしばしば大ブロック架設を実施しており、船の動揺等に対する対策がほぼ確立されていたこと。

等を考え、クレーン船で吊ったままの状態で添接部のボルトを締め、構造系を完成させた後、吊りロープを取り除く空中ジョイント工法を採用した。

この結果、大ブロック架設に伴う内部補強は必要がなく、仮設備も船の上下を止めるワイヤー類等のみですむ等、最少の費用ですむこととなった。

しかしながら、本工法を成功させるためには、架設精度の管理、ボルト穴の管理、形状管理等細心の注意が必要なことは言うまでもないが、既架設桁とブロック間の添接板は、既架設桁の小口部のかたむき等を実測して穴

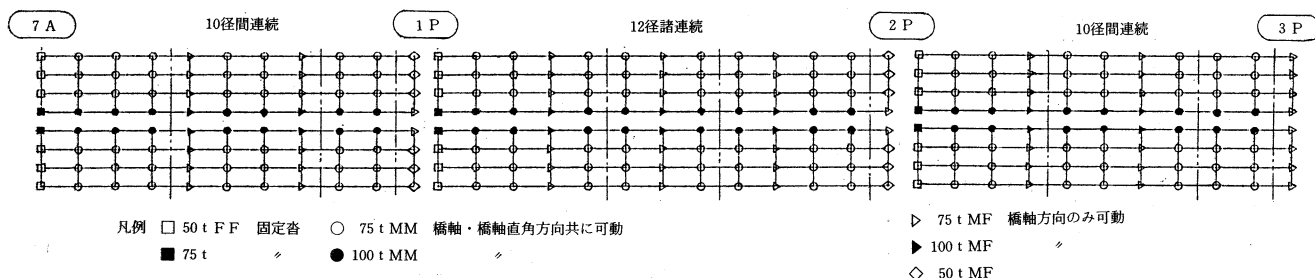


図-11 支承配置図

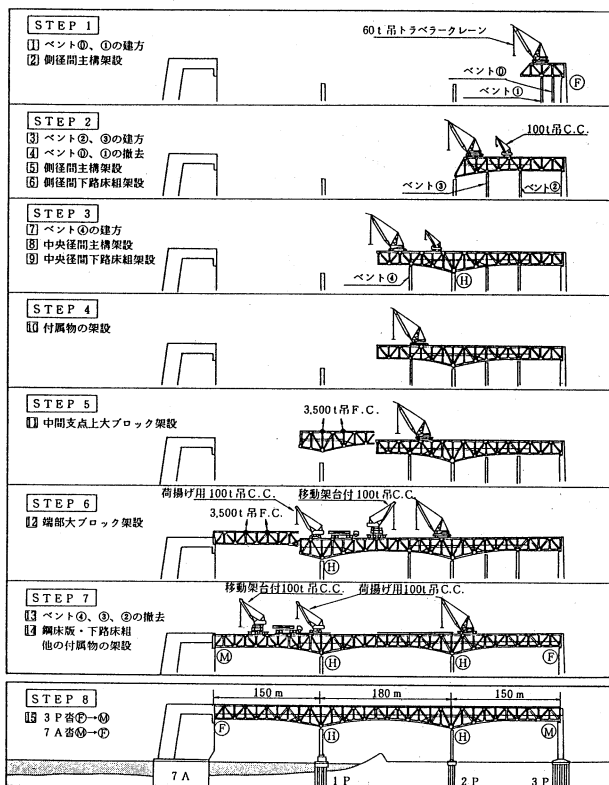


図-12 架設要領図

をあける等、特別な配慮を払った。

この結果、二回のブロック架設とも成功させることが出来た。

本工法はボルトを締め付けている間中、ずっと吊っているだけではなく、風・波の急変がないことや、潮位の上下に合わせクレーン船の操作が常に必要なこと、また、万一ボルト穴が合わなかった時、対応の仕方が見つからないため、再度製作工場へブロックを持ち帰らなければならないこと等、リスクの非常に大きな工法である。

8. 製作

8.1 HT80溶接試験

本橋の格点部には大量のHT80材を用い、かつその板厚は最大50mmである。

したがって、HT80と異種鋼材の溶接性試験を行い、設計の要に資することとした。

供試体の種類及び寸法等は図-13のとおりである。試験は溶接後試験片を取り出しマクロ試験、硬さ試験、引張試験、溶接部側曲げ試験及びシャルピー試験とX線検査を行った。

その結果、

- (1) テーパー切断は、テーパー長が100mmを超えると、ガス切断では切断面が粗くなるので、切断面の改善あるいは機械削削の方法を検討する。
- (2) 角変形の矯正は低材質側にひずみが集中する傾向があるので、材質差、板厚差が大きくなると矯正は困難となる。
- (3) 3～6%の予ひずみを溶接部に付加した場合の

高強度材	低強度材	テーパー長	溶接材料
HT80 t=50mm	SM58 t=40	50	US-49, MF-38, 4.8φ
〃	SM58 t=30	100	〃
〃	SM58 t=19	155	〃
〃	SM50YB t=19	155	US-36, MF-38, 4.8φ
〃	SM50YB t=19	200	〃
〃	SM41A t=19	200	〃

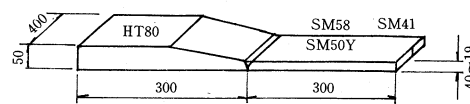


図-13 供試体の種類及び寸法図

シャルピー試験の結果SM41A材とHT80材とのボンド部では完全な脆性破面となった。これはSM41A材ではシャルピー値の規格が定められていないので止むを得ないと考えられる。SM50YBの場合は規格値を満足した。

これよりHT80とSM50Y材の溶接及び板厚差が約30mmに及ぶものでも施工することとした。

8.2 パイロットメンバーの製作

本橋の製作については、格点部にHT80材を使用していることや、側面では下弦材の格点で、平面的には支点上でそれぞれ折れ曲がっていること及び併用橋としての特性から溶接に当りルートギャップを0.5mm以下の精度に上げる必要があること等から、種々の解決すべき問題があった。

そのため、実橋製作前にこれらの特徴を踏えた施工法

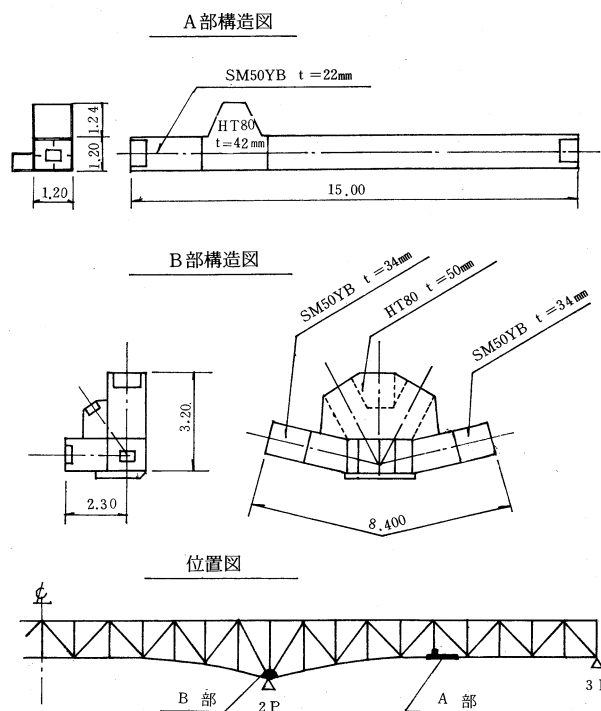


図-14 パイロットメンバー位置図及び構造図

を十分に検討し、その妥当性の確認と問題点的確な把握を行い、要求品質に合致した施工法を確立するため図-14に示す部材について、あらかじめ実物大の寸法で部材を試作することとした。

パイロットメンバー製作後は、外観寸法検査をするのは当然として、溶接部の超音波自動探傷試験を行い、ブローホール等の欠陥を探すと同時に、多数の供試体を切り出し、溶接部を割り欠陥を目視により探す破面試験等種々の試験を行った。

パイロットメンバーを製作し施工法等を検討した結果得られた成果は表-4のとおりである。

8.3 仮組立

仮組立は製作会社の都合により5分割して行った。各ブロックごとの取合を確認するため、端の1パネル分は工場間を輸送し、両方のブロックにそれぞれ組み込んで仮組を行った。

また、2P上の主構は高さが28mもあり、かつ曲弦部でもあるため、正立の状態での仮組は、仮組場の門型クレーンが全然使えない

ことや、組立用バントが大がかりになること等を考え、倒立で行うことにした。(写真-1)

道路桁、鉄道桁、附属物等は別々に仮組立を行い、トラス本体との取合確認は寸法実測値により行った。

フローティングクレーンで架設するブロック部については、工場で仮組立をした後、HTボルトで本締めをし、組み立てた。

そのため、仮組立は3,500ton クレーン船により吊り上げることが可能な岸壁でしか行えず、工場内の仮組場は利用出来なかった。

9. おわりに

中央スパン180m、鋼重約17,000tonにも及ぶ道路鉄道併用橋の製作に当って、関係者各位の暖い御指導を得られたため無事完了させることが出来た。

	検 討 項 目	結 果	実 施 工 へ の 対 応
鋼 板	鋼板の平坦度	・HT80材は原板の管理目標値2/1000mmを越えたものがあつた。他の材質については問題なかった。	・メーカーへ善処方申し入れを行った。
切 断	切断による曲り 切断精度	・大曲り量は最大1.5mmで極めて少ない曲りであつた。 ・切断精度が良好であつた。	・本施工条件を適用する。
板継ぎ溶接	板継ぎ溶接による角変形及び平面曲りとその矯正	・角変形は500mmスパンで計測して最大5mmであつた。 ・平面曲りも2/15000mmが最大であり、角変形を含めて比較的簡単に矯正できた。	・本施工方法を適用する。
研 削	研削作業とその精度	・専用自動研削機を主に、補助的に半自動ベアダーマシンで研削作業を行い、良好な結果であつた。	・同 上
組 立	弦材の組立方法とルートギャップ	・ウェブ間をジャッキで拡げながら、トッププレートを押し込んだ結果、すり疵もつかず、ルートギャップもほとんど密着状態で良好だつた。	・同 上
溶接変形	ダイヤフラム溶接に伴う収縮	・ダイヤフラム溶接によるウェブプレート内内間の収縮量は中間ダイヤの場合1.5mm、端ダイヤでは0.4mm程度であつた。	・収縮量を参考にトッププレートとダイヤフラムの寸法関係を調整する。
	縦リブ溶接と角変形及びその矯正	・縦リブ溶接によるフランジ及びウェブプレートの角変形は最大2.8度(11.5/250mm)であり、プレスで精度よく矯正できた。	
	かど溶接によるキャンバーの変化	・かど溶接の順序はボトム側のすみ肉溶接後、トップ側のL形部分溶込み溶接を行ったが、キャンバーの落ち込みは2mmと小さかつた。	・本施工方法を適用する。
	板継ぎ溶接	・角変形及び平面曲りとも少なく問題はなかつた。	・本施工条件を適用する。
	縦リブすみ肉溶接	・S-SAWで施工し、板厚変化部及び折曲げ部とも変化量が小さいため、特に問題とはならなかつた。	・本施工方法を適用する。
	かど溶接 溶接方法 ブローホール 溶込み深さ	・L型部分溶込み溶接は、1溶接線づつS-SAWとT-SAWで施工したが、溶込み深さはT-SAWが大きいく、ブローホール発生数はS-SAWがやや少ない傾向にあつた。 ・すみ肉溶接は(ビーム微い装置使用)S-SAWで施工し板厚変化部もスムーズに移行できた。	・S-SAW法を適用する。
	内面すみ肉溶接	・溶接方法は初層はMAG半自動溶接、2層目を被覆ナーク溶接としたが、初層の狙い位置の変動により、溶込み深さの小さい箇所がおこつた。	・狙い位置の変動がないように作業者への指導を徹底する。
	ダイヤフラムの溶接	・内面すみ肉溶接と同様に初層はMAG半自動溶接、2層目以降を止端改良棒による手溶棒とした。 ・ビード形状に α , β , d について測定し良好な結果を得た。	・本施工方法を適用する。

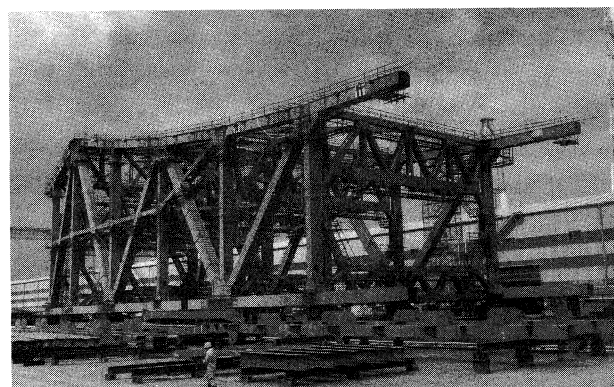


写真-1 仮組立

会社の考えていた品質は全て満足している。
本稿が今後諸兄の参考になれば幸いです。

宮窪トンネルの施工

Construction of Miyakubo Tunnel

第三建設局 維持課長
(前) 今治工事事務所 第一工事長
今治工事事務所 第一工事長付
今治工事事務所 第一工事長付

有田 稔
Minoru Arita
中村 富二夫
Fujio Nakamura
平塚 義久
Yoshihisa Hiratsuka

1. まえがき

宮窪トンネルは伯方大島大橋に接続する延長1,420mの道路トンネルであり、当面は暫定2車線の段階建設とし、下り線側を施工・供用する。

本トンネルは地山の支保に吹付コンクリートとロックボルトを主体とした工法（NATM）を採用したが、大規模な破砕帯も存在せず、湧水も滴水程度であり、土被りの薄い区間を除けば、比較的良好な条件で施工を進めることができた。

工事完了に当たり、特に施工管理に大きな位置を占める計測結果については本四技報 Vol. 10, No 38 ですでに概要を述べてあり、しかも NATM による施工も標準化されてきたので、本報告は工事施工段階において問題となった主要点を紹介することとする。

2. トンネル坑口の施工法

2.1 南坑口付近（工事起点）

坑口より約21mの区間については土被りが浅く、不良地質であることから、実績の多い鋼アーチ支保による側壁導坑先進上部半断面工法（側壁先進工法）で施工した。

2.1.1 補助による坑口付け

坑口付近は横断方向に傾斜した地形であり、地山を弛ませると斜面崩壊を生じたり、変状する危険性があると同様に縦方向に地形を観ると滑落の跡が認められ、掘削により手前に法面崩壊を生じる可能性がある。またトンネル支持地盤が不良のため、トンネル上半を掘削すると地表沈下が大きくなり、上部の密柑の根切れを生じて枯れるおそれがある。このような地形・地質上の特性下に置かれていることから、側壁先進工法を適用し、さらに地形・地質条件から観て、

④ トンネル掘削によって生じた「弛み荷重」を鋼支保工や矢板で支えた場合、矢板背面に空隙が残り、時間の経過とともに、弛み領域が拡がり、地表沈下が発生し、大きな土圧が作用する。

⑤ 坑口部に滑落跡があり、縫地工法では崩落の可能性が高いと考えられる。

在来工法の問題点としては④の場合は仮巻コンクリート（ $t=20\text{cm}$ ）を施工する例が多いが、覆工コンクリートの厚さが大きくなるとともに鉄筋等の補強が必

要となり工費が高つく、⑤の場合はミニパイプルーブ等で前もって施工していても吹付コンクリートを用いていないため、パイプの支点を充分支持できなく沈下を生じ、効果を損じている。

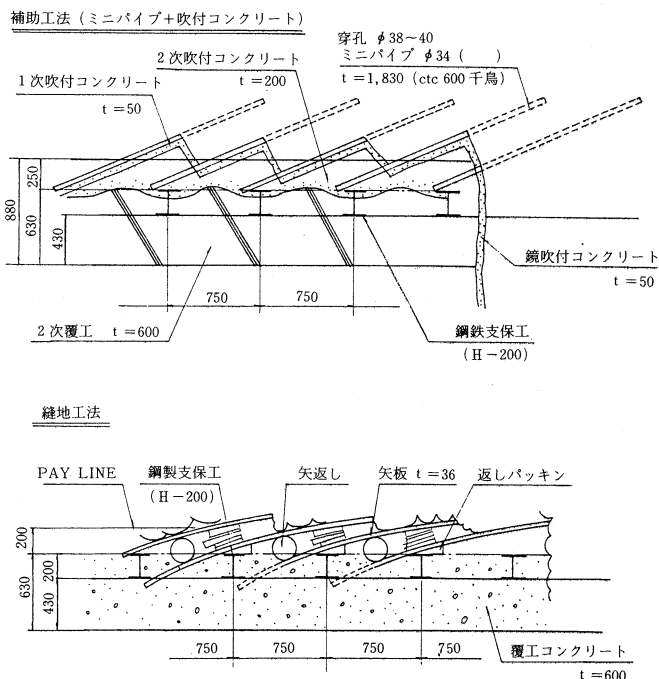


図-1 補助工法と縫地工法

これから、本トンネルには在来の縫地工法に変わり、吹付コンクリートとミニパイプを併用した工法を採用することとした。吹付コンクリートは掘削後、直ちに地山をシールすることで掘削面を保護し、地山の動きを拘束し、弛みの進行を防止、ミニパイプは掘削線に沿って打設することにより掘削直後の天端の肌落ちと弛みの進行を防止する効果を持たせてある。施工後の計測においても地表沈下は認められず、しかも掘削面からの崩落もなく、この補助工法が有効に働いたことが裏付けられる。

2.2 北坑口付近（貫通点）

当初坑口より4mの区間は南坑口と同じく側壁先進工法で計画したが、先付工法により坑口に作業ヤードが確保されたこと等からNATMによる工法に変更した。

2.2.1 先進工法に伴う坑口の補強

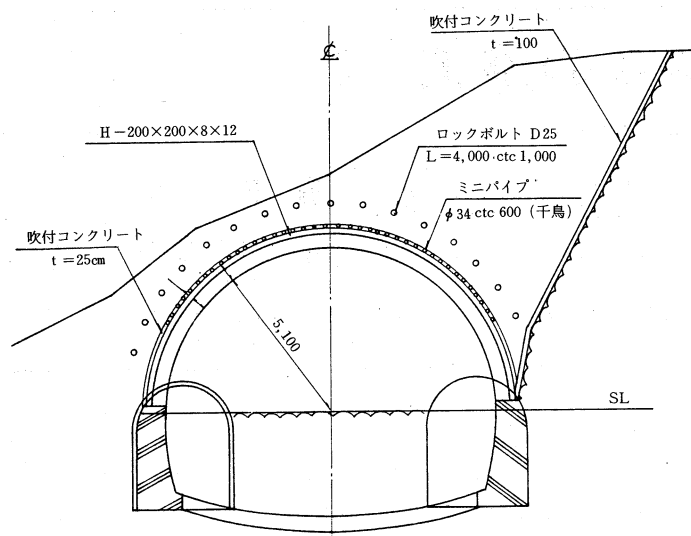


図-2 坑口付け

北坑口は進入路計画がなく全て南坑口から片押し施工であったが、施工途中において町協議が整い坑口に工事用道路を設けることが可能となり、これを使用して貫通前に坑口に作業ヤードを確保し、上り線の施工を下り線貫通後速やかに着手できるようになった。(先付工法)

この付近の地形・地質であるが、土被りが浅く、崖堆積物は大部分真砂土で一部アプライト岩片が混入している。一次切取りにより露出された法面は降雨などの浸透水の影響を受け、除々に弛みが発生し、崩落の危険性がある。また、真砂土のうち、風化の度が少ない部分があっても開口性節理により水みちが形成され掘削による弛みが進行する可能性を持っている。

このことから法面を可能な限り、吹付コンクリートにより防護するとともに、ロックボルトとミニパイプ（フォアパイリングを含む）で地山を補強して発破掘削を行った。ロックボルトは硬岩の肌落ちだけなら、長さ2m程度でよいと考えられるが、節理や亀裂の多い場合、それらに沿って岩塊が落ちることを防止するため効果の期待できる4mのロックボルトを掘削線の外周に打設した。さらにその内側に沿ってミニパイプを挿入し、掘削直後の天端の肌落ち防止を図るとともに、弛み領域の安定性を増すためフォアパイリングを施した。これらのことが有効に働き、地表沈下もなく貫通することができた。

3. 石材採掘に及ぼす安全性

本トンネルの周辺は大島花崗岩の石材採取地であるため、掘削に使用する発破が既設石材採掘の切羽及び壁面の安定に及ぼす影響を事前に予測するとともに、工事中においてはこれを確認するため調査を行なった。

3.1 振動の推定

発破により発生する地盤振動（発破振動）の大きさは工法（発破パターン）、爆薬の種類、岩質・地表の状況等により異なる。発破振動は現象が複雑で定量化が難し

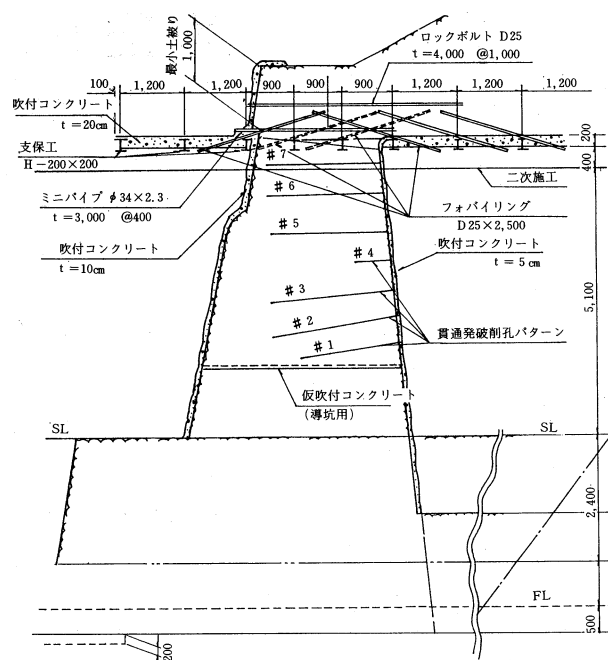


図-3 貫通点支保工割付



写真-1 坑口の補強

く、標準的予測手法が確立されてなく、通常は試験発破により計測を行い、地盤面及びその直上地表における発破振動の大きさ、性状等を調査して計画に反映しているのが現状である。本トンネルにおいても事前に現地において試験発破を実施し、①発破振動の大きさ、②伝播速度、③卓越周波数等から、発破振動推定式 $V = 284 \cdot W^{0.758} D^{-2.19}$ (V : 変位速度振幅最高値 (cm/s)、 W : 装薬量 (kg)、 D : 距離 (m)) を求めた。振動の大きさを推定式から予測するのであるが、試験発破の掘削岩盤はC級（中硬～軟）を対象としており、本トンネルにおけるA級岩盤（極硬）では補正する必要がある。岩盤が堅硬なため、装薬量が増すだけでなく、振動源としての様相も変わってくると考えられ、花崗岩地域における他の測定結果より推定式の定数Kを900とした。また推定式は岩盤上の測定値であるのに対し、現実的には薄い表土層があるため、これを考慮すると予測結果より小さくなることが多い、予測結果によると発破振動が最大となるのは両坑口付近の土被りの薄い区域で、その値は1cm/sである。発破振動の大きさと建物・構造物等の被害の程

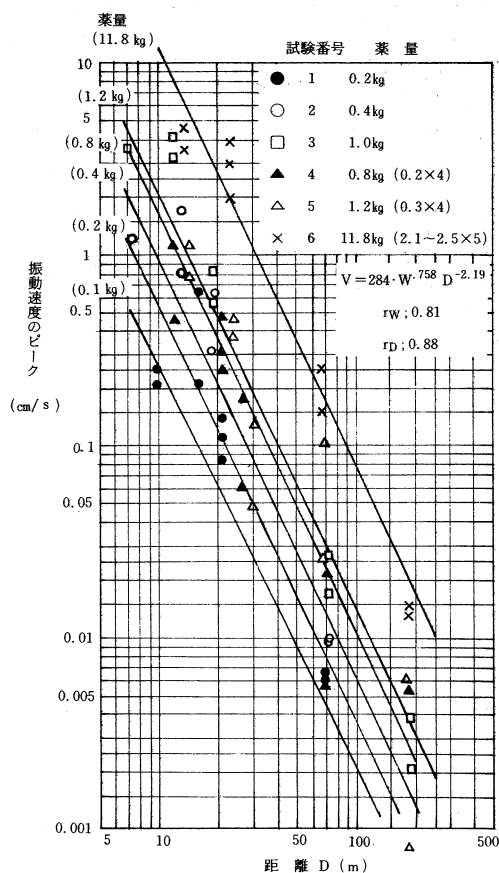


図-4 振動速度の距離減衰

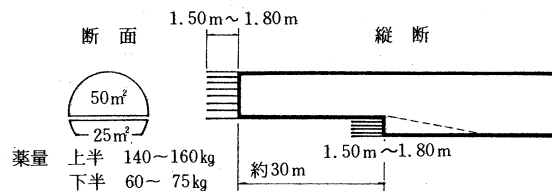
度との関係は系統的な調査研究例が国内ではほとんど公表されていない。ただ変位速度振幅最高値による安全限界等をまとめたものがあるが、研究者により安全の範囲がかなり異っており、このような数値で区切ることは難しいことから確率的な取扱いが必要である。米国における地下爆破実験によると、建物や構造物を対象とし、変位速度振幅最高値 1 cm/s で 2.5% の被害発生確率の調査結果が出ている。当該採石場周辺は良好な岩盤であり、構造物の発生確率より小さいと考えられるので、更に影響は小さく、発破振動値が地表で 1 cm/s 程度では問題ないと思われる。

3.2 振動測定と対策

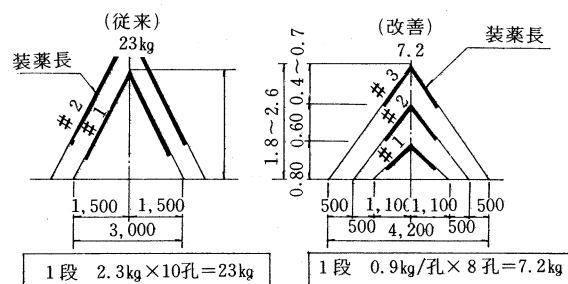
トンネル切羽と石材採掘切羽が近接した時点から、発破振動の測定を採掘坑において実施した。水平距離にして約 200m 程度でも 50dB (約 0.6 cm/s) を記録し、一部の採掘者より苦情がでた。原因は本トンネル周辺の岩盤が同一層群で非常に堅硬な岩質で振動を伝達しやすい状態からと思われる。採掘坑の切羽は堅硬な岩盤であるが、その壁面および地表面に近い層は風化した花崗岩から成っており、亀裂も発達し、以前に土砂崩壊が起きた箇所が観られる。掘削勾配はほとんど垂直で立坑といってもよい作業環境のため、万一トンネル掘削の発破により、落石、落盤事故が発生しないとも限らない。このため、トンネル切羽と採掘坑との距離が 170m 未満と

近接した段階から、①上下半の掘削長の制限、②心抜きの多段化、③装薬量の調整等の対策を講じ、発破振動値を 1 cm/s (約 70dB) 以下になるように努めた。(表-1)

1. ショートベンチカット工法の掘進長の制限 (上, 下半同時発破)



2. 心抜方法の改善



1 段当りの薬量を 3 段に分散させ

1 孔当りの薬量を減らす。

図-5 発破振動対策

表-1 発破振動の測定結果

回数	発破力所	岩区分	採掘坑までの距離 (m)	装薬量 (kg)		振動 (dB)
				心 抜	総 量	
1	下り線上半	A	162	23	232.7	64
2	〃	〃	156	23	228.6	62
3	〃	〃	145	20.9	230.2	59
4	〃	B	138	19	234.7	62
5	〃	〃	138	7.2	226.8	56
6	上り線上半	D	141	4.2	50.9	52
7	〃 下半	〃	125	2.0	58.4	54

4. 支保構造の安全性

当初 A パターンで計画された区間 (約 160m) において、目視により岩盤の状態を観た (岩判定) ところ、岩盤の節理が発達し、表面は黄または茶褐色に変色した風化帯となり、更に剥離現象もあった。このため、A パターンから B パターンに変更し、支保規模を上げ、地山の安定・施工の安全に努めた。この施工パターン変更の判断の妥当性について検討を行った。

4.1 支保パターンの変更

計測結果から地山の变形係数、側圧係数を逆算 (逆解析) し、有限要素法 (FEM) により解析し支保部材の応力を求めた。手順については図-7 のとおりである。

4.2 FEM 解析

(1) 解析の手順

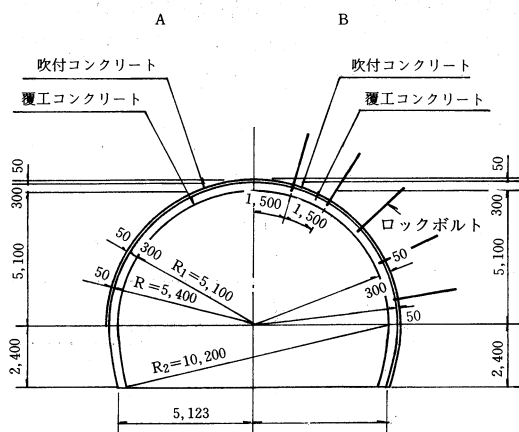


図-6 施工パターン図 (A, B)

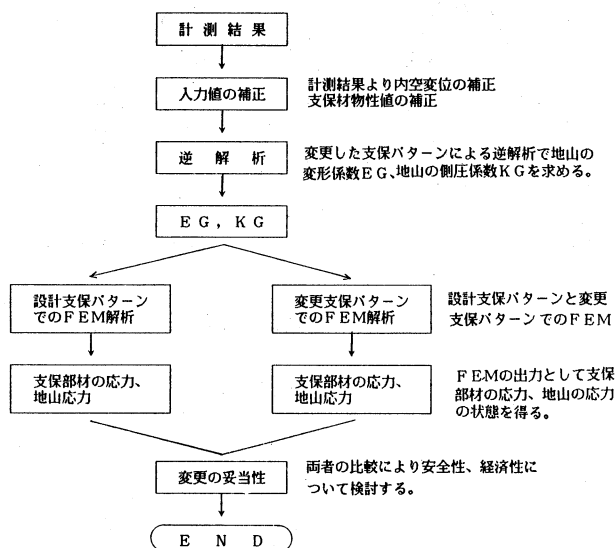


図-7 支保パターンの検討手順

掘進速度、支保工の打設時期及び吹付コンクリートの強度発現傾向などの経時的なものを加味し、施工順序を追った逐次計算を行った。また、地山の变形係数等物性値については逆解析値を用いた。なお、掘削方式はAパターン、Bパターンともショーベンチによる工法で行ったが、解析では上下半の切羽が接近していることから、全断面同時に掘削されたものとして扱った。Bパターンの解析の手順を図-8に示す。

図-8 FEM解析手順 (Bパターン)

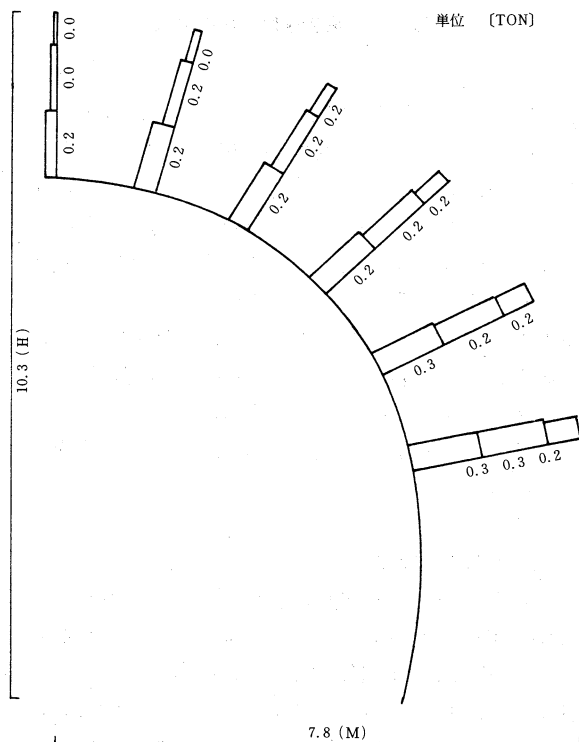


図-9 ロックボルト軸力図 (Bパターン、ステージ3)

ある。また、支保工打設前後の各部の壁面変位については両パターンとも打設前の変位の方が多くっており、支保工が受けるトンネル掘削時の応力解放による地山荷重はかなり小さいことがわかる。

④と㊦のことから判断すれば、この地質に対しては

BパターンによらずともAパターンの支保工で充分安定が得られることになる。しかしながら、以前の施工区間で岩盤の節理面に沿った崩落が発生した。通常であれば解析結果のように構造的安定を保ち得る地山であるが、節理方向と掘削ラインの関係により鍵となる岩塊（キーストーン）が移動または消失し、安定を失なったことによるものである。硬岩地山における崩落はこれによるものがほとんどであり、短時間のうちに変状し、計測や変状観察による予知は不可能に近い。防止する方法としては、吹付コンクリート等による地山のシーリングとロックボルトによる岩塊の縫い付けが効果的とされている。したがって、トンネルに対して節理系が安定を得にくい方向に発達している場合は全体的に堅硬な地盤であっても、このような対処が必要となる。これらを勘案すればBパターンに変更したことは妥当な処置であったと言える。

5. 二次覆工のひびわれ防止

最近のNATMにおける二次覆工に発生するひびわれが問題とされている。本トンネルにおいても種々の事例、文献調査等検討を加えたうえ、対策を行った。



写真-2 ひびわれ防止対策

5.1 発生の現象

ひびわれについてはこれまで国鉄が中心となり、その現状把握、発生と生長の様態調査、発生原因等について実態調査が行われている。この調査が行われている。この調査結果⁽¹⁾から発生の現象を次のように分けている。

(1) 初期発生型

主に水和熱により上昇したコンクリートの温度降下が若材令コンクリートを収縮させようとするのに対し、二次覆工背面（吹付コンクリート）等の拘束が大きいことにより収縮が妨げられ、“引張ひずみ”が発生し、若材令のコンクリートの“引張限界ひずみ”を超過してひびわれが発生する。また二次覆工背面の地山の凹凸（吹付コンクリートの凹凸）に起因し、二次覆工に“応力集中”が加わり発生するもの。

(2) 中・長期発生型

主に乾燥収縮及び寒冷期を迎えての温度降下などを原

因とするコンクリートの収縮が、二次覆工背面や端部で拘束され“引張ひずみ”が初期の段階で既に発生した“引張ひずみ”に加えられ、打設コンクリートの“引張限界ひずみ”を超過してひびわれが発生したもの。

これらのことから、ひびわれを発生させる要因はその特徴から④セメントの水和熱、⑤コンクリートの乾燥収縮、⑥環境温度・湿度の変化の3つが考えられる。

5.2 対策工法

ひびわれ防止について種々検討、試行されているが、分類すると次のようになっている。

(a) 一次覆工と二次覆工を絶縁させる方法

二次覆工背面の拘束を小さくし、収縮を自由にするため、一次と二次の覆工の間にアイソレーション材を施工する。工法はビニールシート、不織布等を張り付ける方法とロックウール、ラバーコート等を吹き付ける方法があるが、いずれも初期発生型のひびわれに対して有効である。

(b) 二次覆工コンクリートの品質改良による方法

コンクリートの水和熱を減少させ、温度応力を小さくさせるとともに、乾燥収縮を小さくするため、膨脹材、流動化剤、収縮低減剤の添加、低発熱セメントを使用する方法である。また、中・長期発生型のひびわれはコンクリートの練り上り温度に大きく関係するため、夏期のコンクリート打設の際には、極力練り上り温度を下げるべきである。

(c) ひびわれを集中または分散させる方法

ひびわれをあらかじめ予定した位置に発生させたり、分散させて、ひびわれ幅を許容範囲内に抑えようとする方法である。誘発目地については型枠にV状目地を取り付けるが、ひびわれの集中には有効であるが他の箇所にも若干発生することがある。

(d) 被膜養生による方法

脱型後の急激な放熱を抑え、冷却温度を制御するだけでなく、気象作用、急激な外気温度変化から保護するため、表面に被膜剤を塗布する方法である。ひびわれをなくすることはできないが、減少させるには有効である。

以上、一般的な防止対策であるが、本トンネルではひびわれの発生率を低減させるには「一次覆工と二次覆工を絶縁させる方法」が確実であると判断し、さらに表-2により比較検討を加え、総合評価の結果、湧水が認められる箇所はA F Fシート+不織布、湧水がない箇所にはC プロテクトスーパー（簡易シート）で施工した。

6. 覆工コンクリートの脱型時期

型枠の取り外し時期は「コンクリートが土圧、コンクリートの自重によって崩落しない強度に達するまで取り外してはならない」としているが、特に冬期間においては慎重にしなければならない。これは若材令でのコンクリート強度に温度の寄与率が大きく作用するためである。

表-2 ひびわれ対策

	材質及び形状	地山への固定方法	シートの 接続方法	実 績	記 事
①	 材質：EVA、固定部にメルトスポット、 接合部にブチルテープをダブルに使用	 メルトスポットに、エアー 銃きて打釘して固定する。	ダブルテープ ジョイントとメル トスポット打 設による接続固 定	・北神急行電鉄 北神トンネル ・日本道路公団 新老ノ坂トンネル 他	1. ロックボルトカバーが必要 2. メルトスポット、メルトス ポットフリーの使用により、 地山になじませ、シート取付 ができる。 3. メルトスポットによる固定 とダブルテープ接合で止水性 のある施工ができる。
②	 材質：発泡ポリエチレン		シートを重ね合 せ、その上から ゴムパッキンに て打釘接続す る。	・国鉄山陰線 地蔵トンネル ・本四公団 福南山トンネル	1. 接合部、打釘部、防水性無 し 2. 伸びが少ない為、不陸ロス 多い。
③			ダブルテープ又 はゴムテープに て重ね合せ接 合、その上から ブチル付ゴム パッキンにて打 釘する。	・国鉄山陰線 寄宮トンネル ・国鉄山陰線 地蔵トンネル	1. 接合部、打釘部 準防水性 有り 2. 伸び率700%であり、アイソ レーション効果有り
④		 鉄板 (t=0.6mm) にエアー 銃にて打釘、固定する。	重ね合せて、そ の上から鉄板 (t=0.6φ30、 フラットバー) にて打釘固定す る。	・本四公団 福南山トンネル ・本四公団 鷺羽山トンネル	1. 透水性有り 防水効果無し 2. 伸びが少ない為不陸ロスが多 い
⑤	 材質：ロックウール 半湿式	セメントミルクをバインダー として吹付ける。 但し、半湿式のためリバウンド 少ない。		・国鉄福知山線 奥野々トンネル ・国鉄福地山線 阿根トンネル	1. 不陸へのなじみがよい。 2. 乾式はリバウンドが多く換 気が別途必要。 3. 湧水カ所への吹付施工不可 別途湧水処理工必要
⑥	 材質：天然ゴム	特殊吹付、有機溶剤使用		・本四公団 福南山トンネル ・国鉄山陰線 木安トンネル	1. 有機溶剤使用の為、別途換 気設備必要 2. 完全吹付の場合、防水性有 り 3. 湧水箇所 吹付不可

このことから、コンクリートの若材令強度と養生方法の
関係からセントル脱型時期の検討を行った。

6.1 脱型時のコンクリート強度

(1) 計算条件の設定

① 荷 重

変位収束を確認後、二次覆工を打設していること
と、打設後の短時間(12時間~24時間)を問題として
いるので、岩圧は考えず、コンクリートの自重のみと
する。

② コンクリート強度

脱型時のコンクリート圧縮強度の目標値を20K
81cm²とする。

③ コンクリートの弾性係数

若材令時のコンクリート特性は充分硬化したコン
クリートとかなり異なるため、「公表されている実験
式 $E_c = 196.3 \times F^{1.305}$ (F: 圧縮強度)」を用い、
静弾性係数 $E_c = 10,000 \text{ kg/cm}^2$ とする。

④ 地盤反力係数

地盤を弾性体と考えれば、地盤反力はバネに置き
換え評価できる。「国鉄の指針」にあてはめると地盤
反力係数 $K_H = 20 \text{ kg/cm}^2$ 程度は見込める。しかし吹付
コンクリートと二次覆工の間にはアイソレーション材
が施されているので、 $K_H = 10 \text{ kg/cm}^2$ と半分に低減する。

(2) 断面形状と解析モデル

計算はトンネルの大半を占めるAパターンで行う。た
だし、二次覆工の巻厚は実績を考慮して42cm(設計
30cm)とする。また、解析は覆工コンクリートの軸線を
用いた平面骨組モデルに置き換えて計算する。

(3) 計算結果

計算上は各節点とも許容応力度内となっており、20kg
/cm²以上のコンクリートの圧縮強度があれば安全な構造
系と判断できる。

6.2 養生方法

上記コンクリート強度を確保するために、養生方法と
圧縮強度の推移を把握する。試験は養生別のテストピー
スを16、20、24時間の三種類にわたり採取し、その強度
を調査、養生方法は暴露養生と給熱養生(アイランプ、

評 価								
伸 び	破 れ	止水性	ルーシ ョン	換 気	施工性	施工費	材 料 リスク	総合評価
○	△	○	△	—	○	②	27 ~30%	○
×	×	×	△	—	○	①	30 ~40%	×
○	○-△	△	○~△	—	○	①	27 ~30%	○
×	○	×	○~△	—	△~×	①	30 ~40%	△
—	—	×	△	×	○	②		○
—	—	△	△	×	×	③		×

(凡例) ○ 良 △ 可 × 不可

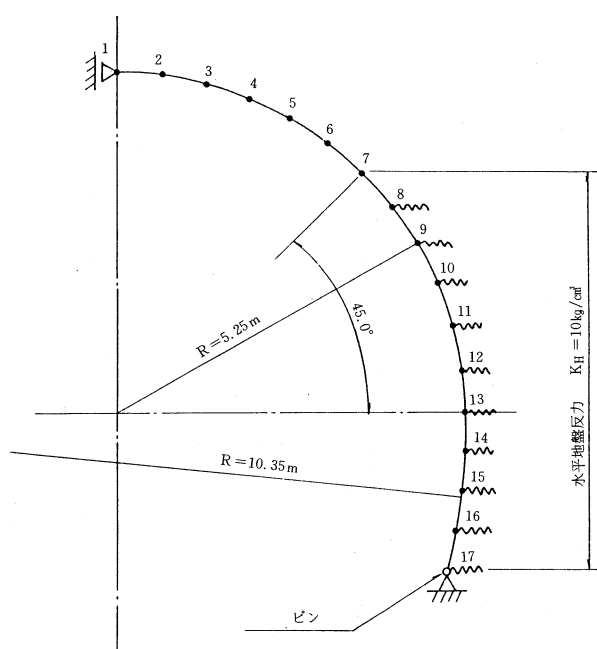


図-10 解析モデル図

ジェットヒーター)の二種類とする。結果は図-11に示す。ジェットヒーターで強制養生したものは、温度が異状に高く、養生後の温度差でひびわれを生じるおそれがあり、また、暴露養生では所定強度に達しないことから、セントルの両サイドを養生マットで遮断、内をアイランプで照射し、トンネル坑口を閉鎖した養生方法とし、16時間養生の二次覆工サイクルで施工した。なお、施工時約2か月間、若材令でのコンクリート強度(テストピース)を確認したが、全てクリアされている。

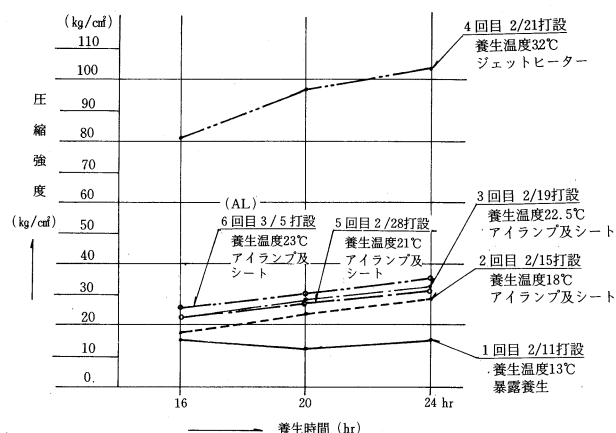


図-11 養生時間と圧縮強度

7. あとがき

本トンネルは昭和58年7月、南坑口から工事に着手、約32か月を経て昭和61年2月、本体工事を無事完成させることができました。複雑な地形・地質、水等の自然を相手に無事故で工事を進めることができたのも、工法にNATMを取り入れ、作業環境を良くし、しかも計測管理が充分なされた結果によるものである。また、トンネルは経験工学的な分野であり、過去の施工事例等に頼るところが多い。特にひびわれについてはトンネル協会の貴重な資料を参考にさせて載いた。なお、国内で本格的にNATMを道路トンネルに採用し始め僅かであり、今後も各種の調査を積極的に行い、更に経済的な設計手法を確立すべきである。

参考文献

- 1) 日本国有鉄道大阪工局「NATMにおける二次覆工の設計施工に関する調査研究報告書」昭和58年3月 (社団法人) 日本トンネル技術協会

供用目今の鳴門側の現況

大鳴門橋関連道路は、淡路島中央に位置する津名一宮 I.Cより淡路島を縦断して鳴門海峡を渡り、鳴門 I.Cに至る45.2kmの区間である。そのうち、60年6月大鳴門橋完成と同時に津名一宮I.C～洲本I.C間11.9kmと、西淡路入口～鳴門北I.C間9.9kmを供用している。未供用区間のうち、洲本I.C～西淡路出入口間15.5kmについては、62年10月の供用を予定している。

今回供用（62年5月）する区間は、鳴門北I.C～鳴門 I.C間7.9kmである。

既供用区間の料金収受は、レジスター方式であるが、今回供用により西淡路出入口～淡路島南I.C～鳴門北I.C～鳴門I.C（17.8km）となり、磁気カード方式に移行する。

鳴門北I.C～鳴門I.C間は、神戸・鳴門ルートで唯一の完成時4車線計画であるが、当面は2車線の暫定供用である。ただし、土工は土量配分等を考慮し原則として完成施工、橋・高架・トンネルは2車線施工としている。

本区間の関連工事はすべて発注し、土工、トンネル工事、橋梁工事および、料金所等営繕工事については完成した。舗装工事は表層工を施工中であり、植栽、標識、機械、電気関係の工事を鋭意施工中である。

なお、鳴門I.Cの接続する国道11号吉野川バイパス等関連道路の整備も急ピッチで行われている。

鷺羽山トンネル貫通する

瀬戸大橋ルート本州側の道路・鉄道共用トンネルの鷺羽山トンネルの道路下り線が、今年1月17日に貫通した。同トンネルは、上段を道路、下段を鉄道に分け、さらに左右にも分ける世界でも初めての「二段双設トンネル」である。これまでに鉄道部の二つのトンネル、道路部の上り線側（西側）は貫通しており、今回の道路下り線（東側）の貫通により、本州側にある全てのトンネル（道単部・鉄単部を含め）が貫通したことになる。

工事は57年7月、下段の鉄道トンネルの掘削から開始し、59年4月にまず新幹線用（西側）が、続いて同年10

月に在来線用（東側）がそれぞれ貫通した。そして、上段と下段との間の地盤を補強した後、60年5月に上段の道路トンネルに着手し、昨年5月には上り線（西側）が貫通し、残りは下り線だけになっていた。

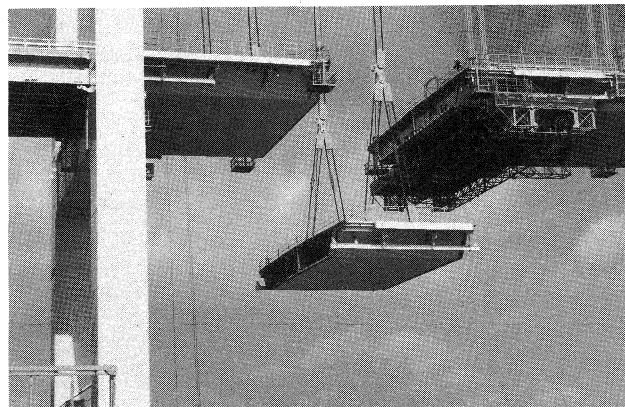
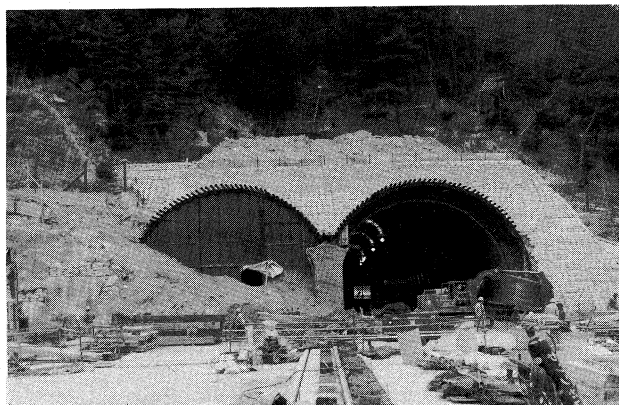
並列するトンネルは普通、中心線間隔を30m程度とるが、鷺羽山トンネルでは下段の鉄道用で約11m、上段の道路用で約12mしかなく、上下の間隔も海側の南坑口部で約2m、その反対側の北口で約6mと四本のトンネルが「超接近」で掘削しなければならないし、さらに山かぶりが約35mほどしかなくトンネルがくずれの恐れがあること、付近に民家が密集していることなどから慎重な作業が要求され、発破による振動が他のトンネルや周囲に影響するため、火薬を数回に分けて爆発するよう工夫するなど、最新の技術を駆使、防音壁を二重にするなどして対応した。

大島大橋補剛桁閉合

大島大橋補剛桁は、3月4日に最終ブロックの吊上げを完了し、閉合された。大島大橋の補剛桁は、中央径間560mを25ブロックに分割されており、直下吊上げ工法により、昨年9月10日より架設を開始し、スパン中央より両島側へ張出されてきたが約半年で全体の吊上げを終えた。これにより、既に架設済の伯方橋と併せ、伯方島と大島が陸続きになった。

閉合は両塔より2番目のブロックで行ったが、先行架設された塔付ブロックを縦引き設備で側径間側に約530mmセットバックし、閉合ブロック架設のためのクリアランスを確保した。リフティングビームにより吊上げられた閉合ブロックの既設桁への接合は今迄通りの方法であるが、先ずスパン中央側の接合部を仮添接し現場溶接、HTB締めを行った後、塔側の接合部を同様に行う。仕口の調整にはリフティングビーム等を使用した。計画通りスムーズに行われた。最終接合部の現場溶接 HTB締めも3月中には終え桁本体の架設を完了した。

今後、付帯設備工、ケーブルラッピング、舗装、仮設備撤去等を行い、来年1月供用開始の予定である。



本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。

*印以外のものは(財)海洋架橋調査会 (Tel03-662-7571)で販売しております。

仕様書・要領等

土木工事共通仕様書(改訂版)	昭和59年8月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和60年8月
電気通信施設標準仕様書	昭和58年10月
*施工管理試験要領	昭和60年2月
*測量作業規程	昭和55年度
*図面作成要領	昭和59年10月
技術関係資料取扱要領・技術関係資料 マイクロフィルム作成等事務処理要領	昭和56年4月
*海上工事安全施工技術指針	昭和52年3月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労 き裂の発生の一例(写真集)	昭和58年1月

設計基準類

海峡部における道路の建築限界および 幅員構成	昭和47年10月
用語と定義	昭和48年5月
上部構造設計基準・同解説(59.2一部改訂)	昭和55年6月
下部構造設計基準・同解説(56.8一部改訂)	昭和52年3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
鋼橋等製作基準・同解説(60.3一部改訂)	昭和52年3月
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
橋梁用マスコンクリート施工基準・ 同解説(案)	昭和50年3月
仮設物設計指針	昭和52年3月
吊橋リンク・支承構造設計指針(案)	昭和51年3月
トラス格点構造設計指針(案)	昭和51年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・ 同解説	昭和52年8月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
吊橋主塔設計要領(案)	昭和55年3月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年3月
ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年3月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年3月
鋼床版設計要領(案)(58.10一部改訂)	昭和53年3月
鋼床版現場溶接施工要領(案)	昭和54年3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年6月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)(60.3一 部改訂)	昭和48年9月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装 置設計要領・同解説	昭和59年3月
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領 (案)・同解説	昭和55年3月
鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年2月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年3月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年3月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要 領・同解説(案)	昭和54年11月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年3月
*陸上部道路橋設計要領(案)	昭和51年11月
*ケーブルアンカーの設計マニュアル	昭和49年2月
下路管理路設計マニュアル(案)	昭和53年9月
鉄道床組の標準図作成	昭和57年10月

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

本四技報編集委員会名簿 (アイウエオ順)

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

本誌技報 第42号

発行	昭和62年4月15日
監修	本州四国連絡橋公団
発行所	財団法人海洋架橋調査会
	〒103 東京都中央区日本橋小伝馬町11-9
	住友生命小伝馬町ビル5F
	電話 03(662)-7571
発行者	井上義光
印刷	中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

