

報技四本

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第37号 目次

明石への道	総裁	高橋 弘 篤	1
下村トンネルの施工と計測	第二建設局倉敷工事事務所	福代 博 志	2
下津井瀬戸大橋塔架設工事	第二建設局児島工事事務所	奥 川 淳 志	8
	企画開発部企画課	下 村 稔	
	(前) 第二建設局児島工事事務所		
与島橋の設計	第二建設局建設第一課	平 山 純	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	山 岸 一 彦	
与島橋 3 P 可動支承の設計とローラー耐久試験	第二建設局建設第一課	平 山 純	20
	(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	山 岸 一 彦	
南北備讃瀬戸大橋の耐風性 (その 1)	第二建設局坂出工事事務所	成 井 信	29
番ノ州高架橋下部工の施工	第二建設局坂出工事事務所	岸 寛	36
	第三建設局今治工事事務所	河 端 哲 郎	
	(前) 第二建設局坂出工事事務所		
大島大橋塔の設計製作	第三建設局今治工事事務所	谷 中 幸 和	42
技術ニュース			49

本四技報 第38号 (61.4) 掲載予定

- ・ 津名一宮・洲本間における地盤改良工
- ・ 西淡一大毛地区の修景線化
- ・ 淡路島南パーキングエリアの土壌式無放流汚水処理設備
- ・ 櫃石島橋塔基部施工
- ・ 岩黒島橋上部工製作
- ・ 南北備讃瀬戸大橋の耐風性 (その 2)
- ・ 宮窪トンネルの計測

明石へのみち

Step toward the Implementation of Akashi Kaikyo Bridge

総 裁 高 橋 弘 篤
Hiroatsu Takahashi

明石海峡大橋の建設は、本州四国連絡橋公団が昭和61年度から新規に着手することになった。この明石架橋は、本州、四国間の架橋としては最初から話題にあげられたものであり、21世紀におくる最大級のものの一つであるが、昭和48年以來の凍結が公団創立16年目の今年に至り、ようやく解除され着工の運びとなった。さらに本州四国連絡橋公団にとっても、現在施工中の1ルート4橋以外の凍結されている橋梁の中で、まず、生口橋とともに凍結解除され、建設に着手することができるという画期的で意義深いものである。

ここに至るまでの道のりは、きわめてけわしかったが、これが可能となったのは、明石海峡大橋が他の橋梁と不可分のものであることや最近の内外の経済社会情勢にもよるが、真の原動力は、本州四国連絡橋公団のこれまでの数々の実績と貴重な経験であったと思う。このことは、大鳴門橋開通を契機として、その気運が急速に高まったことでも明らかである。私は、各方面とのいろいろの折衝の過程を通じて、このことを確信している。各種の研究・技術開発をかさねて、地道に蓄積してきた技術への評価はもとより、瀬戸内海の景観などとの社会的な適合性への評価についても同様である。その上「民活」の声の高い最近の情勢のもとで、わが公団は既に相当部分民活方式を導入していることが一般から理解されてきた。即ち、資金構成において国費約6%、政府引受債約20%、民間資金約70%というように民間資金活用型であることや、公団の職員数約700人という、特殊法人としてはきわめて省力化・簡素化されたものであることが認識されたのであると思う。しかし勿論現状でよいのではなく、凍結解除となるためには、さらに国費負担を軽減するとともに民間活力を活用することが必須の条件とされたのである。

従ってこれからの明石架橋へのみちは、なお大変きびしいものであるが、本州四国連絡橋公団ならばやれるであろうという一般の期待にこたえる必要がある。このためには、世界一の長大橋を社会的要請にも適合させながら、より立派に建設できるよう、今までの貴重な成果を基礎としながらも、さらに広く種々の意見に耳をかたむけ、全公団をあげて、一層の研究開発の推進に努力しなければならない。

まず、安全で機能的なものを建設することは本来当然のことである。しかし、土木事業は、その地区のいろいろの自然条件によって適用する技術も異なるものである。

自然条件のきわめてきびしい明石海峡である。特に海洋などは困難が多いと思う。しかも、自然は、いかに調査分析・実験を重ねても、現在の科学ではなお手の届かない未知の部分の沢山もっているこわい存在である。これらのことを十分認識して、より綿密で慎重な施工が望まれる所以である。

次に、明石海峡大橋の凍結解除にあたって論議された民間活力の問題がある。「民活」といってもいろいろな内容をもつものだ。このたび行う民間の低利資金の大巾な導入のほか、民間企業の効率的な経営管理方法についても十分とり入れることや民間の人材・機械力などの技術力の全面的活用などもあろう。これらにより、設計・積算・施工法や本来技術のほか施工管理技術などの一層の研究開発を従来にとらわれることなく創造的に行い、効率的な施工を実施し、経費の低減や工期の短縮をはかることも課題とされよう。経費の大部分を借入金依存の資金構成によるわれわれの工事では、民間でなくても当然である。これらのことは決して容易なことではないが、最近急速に進む新しい技術革新の潮流にたらし、一般の要請にもそうよう、従来にもまして、さらに真剣に取り組むことが必要とされているのである。

さらに、構造的には勿論のことであるが、社会的にみても質のよいものでなければならない。当該地域、特に明石海峡のもつ個性をこわさず、活かす方法を十分考えることが必要である。しかも、今までの橋梁と異なり、大都市に直結して架設する橋梁となるものだ。単なる橋梁ではなく、地域の人たちにもとけこみやすい壮大にしてしかも文化的な匂いのするものが求められるのではないか。21世紀に向って政府の科学技術振興の基本方針も「人間と社会とのかかわりの増大」を問題意識とし、それとの「調和のある発展」をはかることを政策の柱としている。人間と社会とを離れた科学技術やその成果は意味がないし、かえって害を及ぼすおそれがある。そのいみで、これからの技術開発にも人間や社会との関連から、哲学のようなものがあるのではないかと思う。

画期的な世紀の大事業の出発はいよいよ今年から始まるのである。何事もはじめが大事である。この大事なときに際会する仕合せは、直ちに、後世いかに評価されるか、重大な責任につながることを思い、気をひきしめ一心同体となり、協力しあって大いに頑張らなければならない。

下村トンネルの施工と計測

Construction and Measurement in Shimomura Tunnel

倉敷工事事務所 第二工事長代理 **福代博志**
Hiroshi Fukushima

まえがき

児島一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までの延長32.4kmの鉄道である。本四備讃線は木見、上之町および児島の3駅を設ける計画で、本州側のそれらの駅間に蟻峰山（ $l=2.2\text{km}$ ）、福南山（ $l=3.6\text{km}$ ）、下村（ $l=1.6\text{km}$ ）、神道山（ $l=0.6\text{km}$ ）および鷲羽山（ $l=0.2\text{km}$ ）の5つのトンネルを有する。

本報告では民家密集地の下を通り、また土被りの浅い下村トンネルの計画、施工および計測について述べる。

1. 概要

下村トンネルは本四備讃線の岡山県倉敷市児島上之町から児島小川に至る延長1,605mの在来線複線断面のトンネルである。地質は全体を通して中生代白亜紀の黒雲母花崗岩で、起点方から終点に向って、風化の進んだ真砂状風化花崗岩、風化花崗岩および新鮮な花崗岩と推定される。また、土被りは大部分が4～40m程度と比較的浅いうえ直上付近に民家が密集している地形である。このような状況を勘案して発破振動の軽減および地表面沈下の防止など環境対策に十分留意した施工法を計画した。

この結果、掘削はNATM工法を基本とし、地質が悪いところは補助工法を採用する。また、掘削方法は土砂および風化花崗岩区間は機械掘削（ロードヘッターおよび大型油圧ブレイカーの併用）方式とし、硬岩区間は分割制御発破方式を採用した。なお、土被りが非常に浅い5 K 545M付近は上部半断面開削トンネル、5 K 960M付近はボックスラーメン構造の開削工法とした。

2. 地質

地質は概要でも述べたように中生代白亜紀の黒雲母花崗岩である。地山を区別に公開の「風化花崗岩の岩盤区分」（表-1参照）によって分類すると以下のとおりである。

(1) 起点側坑口から約60mの区間

真砂状風化花崗岩（D級）が主体で、上部半断面には崩積土が分布している。

(2) 5 K 600Mから6 K 350M付近

風化花崗岩（D～C_M級）が主体であるが、弾性波速度は0.7～2.4km/secと低い。

(3) 6 K 350Mから7 K 020M付近

新鮮な岩盤（C_H級）が主体であるが、一部に破砕帯も想定される。

(4) 終点側坑口から100mの区間

強風化花崗岩（D～C_L級）が主体である。

3. 施工計画

トンネルは全延長を同一工法で掘削するのが合理的であるが、本トンネルについては周辺の環境対策から地表面への影響をできるだけ少なくすることおよび発破振動を極力おさえることなどを考慮した施工法とした。風化花崗岩の区間は騒音、振動の少ない機械掘削方式、中間部で新鮮な岩盤の区間のうち直上付近（土被り4～15m）に民家があるため振動を規制される区間は分割制御発破方式を採用した。なお、地山の変化に応じて、鋼製支保工、フォアパイリングなどの補助工法も併用することとした。また、地下水位が相当高いと考えられるためトンネル掘削に伴う井戸水枯渇などについての調査もあわせて行うこととした。

表-1 風化花崗岩の岩盤区分

総合区分	調査坑内観察	
	岩盤状況	
C _H	岩石は割合硬質、黒雲母、斜長石は若干変質。割目間隔度、割目に沿って極く薄い粘土を挟む。	
C _M	ハンマーで軽く叩いて割れる。斜長石の変質進む。割目間隔15cm以下、割目面に沿って粘土を挟む。	
C _L	黒雲母の黄金色化認められるが、石英粒子は硬い。斜長石は変質、ハンマーでボロボロに砕ける。割目間隔5cm以下。	
D _H	手でよくつぶれる。ハンマーでけずることは容易。黒雲母の黄金色化認められ周辺褐色。各粒子は硬く、細片状、砂状となる。みかけの割目間隔が広がる。	
D _M	手でつぶすと、石英、カリ石長石の結晶形を残す砂状になる。雲母は一部を除き結晶形を除き結晶形は失われ、斜長石はほとんど変質。みかけの割目間隔はさらに広がる。	
D _L	手でつぶすと、一部砂状であるが、多くは粉末状となる。長石類のほとんどが、変質粘土化している。本来の節理割目は不明となる。	

V：最大変位速度 (cm/sec)

K：岩盤、発破方式などにより変化する係数

L：1段あたりの最大薬量 (kg)

R：爆源からの距離 (m)

(1)式におけるK値の推定が重要な意味を持つが、同岩質の鷲羽山トンネルでの測定例などを踏えて表-2の値を推定し、一段当りの薬量を試算すると分割発破区間は2つに細分される。

(a) 6分割制御発破区間 (パターンC)

発破を心抜、払いおよび下部半断面の3部分に分け、上部半断面の発破進行長を0.6m、下部半断面の発破進行長を1.2mとする(図-3参照)。

(b) 2分割制御発破区間 (パターンD)

発破を上半、下半の2部分に分け、1発破進行長1.0mとする。

(2) 全断面発破区間 (パターンE)

民家までの距離が長くなれば(75mをこえれば)全断面一度に発破をしても、1発破進行長1.3m程度は確保できるので全断面発破とする。

4. 施工

本トンネルは昭和58年8月に起点方坑口より着工し、昭和60年12月現在、パターンA区間(415m)の掘削、覆工、鉄筋コンクリートボックストンネル区間(120m)の施工、パターンB区間(160m)のうち起点方70mの掘削、パターンC区間(220m)のうち終点方60mの掘削パターンDおよびE区間(470m)の掘削を終了している。

以下、各々の区間の施工について述べる。(写真-2参照)

4.1 起点側坑口から約415mの区間

上部半断面先進のNATM工法を基本とし、全断面の掘削、覆工とも完了している。

この区間のうち坑口付近に非常に硬い花崗岩($qu = 800\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度)が表われロードヘッダーの掘削能率が非常に低下した。

このため硬岩用ロードヘッダー(MRH-125S)はD~CL級の一軸強度 $qu = 300\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の風化花崗岩までの掘削に使用することとし、CM~CH級の風化

花崗岩の掘削には油圧ブレイカー(0.7 m^3 級HX1000B)を用い、上部半断面の月進は約60mを確保した。

5K776M付近約30mは土被りが非常に浅い(2m程度)ためロックボルトが設置できないこと、および天端からSL付近まで粘土が表われたこと、また5K935M付近約25mは土被りが非常に浅い(1~2m)こと、直上に道路荷重が載ることを考慮していずれの区間も在来工法で掘削し覆工を行った。(図-4、図-5参照)

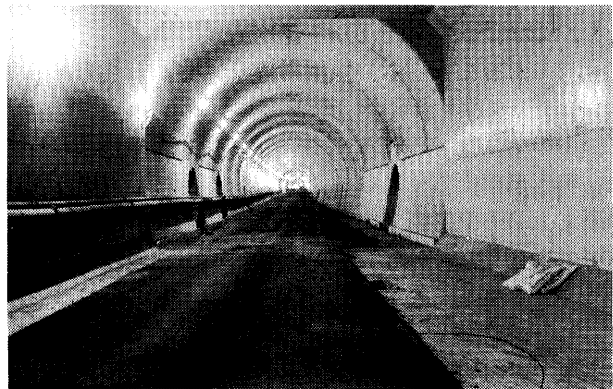


写真-2 ロードヘッダーによる掘削作業

表-2 K値の推定

使用爆薬	アーバナイト		2号楢	
K値	250	180	500	250
箇所	心抜	払い	上半	下半

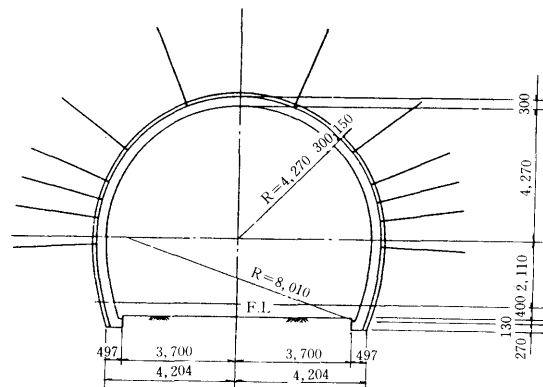


図-4 NATM工法標準図

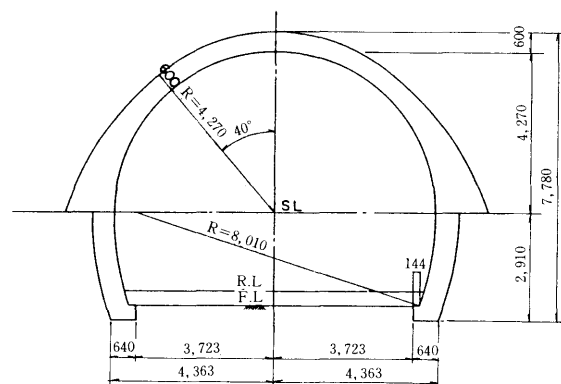


図-5 在来工法標準図

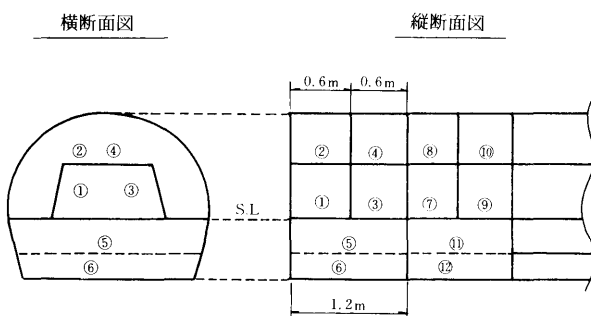


図-3 Cパターンの発破順序例

4.2 箱型トンネル区間

親杭の建込みのために、ロックオーガーで削孔中に転石（長径2～3m程度）が出現し、170本のH形鋼（全長2,174m）を建込むのに約2ヶ月を要した。また、掘削中には産業廃棄物も出てきて、その防臭対策および廃棄場所に苦勞した。

4.3 箱型トンネルから終点側の区間

6 K 110M付近までの地質はD_H～C_L級の風化花崗岩であり、土被りが1～5m程度と浅いうえ、地表が斜面になっていることを考慮してロードヘッター（MRH-125）で掘削し、在来工法で覆工を行った。

6 K 115M付近からC_H級の花崗岩（ $q_u=1,000\text{kg/cm}^2$ 程度）が表われたため、ロードヘッターでは勿論、油圧ブレーカーでも掘削困難になってきた。このため、OSD機、大型割岩機（ビッカー）、岩盤破碎器（CCR）、静的破碎剤（ブライスター）などによる掘削工法を比較検討した結果、現在はブライスターを併用したビッカーで掘削をおこなっている。

4.4 立坑

当初は起点方より順次掘削する計画を立てていたが、5 K 108M付近の用地買収などが難行したため、昭和59年5月15日付で5 K 108M以降の施工を中止さざるを得なくなった。このため、6 K 610Mに立坑を設置して工程の確保をすることにした。（なお、上記の施工中止区間は昭和60年7月に協議が整ったため、現在掘削を再開している）

立坑の断面は、

- 1) トンネル直上に設置できること。
- 2) 地表よりトンネル底面までの深さが約27mと比較的浅いこと。
- 3) 掘削機械（ロードヘッターは除く）およびダンプなどの汎用性の高い機械は分割せずに搬入できること。

などを考えて、7×13mの矩形断面に決定した。また、門形クレーンは起点方、終点方の両切羽の掘削のズリ搬出に対応できるように巻上げ速度24m/minを確保できる出力約135kWのものを設置した。

立坑は地質により、地表から11mはH形鋼をアースオーガーで建込んだ親杭式の横木矢板方式で掘削し、それより深いところはトンネル本体と同様にロックボルトおよび吹付コンクリートで壁面を維持しながら掘削を行った。

立坑は、昭和59年9月25日に親杭の削孔に着手し、削孔中に転石などが続出して苦勞したが、昭和60年2月15日に掘削を完了した。現在、本坑を起点方に約210m、終点方に約400mを掘削中である。なお、参考まで述べると、門型クレーンを用いてのズリ出し時間は1方1.5m進行で約3.5時間と相当長時間を要している。

4.5 立坑の前後610mの区間

地質は新鮮な岩盤（C_H級）であり、民家も比較的近くにはないため、上部半断面先進のNATM工法を基本とし、発破工法で掘削中である。なお、6 K 520M付近に破砕帯が出現したので、その区間（ $l=約14\text{m}$ ）は鋼製支保工（175H）を1.0m間隔で建込んだ。月進は上部半断面で約35m、全断面で約75mであった。

5. 計測

本トンネルは土被りが浅く、また民家が近接しているため、特に地表面沈下を抑制する必要がある。そこで内空変位については警戒値を設定し、測定値がその値を越えそうな時にはロックボルトの増打ちなどの補強対策を講じることとした。パターンA、BおよびEの全部または一部を掘削した時点では、ロックボルトの増打ちなどの対策を講じなければならないような内空変位値は現在のところ表われていない。以下、各々の計測項目についてその挙動を述べる。

5.1 内空変位および天端沈下

パターンAの内空変位および天端沈下については32断面で測定を行った。各測定断面ごとの内空変位量を図-6に示す。図-6によると内空変位量は上部半断面掘削時は1～20mm、下部半断面掘削時は1～15mmとバラついている。このことは内空変位量が地形、花崗岩の風化の程度および掘削時の内空断面積に大きく作用されるのではないかと考えられる。またD級花崗岩における内空変位量にあまり変化がないのは補助工法（鋼製支保工等）を採用したため、最大値がおさえられたのではないかと考えられる。最大内空変位量と変位速度との関係のうち上部半断面掘削時におけるものを図-7、下部半断面掘削時におけるものを図-8に示す。図-7、図-8によるといずれも両者に高い相関関係が見い出される。内空変位量と切羽距離との関係のうちD級花崗岩におけるものを図-9、C_L級花崗岩におけるものを図-10に示す。図-9、図-10によると警戒値はD級花崗岩で約20mm、

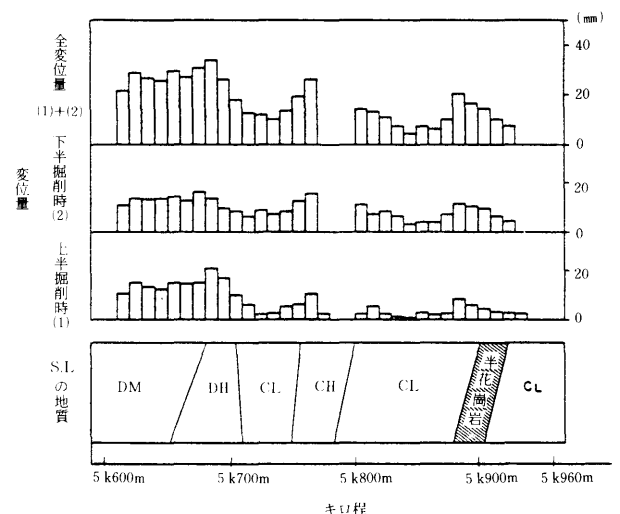


図-6 各測定断面ごとの内空変位量

C_L級花崗岩で約10mmと考えられる。なお、これらのデータを現場における簡単な内空変位の最大値の推定および補強対策の必要性の有無を検討する資料として利用した。

土被りが4 mと非常に浅い5 K 660Mにおける内空変位および天端沈下の経時変化を図-11に示す。図-11によると内空変位量は測線1が最も大きく、上部半断面掘削時に全変位量の約60%、下部半断面掘削時に残りの約40%が生じている。この変位量は上部半断面と下部半断面の断面積比に近い値と考えられる。また、変位量の約50%が切羽距離1 D (D:トンネル掘削幅)で表われ約90%が4 D~5 Dで表われている。上部半断面の変位量は切羽距離が4 D~5 D離れた時点ではほぼ収束している。

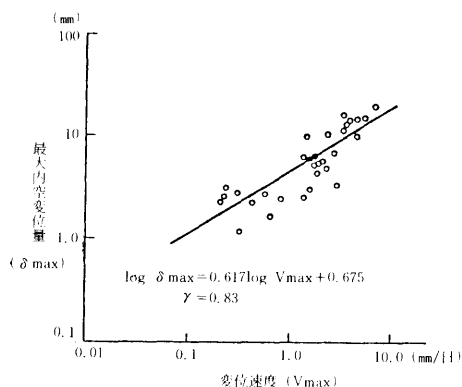


図-7 上部断面における最大内空変位置と変位速度との関係

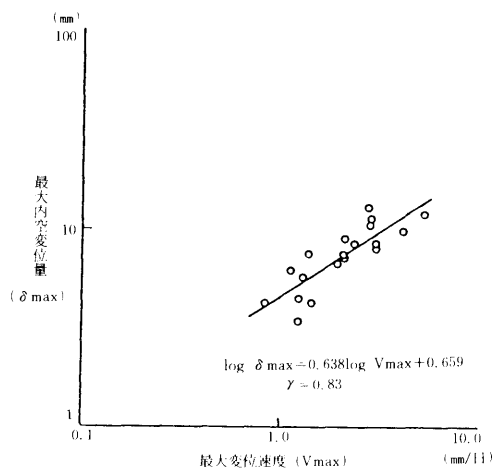


図-8 下部断面における最大内空変位置と変位速度との関係

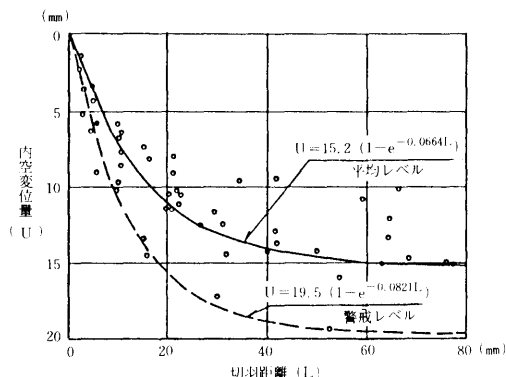


図-9 D級花崗岩内空変位置と切羽距離との関係

下部半断面の変位量は NATM 計測指針における収束とみなす値 1~3 mm/30日は切羽距離約 9 Dで満足しているが、変位がなかなか止まらなかった。ただし、二次覆工コンクリートを施工した時点で変位はなくなった。

測線2、測線3の内空変位および天端沈下については上部半断面掘削時の2~3日でほとんどの変位が生じ、その後はほぼ一定の値を示していたが、下部半断面掘削時前後に若干変位し、その後はまた、ほぼ一定の値を示している。

このように水平測線の変位が大きく、収束までに比較的長くかかるのはトンネル内空高さが大きい割に土被りが小さく側方の地山の影響を受けているためではないかと考えられる。

5.2 ロックボルト軸力

5 K 660Mにおけるロックボルトの軸力は図-12に示すようにトンネル壁から0.5m、1.25m、2.0m、2.75mの位置で測定した。図-12によると上部半断面掘削から下部半断面掘削と掘削断面が大きくなるにつれて軸力も増加し、アーチ右部で最大17.5 t、アーチ左部で最大13.2 tを示している。アーチ右部では比較的きれいな三角形分布しているのに対し、アーチ左部ではロックボルト先端にむかって軸力が増加している。このことからアーチ左部のロックボルト長 ($l=3.0\text{m}$) はやや短かいのではないかと推察できるが、地表面沈下、内空変位、天端沈下とも変位が小さいことを考えればトンネルにおよぼす影響はまず問題ないと考えられる。ただし今後の課題として土被りの薄いトンネルのロックボルトについてはその配置および長さについて更に検討を要すると考える。

5.3 吹付コンクリート応力

5 K 600Mにおける吹付コンクリート応力の経時変化を図-13に示す。図-13によると吹付コンクリート応力は吹付後コンクリートが硬化すると共に増加し、切羽距離が4 D~5 Dで収束する傾向が認められる。これは内空変位と同様の傾向と考えられる。また応力の最大値は約50 kg/cm²程度と比較的小さい。これらのことから吹付コンクリートは地山が急激に応力再配分をおこす掘削直

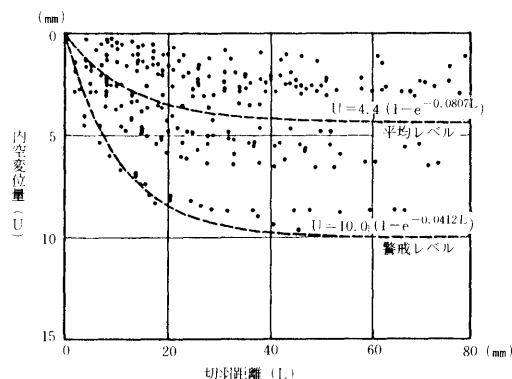


図-10 C_L級花崗岩内空変位置と切羽距離との関係

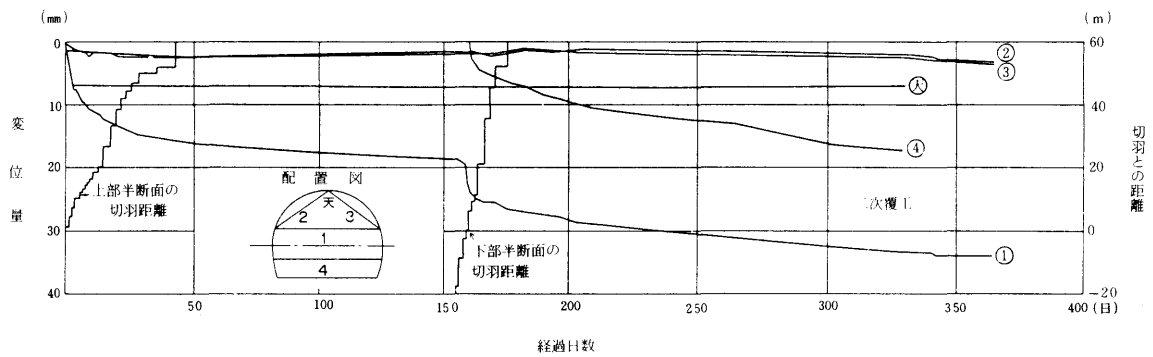


図-11 変位量の経時変化

後においてはまだ十分に硬化をしていない状態なので地山の変形に追従して変形するため、初期には応力があまり発生しないのではないかと考えられる。また、吹付コンクリートは地山との付着力により支保しているとの報

告もあることを考えると、吹付コンクリート厚について厚くする方向ばかりではなく、別の角度からも検討を要すると思われる。

5.4 鋼製支保工応力

5 K 600Mにおける鋼製支保工の曲げモーメント、軸力およびせん断力を図-14に示す。図-14によると曲げモーメントは全体に比較的小さく、軸力は天端付近が比較的大きい。鋼製支保工の応力度としてはアーチ右部に約3,300kg/cm²程度表われている。また、鋼製支保工応力の経時変化をみると鋼製支保工建込直後に応力は急激に増大し、その後ゆるやかな上昇を示している。これらの地山の掘削直後の急激な応力再配分を鋼製支保工が分担し、漸次ロックボルトと吹付コンクリートが分担する傾向にあると考えられる。本トンネルのように掘削直後に大きな変位を生じる風化花崗岩の地山では鋼製支保工は有効な支保材料と考えられる。

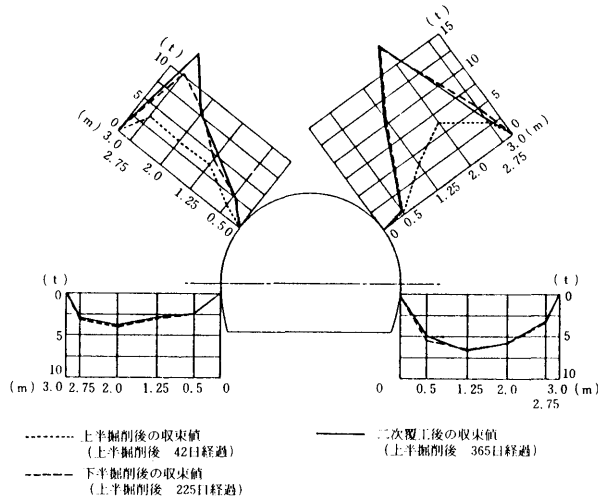


図-12 ロックボルト軸力

5.5 計測のまとめ

本トンネルの計測についてはまだトンネル掘削中なので最終的な判断はできないが、計測途中段階までの一考察を行ってみた。

計測は、トンネル掘削時において当初設計を地山に合った設計に修正するときの判断資料とするべきものである。本トンネルも含めて、計測資料の集積および解析を逐次行って施工に反映させるとともに、各種の標準値の確立に努力しなければならないと考える。

あとがき

本トンネルは土被りが浅く、また民家密集地に近接しているため、細心の注意を払って掘削を行っているが、今後も民家直下での掘削がかなり残されている。これに対して今後とも計測結果をトンネル掘削に反映させ、できるだけ影響の少ない掘削方法で掘削をしていく必要がある。そこで、本トンネルと同様な環境でのトンネルの事例なども十分参考にしながら施工していきたいと考えている。おわりに本報告にあたり、計測等について御協力をいただいた、奥村組の河野孝昌氏他に深く感謝いたします。

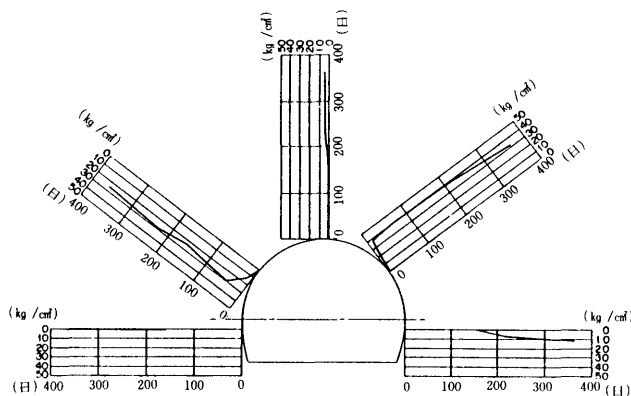


図-13 吹付コンクリート応力

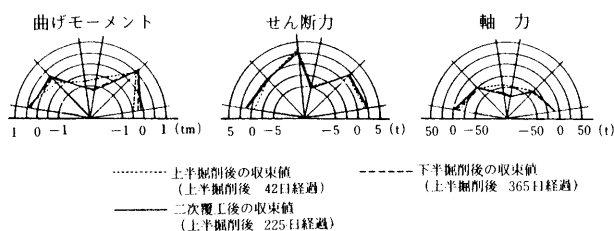


図-14 鋼製支保工の応力

下津井瀬戸大橋塔架設工事

Tower Erection of Shimotsui-Seto Bridge

児島工事事務所 第七工事長

企画開発部 企画課
(前) 児島工事事務所 第七工事長付

奥川 淳志

Atsushi Okugawa

下村 稔

Minoru Shimomura

1. まえがき

下津井瀬戸大橋は鷲羽山と櫃石島との間の下津井瀬戸に架かる、中央支間長940mの「張出し径間付き単径間トラス補剛吊橋」の道路鉄道併用橋である。

本橋の塔架設工事は昭和58年3月末契約を締結し、3Pは58年8月末、2Pは58年9月末に底板の架設を開始し、59年9月にケーブル工事への引継ぎを行った。工事期間中、夏期には2度の台風の来襲と冬期には当地方としては19年振りの大雪に3度見舞われたが、2P・3P共に無事架設を完了することができた。

ここでは、塔架設工事の概要を報告する。

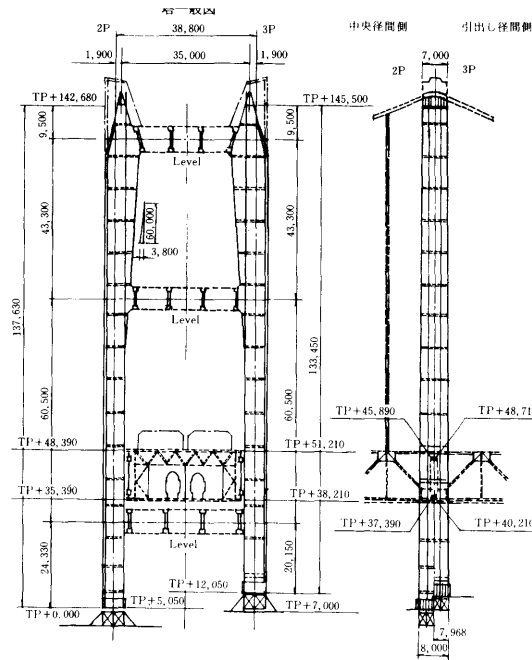


図-1 塔構造図

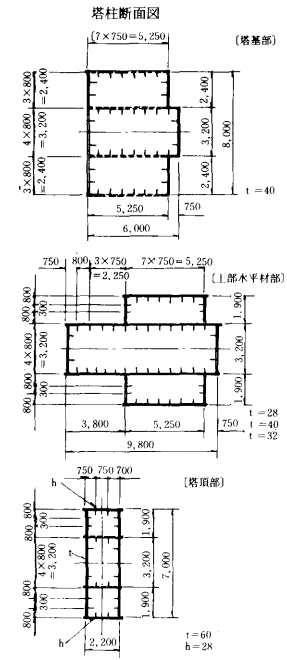


表-1 工程表

工事名称	年 月	58年												59年											
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12			
仮 設 備 工																									
底 板 下 面 コンクリート仕上げ工																									
塔 架 設 工																									
塔 電 気 設 備 工																									
塔 エ レ ベ ー タ ー 工																									
現 場 塗 装 工																									

- (1) クリーパークレーンによる方法
- (2) クライミングクレーンによる方法
- (3) タワークレーンによる方法
- (4) 大型起重機船による方法

工程、立地条件及び実績等を考慮してクリーパークレーンによる工法が採用された。架設は2P、3Pそれぞれ別々のクリーパークレーンを用いて架設を行い、ほぼ同時期に完成した。

塔の構造、工程を図-1、表-1に示す。



写真-1 下津井瀬戸大橋塔完成後

2. 工事の概要

塔の架設工法には次のような工法が行われてきた。

3. 仮設備

3.1 概要

本工事に使用した主要な架設機械は吊り能力105 tのクリーパークレーン、105 t水切りクレーン（三脚デリックあるいは全旋回型ジブクレーン）、部材運搬設備、工所用エレベーター、起重機船（以下F C）等である。

ここでは水切りクレーン、クリーパークレーンについて述べる。なお、水切りクレーン・クリーパークレーンの吊り能力は、架設部材の最大重量が105 tであるため、105 tとした。

3.2 水切りクレーン

水切りクレーンの諸元表を表－2に示す。3 P側は従来より使用されている三脚デリッククレーンを使用し、2 P側は設備場所の地盤条件が悪く、反力を分散させるために全旋回型クレーンを採用した。

3.3 クリーパークレーン

表－2 水切りクレーン諸元表

型 式		全旋回式クレーン(2 P)	脚固定式クレーン(3 P)
最大定格荷重	主 巻	105t	105t
	補 巻	10t	3t
作業半径	主 巻	105t	20～9m
		60t	28～9m
		55t	28～8m
	補 巻	29～10.5m	30～9.25m
揚 程		33m	41m
主 巻	速 度 m/min	3.0	3.0
	電動機出力 kw	75 40%ED	90 40%ED
補 巻	速 度 m/min	12	12
	電動機出力 kw	30 40%ED	11 40%ED
起 伏	速 度 m/min	1.5	2.5
	電動機出力 kw	33 40%ED	75 40%ED
旋 回	速 度 r.p.m	0.13	0.33
	電動機出力 kw	22 30分定格	40 25%ED
電 源		3f AC440V 60Hz	
ワイヤロープ	主 巻	31.5f	33.5f
	起 伏	31.5f	33.5f
	補 巻	20f	18f
クレーン自重		230t	222.3t

表－3 クリーパークレーン諸元表

		2 P				3 P			
		主巻	105t	補巻	3.0t	主巻	105t	補巻	2.8t
デ	旋 回 半 径	Max. 25m～Min. 8m				Max. 25m～Min. 8m			
	旋 回 角 度	105t ±85° 40t ±100°				105t ±75° 40t ±100°			
	巻 上 揚 程	155m				155m			
	巻 上 速 度	主巻	105t 4m/min ⁺ 20t 12m/min ⁺	補巻	19m/min ⁺	主巻	105t 2.854m/min ⁺⁺ 20t 8.9m/min ⁺⁺	補巻	17.7m/min ⁺⁺
リ	旋 回 速 度	0.2 r.p.m.				0.3 r.p.m.			
	起 伏 速 度	R8m～R25m abt5min				R8m～R25m 7.6min			
	電 動 機	主 巻 上 用	主巻	110kw 40%ED	補巻	15kw 40%ED	主 巻 上 用	主巻	2×55kw 40%ED
	起 伏 用	75kw 40%ED				75kw 40%ED			
ク	旋 回 用	2×17kw 25%ED				37kw 40%ED			
	ワロ	主 巻 上 用	主巻	φ28×12本掛	補巻	φ20×1本掛	主 巻 上 用	主巻	φ33.5×10本掛
	起 伏 用	φ31.5×18本掛				φ31.5×18本掛			
	型 式	ワイヤロープ方式				ワイヤロープ方式			
せり上げ機構	せり上げ速度	0.57m/min				0.58m/min			
	せり上げ揚程	10m				155m (全揚程)			
駆 動 装 置		電動機 2×45kw 40%ED ワイヤロープ φ40×18×2本掛				電動機 2×45kw 40%ED ワイヤロープ 40φ×19×2本掛			

※+ …… 最外層、++ …… 平均値

クリーパークレーンの諸元表を表－3に示す。

クリーパークレーンのせり上げ方法としては、せり上げ天秤を用いるワイヤロープ方式とジャッキアップ方式があるが、本工事では従来多数の工事で用いられて実績のあるワイヤ方式を用いることにした。

ただし、3 Pは従来どおりのせり上げ用吊り天秤を塔柱最上部に取り付けて、せり上げを行う水平型吊り天秤を用いたのに対し、2 Pではせり上げ用吊り天秤をガイドレールを介して昇降可能な構造（垂直天秤）とした、鉛直型吊り天秤を用いた。

各々のクリーパークレーンのせり上げ要領を図－2に示す。せり上げ方法の特徴は以下のとおりである。

- (1) 鉛直型ではせり上げ時反力の偏心が大きいため、架設時の塔内補強が多くなる。
- (2) せり上げ時には、水平型は吊り天秤の取り付け解体の作業が伴い、架設1サイクルの工程が長くなるが、鉛直型では吊り天秤がガイドレールに取り付いているため、架設のための工程が短縮できる。
- (3) クリーパークレーン降下時には、水平型では塔頂に取り付けせり上げ用吊り天秤により一括降下が行えるのに対し、鉛直型ではせり上げ時の逆の工程で1段ごとに降下するため工程が長くなる。

4. 底板下面コンクリート仕上げ

4.1 概要

塔の架設精度の確保と下部工へ塔反力を一様に伝達する目的から底板下面コンクリート仕上げを行った。

施工法としては、研摩工法と充填工法があるが、

- (1) 仕上り状態が目視で確認でき、施工管理が直接的に行える。
- (2) 施工実績が多く信頼度が高い。

等の理由により、本工事では研摩工法を採用した。施工範囲は、底板から両端75mmの余裕を残した範囲とし、橋脚天端より100mm打上げ仕上げ代は50mmとした。

施工方法については、他の吊橋の施工報告等で詳細に述べられているため本報告では省略する。

4.2 施工精度

特記仕様書に指定されている精度と施工実績とを比較すると表－4のとおりであり、十分要求精度を満足するものであった。

4.3 切削、研磨について

機械仕上げの精度については、ほとんど機械の据付精度によって決定されるといっても過言ではない。

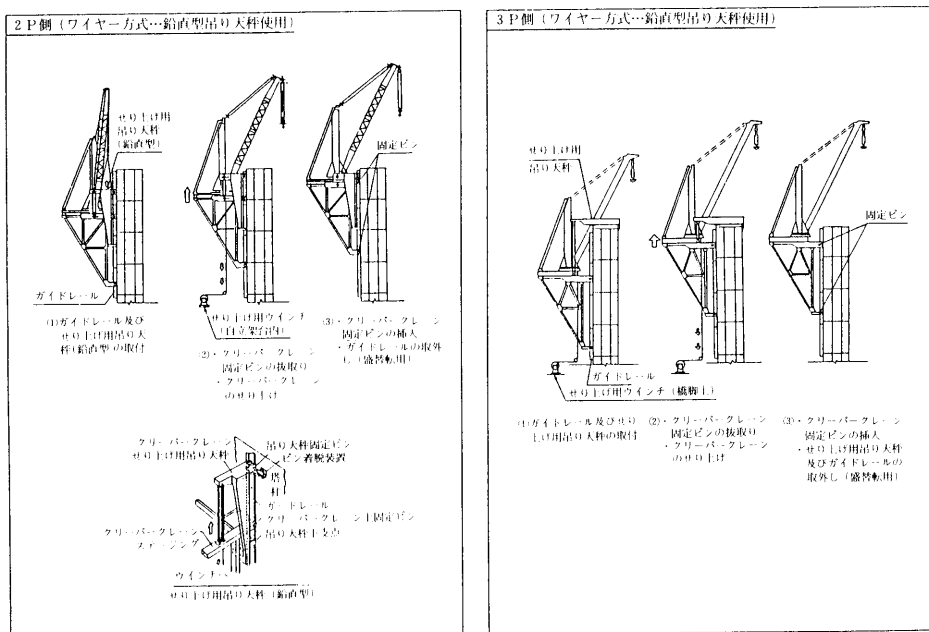


図-2 クリーパークレーンせり上げ要領

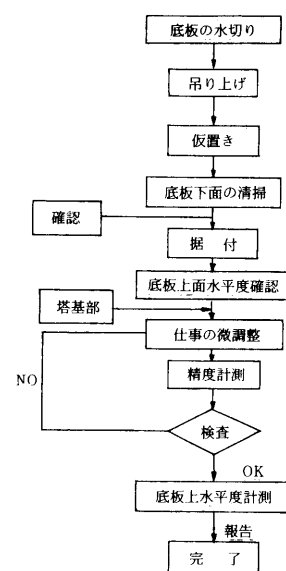


図-3
底板・塔基部据付要領

表-4 底板下面コンクリート仕上げ施工精度

基準値		2 P		3 P	
		左塔	右塔	左塔	右塔
平面度 1mm (JIS B 621-1974)		0.75	0.70	0.75	0.75
最大スキマ 0.5mm/m		0.45	0.45	0.40	0.45
仕上高さ ±1.0mm		+0.30	0.25	+0.35	+0.20
		-0.45	-0.45	-0.40	-0.55
傾斜 1/10,000	橋軸方向	1/13,300	1/14,300	1/15,400	1/15,400
	橋直方向	1/11,400	1/11,400	1/11,400	1/13,500

旋回式研磨機については、既設アンカーボルトを軸に据付けるため、さらに入念に据付ける必要があり、据付後においても十分な水平チェックを行う必要がある。また、走行式研磨機ではアンカーボルトの配置がH型であるためH型配置に比べて、盛替回数が4回増加した。

5. 塔本体の架設

5.1 部材の水切り、仮置、横持及び立起し

大型台船及び自航船により2P、3P各作業ヤード岸壁へ搬入した部材は接岸、係留後本工事で設置した105t吊水切りクレーンで水切りし、作業ヤード内に仮置した中セルは、立置き状態で輸送、仮置を行い現場での立起しを省略した。また、2Pはすべて1段積みで仮置が可能であったが、3Pの場合は作業ヤードの制限より必要に応じて2段積みを行った。

仮置き後、架設順序に合わせて1部材ずつ水切りクレーンにて吊り上げ、クリーパークレーン作業半径内まで運搬台車で横持した。この場合外セルは、横積みで搬入しているため、部材の立起しを行ってから架設を行う必要があった。この立起し作業は、台車設備に予め組み込んである回転装置によりクリーパークレーンの巻上げ動作と台車の移動により実施した。

5.2 塔柱の架設

(1) コンクリート仕上面の処理

従来、塔工事におけるコンクリート仕上面の処理方法は、セメント粉を均一に散布する方法を主体とした各種工法が試られてきた。しかし、コンクリート仕上げは、底板とコンクリートとの接触部の信頼性（平面度、堅固度等）が目視により確認できるという、大きな理由により実施するもので、高精度に仕上げられた面に異物となり得る可能性のある物質を介在させることは好ましくない。そこで、本工事ではコンクリート仕上面には特に処理を行わないことにした。

(2) 底板、塔基部の架設

底板及び塔第1段は各々部材重量が110t、210tとクリーパークレーンの吊り能力を上まわっているため、FCを使用して行った。

2Pは1,300t吊FC（日新）、3Pは600t吊FC（宏栄）を使用した。据付手順のフローチャートを図-3に示す。

(3) 塔柱の架設

塔第2段より第4段まで及び下部水平材はクリーパークレーンの自立状態で架設を行った。それ以後の部材はクリーパークレーンせり上げ後、部材の架設を行った。

3セルの架設順序は、まず中セルの架設を行い、その後外セルを順次架設する順序とした。

5.3 メタルタッチ

塔の水平継手はメタルタッチで設計されており、塔外

表-5 メタルタッチ施工精度

基準値	2 P		3 P	
	左塔	右塔	左塔	右塔
外板 (50%)	99.1	99.7	98.7	99.1
縦リブ (25%)	98.1	99.8	95.7	95.6
全体	99.2		97.4	

板では50%、また縦リブでは25%のメタルタッチが考慮されている。

塔柱の架設においては、メタルタッチを確保することが重要となる。また、本橋の塔は3セルが一体となる部材は塔基部と塔頂部材だけである。工場では3セル一体に組み端面切削を行っているが、現場での気象条件等によりかならずしもメタルタッチにならなかったのが現状であるが、施工努力によりシムプレートを使用することはなかった。表-5に各塔柱の工場仮組の再現を示す。

塔継手部のメタルタッチ精度の向上を計るには、次の様な対策を行った。

- (1) 部材端面の防錆対策（防錆テープを使用した）
- (2) 部材端面の損傷対策（天然ゴムあるいは杉板をナイロンシート等で包んだ養生材を使用した。）
- (3) 部材調整手順（メタルタッチ対策として、架設ブ

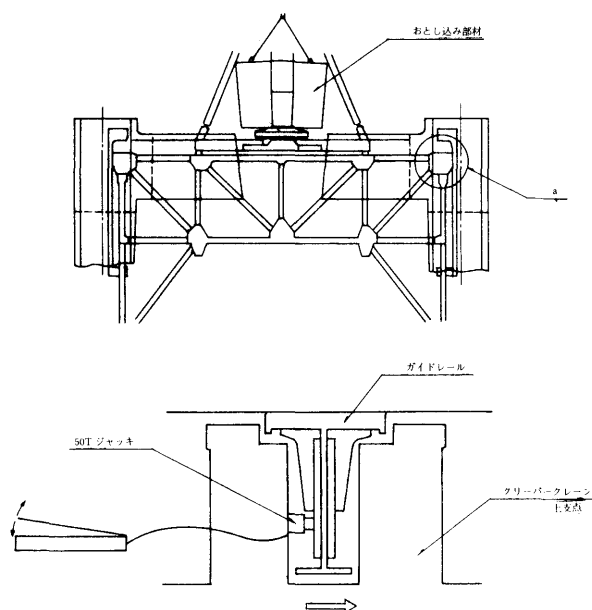


図-4 水平材閉合装置（2P）

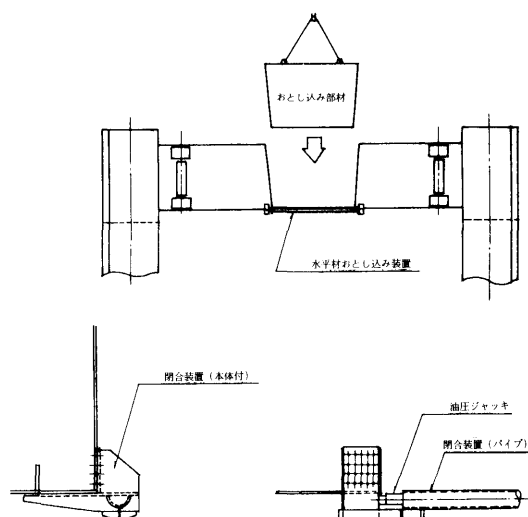


図-5 水平材閉合装置（3P）

ロック天端の段差をなくし、ドリフトピン等で固定した後メタルタッチを行う方法をとった。この方法により誤差の累積を防いだ。）

5.4 水平材の架設

水平材は下部、中間、上部水平材の3段であり、それぞれ3ブロックで構成され、塔柱3段、10段、15段に取り付く。

架設は、両端塔付部からそれぞれ架設し、キャンチレバーの状態で中央ブロックを閉合する方法をとった。

水平材の閉合時は図-4（2P）、図-5（3P）に示すような閉合装置を用いて部材間隔を、閉合部材長+10mmになるように調整を行い、部材の落し込みを行った。また、水平材の中間部の継手には100mmのテーパをつけ落し込みをスムーズに行えるようにした。

5.5 高力ボルト締め

本工事では、高力ボルトの数量が塔本体で44万本と非常に多く、締付作業工程が全体工程に大きな影響を与える。そのため、高能率で信頼性の高い締付方法が必要となる。そこで2Pでは、大鳴門橋塔架設工事で実績のある耐力点検出法、3Pでは、従来より実績のあるトルク法で施工した。

耐力点検出法における施工管理は、予備締め後に設けたマーキングの角度のずれを目視により確認した。そのフローチャートを図-6に示す。

トルク法の施工管理は、自記記録装置（以下トルクレ

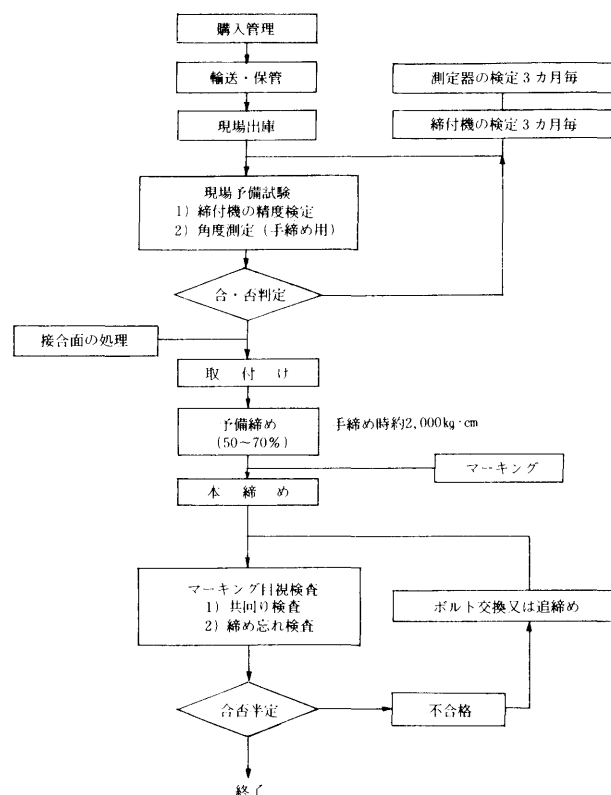
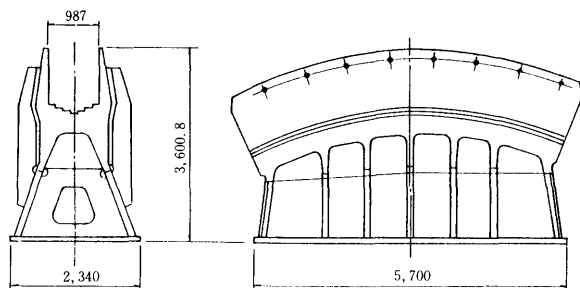


図-6 耐力点検出法の施工要領



図ー7 塔頂サドル

コーダー)を使用し、締付ボルト全数についてその締付トルク値の記録を行った。この場合は記録が残るが、耐力点検法では記録が残らないため、ボルト全数の回転角がチェックできる写真を写し残すことにした。

締付けは、両方法とも不良ボルトを少なく要求を十分に満足するものであった。

5.6 塔頂サドル、塔頂クレーン

(1) 塔頂サドル

塔頂サドルの架設は、2 Pは上部水平材閉合後、3 Pは上部水平材の閉合前にクリーパークレーンにて行った。

図ー7に塔頂サドルの構造概要を示す。

塔頂サドルの据付平面位置は、塔16段頂版上の本体ケガキマークとサドル底面のケガキマークを合わせることで調整を行った。

(2) 塔頂クレーン

塔頂クレーンは塔本体架設完了後クリーパークレーンにて架台及びクレーン本体の2分割により架設を行った。

5.7 アンカーボルト軸力導入

本橋のアンカーボルトは直径140mm、長さ8.8m(材質SNB24-5)であり、1塔柱当り38本1塔当り76本用いられている。

軸力導入方法はアンカーボルトを特殊油圧ジャッキで緊張し、ナットを回転固定する方法をとった。軸力の計測はジャッキの油圧ゲージ及びアンカーボルトに貼付したひずみゲージにより実施した。導入する軸力は520 tとし、その根拠は次のとおり。

・吊橋完成時必要軸力	460 t
・軸力導入時～塔完成間の減少軸力	18 t
・塔完成～吊橋完成間の減少軸力	29 t
・ボルトのリラクゼーション	13 t
	520 t

軸力導入時期は塔柱第4段架設後に実施し、クリーパークレーン降下完了後に残留応力の確認を行った。

コンクリートの非付着性試験を2 Pで行った結果、軸力30 t～40 tで付着がなくなった。

また、本締めの結果は次のとおりとなった。

- ・全ボルトの締付完了時の平均残留軸力は535 tであり、ボルト締付後1日で平均5 tの軸力低下が見られた。

- ・塔架設完了後の残留軸力は505 t～542 tの間に入っており、残留軸力の必要値502 tを上回っているため、増締は行わなかった。

5.8 制振装置

塔架設において、架設後半よりケーブル工事までの独立塔の状態ではフレキシブルな構造のため、風による振動が生じやすい。

瀬戸内の自然風は、本橋に対して橋軸直角方向にあたる西風が主流で、渦励振動を発生させる可能性がある。この種の振動は、架設工事に対して各種の支障を及ぼすため、制振対策が必要となる。

制振装置は大鳴門橋で使用された装置を極力転用することにし、制振方式をケーブル～油圧ダンパー～重錘方式とした。

しかし、2 Pにおいては制振装置の設置位置については現地条件を考慮し最終的に2 P作業ヤード内に設置することにし、架構を高くすることによりケーブルの角度を調整し、設置した。しかし、それでも角度が急であったが、大鳴門橋架設地点に比べ風がおだやかであるため、十分な制振効果が得られた。また、3 Pでは据付場所についてもA₄橋台フーチング部を利用することができ、無理のない構造とすることができた。

6. 架設精度

6.1 底板及び塔基部

基準点(地墨)と底板及び塔柱第1段のずれをルーペとスケール(JIS 1級)とで行った。その結果は表ー6に示す。最大ずれ量は2 P 0.2mm、3 P 0.4mmであり許容値2 mm以内に十分入っている。

表ー6 底板据付精度

基 準 値	2 P		3 P	
	左 塔	右 塔	左 塔	右 塔
平面位置精度 2.0 ^{mm} /m	0.2	0	0.4	0.4

計測点4点のうちの最大値を示す。

6.2 塔鉛直度

塔柱第1段～第4段の計測は、塔柱地墨マーク(塔柱中心線上)にトランシットを据付け、底板ケガキ線を視準後計測位置の視準(正・反)を行い、鉛直度の計測を行った。

塔柱第4段(せり上げ完了後)～第16段においては、トランシット据付用治具を塔本体に取付け計測を行った。

計測は、塔柱架設完了後(メタルタッチ調整後)、高力ボルト締付前とし、温度変化の少ない早朝とした。

橋軸方向の鉛直度の推移を図ー9に示す。これは許容値1/5,000を十分に満足する値である。

7. 現場塗装

塔の一般部は工場で上塗りまで塗装されているが、継手部等が残っているため、塔架設後に現場塗装を行った。

塗装仕様は、外面が「鋼橋等塗装基準」の継手部6、内面が継手部10-1である。

また、作業は温度10℃以下、湿度85%以上、風速8 m/sec以上の時には中止した。

8. 防水工

8.1 シーリング工

塔柱は工場製作された各部材を、現場で高力ボルトにより接合されている。そこで継手部等から雨水が浸入するのを防止する目的で、主に添接板の周囲と縦継手等に弾性シーリング材を用い防水処理を行った。

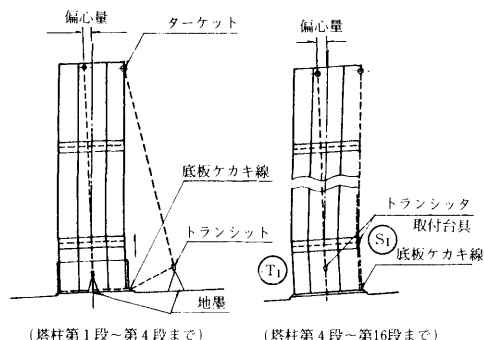


図-8 塔鉛直度計測要領

使用材料は、過去の実績をふまえ4種類について耐候性、密着性等について試験し決定した。試験結果より、シール材として、変成シリコン系のシール材を採用した。なお、この材料は1液性でかつプライマーを使用しなくても母材との密着性がよいため施工性の面でも優れている。

8.2 底板ライニング工

結露水等、塔内に浸入した雨水は塔基部に集水する。なお、底板部は下底板と上底板に分かれた構造となっているため凹部に雨水がたまり、防錆上好ましくない。そこで防水処理として凹部にモルタルを打設し、なおかつその上にエポキシ樹脂モルタルで勾配を設け、塔基部へ集水した雨水が自然に排出できるようにライニングを施工した。

9. あとがき

本工事期間中には、2度の台風の来襲と当地方としては記録的な大雪に3度見舞われたが、2P・3P共に約2ヶ月工期を短縮し、ケーブル工事への引渡しができた。

参考文献

- 1) 下津井瀬戸大橋塔架設工事工事報告書 本四公団 昭和59年11月

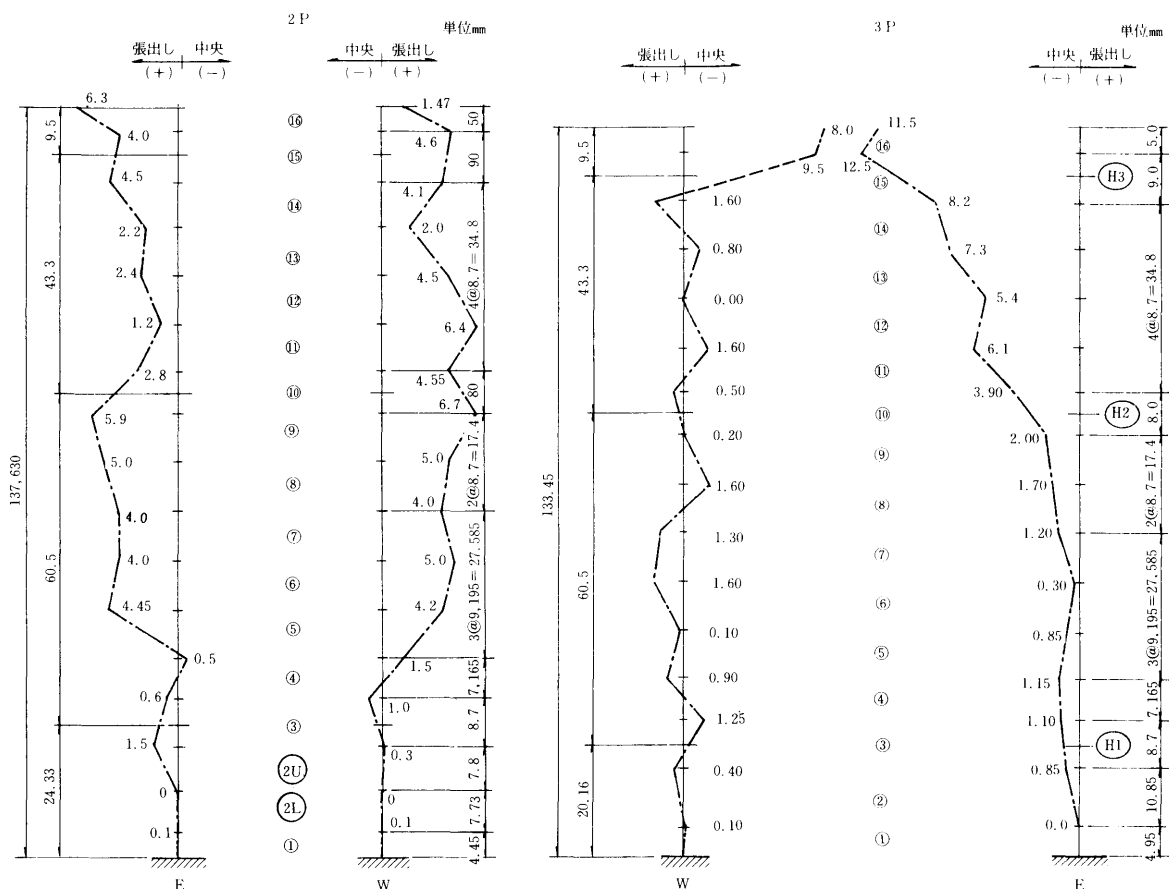


図-9 塔鉛直度計測結果

与島橋の設計

Design of Yoshima Bridge

第二建設局 建設一課長 平山 純一
(前) 児島工事事務所 第六工事長 Jun-ichi Hirayama
児島工事事務所 第六工事長代理 山岸 一彦
Kazuhiko Yamagishi

1. まえがき

与島橋は児島・坂出ルートのはほぼ中央に位置する中央径間245m、橋長585mの3径間連続道路・鉄道併用トラス橋である。本橋は本州側の下津井・櫃石・岩黒と続く吊橋・斜張橋群と四国側の南北備讃瀬戸大橋の丁度接点となることから平面線形は $R=1,300\text{m}$ の円曲線とSin低減曲線からなる緩い曲線となっておりトラス構造を複雑にしている。本橋の構造上の主な特徴は次のとおりである。

- ① 平面線形が曲線のため、径間毎に平面角折れを有する連続トラス橋である。
- ② 中間支点部で下曲弦となる連続トラス橋である。
- ③ 側径間の東西主構面は平行でない。
- ④ 本四連絡橋で初めて極厚のH T80材を使用する。

本報文は上記特徴を有する与島橋の上部工の設計、およびパイロットメンバーの製作検討結果についてとりまとめたものである。

表-1 構造諸元

路線名	一般国道30号及び本四備讃線
構造規格	道路 第1種第2級 $V=100\text{km/m}$ 鉄道 在来線 複線 $V=120\text{km/m}$ 新幹線 複線 $V=160\text{km/m}$ 暫定時 在来線複線
橋梁形式	3径間連続トラス橋
支間・橋長	$175\text{m}+245\text{m}+165\text{m}=585\text{m}$
平面線形	円($R=1300\text{m}$) Sin 遅減曲線
縦断勾配	1.0% 直線勾配
主構間隔	28~32m
主構高	平行弦部20m 中間支点部35m、37.5m
主構構造	ワーレントラス、一部Kトラス
道路床版型式	鋼床版(舗装厚 75mm)
鉄道軌道型式	鋼直結軌道

2. 設計基本条件

本橋の設計においては架設工法が基本条件となる。本

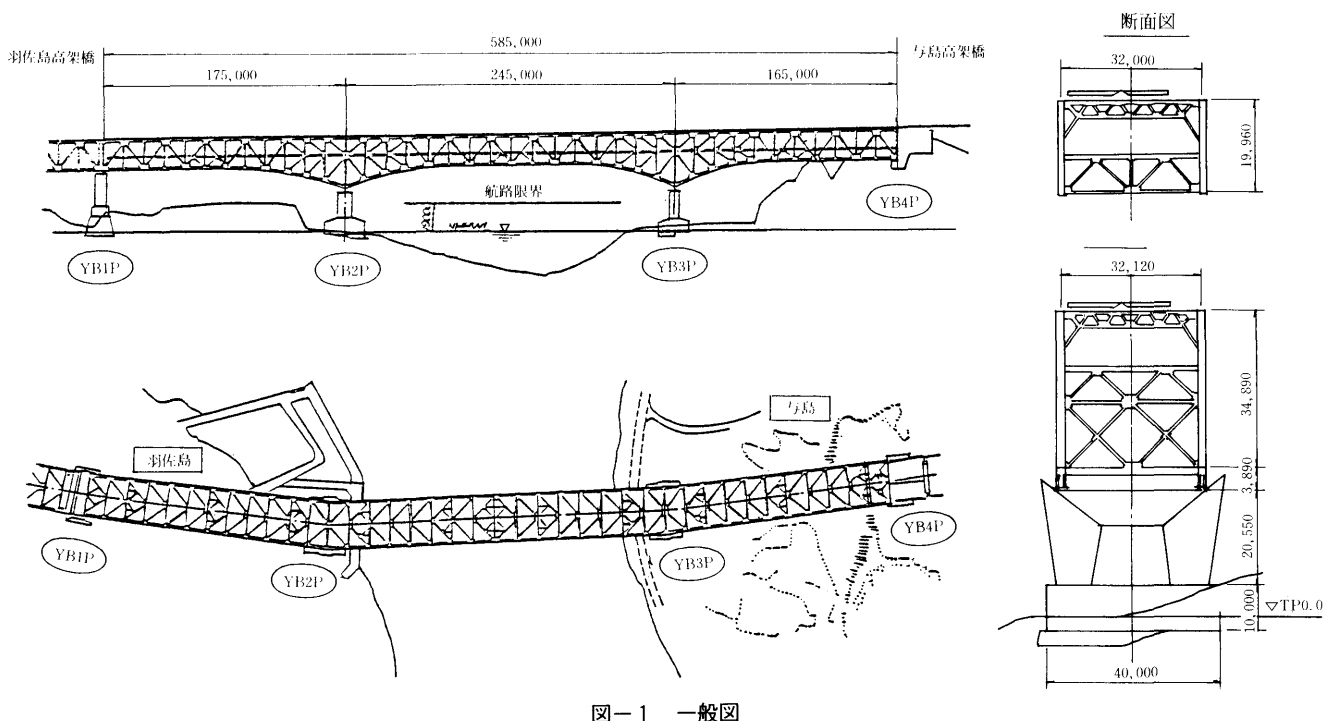


図-1 一般図

橋の場合、地形および重量の制約からクレーン船による一括架設に限られた部分にしか行えないこと、部材重量が重いため面材架設が出来ず単材架設となること、架設期間に余裕がないこと等を考慮して、中間支点部に斜ベントを設け 3,000 t 吊級クレーン船により中間支点部 2 パネルを一括架設し、その後トラベラークレーンで中央径間・側径間共同時に張り出して単材架設して行く、バランシングカンチレバー工法を採用した（図-2）。設計においてはこの架設工法を基本条件とし、完成時のみならず架設時の種々の支持条件と荷重に対し照査・検討を行った。

3. 主構の設計

3.1 解析手法

主構の解析は以下に示す事項を考慮し、死荷重・活荷重などの鉛直荷重解析、風荷重や鉄道遠心荷重などの水平荷重解析、地震に対する動的応答解析などすべて立体骨組解析で行った。

- ① 径間毎に角折れし東西主構面が平行でない。
（角折れは Y B 2 P で約 $9^{\circ}30'$ 、Y B 3 P で約 5° ）
- ② 道路・鉄道共に曲線の線形となるため、いずれも主構面と平行とならない。従って偏載によるねじれに伴う断面力を生じる。

③ 主構作用に伴う横構・横トラスに生ずる部材力、水平荷重の応力伝達（上横構→横トラス→下横構→支点）をより正しく評価する。

④ 可動支承の移動方向は道路中心線の接線方向に、全ての支承のピン回転軸は道路中心線の法線方向としており、移動量、反力の算定を正しく行う。

⑤ 隣接橋梁との取合構造の設計や製作キャンバーの設定のため変形挙動を正しく評価する。

本橋のような架設工法を採用する場合、架設途上の構造系と完成時の構造系が異なるため、閉合直前の変形・断面力が閉合後も蓄積されること、また、架設途上の安全性を照査する必要があることから完成系以外に架設時の種々の支持条件に対し解析を行っている。

3.2 設計荷重

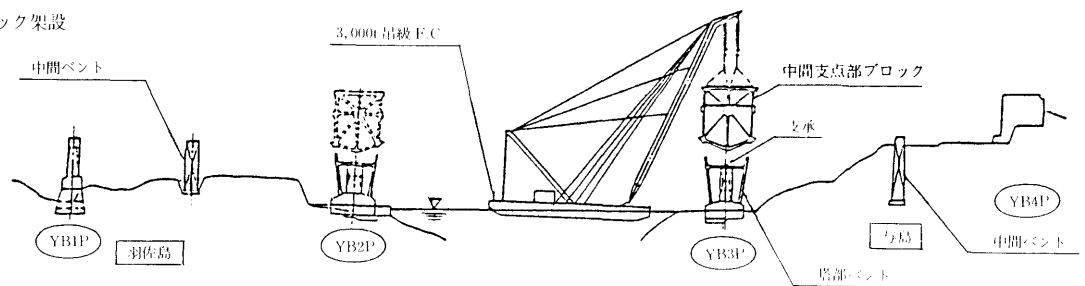
主構の設計に考慮した設計荷重を表-2に示す。

死荷重は主橋体鋼重、鉄道床、道路床の一部および主構付属物、架設機材重量を前死荷重として閉合直前の架設系に載荷し、道路床の残りと橋面付属物を後死荷重として、また架設機材を除荷荷重として完成系に載荷した。

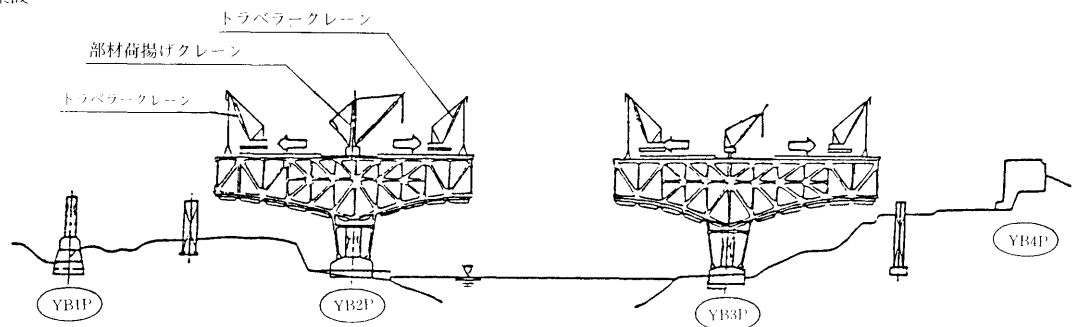
自動車荷重は L-20、T T-43 を等価 L 荷重として立体影響線に面荷重として影響線載荷した。

列車荷重は軸重載荷とせず等価等分布荷重を定め影響線載荷した。用いた等価等分布荷重は別途平面構造モデル

1. 中間支点部ブロック架設



2. バランシング架設



3. 鋼床版・付属設備の架設

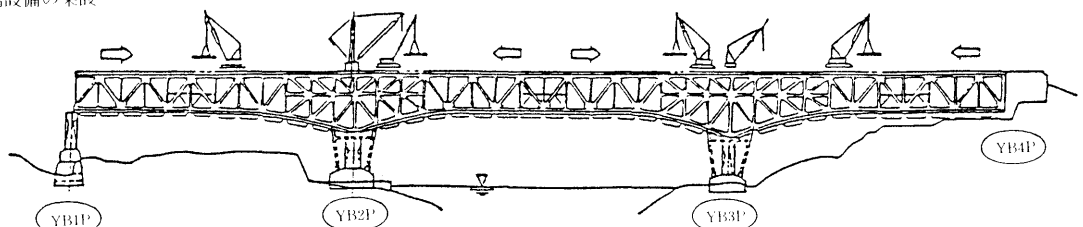
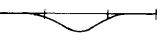


図-2 架設段階図

表－2 設計荷重

荷 重		荷 重 強 度	載 荷 方 法
死荷重	主 構 造	25.6 t / m	主構鋼重、鉄道床組、道路床組の一部（部材運搬用軌条として使用）および主構付属物を架設系に載荷。道路床の残り及び付属物の残りを完成系に格点荷重として載荷。
	道 路 床	11.0 t / m	
	鉄 道 床	10.0 t / m	
	付 属 物	4.3 t / m	
	計	50.9 t / m	
活荷重	自 動 車	L-20、TT-43	第ⅡL荷重を影響線載荷
	列 車	在来線・新幹線	第Ⅱ分布荷重を影響線載荷
風	基 本 風 速	43 m / s	風荷重の載荷パターンを12ケース設定。固定荷重として載荷し各部材の最大部材力を抽出。
	設 計 風 速	67.6 m / s（完成時）	
		47.8 m / s（架設時）	
地 震	入力加速度	180gal（完成時） 90gal（架設時）	本四応答加速度スペクトルによる動的応答解析
	温度変化	-10℃～50℃	
温度差	主 橋 体	考慮せず	中間支点部下支材のみ±20℃
	鋼 床 版	10℃	
その他	架設機材重量（トラバークレーン、防護工、足場、軌条など）		架設系に格点荷重として載荷し完成系で除荷、一次応力
	閉 合 修 正	上下 ±50mm	架設系の閉合点に強制変位として載荷、一次応力として取扱う。同時性は考慮せず。
		水平 ±50mm	
		回転 主橋面で±50mm	
	遠心荷重（Y B 1 P～3 P間 R=1300 m）		鉄道床からの反力として載荷列車との同時性考慮。

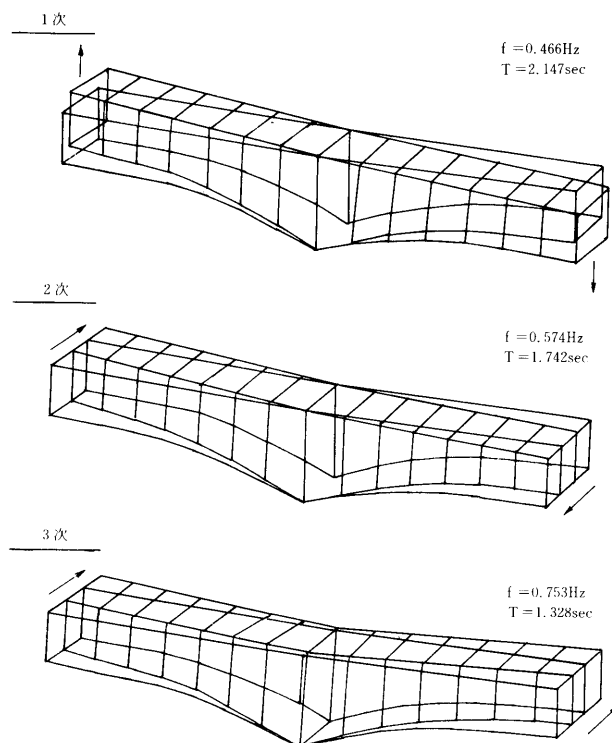
表－3 固有値解析結果

次数	固有周期	固有振動数	モ ー ド
1	1.953sec	0.512HZ	鉛直対称1次 
2	1.480sec	0.676HZ	水平対象1次 
3	1.157sec	0.864HZ	水平逆対象1次 

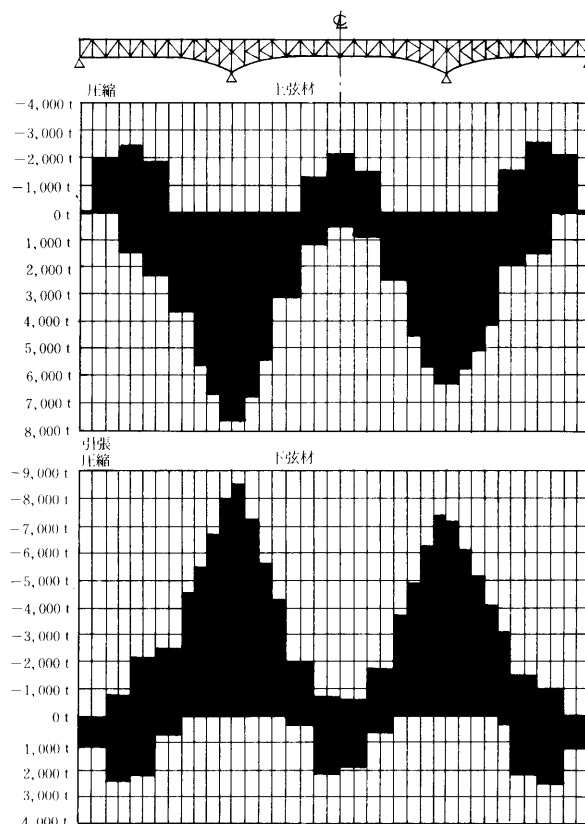
により軸重載荷との比較を行い、等価であることを確認している。

地震の影響は下部構造を含む立体モデルにより本四応答加速度スペクトルを用いた動的解析によった。本橋の場合折線橋であることから加振方向を中央径間橋梁中心線方向とそれに直角方向の2ケースとし、それぞれの応答値を『吊橋上部構造耐震設計要領』に準じて重ね合わせるにより任意方向からの地震入力による応答値として評価した。表－3には完成系での固有値解析結果を、図－3には中間支点から7パネル張出したバランシング架設系での固有値解析結果を示す。

3.3 設計断面力・断面決定



図－3 固有値解析結果（バランシング架設系）



図－4 設計断面力（上下弦材）

上下弦材の設計部材力を図－4に示す。主構部材はすべて常時の荷重組合せのケースで決定され、風・地震のケースは支配的とはならなかった。また、斜べント部、中間べント部近傍の部材で架設時の断面力により断面決定されたものもあった。

主構部材の断面構成を図-5に、板厚・材質を図-6に示す。弦材は軸力と面内面外曲げモーメントが作用する部材、斜材は軸力と面内曲げモーメントが作用する部材として設計を行い、他の断面力成分は影響が小さいため無視した。なお、曲げモーメントが作用する場合は二次応力として扱い許容応力度を10%割増している。

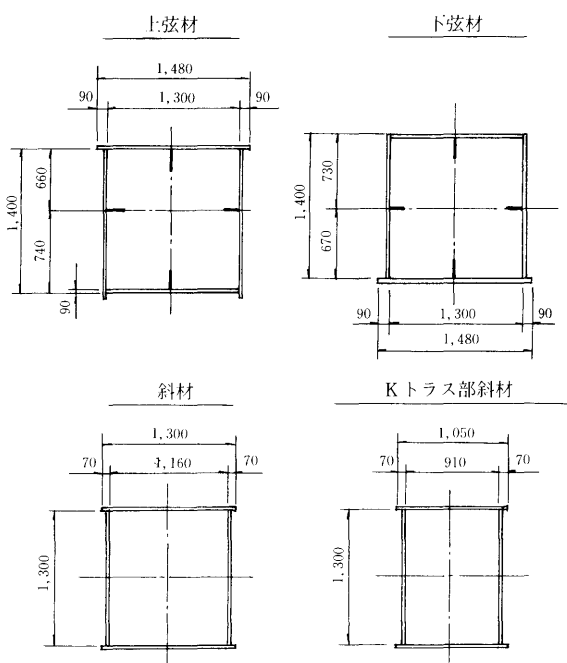


図-5 主構断面構成図（一般部）

4. 塔基部の設計

中間支点部の支承と取合う構造部分（塔基部）は上部工の反力を支承→下部工へ伝達させる重要な構造である。下弦材と垂直材との交叉構造となり隣接する下弦材は変断面でしかも塔基部をはさみ角折れしている。また、底板は支承との取合いで開口しており、その応力状態は複雑であることが予測されたため、各部位の設計を簡易計算により行った後、立体FEM解析により検証した。

塔基部はH T80鋼極厚板から構成され構造も複雑で拘束度も大きいことからその溶接設計には慎重な配慮を行った。塔基部の溶接設計の基本的な考え方としては

- ① 溶接によるひずみ集中を極力避ける。

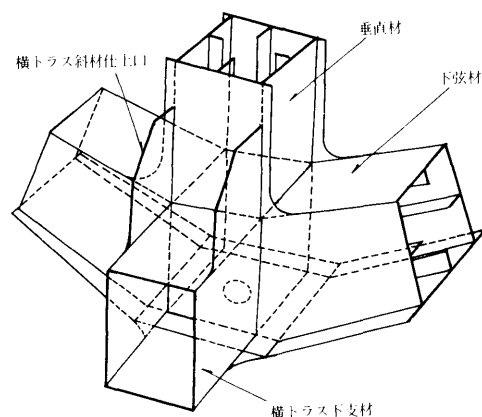


図-7 塔基部構造

- ② 板厚方向にひずみを生ずる溶接は極力避ける。
- ③ 溶接量は応力伝達上、必要最小限にとどめる。

以上より塔基部の溶接設計は突き合わせ継手を除いてはワレ防止のため伸び能力とじん性を重視し、低強度溶接材料を使用し、必要最小限の溶接を良好な管理の下に施工するという思想に立つこととした。

特に底板（100mm厚）と垂直材（65mm厚）とはメタルタッチ（50%以上）とし、圧縮力は全てメタルタッチで伝達させた。暴風時・地震時に生じる引張力は支承との連結ボルトが負担するものとし、水平せん断力、ねじりモーメントは底板と垂直材との溶接で負担させた。溶接はすみ肉溶接とし60キロ溶材を使用した。メタルタッチの判定は吊橋主塔と同様とした。

5. 横トラスの設計

5.1 解析手法

横トラスは自動車・列車荷重を直接支持する他に、トラス橋全体としての剛性を保持する重要な役割を有する。活荷重の偏載によるねじり、ずれから生じる横トラスへの影響は通常の対傾構の慣用設計法では求めることは出来ない。特に本橋の場合、平面折れ角の影響をどのように扱うかが重要であった。主構全体系の解析において横トラスもすべて忠実に立体モデルに組み入れることな不可能であることから、次のような手法を採った。

- ① 主構全体系の解析では横トラスは等価なせん断剛性を有する簡易モデルに置換する。
- ② 主構解析結果より各横トラスへの作用力を求め、

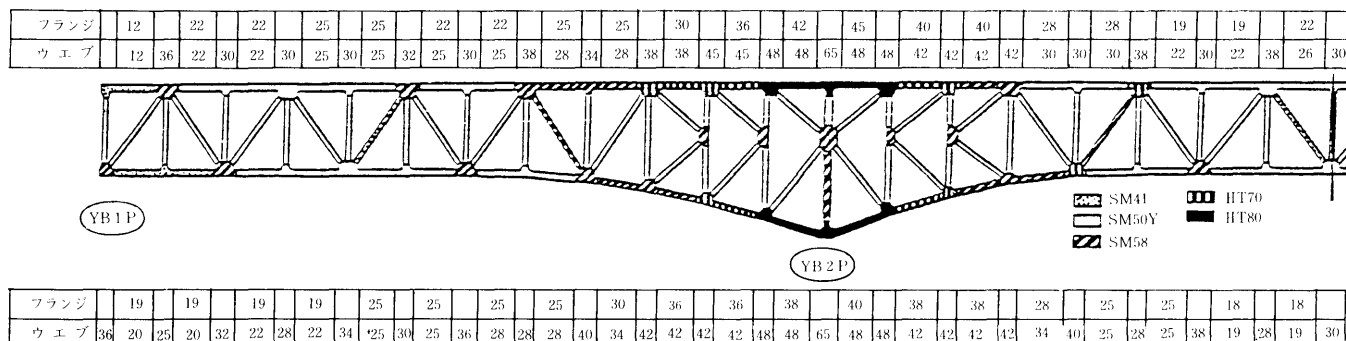


図-6 主構材質板厚一覧

④ 主構作用系と横トラス局所系の結果を重ね合わせる
ることにより主構全体系としての影響を考慮した断

以上のような手法により各構面について設計断面力を求め断面決定を行った。図-8に中間支点上横トラスの断面寸法・板厚を示す。

死荷重・活荷重による主構の変位量を表-4に示す。

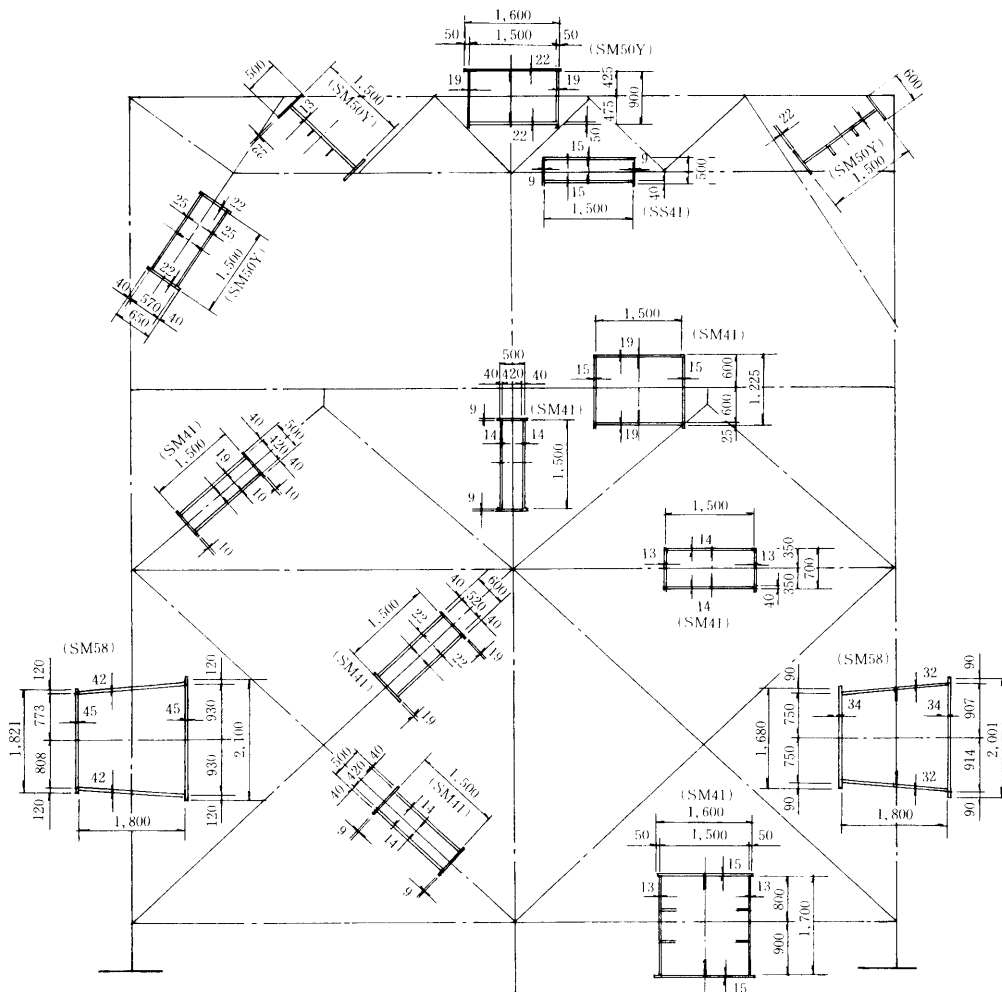
本橋の主構部材は調質高張力鋼を用いた併用部材で、疲労強度を確保することが製作上の重要課題であった。吊橋・斜張橋の弦材にくらべ本橋の場合、

- などの特徴があり、これらの特徴から生ずる問題として

- 表-4 主構変位置**

単位mm

格点	水平変位		鉛直変位			活荷重たわみの照査	
	死荷重	活荷重	死荷重	活荷重			
				+	-		
101	62	29	17	-1	-	3	$\delta / L_1 = 1/167$
106	51	38	33	-33	88	150	
113	115	71	51	-14	-	5	
121	184	59	33	-858	84	268	$\delta / L_2 = 1/9144$
129	-91	45	29	-13	-	5	
140	-55	80	43	-1	1	4	



区 分		鋼 重 (t)
主 橋 体	H T 80	721
	H T 70	1, 073
	S M 58	1, 831
	S M 50 Y	6, 926
	S M 41 ・ S S 41	4, 526
	H T B	463
	合 計	15, 540 t
ベダスタル・フレーム アンカー・フレーム		318
支	承	712
上	路 床 組	3, 755
下	路 床 路	1, 750
付	属 物	3, 340
合	計	25, 415 t

表-6 パイロットメンバー検討結果のまとめ

工程	検 討 項 目	結 果
1 加工	1.1 ドラグラインの除去 (1) Web. Flg ナックル部の施工 (2) 縦リブの施工	○ ナックル角度が3°以内は、自走式研削機で研削可能であったが、3°を越える場合は手動グラインダーの供用が必要であった。 ○ 手動グラインダーでの処理が必要であったが、工夫によっては、ベルト式及び自走式研削機での除去も可能となった。
2 組立	2.1 弦材組立方法 2.2 組立後のルートギャップ精度 (1) ナックル部 (2) 縦リブ（板継テープ部）	○ 上フランジ落し込み方式とウェブ払い込み方式の2つの方法を適用し、いずれも良好な結果であった。 ○ ナックル部の精度は、ルートギャップ0.5mm以下を確保できた。 ○ 縦リブ（板継テープ部）については、組立時にグラインダーによる、すり合わせを行う事によって精度確保をできることがわかった。
3 溶接	3.3 かど溶接 (1) 使用溶材および継手性能 (2) 部分溶込みかど継手のブローホール (3) 部分溶込みかど継手の溶込み深さ 3.4 内面すみ肉溶接 3.5 溶接倣い方式 3.6 傾斜溶接 (1) 部分溶込みかど溶接 (2) 隅肉かど溶接	○ 使用溶材は60 K 級、継手性能としては、部分溶込、隅肉継手ともに70kg/mm ² 以上の強度が得られた。 ○ 部分溶込みかど継手にブローホールが比較的多かった。その原因は、ドラグライン除去からかど溶接まで約3週間かかったためであり、実橋製作の場合5～7日間で可能であり、確認試験でブローホール発生が抑えられることを確認した。 ○ 適用溶接法は MIG Train, 自動 MAG + 半自動 MAG, 半自動 MAG または半自動 CO ₂ の3種類であったが、いずれも良好な結果であった。100℃予熱下での溶接作業は、耐熱服が必要なほどの作業環境ではなかった。 ○ ナックル部等溶接線の急変する個所の倣い方式は、センターの改良、マイコンの利用、ガイド版の使用の3種類を採用し、いずれも高精度の倣いを行うことができた。 ○ 部分溶込みかど溶接は、溶接方法としてタンデム SAW, シングル SAW であったが、傾斜への適用は、総括すると下進2°～上進4°の範囲であった。 ○ 隅肉かど溶接の場合、溶接方法は太径下向 SAW でありパイロット、大型試験体ともに1パス連続溶接が可能であった。最大傾斜としてはパイロットメンバー（その1）で55°の上進溶接であった。

付け精度（ルートギャップ $\phi 0.5\text{mm}$ の確保）

- ② ナックル、板厚変化、傾斜溶接線に対する倣い方法および溶接条件の確立
- ③ 溶接継手の種類が多く、適正なる溶接方法の選択
- ④ 100℃予熱下での内面溶接の溶接方法・作業性

などが考えられた。そこで実橋製作前に十分施工法を検討し、パイロットメンバーの製作によりその施工法の妥当性の確認と問題点の抽出を行った。

パイロットメンバーは中間支点部の変断面下弦材を対象とした特殊部材のパイロットメンバー（その１）と一般部下弦材を対象としたパイロットメンバー（その２）の２体制作した。

パイロットメンバー製作による検討結果をまとめると表-6 のようになる。

8. あとがき

与島橋はその線形条件より設計上、製作上で種々の難しい問題が多かったが、製作・架設・完成後の維持管理・経済性の面から検討を行い、より合理的な構造とな

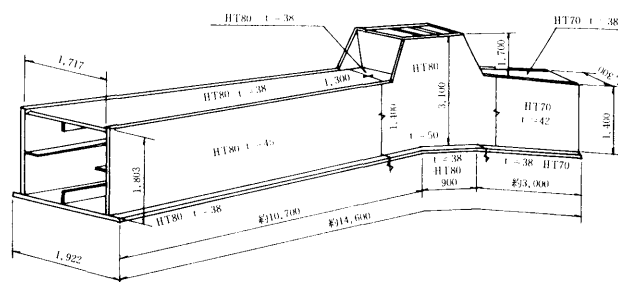


図-9 パイロットメンバー（その1）概略図

るよう設計を行った。紙面の都合上、検討の経緯を省略し設計の概略的な報告となったことをお詫びする。

なお、本橋の可動支承はその規模・構造において従来の支承には見られない特徴を有しており、その設計・検討内容の詳細については竝を改めて報告する予定である。

最後に本橋の設計・パイロットメンバーの製作にあたって、施工上の問題点を含め全般にわたり御指導をいただいた本四連絡橋製作検討委員会の委員の方々に厚く感謝の意を表わす次第である。

与島橋3P可動支承の設計とローラー耐久試験

Design of 3P Movable Bearing Shoe and Rolling Endurance Test of Rollers on the Yoshima Bridge

第二建設局 建設第一課長 平山 純一
(前) 児島工事事務所 第六工事長 Jun-ichi Hirayama
児島工事事務所 第六工事長代理 山岸 一彦
Kazuhiko Yamagishi

1. まえがき

与島橋(図-1)は、本州四国連絡橋Dルートのはぼ中央に位置し、羽佐島～与島間の海峡部を横断する道路・鉄道併用の鋼三径間連続トラス橋である。

橋長は海峡部支間245mを最大とした全長588.3mであり、斜張橋・吊橋など同ルート内の長大橋梁の規模にくらべて、比較的地味な存在ではあるものの、主構高・主構間隔・弦材断面の大きさと使用材質などから見て、我が国でも最大級規模のトラス橋といえる。

加えて、主構全体がS字反向平面曲線中にあるため、主構は中間支点上で約10°および5°の平面折れ角があり、更に主構高の変化にともなう鉛直面内折れ角を部分的に合せ持っているため、製作的にも極めて難度の高い構造物となった。

本橋支承の最大反力は、橋体の規模にともない、2P固定支承約12,400t、3P可動支承約11,100tに達し、特に3P可動支承は過去の実績をはるかに上回る反力規模となった。

従って、支承の設計に当っては、線形上の特殊性に起

因した主構平面配置に対する支承設置方向・移動方向制御構造の検討、反力規模の増大に対する支承各部位の応力発生状況とローラー反力分散性状の改善を主眼とした下査形状の検討、立体FEMモデルを用いた最終応力発生状況の確認のための解析などを、従来の設計手法による設計計算と平行して行った。

また、支承の製作に先立って、可動支承の生命ともいえるローラー材については実体寸法による試験材を製作し、材料の各種確性試験・実物大ローラーのころがり耐久試験・既存の小型試験片による試験結果を用いた転動疲労寿命の算定などを行った。

本稿は、3P可動支承を主題として、その概要と設計段階での種々の検討内容およびローラーころがり耐久試験結果の報告などを行う。

2. 3P可動支承の設計

2.1 3P可動支承の概要および特徴

3P可動支承の概略構造を図-2に、構造諸元を表-1に示す。一般の可動支承と異なった構造的な特徴を以下に述べる。

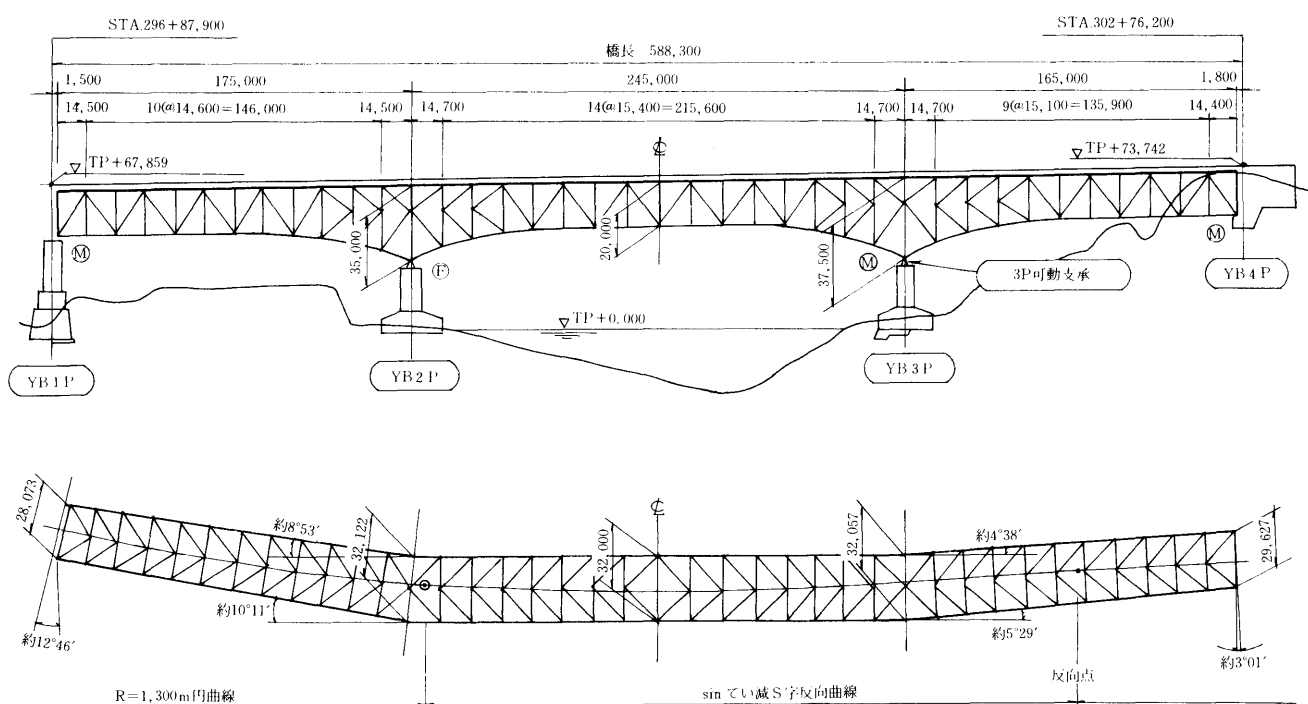


図-1 与島橋一般図

- 1) 下沓リブ形状については、ピン直下から三角形形状に2本のリブを下沓地板のほぼ4等分点をねらって配置した。ローラー反力分散性状の改善をねらったものであり、従来のピン直下から鉛直に配置した1本リブ型との比較は、支承～下部工一体系の剛性に起因する影響も含めて、平面FEMモデルによって解析している。(後述)
- 2) 三角形形状リブの中央部は中抜きをおこない、経済性を損なわないよう配慮した。
- 3) 移動方向制御は、下沓および底板からそれぞれ橋軸方向に長方形の突起を設け、その突起前面部にSUS431およびHBsC4+SLの組合せによる摺動板を配置した。支点間折れ線の主構平面配置により、可動支承の移動時には必ず面外拘束力が繰返し発生するが、摺動板厚は摩耗量の推定計算により所要厚を定めている。(後述)

要厚を定めている。(後述)

- 4) 支承本体と下部工(ペデスタルフレーム)との、水平方向の固定は、底板下面に設けた2ヶ所の円形突起によっている。これにより、ローラー転動面となる底板は完全に固定され、更に3)に述べた摺動構造によってローラー上下面は安定した転動面を得ることができる。
- 5) ローラーは、橋軸直角方向に2分割で配置されている。支承下面の沈下・変形にともない、支承中央付近のめり込み現象によって、ローラー端部にピーク応力が発生するが、2分割とすることによりその影響を軽減させるためである。

2.2 支承設計条件

表-2 設計反力および設計移動量

ケース	抽 出 着目反力	荷重ケース	反力値 (t, t m)				(mm) 移動量
			RY	RZ	MX	MZ	
1	RYmax	D+W+T	1075	5001	-802	-583	±100
2	RYmin	〃	-1072	6275	1596	736	〃
3	RZmax	D+L	-162	11113	590	-45	±200
4	RZmin	D+W+T	-562	1646	1357	376	±100
5	RZ	D+L+T	269	9671	116	-95	±290
6	RZ	D+L+ EQ+T	-200	6138	555	-788	±270
7	MZmax	D+W+T	-902	5996	1338	953	±100
8	MZ	D+L+T	-598	7159	792	321	±290

注：作用方向と記号は以下の図による。

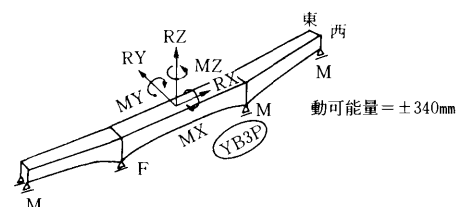


表-1 3P可動支承の構造諸元

全体構造	型 式	ピン・ローラー型可動支承
	全 体 寸 法 (mm)	3,800×3,200×5,550
細部構造	重 量 (t/基)	約190 t
	構 造 名 材 質	寸法(巾×高×長、径)(mm)
上	上 沓 連 結 ボ ル ト	S N B 2 4 - 5
	上 沓	S C M n 2 A
ピ	ン	S 3 5 C N
	下 沓	S C M n 2 A
ロ	ー	C - 1 3 B
	ー	8 - 3 0 0 φ × 1, 3 5 0 (有効長)
支	圧 板	C - 1 3 B
	底 板	S C M n 2 A
摺	動 板	S U S 4 3 1
		H B s C 4 + S L
造	サ イ ド ブ ロ ッ ク	S C M n 2 A
	支 承 ~ ペ デ ス タ ル フ レ ヴ ィ ム 連 結 ボ ル ト	S N B 2 4 - 5

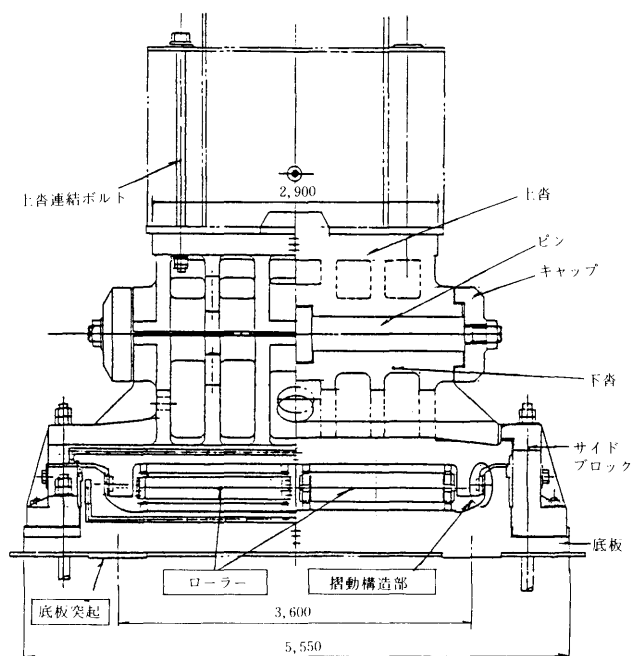
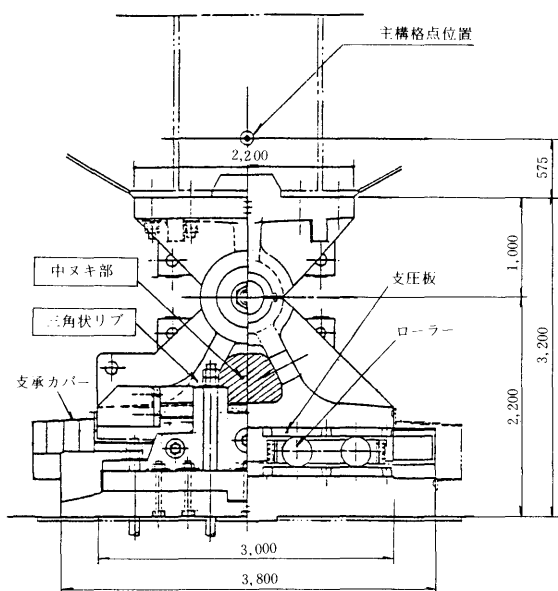


図-2 YB3P可動支承概略構造図

3 P可動支承の設計反力（常時換算値）および設計移動量を表-2に示す。表中の値は、荷重の組合せによる全80ケースの中から、特定反力の最大・最小および反力値相互の大小関係などから計算用として抽出したもので、構造解析における主構格点位置での値を示す。

支承各部位の計算に当っては、主構格点位置と着目部位の位置との高さに応じた作用反力を、表-2の値をもとにして再計算している。

2.3 可動支承設置方向の検討

2.3.1 水平方向フリーの場合の移動方向

可動支承設置方向の検討に当り、全ての可動支承の水平方向移動拘束を解放し、可動支承が本来「動きたい方向」をさぐってみた。解析モデルは、構造解析に用いた立体骨組モデルとし、載荷荷重は、後死荷重・温度変化（±30℃）・鉄道荷重（4線載荷）とした。解析結果を図-3に示す。

この結果から、後死荷重・温度変化による移動方向は道路中心線の接線方向にほぼ一致していることがわかった。

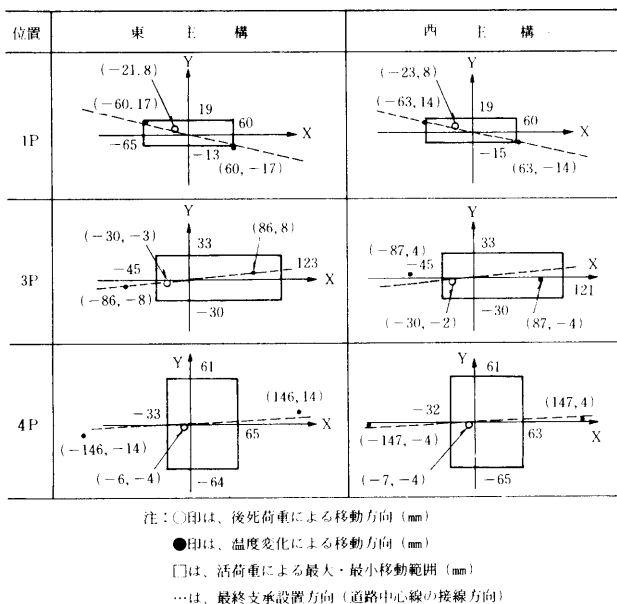


図-3 可動支承水平方向フリーの場合の移動方向

2.3.2 移動方向と支点反力

可動支承の移動方向を変化させた場合の、移動方向と支点反力との関係を、鉄道荷重（4線載荷）についてその傾向をさぐってみた。なお、4Pの移動方向のみ道路中心線の接線方向とし、その他の可動支承の移動方向および2P固定支承のピン回転軸を同時に変化させたもので、3ケース解析した。解析結果を表-3に示す。

この結果から、移動方向の差異による反力差は比較的小さく、さらに移動方向を拘束する直角方向水平反力もわずかであることが確認できた。

以上の結果から、可動支承の移動方向は道路中心線の接線方向に、また全ての支承のピン回転軸は道路中心線

の法線方向に配置することとした。

2.4 摺動構造部の検討

2.4.1 摺動材料の選定

摺動部には、死荷重・活荷重・温度変化などによる面圧が常時作用しており、支承移動にともなう摺動作用により摩耗現象を引き起こすことになる。従って、摺動材料の選定に当っては、摺動部の潤滑条件を組合せて検討する必要がある。表-4に比較表を示す。

表-4の結果から、油潤滑の場合は維持管理上の困難さと、油切れあるいは劣化などの信頼性の問題が残されており、自己潤滑性に優れ諸実験による摩耗特性も吊橋タワーリンクの構造検討で明らかにされている摺動材として、SUS 431とHBsC 4板の組合せを選定した。

摺動板の摩耗計算は、吊橋リンク支承構造設計の指針¹⁾による比摩耗量・載荷荷重の種類と載荷頻度を参考として行った。摩耗量計算結果を表-5に示す。

2.4.2 摺動部の最大面圧と突起部の応力計算

摺動面に作用する支点反力は、橋軸直角方向水平反力および鉛直軸回り振りモーメントとし、ローラーと支圧板との接触面における水平摩擦抵抗および回転摩擦抵抗

表-3 可動支承の移動方向と支点反力

橋脚	ケース	反力値 (t, (mm))				
		R X	R Y	R Z	MX	MZ
1 P	1		12	807	2	21
	2		12	809	2	18
	3		16	805	2	22
2 P	1	231	73	2,735	505	96
	2	206	81	2,732	477	83
	3	247	75	2,735	560	105
3 P	1		54	2,540	281	50
	2		50	2,551	262	44
	3		56	2,535	296	53
4 P	1		6	684	2	9
	2		6	685	2	10
	3		7	683	2	10

注：最終設置方向はケース1である。

反力記号は表-2と同様。

設置方向の詳細は省略する。

表-4 摺動材料と潤滑条件比較

潤滑条件	比較	摺動材料
固体潤滑材	- 自己潤滑性に優れ、メンテナンスフリー。 - 吊橋タワーリンク部と同一構造であり、諸実験結果による比摩耗量の信頼性も充分有り。	SUS431 HBsC4+SL
半固体油 (グリース)	- 油抜け、固化の現象有り。 - 高面圧の場合、油切れの可能性有り。 - 使用場所が密閉・閉塞状態にならず新規圧入、旧油押し出しが不可能。	鋼～鋼
液状油 (ギヤオイル、ローラーを含む) 体油づけ	- 使用料大。(3m³/基) - 劣化判定が難しい。 - 油交換のための給・排油設備が必要。 - 異常時の漏油対策が難しい。	鋼～鋼

が全く無い状態を想定している。

最海面圧計算用の支点反力ケースは、摺動板面のすき間を無視した慣用法による最大面圧発生ケースおよび摺動板面のすき間を考慮すると点接触となるケースの2ケースとし、下沓・底板の地板部および突起部を含めた平面FEMモデルにより面圧分布を解析した。面圧分布は摺動板前面間に棒要素を設け、その軸から算出した。

解析モデルを図-4に、解析後の棒要素軸力分父を図-5に示す。なお、この棒要素は、初期に1,500mm巾で

表-5 摺動板の摩耗量の計算

		面圧 σ_b (kg/mm ²)	摺動距離 ℓ (mm)	$\sigma_b \cdot \ell$ (kg/mm)
変動荷重	鉄道 単線	0.035	838.2×10^6	293.4×10^5
	複線	0.074	203.4×10^6	150.5×10^5
	道路 渋滞	0.040	0.9×10^6	0.4×10^5
	定常	0.038	4.7×10^6	1.8×10^5
	温度変化	0.959	1.2×10^6	11.5×10^5
	風	1.020	17.5×10^6	178.5×10^5
	合計	(平均0.060)	1065.9×10^6	636.1×10^5
	死荷重	0.275	1065.9×10^6	2931.2×10^5

比摩耗量 $\Sigma \sigma_b \cdot \ell$
 $\Sigma \sigma_b \cdot \ell = 3567 \times 10^5$
 摩耗量 $= 1.0 \times 10^{-8} \times 3567 \times 10^5 = 3.6 \text{ mm}$

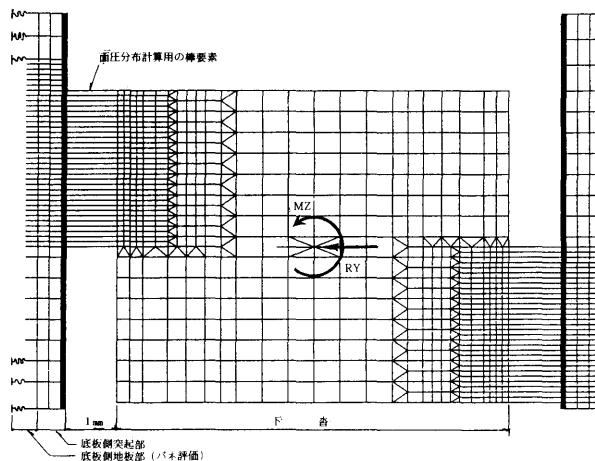


図-4 摺動面の面厚計算用 FEM モデル図

31本とし、引張力の発生部分を逐次除去しながら繰返し計算をおこない、圧縮力だけの棒要素が残るような計算手法を用いている。

以上の解析結果から、端部10cm程度の範囲で、極めて大きな軸力が発生している。即ち、接触部先端付近が振りモーメントの影響で押しつぶされている事を示しており、ピーク応力緩和のための面取りが必要となる。

ここで、棒要素軸力から算出した面圧分布は、弾性床上にスタンプ状剛体を押し付けた場合の接触部面圧と極めて良く一致していることから、FEM 解析におけるピーク値の減少を考えるには、スタンプ状剛体の押し付けの場合と、角に丸みを付けた剛体の押し付けの場合のピーク値の減少傾向を比較することにより、推定が可能と判断した。これらの比較計算結果を図-6 および図-7に示す。なお、応力緩和後の最大面圧を用いた突起部の応力計算結果は、応力集中の影響分約40%を含めて母材 SCMn 2 A の降伏点に達したが、

- 1) ローラー上下面の摩擦抵抗を無視していること。
- 2) 載荷頻度(暴風時)が極めて稀れであること。
- 3) 応力超過部は応力集中を考慮した局所的なものであること。

などの理由から、事実上は充分安全であると判断した。

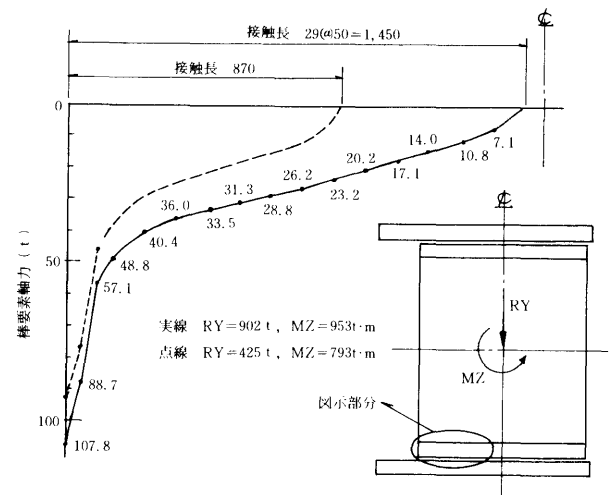


図-5 摺動面の面圧用棒要素軸力分布図

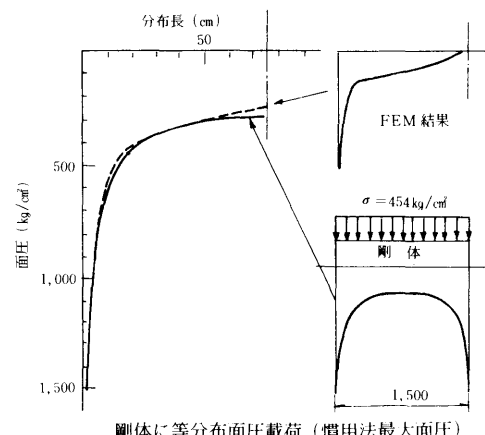
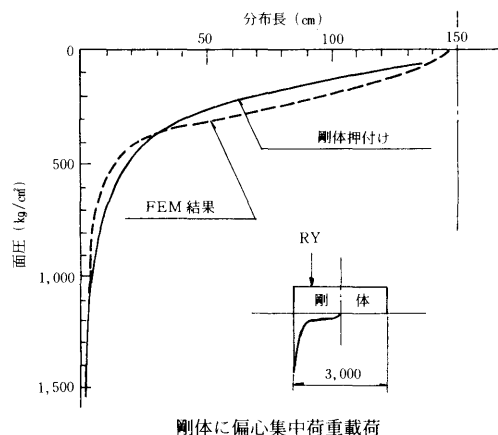


図-6 FEM 結果とスタンプ状剛体押付けの場合の面圧分布比較

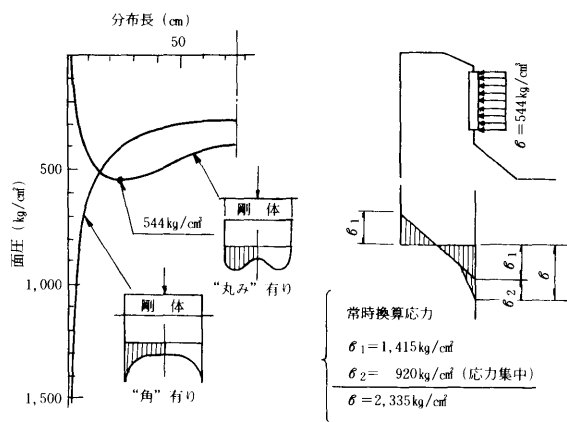


図-7 剛体の面取りによるピーク応力緩和状況と突起部の応力度

2.5 ローラー反力分散性状の検討

2.5.1 平面 FEM 解析による比較検討

下沓形状を従来型の1本リブとした場合および三角形状に2本リブとした場合の2種類について、ローラー反力分散性状および下沓各部位の応力発生状況を、支承～下部工体系の平面FEMモデルにより解析した。ローラーの移動量は、 $e = 0, 200, 300 \text{ mm}$ の3ケース、載荷方法はピン受け部の円周に沿って90度の範囲に余弦分布とした。FEM解析モデルを図-8に示す。

解析結果から得られたローラー反力分散性状を、鉛直反力10,000 tとして、図-9に示す。

以上の結果から、慣用計算法を含めて最大反力が生ずるローラー位置は、全て異なっている。また、2本リブの場合の最大反力は、慣用計算値に対し8%増となるものの、1本リブの場合に対しては12%減となり、1本リブに対する優位性が確認できた。更に、下沓各部位の発生応力度・底板下面の支圧応力度分布なども同様の傾向が確認できた。

2.5.2 立体 FEM 解析による検討

支承～下部工系の剛性に起因する影響を更に確認する意味で、全体の2分の1の立体FEMモデルによる解析を行った。特にローラー反力の橋軸直角方向分布に着目し、ローラー端部に発生するピーク応力に対する安全性の確認を主目的としたもので、下沓は2本リブタイプ、移動量は $e = 200 \text{ mm}$ とし、載荷方法は最大反力11,113 tを上沓上面に等分布荷重載荷とした。

FEM解析モデルを図-10に、ローラー反力分布を図-11に示す。これらの結果から、

- 1) 4本のローラーへの反力分散状況は、平面FEM解析結果よりやや良好。
- 2) ローラー単独では、両端部にピーク現象が見られ、特に外側端部の単位長当たり作用力 18.4 t/cm は平均値 12.3 t/cm に対し、約50%増である。
- 3) この 18.4 t/cm は、C-13B材の許容値である 14.7 t/cm に対し、約25%増である。
- 4) 同様に 18.4 t/cm の場合のヘルツの支圧応力度は

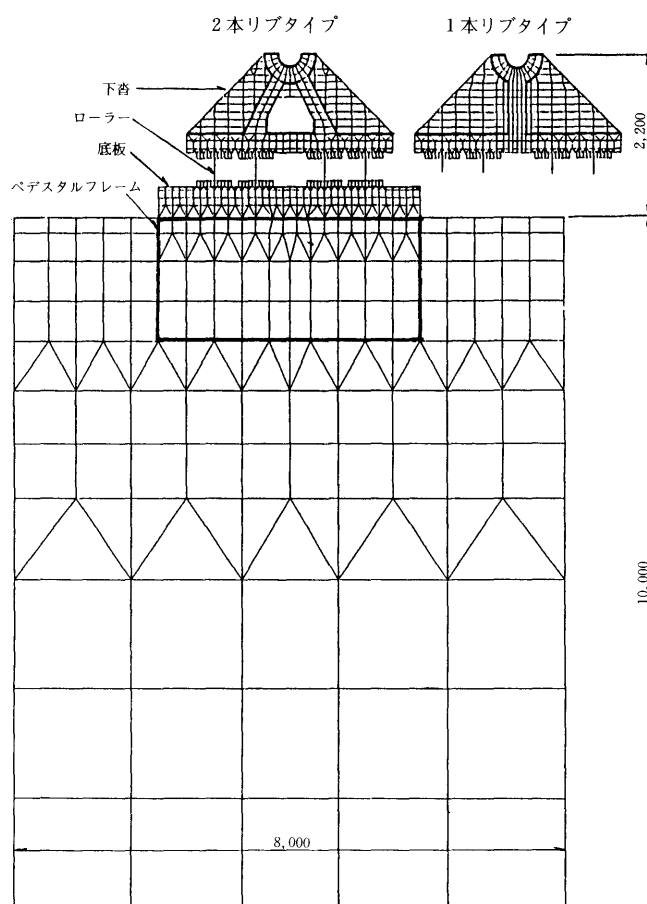


図-8 下沓形状の差異によるローラー反力比較検討用 FEM モデル

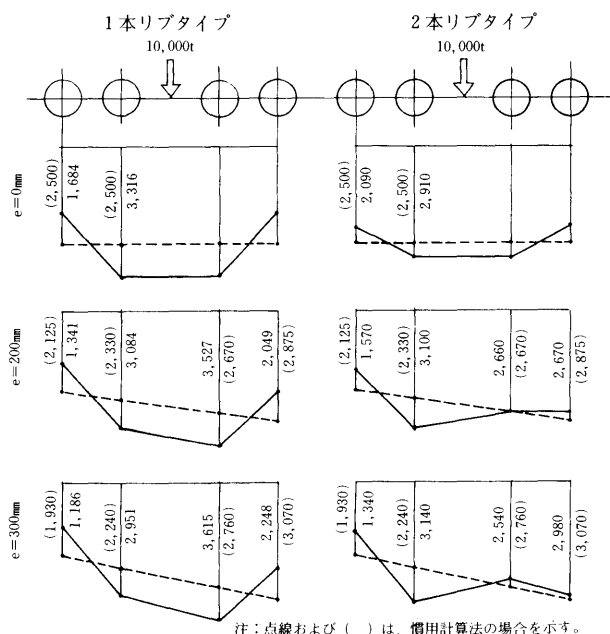


図-9 下沓形状の差異によるローラー反力分散状況

$\sigma_b = 21,215 \text{ kg/cm}^2$ となり、C-13B材の許容値 $\sigma_{ba} = 19,000 \text{ kg/cm}^2$ に対し、約12%増である。

- 5) 従って、ヘルツの降伏支圧応力度に対する安全率は、規定値 $V = 2.5$ に対し2.24に低下している。などが明らかとなった。なお、ローラー以外の支承各部位の発生応力度・底板下面での支圧応力度分布などにつ

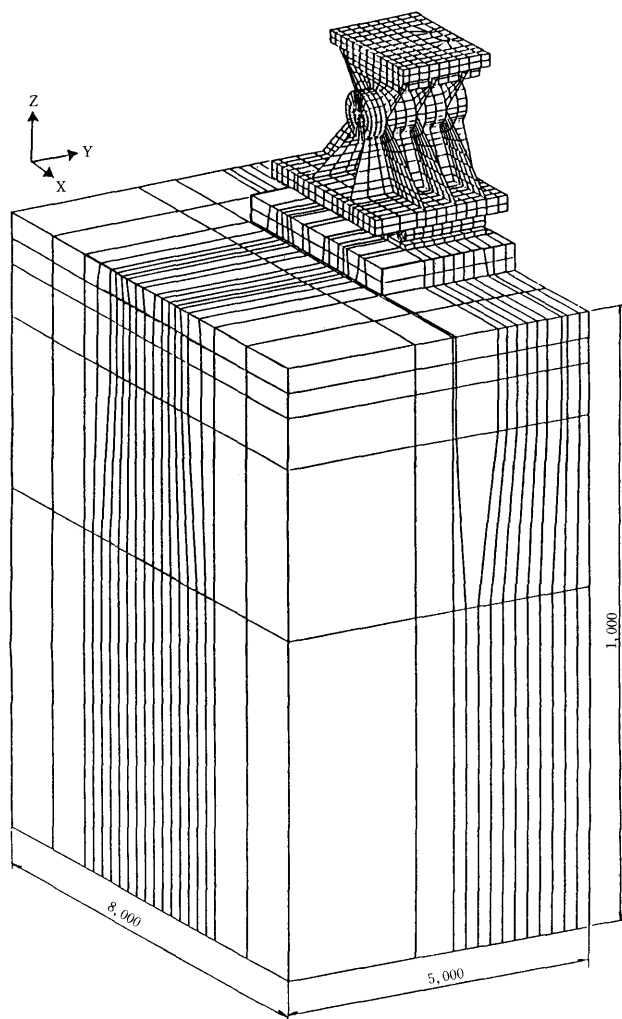


図-10 立体 FEM 解析モデル

いては、従来の設計手法による設計計算結果を覆すような結果は得られず、充分安全であることが確認できた。

ローラー端部のピーク応力については、発生部位が局部的であり、設計計算上では若干の安全率の低下と考えるにとどめたが、

- 1) ピーク現象緩和のため、ローラー端部30cmの範囲で、0.2mmを最大逃げ量とするテーパ状のクラウニング処理を施す。
- 2) ローラー転動時の摩擦力により接触面に接線方向力が作用し、ころがり寿命を低下させるが、この摩擦力を軽減させるため、転動面にグリースを塗布する。
- 3) ローラー内部の最大主せん断応力度の増加に対し、所要硬化層厚を0.11 γ (16.5mm) から0.133 γ (20mm) とし、硬化層～非硬化層境界付近の強度を高める。

などの製作面での処置を行い、万全を期している。製作完了時の東主構支承を写真-1に示す。

3. 3P可動支承ローラーの耐久試験

3.1 耐久試験の概要

本橋支承のローラー材C-13Bは、高硬度ローラーお

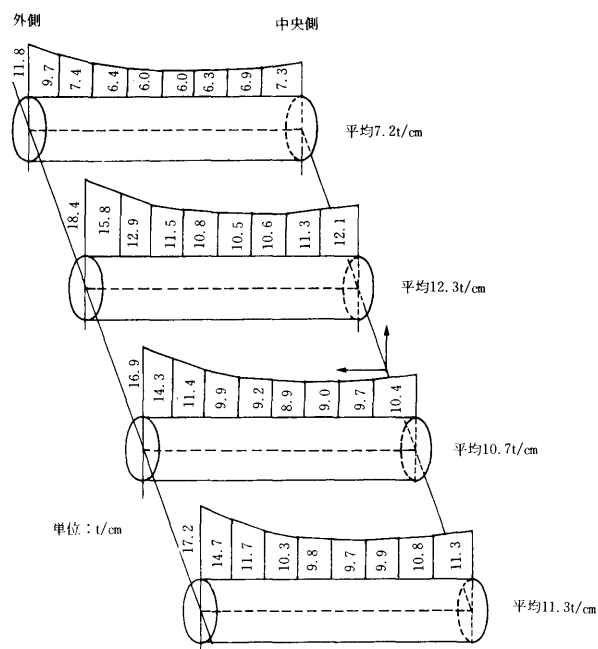


図-11 立体 FEM 解析によるローラー反力分布

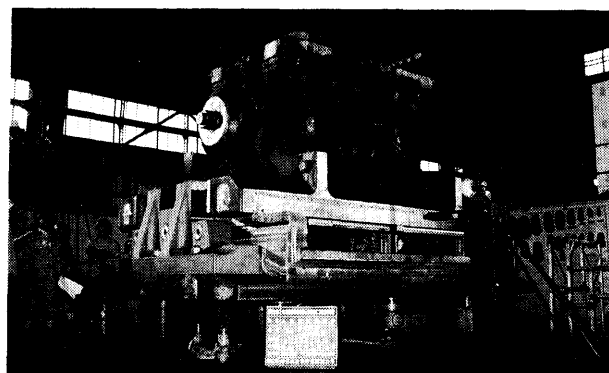


写真-1 組立完了時の東主構支承

よびころがり接触する支圧板などに用いられる材料で、モリブデンその他の特殊元素を添加した焼入れ性・耐食性に優れたマルテンサイト系ステンレス鋼である。

規格化された材料の諸特性は、高硬度ローラー支承製作基準(案)²⁾に、またその材料の適合性については日本支承協会の試験報告書³⁾で実証されているが、それらは比較的小型の支承を対象としたものである。

3P可動支承に用いられるローラーは、前例のない大型のものであると同時に耐用年数100年を想定した構造物でもあることから、実物大(ローラー径)のころがり耐久試験を主題とした材料性能確認のための各種試験を行った。試験内容を以下に示す。

- 1) 材料基礎試験
- 2) 実物大ローラーによるころがり耐久試験
- 3) 既存の小型試験片による試験結果を用いた転動疲労寿命の算定

3.2 材料基礎試験

製造されたローラー材の形状および各種試験用の試験片採取位置を図-12に示す。材料基礎試験項目は下記の

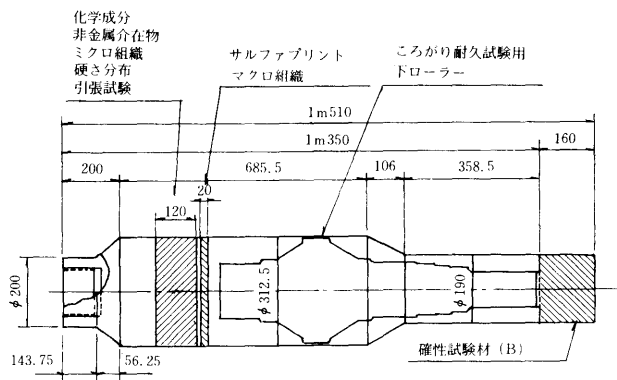


図-12 ローラー形状と試験材採取位置（下ローラー）

通りである。

- 1) 化学成分分析
- 2) 非金属介在物
- 3) マクロ組織
- 4) サルファプリント
- 5) ミクロ組織
- 6) 硬さ分布
- 7) 引張試験

以上の試験結果は、規格値を充分満足し、非金属介在物の有無・偏析の有無・組織などについても、極めて正常な鋼であることが確認できた。供試ローラーの化学成分を表-6に、ローラー断面のマクロ組織を写真-2に、硬度分布を図-13に、引張試験結果を表-7に示す。

3.3 実物大ローラーによるころがり耐久試験

3.3.1 試験装置および試験条件

ころがり耐久試験の試験装置は、往復運動による円筒・平板方式および回転運動による円筒・円筒方式の2種類があるが、

- 1) 装置の小型化が図れる。
- 2) 連続回転により、試験期間を短縮できる。
- 3) 構造が簡単で装置に起因する試験結果のバラツキの影響が少ない。
- 4) ローラー内部の最大せん断応力度の発生位置が、円筒・平板方式よりも表面に近くなり、より危険側の条件で試験ができる。

などの理由から、円筒・円筒方式を採用することとした。

試験体の外観を写真-3に、試験状況を写真-4に示す。また、試験条件は以下の通りとした。

試験機回転数 150～220 rpm.
ローラー転動面 直径300mm×有効巾50mm
加圧荷重 55.3 t ± 10%
評価転動回数 8×10^6 回

なお、上記の加圧荷重は許容支圧応力度 $19,000 \text{ kg/cm}^2$ の1.5倍に相当し、転動回数は文献1)の鉄道単線の場合の列車通過回数 7.62×10^6 回から設定した。

3.3.2 計測項目

転動にともなうローラー表面の変化を調べるために、下記の項目を所定転動回数毎に計測した。

表-6 供試ローラーの化学成分（チェック分析）（wt %）

	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Mo
規格値	0.15 0.30	<1.0	<1.0	<0.040	<0.040	11.0 15.0	<1.5	<2.0
上ローラー	0.29	0.34	0.67	0.013	0.003	13.52	0.65	0.45
下ローラー	0.29	0.34	0.64	0.013	0.003	13.42	0.66	0.45

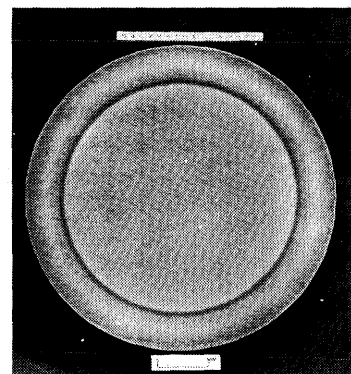


写真-2
ローラー断面の
マクロ組織

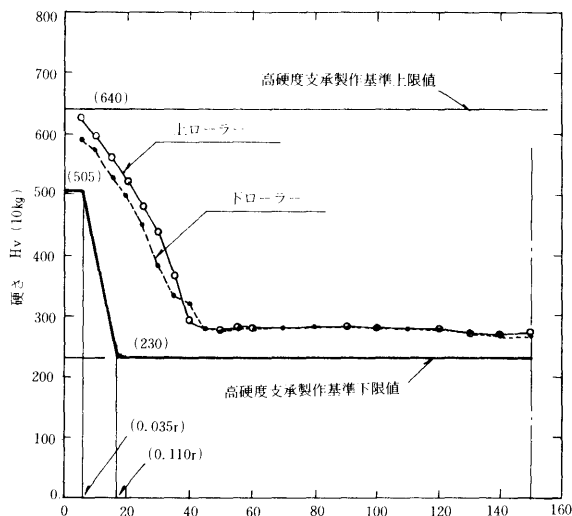


図-13 ローラー材の断面硬度分布

表-7 引張試験結果（T方向、JIS 4号試験片）

品名	符号	方向	$\sigma_{0.2}$ kg f/mm^2	σ_B kg f/mm^2	δ %	ψ %
規格	C-13B1		≥ 55	≥ 75	≥ 12	
上ローラー	1	切線	68.1	86.0	20.2	35.6
	2	〃	68.0	86.1	19.8	35.3
	3	〃	67.6	85.5	21.0	38.4
下ローラー	1	〃	68.5	85.6	17.7	28.0
	2	〃	68.9	85.5	17.3	25.9
	3	〃	69.1	85.3	18.2	29.6

- 1) 転動面の摩耗および損傷状況
- 2) フレーキング面積率（結果的に発生なし）
- 3) 試験中のトルク（摩擦係数との関連）
- 4) 表面硬度

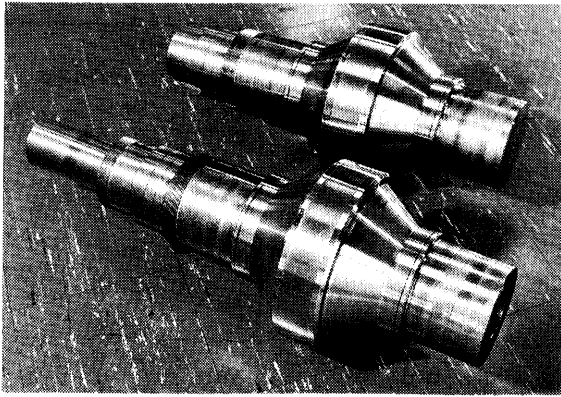


写真-3 ローラー試験体の外観

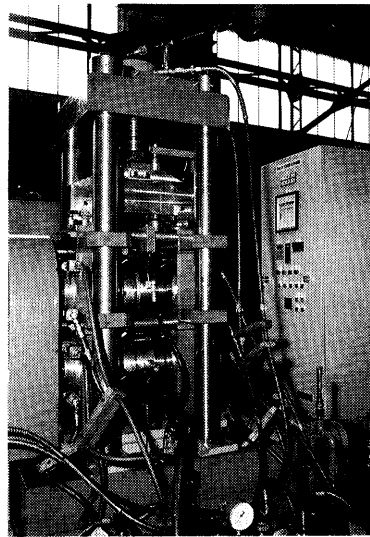


写真-4
ころがり耐久
試験状況

3.3.3 試験結果

試験結果を以下に述べるが、加圧荷重が許容値の1.5倍という厳しい条件下での試験ではあったが、評価転動回数 8×10^6 回では、全く異常は認められなかった。

- 1) フレーキングの発生については、フレーキング検出機、目視検査ともに異常は発見されず、磁粉探傷によっても無欠陥であることが示された。
- 2) 外径測定結果によれば、 8×10^6 回転動時の摩耗量は、上ローラーで 5μ 、下ローラーで 4μ とわずかな量であった。
- 3) 表面硬度については、下ローラーが転動数にともなって硬さがわずかながら増す傾向にあったが、図-13に示す硬度基準からの逸脱は認められない。

3.4 小型試験片によるころがり寿命の算定

3.4.1 試験概要および試験条件

実物大ローラーのころがり耐久試験結果では、許容荷重の1.5倍に相当する加圧重下でも、評価転動回数において異常が認められず、更に材料の転動寿命を評価するため、既存の小型試験片による試験結果を用いて、与島橋3P可動支承ローラーの転動寿命の算定を行った。小型試験片の試験条件を以下に示す。

試験機 NTN 線接触型試験機

回転数 20,400 rpm.

試験片 $12 \phi \times 12\text{mm}$ と $20 \phi \times 20\text{mm}$ の組合せ

試験内容は、累積破損確率を検討するための一定加圧荷重700kg（ローラー許容応力度の1.73倍）・試験片16個の場合と、負荷荷重を変化させて転動疲労寿命を測定した同種の試験片7個の場合の2種類とした。なお700kgの負荷荷重は、 328 kg/mm^2 に相当している。

3.4.2 試験結果

負荷荷重700kgの場合の試験片および破損状況を写真-5に、これらをワイブル確率紙にプロットしたものを図-14に示す。この結果から、許容応力度で1.73倍の厳しい加圧条件にもかかわらず、寿命はすべて 8×10^6 回を超えており、製品の10%が破損する転動回数は 1.13×10^7 回となる。

一方、負荷荷重を変化させた場合の試験片および破損状況を写真-6に、負荷荷重と寿命との関係を図-15に示す。これにより、寿命は負荷荷重の $10/3$ 乗に逆比例していることがわかる。

3.4.3 転動寿命の推定計算

以上述べてきた結果をもとに、実橋ローラーの使用面圧に即して転動寿命を算定してみた。

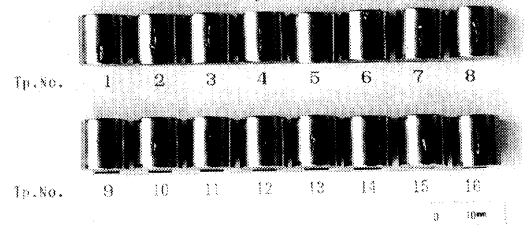


写真-5 小型転動疲労試験片の試験後の状況

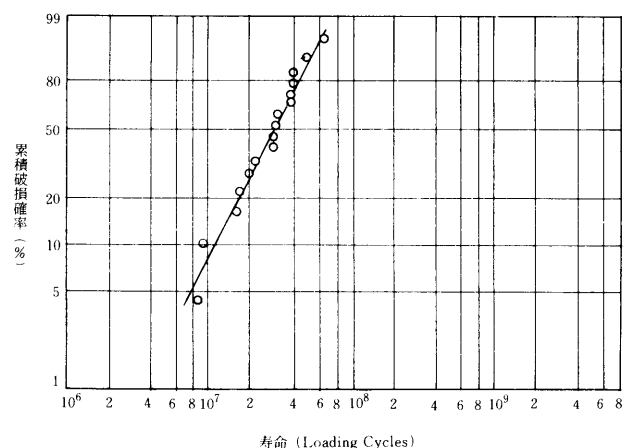


図-14 荷重700kgの試験結果のワイブルプロット

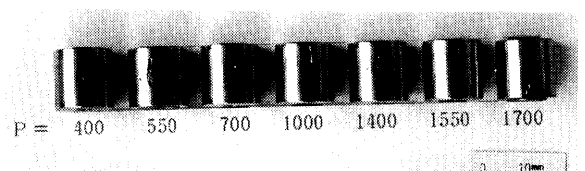
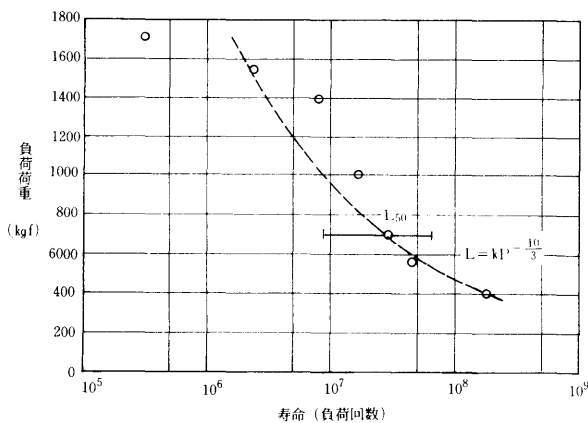


写真-6 小型転動疲労試験片の試験後の状況

表－8 支承ローラーの転動条件と推定寿命

番 号	載 荷 条 件						支 承 移 動 量 (mm)	列車通過回数 (回/100年)	作 用 力		推 定 寿 命 (回)			
	組 合 せ	道路 定常	鉄 道		温度 15℃	風 30m/sec			ロー ラー 単位長当り (t /cm)	ヘル ツ の 支 圧 応 力 度 (kg t /cm ²)	エッジ効果を考慮 しない場合		エッジ効果を考慮 した 場合	
			単 線	複 線							安全率	安全率		
1	D+L ₁	○	○				-42~78	7.62×10 ⁶	8.90	14750	2327×10 ⁶ (30538年)	305.4	224×10 ⁶ (2939年)	29.4
2	D+L ₁ +T	○	○		○		-86~122	7.62×10 ⁶	8.90	14750	2327×10 ⁶ (30538年)	305.4	224×10 ⁶ (2939年)	29.4
3	D+L ₂	○		○			-57~121	0.90×10 ⁶	10.11	15724	1519×10 ⁶ (168778年)	1687.8	146×10 ⁶ (16222年)	162.2
4	D+L ₂ +T	○		○	○		-101~165	0.90×10 ⁶	10.11	15724	1519×10 ⁶ (168778年)	1687.8	146×10 ⁶ (16222年)	162.2
5	D+L ₂ +W	○		○		○	-60~124	1.46×10 ⁶	10.53	16046	1327×10 ⁶ (90890年)	908.9	128×10 ⁶ (8767年)	87.7
6	D+L ₂ +W+T	○		○	○	○	-104~168	1.46×10 ⁶	10.53	16046	1327×10 ⁶ (90890年)	908.9	128×10 ⁶ (8767年)	87.7

D：死荷重、L：列車通過時の活荷重、T：温度荷重、W：風荷重



図－15 負荷荷重と転動疲労寿命の関係

ヘルツの接触応力 $\sigma_{\max}$ は負荷荷重との間に $\sigma_{\max} = \alpha P$ の関係があるから、寿命は接触応力の $20/3$ 乗に逆比例する。従って使用面圧 $\sigma_{\max}$ の10%破損確率 N_{10} を与える寿命は、

$$N_{10} = 1,130 \times 10^4 \times (328 / \sigma_{\max})^{20/3}$$

となる。また、エッジ部の接触応力の増加を考えると

$$N_{10} = 1,130 \times 10^4 \times 328 / (\sigma_{\max} \times 1.42)^{20/3}$$

となる。

ここで、ローラーの転動疲労を生じさせる因子として、季節や昼夜の温度変化、列車の通過、風などが考えられ、これらの因子を考慮した3P支承の転動条件とそれぞれの場合のヘルツの支圧応力度 $\sigma_{\max}$ を上式に代入して得られた転動寿命を表－8に示した。

3.5 結 論

以上に述べてきた3Pローラーの諸試験結果から、本橋支承に使用するローラー材は、材料上の問題もなく、良好なころがり耐久性能を持ち、更に充分な転動疲労寿命を有することが確認できた。

4. あとがき

与島橋3P可動支承は、従来の可動支承の実績を大巾に上回る規模となり、可動支承の生命ともいえるローラー部分について、設計上の検討・製作上の工夫・実体直径を有する試験体での材料性能試験ところがり耐久試験・小型試験片の試験結果によるころがり寿命算定などを実施した。紙面の都合上から、細かな検討経緯・結果などを省略しやさやかな報告となったが、今後同種の支承の設計・製作への参考となれば幸いである。

最後に本橋支承の設計・製作に当り、種々の御指導をいただいた本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会「細部構造の解析に関する検討会」の委員諸氏に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書別刷5 吊橋リンク支承構造設計の指針 昭和51年3月 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会・支承構造分科会 日本道路協会
- 2) 高硬度ローラー支承（ステンレス鋼焼入型）製作基準（案） 昭和53年版 日本支承協会
- 3) 高硬度ローラー支承（ステンレス鋼焼入型）試験報告書 昭和54年3月 日本支承協会

南北備讃瀬戸大橋の耐風性（その1）

（現在までの検討経緯）

Study on aerodynamic Instability of Nanboku-Bisan-Seto Bridges

坂出工事事務所 第五工事長 成井 信
Shin Narui

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋の補剛トラスについて、本格的な耐風性の調査が行われたのは、今から13年前の昭和47年（建設省土木研究所における部分模型風洞試験）である。以来、今日に至るまで、東京大学をはじめ、数多くの国内の風洞試験設備を有する研究機関にて、検討調査が繰返し行われて来た。その検討調査は、概要を表-1に示すように、年代別に大きく分けて、以下の4段階に分けられる。

- 1) 予備調査
（昭和47年～昭和48年）
- 2) 基礎調査
（昭和49年～昭和52年）
- 3) 本調査
（昭和53年～昭和57年）
- 4) 確認調査
（昭和58年～昭和60年）

このうち、1)及び2)の調査は、南北備讃瀬戸大橋の断面を決定する上で必要な様々なデータを得ることを目的としており、研究調査的な色合いの濃いものである。一方、3)、4)の調査は、具体的に計画設計された南北備讃瀬戸大橋を対象を絞り、その耐風性を詳細に把握することを目的とした試験調査的なものとなっている。

従って、現在の南北備讃瀬戸大橋の補剛トラス断面（主構幅30m、道路床組22.5m）の原型は、昭和53年に出来上がった。本報告は、上記に示す南北備讃瀬戸大橋の補剛トラス断面の耐風性に関する検討経緯のうち、1)予備調査、2)基礎調査、3)本調査についての概要をまとめたものである。なお、4)項の最終詳細設計断面の確認調査については、次報で報告することにする。

2. 予備調査（昭和47年～昭和48年）の概要

昭和47年に初めて風洞試験が行われた南備讃瀬戸大橋補剛トラス断面は、図-1に示すように、主構幅32m、主構高さが13mで、中央及び両側路側部にグレーチングを設けた幅員25mの道路床を載せた断面であった。本断面は耐風性が悪く、水平風が吹いた場合でも風速約43m/sあたりから、ねじれフラッターが発生した。

表-1 耐風性検討経緯概要

年	調査項目	調査内容
S47 S48	予備調査 試設計断面の照査 耐風性改善法の調	主構幅 32m、道路床幅 25m 道路床桁の配置、グレーチング幅幅 センターバリア
S49 S52	基礎調査 補剛トラス基本設計諸元の調査 付加物の影響調査 制振対策法の調 3次元性の調査	主構幅 (32, 30, 28m) 道路床幅 (25, 22, 5m) 鉄道路床（暫定時、完成時） 電々・電力ケーブル（一般部、ジョイント部） 防音壁 三角柱、翼床版、整流板 フェアリング 与島による風の非一様性 防音壁による断面の非一様性 架設時
基本断面（案）決定（主構幅30m、道路床幅22.5m）		
S53 S57	本調査 各種断面の耐風性の確認調査	架設時、暫定時、完成時 電々・電力ケーブル（一般部、ジョイント部） 路肩（グレーチング、鋼床板） 防音壁
最終断面決定（主構幅30m、道路床幅22.5m）		
S58 S60	確認調査 最終断面の耐風性の確認調査	架設時、暫定時、完成時 電々・電力ケーブル（一般部、ジョイント部） 路肩及び中央（グレーチング、鋼床板） 防音壁

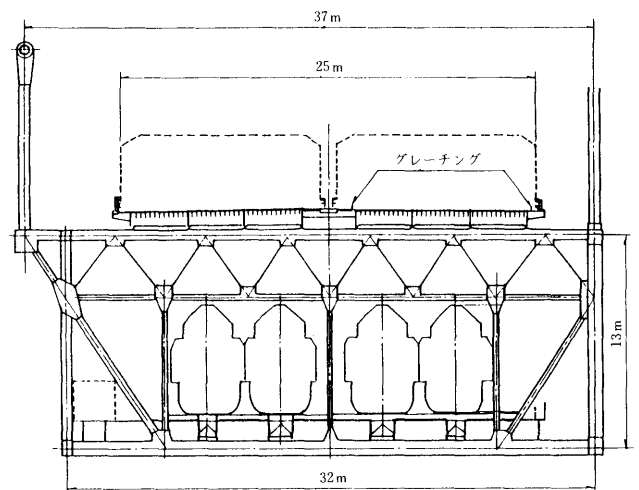


図-1 南備讃瀬戸大橋補剛トラス断面案

（昭和47年度、主構幅32m、道路床幅25m、主構高さ13m）

上記の結果を受けて、昭和47年～昭和48年には、本断面のどの部分が耐風性に影響を与えているか、設計するにあたりどのような部分に注意を払うべきかを調査し、耐風性改善方策の検討が行われた。この一連の試験においては、ねじれフラッターを発生させる空気が働いて

いると考えられる道路床について設計変更が試みられており、主構トラス部については、ほとんど設計変更はされていない。

耐風性改善方策としては、以下の方法が検討されている。

- 1) 中央部高欄の閉塞（センターバリア）
- 2) 路側部地覆の撤去
- 3) 床版端部の形状変更
- 4) 中央分離帯空隙の拡幅、路側部グレーチングの拡幅

上記対策の内、中央部高欄を閉塞すること（センターバリア）は、耐風性の向上に効果があり、さらにセンターバリアの高さは高い方がより効果が大きかった。また、地覆については、道路床端部の形状により、耐風性に及ぼす影響は異なり、撤去すれば必ず耐風性が良くなるとは限らない。また、床版端部の形状は耐風性に非常に敏感であり、前述の地覆とあわせて設計においては十分注意を払う必要があることが分かった。さらに中央分離帯空隙を拡幅することは決して耐風性を向上させるとは限らないが、路側部グレーチングについては、拡幅すると耐風性の向上に効果のあることが分かった。その結果、現設計断面では、路側部グレーチングの拡幅を行うかセンターバリアを設ければ、耐風性が確保できるとの見通しを得た。以上に示すように昭和47年～昭和48年にかけて実施された試験では、道路床版を設計する上でいくつかの貴重な資料が得られ、南備讃瀬戸大橋についての耐風安定性の目安が得られた。

3. 基礎調査（昭和49年～昭和52年）の概要

前項の予備調査では、ある試設計断面を対象に耐風性の改善方策を探ることが行われた。昭和49年～昭和52年に行われた試験では、その後の設計計画の進展にあわせて、予備調査で明らかとなった制振対策法を反映させて、耐風性のより良い断面の追求が行われた。また一方では、より現実的、詳細な調査として地形の影響、3次元性の影響についての調査が行われた（図-2参照）。

以下にその主たる結果の概要を述べる。

(1) 主構幅の影響

補剛トラス断面の耐風性を支配する道路床版周りの流れは、主構トラス断面形状にも大きく影響を受ける（なかでも、前流側上部主構と道路床版前縁との相対位置関

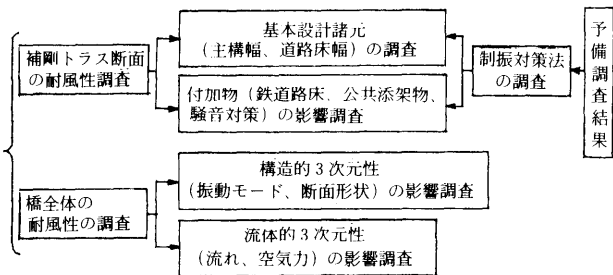


図-2 基礎調査の内容概要

係に大きく影響を受ける）ことが予測されるので、主構幅と道路床幅をパラメトリックに変化させた断面について風洞試験が行われた。

道路床版を25mに固定した場合の主構幅の影響を図-3にまとめて示す。

図-3より分かるように、今回の試験範囲では主構幅は狭まるほど耐風性が悪くなる。即ち、道路床幅は一定であるので、道路床版前縁部と前流側上部主構との間隔が狭まるほど、耐風性が悪くなっている。また、その悪くなり方は図-3に示すように、 V_{cr} の曲線（迎角-発振風速曲線）自体の形状はあまり変わらず、主構幅が狭まるにつれて迎角の負の方向に移動していることがうかがえる。

上記の原因を究明するには、前流側上部主構と床版前縁部付近の流れの状況を観察する必要がある。しかしながら、このような複雑な構造物の間の流れを実験的に計測することは非常に困難であり、ここでは、トラス橋梁として初めて、コンピューターによる流動解析の適用が試みられた。その結果、図-4に示すように主構が床版前縁に近づくこと、主流の迎角 α_∞ は同じでも床版前縁に作用する気流の迎角 α_D は増大することが分かった。すなわち、補剛トラス断面のねじれフラッター特性の支配的な要因の1つとして、床版前縁に作用する気流の迎角 α_D を考えると、図-5に示すように同じ α_D の気流を作用させるには主構幅が狭まると、より小さな迎角の主流を作用させる必要があることとなり、結果として、図-6に示すように、迎角-発振曲線が主流の迎角で負側に移動することが分かった。同じ現象は、床版前縁下方に大きな公共添架物を設置した場合にも生じており、床版前縁部の気流のローカルな迎角がフラッター振動特性を特徴づける上での重要なファクターの1つであると思

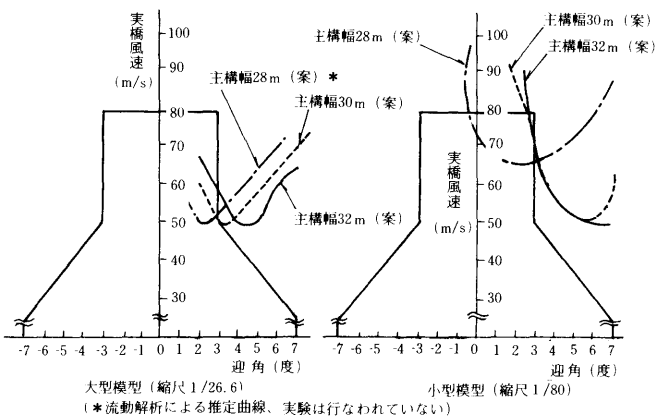


図-3 主構幅の影響（道路床幅25m）

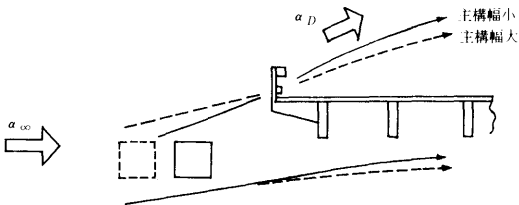


図-4 主構及び床版前縁の流れ

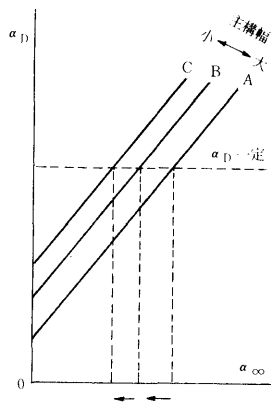


図-5 主流迎角 α_{∞} と床版前縁における流れの迎角 α_D の関係

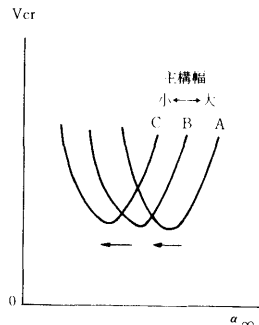


図-6 主流迎角 α_{∞} と $V_{cr}-\alpha$ 曲線の関係

われる。

上述したように、主構と床版との間には、なるべく間隙をあける方が良いことが明らかとなったが、そのメカニズムは前述のような理由によるものと推測されるので、実際に設計する上では、床版前縁部の流れに影響を及ぼすと考えられる周りのその他の構造物（たとえば公共添架物〔電々・電力ケーブル〕）の配置形状も含めて考える必要があると思われる。

(2) 公共添架物の影響〔電々・電力ケーブル〕

図-7中に示すような位置に公共添架物を取り付けるとその形状、大きさによっては、前述のように、床版前縁の流れが歪められ、断面の耐風性が悪くなることが予測される。図-7、図-8、表-2に、公共添架物が断面の耐風性に与える影響をまとめて示す。図-7、図-8及び表-2より耐風性上、公共添架物を設計する際には、以下のような点に留意する必要があることがわかった。

- ① 公共添架物はできるだけ偏平な形状にする方が良い。
- ② 公共添架物の断面はできるだけ流線形にし、高欄等流れを剥離させる要素のあるものはつけない方が良い。
- ③ 偏平かつ流線形の形状のなかでも流れを押さえ込むような断面形状の方が良い。

以上の結果は、いずれも前記(1)項にて示したメカニズムと同じと考えられ、公共添架物を設計する時は、床版前縁の流れを、歪めてはね上げることがないような取り付け位置、形状、大きさを選ぶよう配慮することが必要である。また、このような公共添架物は、その取り付け位置、形状、大きさを工夫すれば、制振対策工として兼用することも可能であることが分かった。

(3) 騒音対策の影響

図-9に示すような騒音対策を取り付けた場合の補剛トラス断面への耐風性への影響を調べた。その結果図-9の①、②に示すように鉄道路床を囲んで取り付けた場合には、補剛トラス断面の耐風性は若干悪くなっても著しく損なうことはなかった。しかしながら、①の場合でも側板の高さを高くした場合には、補剛トラス断面の耐

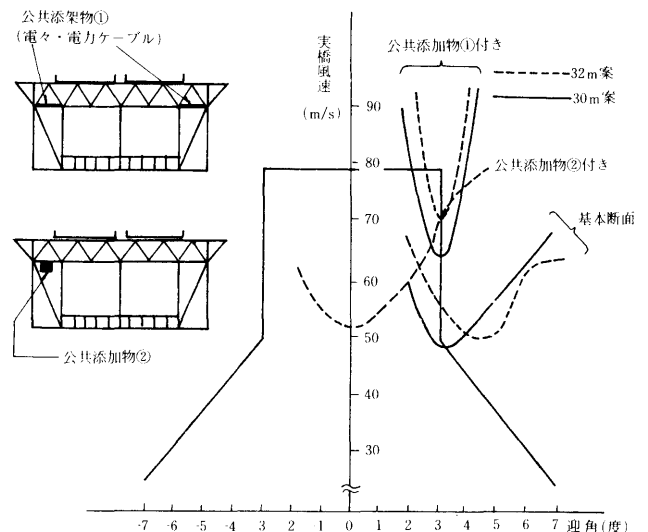


図-7 公共添架物（電々・電力ケーブル）影響

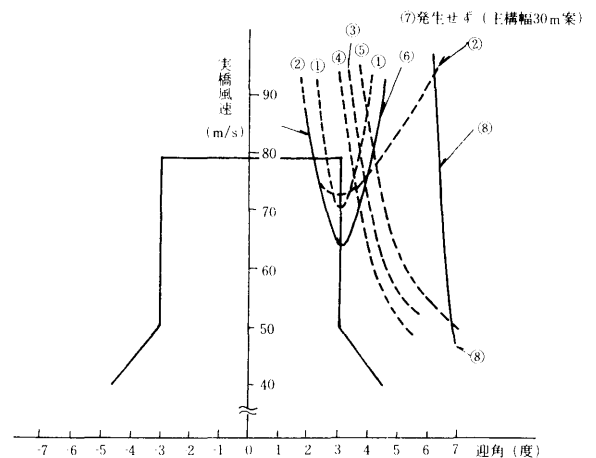


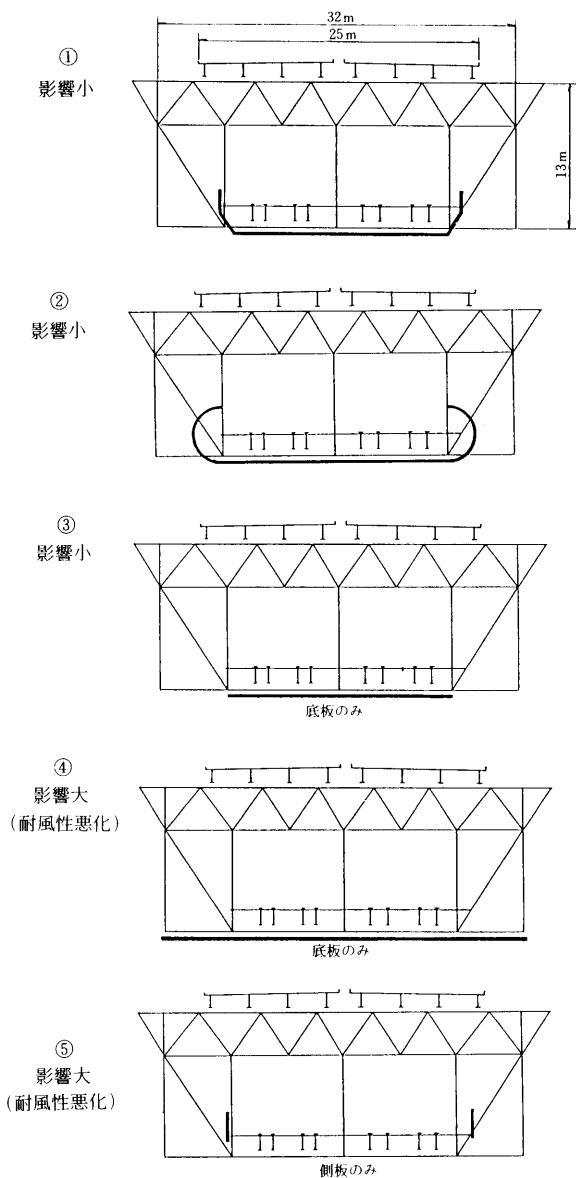
図-8 公共添架物（電々・電力ケーブル）の形状の影響

表-2 公共添架物（電々・電力ケーブル）の形状の影響

No	主 構 幅	整流板 (単位mm)	限界風速をクリアしているかどうか	高欄の有無	$V_{cr}-\alpha$ 曲線形状
①	32m案		×	○	✓
②	〃		×	○	✓
③	〃		○	×	└
④	〃		○	×	└
⑤	〃		○	×	└
⑥	30m案		×	○	✓
⑦	〃		○	○	発生せず
⑧	〃		○	×	└

(それぞれのテストにおいて上路床、下路床等は若干異なる)

風性を損なうこともある。また、③、④に示すような底板のみを取り付けた場合には、その大きさによっては補剛トラス断面の耐風性を損なうこともある。さらに側板のみの場合には、補剛トラス断面の耐風性に悪影響を及ぼした。以上に示すように、騒音対策については、その取り付け位置、形状等について系統的なデータを得るに



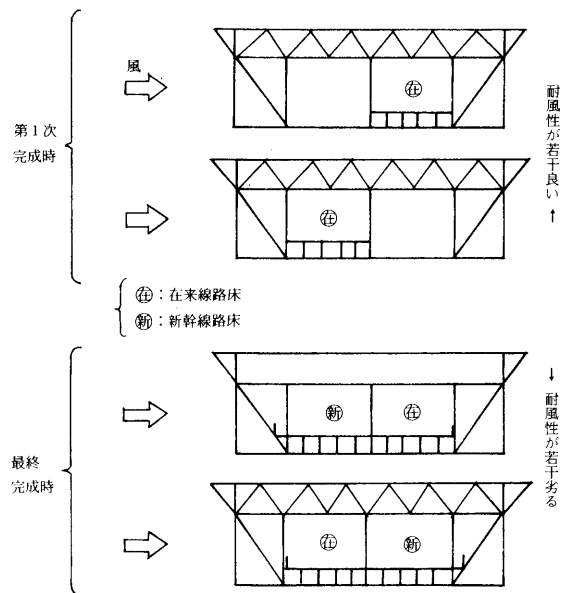
図－9 騒音対策の形状と補剛トラス断面の耐風性への影響

は至っていないが、図－9の①に示すような取り付け方をしておけば、公共添架物のように極端に補剛トラス断面の耐風性を悪くするようなことはないと考えられたため、特にこれ以上の実験は行われなかった。なお、図－9の①のような騒音対策を取り付けた時、受風面積が増大するため抗力が増加することが考えられるが、3分力試験の結果によれば、抗力係数は騒音対策を取り付けた時より小さくなり、結果として抗力としては騒音対策を取り付けてもあまり増大しないことが分かった。

(4) 鉄道路床

今まで行われた試験は、すべて最終完成時（新幹線路床及び在来線路床とも添架）の状態を対象としたが、本橋は完成後、しばらくの間在来線路床のみを添架して供用するので、その状態（第1次完成時又は暫定時と呼ぶ）の耐風性の調査を行った。

しかしながら、この時の第1次完成時における在来線路床は、現在のような中央に取り付けられたもの（中2線在来線）ではなく、図－10に示すような新幹線路床の



図－10 鉄道路床が補剛トラス断面の耐風性に与える影響

みをとりぞいただけの片側添架案であった。

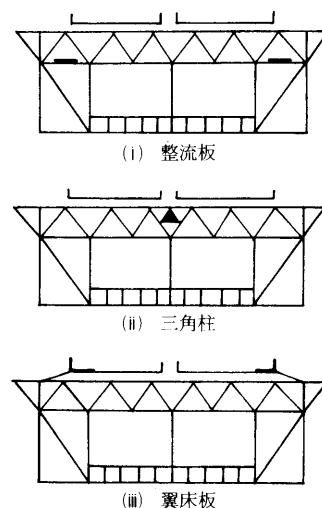
その第1次完成時の耐風性は図－10にも示すようにあまり大きな差はないが、最終断面に比べて若干良いようである。更に風向特性（新幹線側と在来線側で路床断面が若干異なるため左右は完全に対称でない）を考慮した時、補剛トラス断面のより前流側に路床を設けた方が耐風性は悪くなっている。

これも(1)項に示すメカニズムで説明することができ、道路床版前縁下方のより近い位置に物体を設置したことによって、道路床版周りの流れがはね上げられ耐風性が悪化したと考えられる。しかしながらその程度は、(2)項に示す騒音対策と同様道路床版とはなれているため、あまり顕著にはあらわれないものと思われる。

(5) 制振対策法

以上に示すような補剛トラス断面の耐風性は、道路床版、公共添架物の設計変更だけでは、当公団の耐風設計基準を満足できない場合が多い。そのため、あらたに制振対策のみを目的とした制振工を添架することにより、耐風性を改善する方法

が検討された。その結果、予備調査で開発されたセンターバリヤの他、図－11に示すような(i)整流板 (ii)三角柱 (iii)翼床版などの方法が有効であった。上記対策の制振効果の例を図－12に示す。これらの制振対策はそれぞれ以下に示すような効果を狙ったものである。



図－11 有効な制振対策例

- (i) 整流板：第(2)項に示す電々・電力ケーブルと同様、床版前縁に作用する流れを押さえ込み、ねじれフラッターの発生する迎角領域を変える。
- (ii) 三角柱：床版中央部の吹き抜け効果を増大させ、センターバリヤと同様、床版上を流下する渦をせき止めたり、乱したりすることにより、ねじれフラッターを発生させる空気力を低減する。
- (iii) 翼床版：床版と主構を一体化させることにより、主構と床版の干渉を除去するとともに、全体を翼断面に近い流線形状にし、流れの剥離を抑えることによりねじれフラッターを生じにくくする。

以上に示すような対策は、いずれも十分制振効果があるが、なかでも図-12よりわかるように、三角柱がもっとも効果があった。

(6) 3次元性の影響

今まで行われた試験はすべて部分模型を用いた風洞試験で、2次元的な断面の空力特性を調査することを目的としている。しかしながら実際の橋梁は3次元構造物であり、橋軸方向に断面が変わり（騒音対策の部分的な設置）また橋軸方向の各点では振動振幅が異なる（振動モード）などの相違点がある。また、北備讃瀬戸大橋の場合、側径間の近くに島があり、水平な風が吹いた場合にも、側径間では島によりはね上げられた吹き上げの風があたることが予測され、流れも3次元になる。

以上に示すような3次元性を調査するため、全橋を再現した模型（全径間弾性体模型、写真-1）を用いた風洞試験が行われた。本試験は東京大学の大型風洞（風路断面：幅16m×高さ1.9m）で行われ、模型の縮尺は1/100である。

その結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 部分模型試験結果を用いて全橋の空力特性を推定する場合、STRIP THEORYの適用がおおむね可能である。
- ② 上記①の結果は、橋軸方向に断面が変化する場合、また、風の吹き上げ角が変わる場合にもおおむね成り立つ。

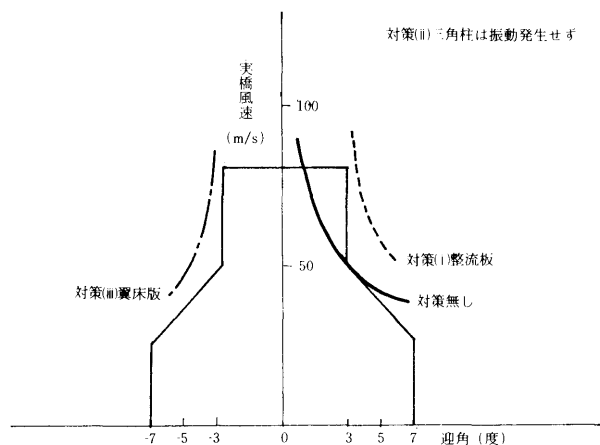


図-12 制振対策の効果例 ($V_{cr}-\alpha$ 曲線)

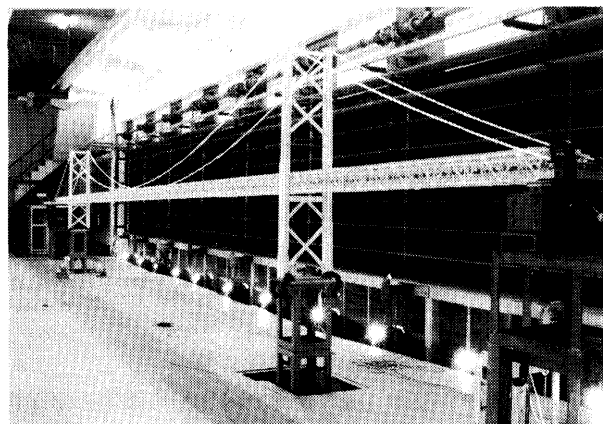


写真-1 北備讃瀬戸大橋の全径間弾性体模型

- ③ 北備讃瀬戸大橋の場合、水平風が作用した時、片側側径間に島の影響により吹き上げの風が作用するが、橋全体としては十分安定性が確保できる。

以上に示すように、本橋のような細長い構造物の場合には全橋の耐風性は部分模型試験結果を用いて STRIP THEORY によりおおむね推定することが可能であることがわかった。

このように昭和49年～昭和52年に行われた基礎調査では、基本的な設計諸元、付加物についての多くの耐風設計資料が得られるとともに、制振対策法の開発、さらには実橋の耐風性の推定法に関するデータの蓄積が行われた。

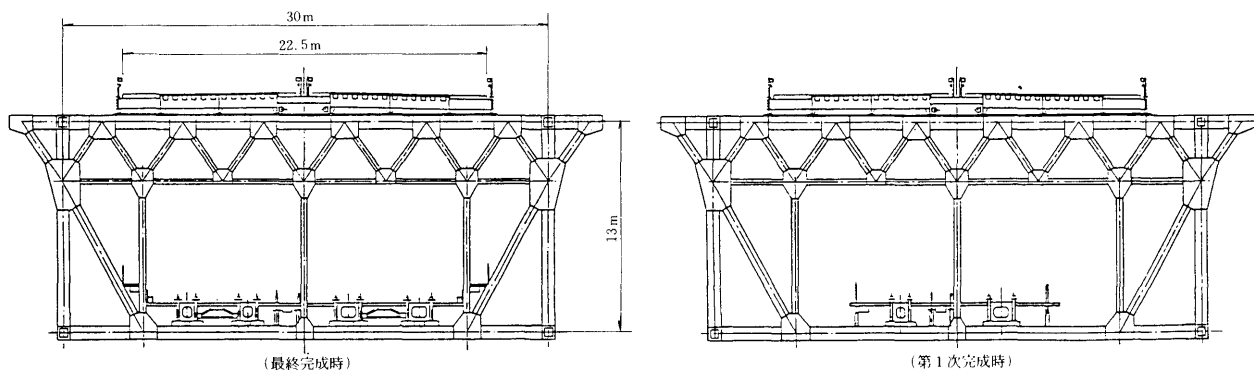


図-13 基本断面(案)

4. 本調査（昭和53年～昭和57年）

予備調査、及び基礎調査において行われた研究成果を踏まえて、昭和53年に決定された基本断面（案）は、図-13に示すように、主構幅が30m、道路床幅が22.5mで、道路床路側部に幅広いグレーチング（幅2.3m）を有する断面であった。また第1次完成時は、中央に在来線（中2線在来線）を通す計画になっている。

本基本断面は、非常に耐風安定性が良好で、最終完成時も第1次完成時も、迎角が-3度～+7度の範囲で全く振動が発生しなかった。しかしながら、路側部を幅広くグレーチングにすることは、自動車の走行性からはあまり好ましくないため、上記基本断面を対象に、路側部も鋼床版にした場合についても検討が行われた。

その結果を表-3にまとめて示す。

表-3よりわかるように電々・電力ケーブルを添架した場合には路側部をグレーチングにしても、鋼床版にしても、現設計断面のままで十分耐風安定性が確保できる。なお、添架した電々・電力ケーブルは図-14に示すように偏平でかつ両端にフェアリングをつけたものである。

本調査では、更に計画が進むにつれ、詳細なる断面の耐風性を照査するため、ひきつづいて以下のような項目に対して検討が行われた。

- (i) 第1次完成時断面の耐風性の照査
- (ii) 電々ケーブル（光ファイバー案）の添架の影響調査
- (iii) 電々・電力ケーブルジョイント部断面の影響の調査
- (iv) 騒音対策取り付け時の耐風性の照査

表-3 基本断面案の耐風性

断面	路側部構造 電々・電力ケーブル 制振対策	路側部グレーチング		路側部鋼床版	
		無し	有り	無し	有り
基本断面	無し	△	◎	○	◎
主 構 幅 30 m					
道路床幅 22.5 m	有り (整流板)	◎			

(記号説明)

- ◎：全く振動発生せず（迎角-3度～7度、風速90m/s以下）
- ：公団基準の限界風速ラインには抵触しないが振動が発生する。
- △：振動が発生し公団基準の限界風速ラインにわずかに抵触する。
- ×：振動が発生し公団基準の限界風速ラインに抵触する。

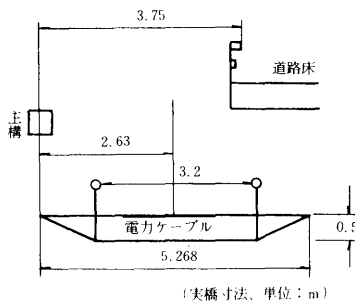


図-14
電々・電力ケーブル
断面図

上記の内、(i)～(iii)については、基本断面の耐風性が非常に優れているため、ほとんど耐風性上大きな影響は生じなかった。

しかしながら(iv)については、基礎調査の結果と異なり、大幅に耐風性が悪化した。

図-15には、今回取り付け騒音対策断面図を、また、図-16には騒音対策を取り付けた時のねじれフラッターの発振風速と迎角の関係（ $V_{cr}-\alpha$ 曲線）を示す。

基礎調査の結果（第2節(3)項参照）によれば鉄道路床を囲むように騒音対策を取り付けた場合、あまり補剛トラス断面の耐風性状には悪影響を及ぼさないと考えられたが、本騒音対策を取り付けた場合には図-16に示すように大幅に耐風性が悪くなる。

この原因としては、基礎調査と本調査で用いられた補剛トラス断面が異なったため騒音対策を取り付けたことによる影響度が変わったこと、及び今回の騒音対策は構造上の制約より角ばっている（基礎調査では円形または、

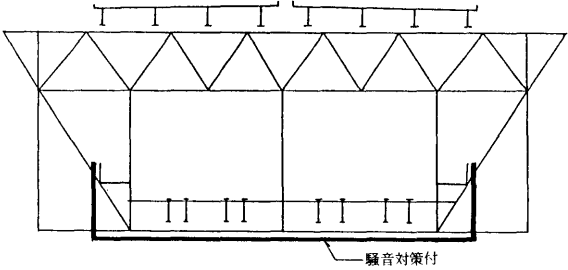


図-15 騒音対策取り付け図

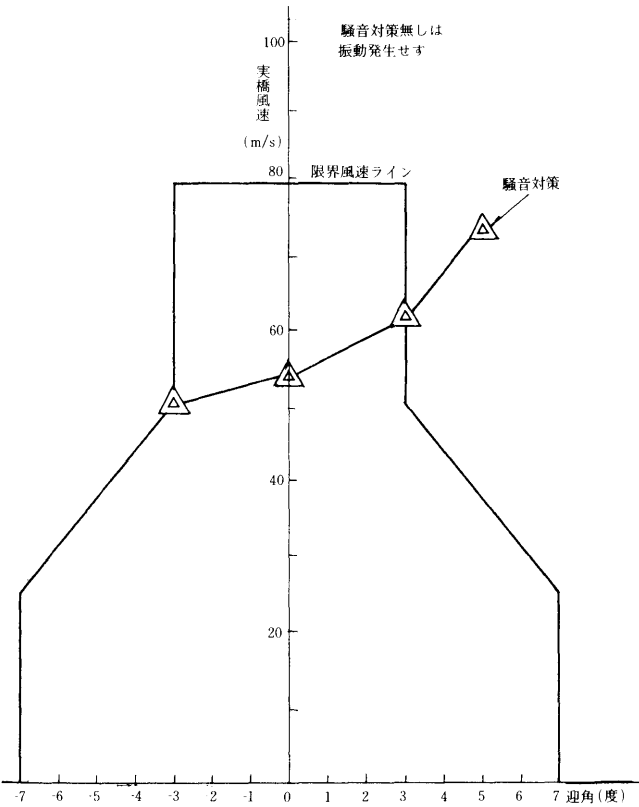


図-16 騒音対策取り付け時の $V_{cr}-\alpha$ 曲線

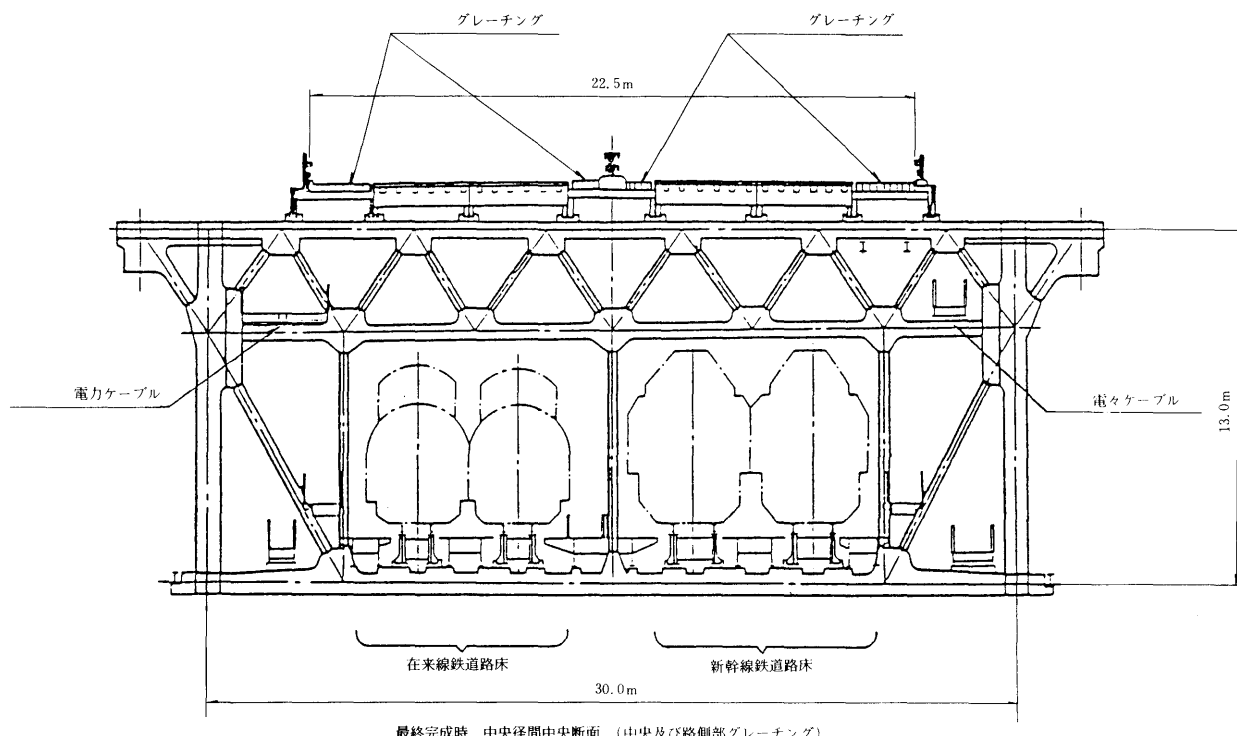


図-17 南北備讃瀬戸大橋一般部補剛桁断面

角を切り落した断面になっている) ためなどが考えられる。

以上に示すように本断面では、騒音対策を取り付けると極端に耐風性が悪くなることから、前述の STRIP THEORY によって全橋の耐風性を検討することとなった。

その結果、騒音対策を取り付けた断面の耐風性が悪くても、一般部の断面の耐風性が十分良いので、騒音対策をある程度の長さまで取り付けても、橋全体としては耐風性が確保できることがわかった。

5. あとがき

以上に示すように、南北備讃瀬戸大橋の予備調査、基礎調査の研究成果は、本橋に限らず一般のトラス吊橋の補剛桁を設計する上での、多くの貴重な耐風設計資料を与えている。すなわち、主構と道路床版との相対位置が耐風性に及ぼす影響、グレーチングの大きさ、公共添架物の影響、またその取り付け方、形状の工夫、地覆の影響、防音壁の影響、制振対策法などである。さらに、地形、防音壁、架設状態等による 3 次元性の影響、全橋の耐風性を推定する上での STRIP THEORY の妥当性の確認、耐風実験橋における成果など、現在の耐風工学を発展させる上でも大きな役割を果たしている。また、現在の風洞試験要領を作成するために必要な貴重な資料の提供も行った。

以上のように、南北備讃瀬戸大橋については、当時考え得る実施可能な多くの調査が行われた。これらの研究調査を踏まえて昭和53年に決定された基本断面は、非常に耐風安定性の良い断面であった。

すなわち、今までわずかな付加物を取り付けるだけで

非常に敏感に変わっていた補剛トラス断面の耐風性は、少々付加物の断面形状を変更しても、悪くなるようなことはなくなった。従って、昭和53年以降の試験では、架設時、第1次完成時、最終完成時等のそれぞれの状態における各種の桁断面の耐風性のチェックが主体に行われ、基本設計、詳細設計の各ステップにおいての耐風性が確認された。その後、詳細設計を経て、南北備讃瀬戸大橋の一般部の補剛トラス断面は、最終的に図-17に示す現在の補剛桁断面となった。本過程では、ほとんど耐風設計上大きな設計変更点はない。なお、最終設計断面で、騒音対策のために、橋軸方向の一部の補剛トラス断面の中央グレーチングを閉塞せざるを得なかったことが、若干補剛トラス断面の耐風性を損なう結果となったが、一般部の桁断面の耐風安定性が十分良好であるため、橋全体としては、耐風性上十分安定であることが確認されている。本最終断面の耐風性状については次報に述べることにする。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告書 建設省土木研究所 昭和48, 49, 51, 58年
- 2) 南備讃瀬戸大橋補剛桁大型風洞実験 (その1)、(その2)、(その3)、(その4) 本四公団第2建設局 昭和52, 53, 54年
- 3) 長大吊橋の耐風性と地形的効果に関する研究 東大橋梁研 昭和52年
- 4) 長大吊橋の耐風性と非一様断面の効果に関する研究 東大橋梁研 昭和53年
- 5) 長大吊橋の架設時の動特性と耐風性に関する研究 東大橋梁研 昭和55年
- 6) 吊橋補剛桁架設時耐風性に関する研究 東大橋梁研 昭和58年

番の州高架橋下部工の施工

Construction of Bannos Viaduct

坂出工事事務所 第七工事長 岸 寛

Hiroshi Kishi

今治工事事務所 大三島支所 河端 哲郎
(前) 坂出工事事務所 第七工事長付 Tetsuro Kawabata

1. まえがき

番の州高架橋は、本州四国連絡橋児島～坂出ルートの内、南北備讃瀬戸大橋に続く、四国側玄関口坂出市の番の州工業地帯に位置し、南備讃瀬戸大橋7Aアンカレッジから37基におよぶ橋脚により構成される延長2,939mの道路、鉄道の二層構造となった併用橋である。(図-1参照)

高架橋の下部工は、高さ70m～35mの高橋脚を有し、基礎型式には、大口径場所打ち(φ3.0m)が採用され、くい長は、70m～25mにもおよんでいる。躯体は、下段柱、上段柱から構成され、下段柱は直角方向の剛性を確保するため、耐震壁を設けたRC構造I形断面となっている。

本文で述べる、番の州高架橋の下部工工事は、昭和55年3月、2P、3Pの工事発注を皮切りに、工事発注件数16件に別れ、昭和60年3月末まで、約5年間の歳月を費して、ここに37基の橋脚群が完成した。(写真-1参照)

2. 工事概要

番の州高架橋の下部工は、前記の通り、わが国においてもほとんどその例がない程の、大断面コンクリートの高橋脚であり、その基礎においても、番の州の造成地に施工された、非常に長尺で、大口径の場所打ちくいという特徴をもっている。全体数量は、基礎くい延長48,000m、コンクリート量800,000m³、鉄筋量100,000tにも及ぶ非常に大規模な構造物工事である。

工事の全体実施工程を、表-1に、及び構造一般図を

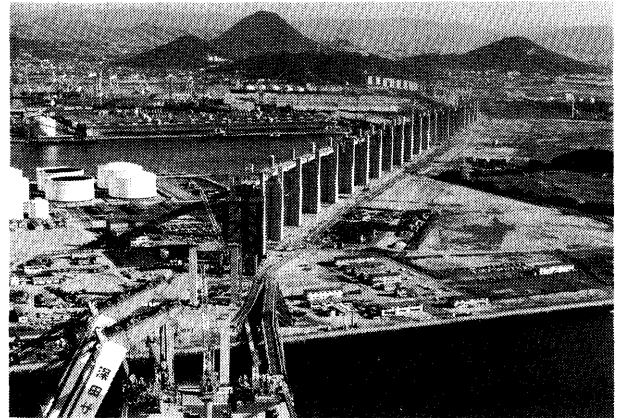


写真-1 番の州高架橋現況 (60年7月)

表-1 実施工程表

工区	年月	55	56	57	58	59	60
		9	3 6 9	3 6 9	3 6 9	3 6 9	3 6 9
2 P ~ 3 P		■	■				
4 P ~ 7 P				■	■	■	
(8 P ~ 10 P)			■	■	■	■	
8 P ~ 12 P				■	■	■	■
13 P ~ 16 P				■	■	■	■
17 P ~ 20 P				■	■	■	■
21 P ~ 24 P					■	■	■
25 P ~ 28 P					■	■	■
29 P ~ 32 P					■	■	■
33 P ~ 37 P					■	■	■

□杭 ▨フーチング ■躯体

図-2に示す。

3. 基礎工

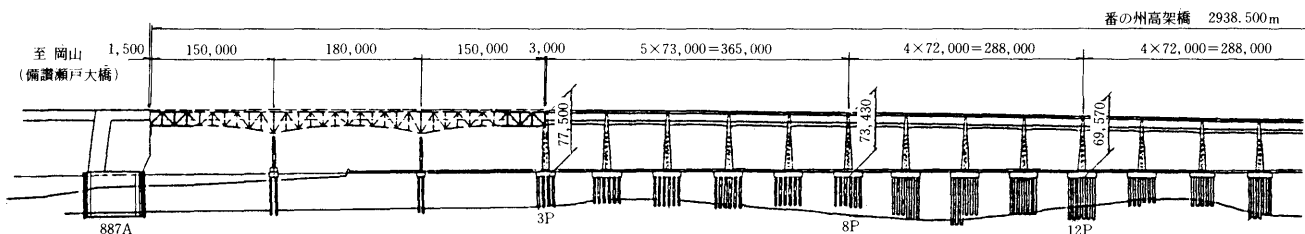


図-1 番の州高架橋全体図

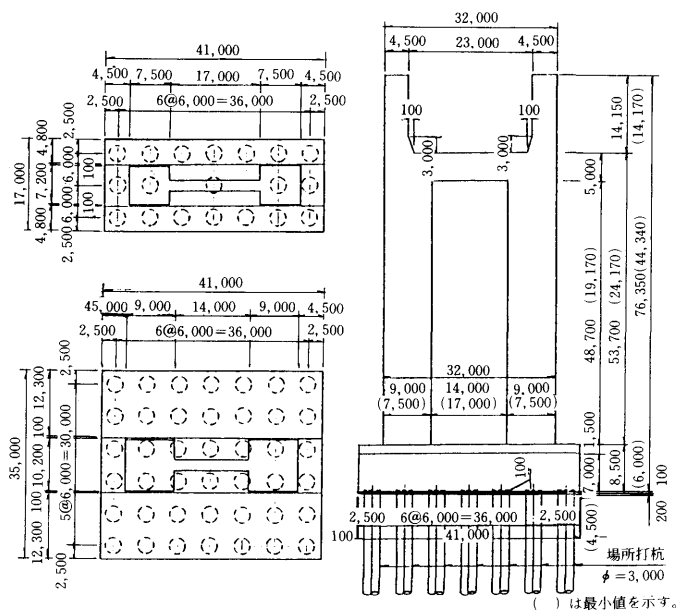


図-2 橋脚構造一般図

基礎杭は、 $\phi 3.0\text{m}$ の大口径場所打ぐいであることはもとより、支持層を風化花崗岩またはN値50以上の三豊層としており、その深度は地盤面より35m～80mに達した。また一橋脚当りの杭本数は、42本～19本である。

3.1 杭の施工

杭の施工法は、リバースサーキュレーションドリル工法（以下R・C・D工法という）を採用した。このR・C・D杭の施工法について、図-3に施工要領を示す。

3.2 掘削機械

掘削機械は、大口径ぐいであること、掘削長が長く鉛直精度が要求されること、また圧縮強度 $100\text{kg}/\text{cm}^2 \sim 200\text{kg}/\text{cm}^2$ の岩を、杭程度掘削する必要があり、そのトルクが $5\text{t} \cdot \text{m}$ 以上（ $6 \sim 7\text{t} \cdot \text{m}$ ）になること等により、日立建機S480H型、三菱重工MC500型の大型機械が使用されるとともに、堆積層の掘削には、日立建機S400型も使用され、これらを一工区当り2台～4台投入して掘削が行われた。掘削機の性能と仕様一覧表を表-2に示す。

3.3 掘削ビット

掘削ビットは、堆積層及び三豊層においては三翼、四

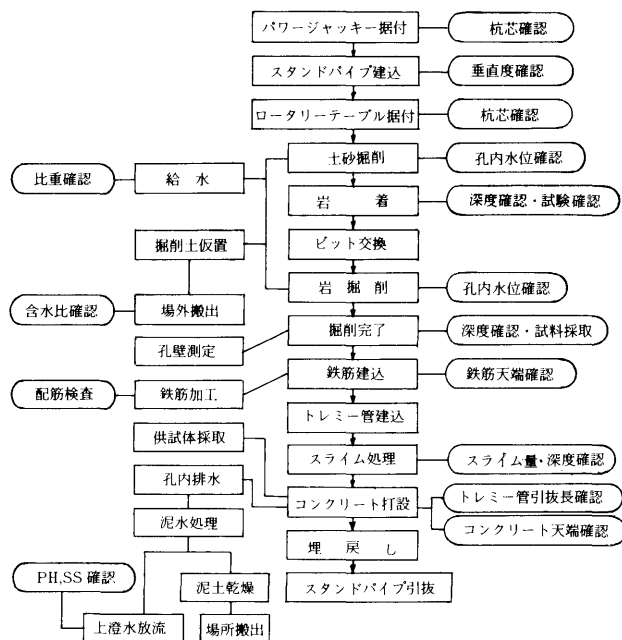
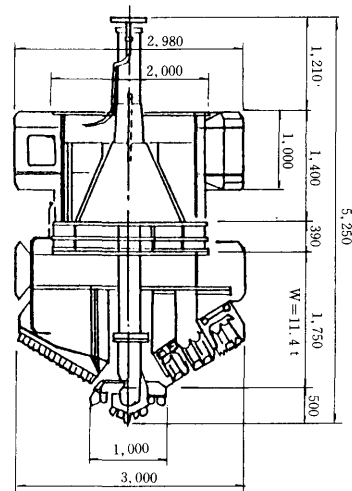


図-3 R・C・D杭施工フロー

図-4

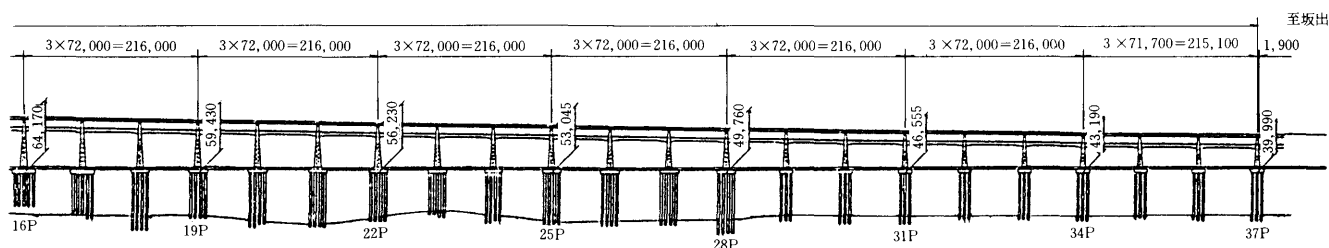
土岩兼用ローラビット



翼ビットが使用され、岩掘削にはローラビットが、翼ビットと入れ替えられて使用された。またこの入れ替え作業を省き作業の能率化を図るために、土岩兼用ローラビット（図-4参照）も使用された。

3.4 掘り止め位置の確認

掘り止め位置の確認は、支持層が岩の場合は掘削ずりの確認とあわせて、2P、3P施工時に提案された、掘削トルク、速度から求まる千田の式（式-1）参照）によ



表－２ 掘削機の性能と仕様一覧表

項 目			機種名	S400H（日立建機）	S480H（日立建機）	MC500（三菱重工）
せん孔能力	最大掘削孔径	一般土質（N値＜50）	4.0mφ	4.8mφ	5.0mφ	
		岩石（qu＜700kg/cm ² ）	1.5mφ	2.2mφ	2.2mφ	
	最大掘削深さ	ポンプサクショ ^ン 式	70m	100m	100m	
		エ ア リ フ ト 式	200m	250m	250m	
◎ 本 体						
電 動 機	定 格 出 力		110kW	55+75kW	55+110kW	
	流 量		8 m ³ /min	12m ³ /min	12m ³ /min	
サクショ ^ン ポンプ	口 径		200mmφ	250mmφ	250mmφ	
	全 揚 程		13m	13m	12.5m	
バキュームポンプ	風 量		3.5m ³ /min	4.6m ³ /min	4.6m ³ /min	
	タ ン ク 容 量		500ℓ	650ℓ	650ℓ	
オイルポンプ	吐 出 量		0～303ℓ/min	0～235ℓ/min	0～290ℓ/min×2台	
	吐 出 圧		175kg/cm ²	250kg/cm ² （セット圧反）	210kg/cm ²	
◎ 本 体 重 量			約6.05ton	約8.33ton	約10.7ton	
ロータリーテーブル	口 径		800mmφ	900mmφ	1150mmφ	
	トルク （回転数）	低 速 時	6.0ton－m（11rpm）	10ton－m（7.5rpm）	10ton－m（12rpm）	
		高 速 時	3.0ton－m（22rpm）	5ton－m（15rpm）	〃	
	許 容 保 持 荷 重		40ton	60ton	60ton	
スイベルジョイント	重 量		2.0ton	6.62ton	7.4ton	
	許 容 吊 上 げ 荷 重		40ton	60ton	60ton	
	口 径		200mmφ	250mmφ	250mmφ	
	全 高		1.38m	1.57m	1.21m	
ケ リ ー パ	重 量		0.5ton	2.14ton	2.1ton	
	長 さ		4.0m	4.0m	4.0m	
	口 径		200mmφ	250mmφ	250mmφ	
ドリルパイプ	重 量		0.54ton	0.61ton	0.91ton	
	長 さ		3 m	3 m	3 m 1.5 m 1 m	
	口 径		200mmφ	250mmφ	250mmφ	
◎ 総 重 量			約0.33ton	0.365ton	0.47ton, 0.31ton, 0.25ton,	
◎ 総 重 量			約15.3ton	約25.4ton	約32.1ton	

（注）総重量は上記掘削装置の他、ドリルパイプ17本、サクショホース4本を加えた重量で、掘削ビット、スタビライザ、ウエイトは除く。

削孔強度公式（千田の式）

$$S^{4.8} = K \cdot \frac{M^{1.1} \cdot W^{4.5}}{R \cdot \exp(1.1D + 1.12H)} \cdots \cdots \text{式-(1)}$$

ここに S：削孔強度（kg/cm²）

R：削孔速度（m/hr）

N：ビット回転速度（rpm.）

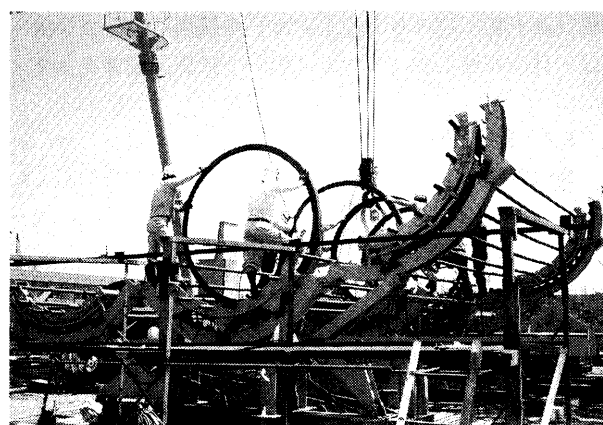
W：ビット推力（t）

D：削孔径（m）

H：基準化したカッターの摩耗量

（8分法により摩耗度2/8ならH=0.2とする。）

K：ドリラビリティ定数（160～200）



写真－２ 鉄筋籠組立機

り、 $S=200\text{kg/cm}^2$ 以上を目標に掘り止め位置を確認した。支持層が三豊層の場合は、支持層のみならず掘削途中の地層の確認も重要であるため、掘削長3.0mごと（三豊層は1.0mごと）に掘削ずりを採取し、既存ボーリングデータと比較することで、途中の地質及び最終掘り止め位置の確認を行った。

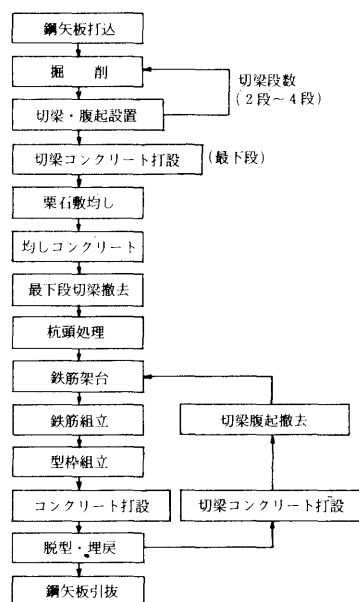
各杭を前記方法で掘り止め位置の確認を行った場合、地層の傾斜等で各杭の長さが異なる場合があり、鉄筋カゴの製作及び施工管理が繁雑となるため、一橋脚において、4本～5本（四隅と真中）の先行杭を最初に掘削し、この掘削資料と既存ボーリングデータとを比較し、数種類の杭長に整理して施工した。

3.5 鉄筋カゴの製作、建込み

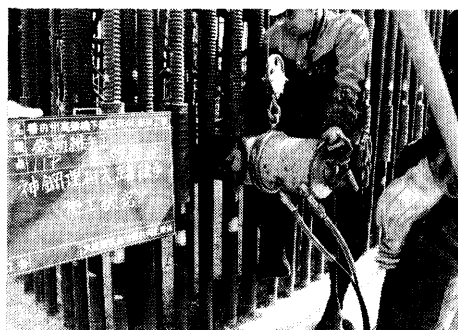
鉄筋カゴは、主筋がD51（SD35）、帯筋がD22（SD30）で構成されている。

この鉄筋カゴは10m程度の長さとし、製作は、山形鋼でリングを作り、それに主筋を溶接し、帯筋を取りつけていく方法で行われた。また組立作業の省力化と組立精度の向上を計るため、油圧アーム機構と配筋用リフト機構を備えた組立機械も使用された。（写真－2参照）

鉄筋カゴの建込みは、クローラークレーン（最大150t吊りクラス）や、鉄筋カゴ建込みやぐらで鉛直度を確認しながら行われた。鉄筋が二重の場合は、まず外側鉄筋カゴ、次に内側鉄筋カゴの順に建込み、両鉄筋カゴの位置決めを行ったのち、両鉄筋カゴを所定の位置へ同時に吊り込んで建込みを行った。



写真－4 杭頭処理状況



写真－5 神鋼理研式圧着継手施工状況

図－5
フーチング施工フロー

3.6 場所打ち杭コンクリート

杭のコンクリートは、設計強度 $\sigma 28 = 240 \text{ kg/cm}^2$ で共通仕様書でいう Y 配合（呼び強度 $\sigma 28 = 300 \text{ kg/cm}^2$ ）であり、打ち込みはトレミー管にプランジャーをセットし、コンクリートミキサー車で直接打設した。

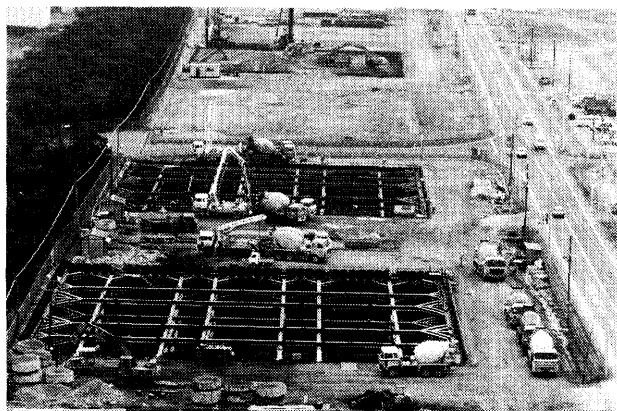
4. フーチング

フーチングの施工は、構造物掘削、杭頭処理、鉄筋工、コンクリート工で構成される。フーチング施工の施工手順を、図－5 に示す。

4.1 構造物掘削

橋脚位置が全区間において、工場、道路に隣接並行し、埋立の造成地で地下水位が高く、また掘削深さが 9.0m ～ 7.0m もあるため、鋼矢板を用いた特殊掘削とした。鋼矢板は、Ⅳ型とⅤ型が使用され、長さは、15m ～ 18m となっている。鋼矢板とフーチングコンクリートとの間隔は、作業性を考慮して 1.5m とした。（写真－3 参照）

4.2 杭頭処理工



写真－3 コンクリート打設状況

杭のコンクリート打設高さは、設計仕上り面より 60cm 以上となっているため、所定の高さまでハツる必要があり、そのコンクリートハツリ量は、970本、4,100 m^3 におよび、径が 3.0m と大きく、かつ大型機械の投入が難しい等、当初より作業が困難であることが予想された。このため杭頭研り部を一括につりあげビット外で小割する方法がとられた。多く採用された工法は、膨張性破砕剤、油圧パッカー等による工法である。これはまずコンクリートの外周部の所定位置に、ハツリの縁切りのため、高速カッターで切込みをいれ、鉄筋外周部をブレーカーでハツリ、鉄筋とコンクリートを完全に縁切りをする。その後コンクリート破砕用の削孔を、所定の位置に行い、これに膨張性破砕剤を注入し、油圧パッカーにてコンクリートに水平亀裂を発生させ、これをブレーカーにて浮かせる工法である。（写真－4 参照）

もう一つの工法は、杭頭処理を簡素化するために、アンデスフープ（炭素鋼鋼管）という金具と、鉄筋とコンクリートの縁切りのための、アンデスキャップ（発泡スチレン）を鉄筋カゴ製作時にとりつけておき、杭頭処理時に、埋込んでおいた、アンデスフープの注入口に高圧水を送り込み、その圧力で所定の位置に、ひび割れを発生させ破断する工法の、二つを採用した。

4.3 鉄筋工

フーチングの鉄筋は、極太径（D51）が主体となっており、フーチング下面で 2 段～ 3 段配列の 15cm ピッチ、上面で 1 段～ 2 段配列の 15cm ピッチとなっている。鉄筋の組立ては、受台として山形鋼等の鋼製架台を使用し、鉄筋の固定は、結束線や番線を使用した。

鉄筋の継手（D51、D32）は、ガス圧接を始め、機械継手である冷間圧着により、スリーブ（鋼管）を鉄筋のフシにくいこませて一体化するスクイズ継手や、グリップ継手を使用した。（写真－5 参照）

この機械継手の施工は、天候に左右されず、操作が簡単で熟練者を必要としない等の利点があるが、機械重量の大きさからクレーン等の揚重機を必要とし、施工性にやや劣る面がある。

4.4 コンクリート工

フーチングの形状は、W41m × D35m × H8.5m から

W41m×D17m×H6.5mとなり、コンクリート量も、11,400m³から3,840m³と相当マッシブな鉄筋コンクリート構造となっている。

フーチングコンクリートの配合は、R配合（ $\phi 91 = 240\text{kg}/\text{cm}^3$ ）としており、粗骨材の最大寸法は25mm、セメントは高炉B種の中熱型としており、一般のフーチングコンクリートと違った特徴をもっている。これらは2P、3Pの施工実績等を参考にし、密な配筋によるコンクリートの廻り、水和熱等により決められたものである。

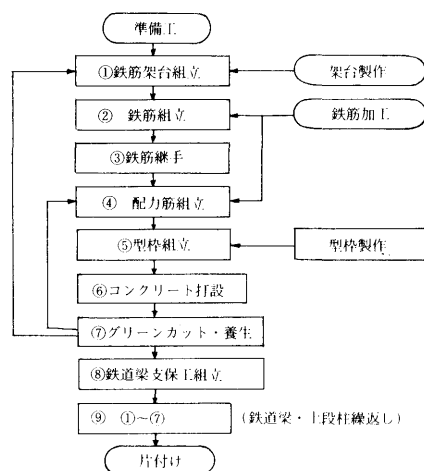
コンクリートの打設リフトは、前述のとおり相当マッシブな鉄筋コンクリート構造であるため、セメントの水和熱による温度ひびわれの抑制及び鉄筋継手位置、切梁位置、一日の打設可能量（特に生コンプラント工場の供給能力）により決められ、最大2.0mから最小0.8mで平均1.2m前後のリフト高とし、リフト数で5～8リフトとなり、最大打設量は1,730m³/回となった。

コンクリートの打設は、コンクリートポンプ車70m³/hr～100m³/hr級のブーム式（一部3分割打設の中央は配管式）が使用され、フーチングの橋軸方向の幅が29m以上は3台、同23m以下は2台の配置で行われ、フーチングを橋軸直角方向に2～3分割した。（写真－3参照）

コンクリートの打継目は、コンクリートの硬化程度をみて、ウォータジェットにてグリーンカットを行い、レイトランスや弱いモルタル層の除去を行った。

5. 躯体工

番の州高架橋の橋脚の特徴は、高さ35m～70mの高橋脚37基を有することはすでに述べたが、そのほか、道路・鉄道併用橋のため上段柱を持つこと、耐震壁を持つ大型I型断面形状であること、高橋脚にもかかわらずD51を主筋とした、RC構造であることがあげられる。このような高橋脚の施工については、コンクリートの高所圧送、鉄筋の組立及び型わく設置精度の確保は素より、高所作業における安全確保も、重点において計画した。躯体施工の施工手順を、図－6に示す。



図－6 躯体施工フロー

5.1 型わく工

高橋脚における、型わく工法の選定においては、躯体形状、高所での作業の安全性、コンクリートや鉄筋組立精度の確保、作業の省力化及び効率化、転用等が考慮され、また施工各社の実績から以下に示す工法が採用された。

(1) 一般型わく工法、大型パネル工法

この工法は躯体下部、耐震壁部、横梁部（耐震壁の上側）及び、上段柱内側に使用され、足場を組んだ後設置される。

(2) 足場付大型パネル工法

この工法は、前記大型パネルに足場を取り付けたもので、一般にスライディングフォーム工法とよばれ、下段柱、横梁及び上段柱の両側柱部分に使用された。この工法は、主に(1)の工法と組み合わせられて使用された。

(3) 自動上昇型わく工法

この工法は、型わくと足場を一体とし、それに自動上昇機能をもったもので、次の3タイプに分けられる。

1) ジャンプホーム工法

この工法は、従来のスリップフォームの利点を活かし、型わくの脱着を併用したもので、鋼製の垂直及び水平ヨーク（骨組）材を組み合わせ、型わくは垂直ヨーク材に、横バタ材を介して、吊りボルトで懸垂しており、水平ヨーク材にとりつけたスライドジャッキ装置で、コンクリートに埋込んだロッドに反力をとり、型わく装置全体を一括上昇させる工法である。

2) TGF工法

この工法は、型わく、ガイドフレーム、足場から構成されコンクリートに埋込んだアンカーボルトに反力をとり、型わくと、ガイドフレームを交互に固定し、ガイドフレームに組みこまれているゲビンデスターグ（ネジ鋼棒）をハーフナットでつかみ、センターホールジャッキで押しあげ、型わく装置全体を一括上昇させる工法である。

3) セルフクライミングフォーム工法

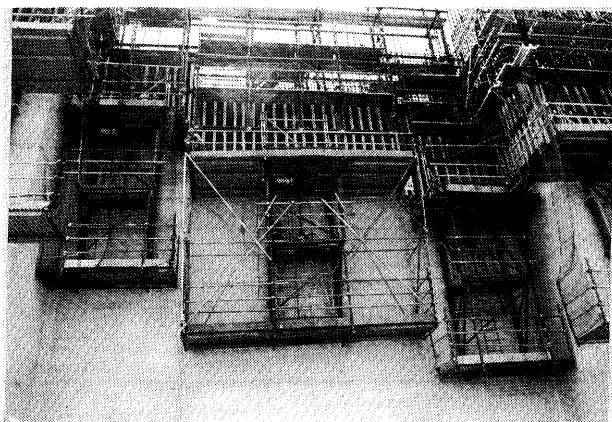
この工法は、型わく、足場、クライミング本体から構成され、クライミング本体は、外わくと内わくにわかれ、この外わくと内わくを交互に、コンクリートに埋込んだアンカーボルトに固定し、内わくに組みこまれたウインチを、電動モーターで操作し、ラックアンドピニオンで型わく装置を、個々に上昇させる工法である。（写真－6参照）

5.2 鉄筋工

橋脚は、前述のとおり鉄筋コンクリート構造として設計され、極太径鉄筋D51が主筋として使用されている。

鉄筋の建込みに当っては、正確確実な配筋を目的として、鉄骨構造の鉄筋架台を設けた。（写真－7参照）

鉄筋架台は、コンクリートに埋殺しになるポスト部と主筋建込足場を兼用する鉄筋支持部とで構成され、ポストには、別途コンクリート打設足場を設けた。



写真－6 セルフライミングフォーム工法

ポスト部は、10mを標準長に工場加工し、現地組立を行い型わくの上昇に合わせて、順次延長していった。

鉄筋支持部については、型わくの上昇に合わせて移設する際、躯体断面変化に応じてゲージ筋取付け位置を加工し直し移設完了後、ゲージ筋を取りつける事により、主鉄筋のピッチ、かぶりの精度を確保した。

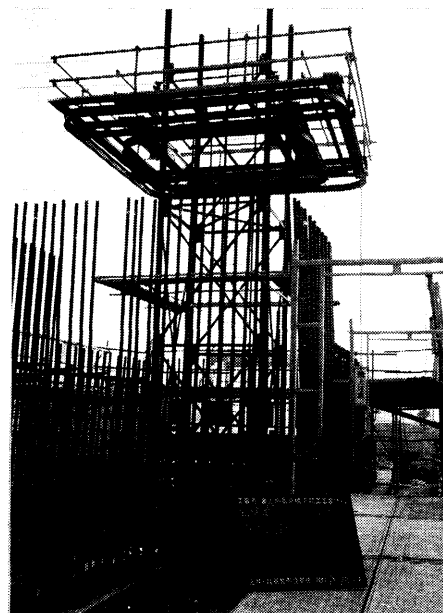
鉄筋継手は、フーチング同様、機械継手及びガス圧接継手を採用した。機械継手に関しては、継手鉄筋を鉄筋加工場にて、スリーブを片締めしたものを、吊り治具により一度に数本クレーンにて吊り上げを行い、コンクリートに埋め込まれた下部鉄筋に挿入した後、残り片方のスリーブを締めつけた。圧着機械本体は、主筋建込足場に取りつけたガイドレールを使用し、自由に移動可能とした。

5.3 コンクリート工

躯体コンクリートの配合は、U配合（ $\sigma 91=270\text{kg}/\text{cm}^3$ ）としており、粗骨材の最大寸法は、25mm、セメントは高炉B種の中熟型である。

コンクリートは、スランプ値が小さいこと、高所圧送となること、ならびにコンクリート打設量などにより、配管径6インチ（150A）を使用し、ポンプ車は、 $100\text{m}^3/\text{hr}$ 級の能力を有するものを、2台使用した。

コンクリート打設リフト高さは、一日の打設可能量及



写真－7
鉄筋架台

びコンクリートの温度応力の検討より、1リフト3.0mとした。

耐震壁、鉄道部横梁には配管途中に数箇所に分配器を取りつけ、ホッパ、縦シュートにより打設を行った。

6. あとがき

番の州高架橋（共用部）の下部工は、前段まえがきのとおり、約5年の歳月を費し、ここに完成した。この橋脚の特徴でもある、大口径、長尺の基礎工及び道路、鉄道の二層構造を持った大断面構造の高橋脚は、日本はもとより、世界でも例のない構造物である。この下部工の完成にあたっては、多数の諸先輩方の御指導と、またこの工事に関係された請負者皆様がたの御努力のたまものと感謝しております。なおこの5年間、大工事であったにもかかわらず、労働災害事故が0であった事を申し添えます。

今回の本文掲載にあたっては、下部工完成までの概要を述べましたが、現在この貴重な施工記録を取りまとめるべく作業を行っていることを申し添えます。

大島大橋塔の設計製作

Design and Fabrication of Ohshima Bridge Tower

今治工事事務所 第二工事長 谷 中 幸 和
Yukikazu Yanaka

1. まえがき

伯方・大島大橋は芸予諸島の伯方島と大島の間に建設中の橋梁であり、すでに供用している大三島と伯方島間の大三島橋関連の区間に引き続き供用される部分の海峡部橋梁である。

構造的には3径間鋼連続箱桁である伯方橋と単径間鋼床版箱桁吊橋である大島大橋から成っており海峡の伯方島側に位置する見近島に設置された4Aアンカレイジで接続されている。

大島大橋の中央径間長は560mで吊橋の規模としては大きなものではないが、吊橋を構成する補剛桁及び塔に以下の様な特徴がある。

(1)補剛桁に逆台形の鋼床版箱桁を採用していること。

(2)塔に2層ラーメン形式を採用し外観形状を考慮していること。

今回、大島大橋の塔の架設がほぼ完了するところまで来たので塔の設計、製作に関する概要をとりまとめ報告するものである。

2. 詳細設計の概要

2.1 基本形状

大島大橋の塔は吊橋の基本スケルトンより塔の高さが約90m、ケーブル中心間隔22.5mで左右のメインケーブルを支える構造であり、更に海面上航路高26mを確保して補剛桁が通ることにより桁から上の塔柱の高さは約60mとなり、塔の基本形状として上部及び下部の水平材をもつ2層ラーメン構造を採用した。従って下部水平材

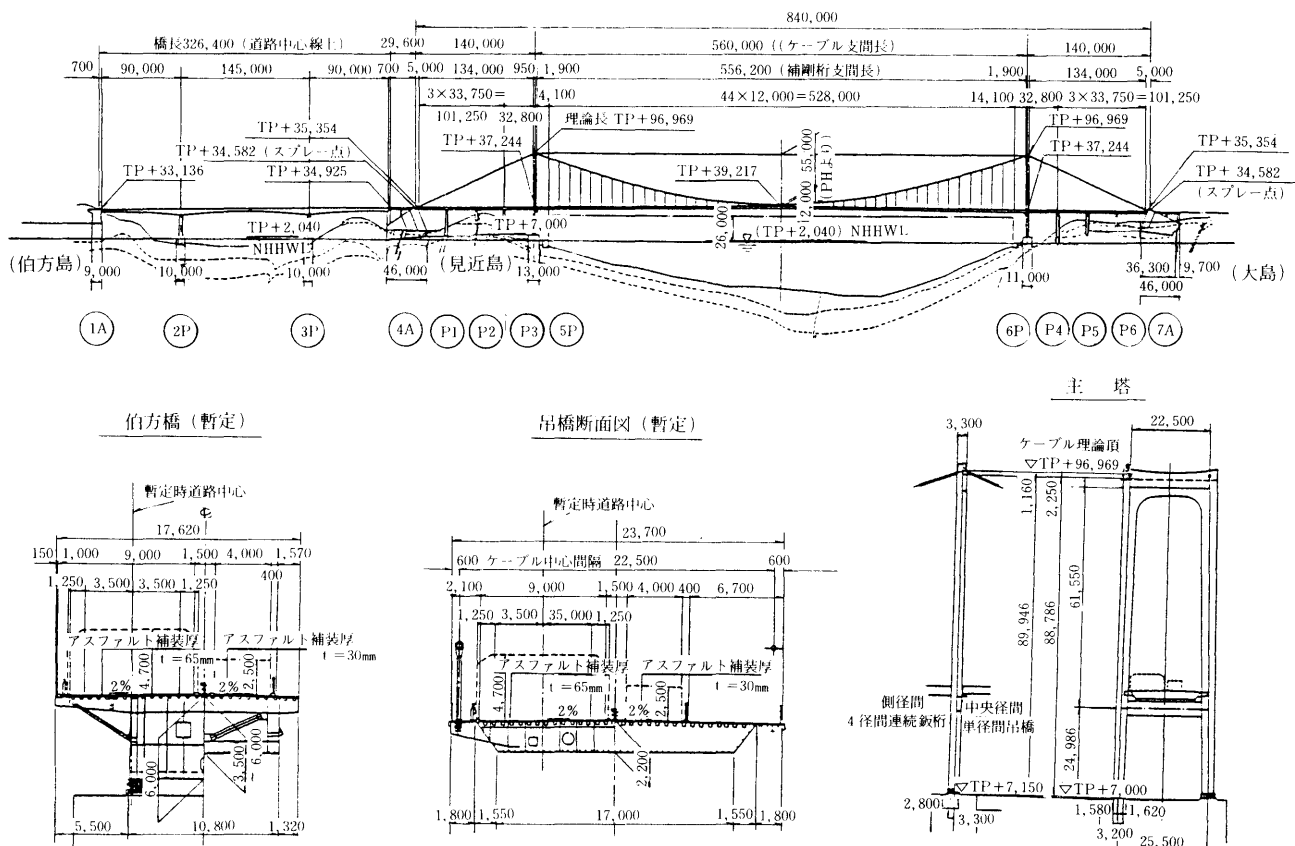


図-1 伯方・大島大橋橋梁一般図

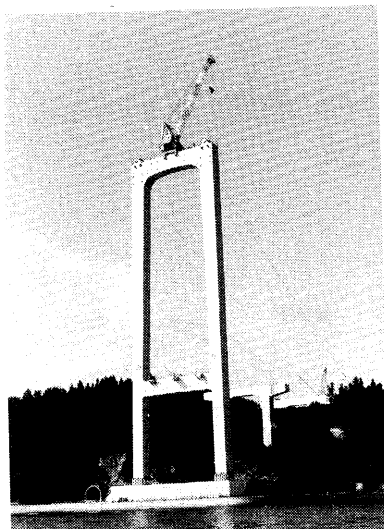


写真-1 5P塔外観

により補剛桁及び側径間の桁を支え路面から上は単純な門型をしたラーメン構造となり外観が非常にシンプルなものとなった。

また、塔柱はわずかに道路中心側に傾斜をもたせた斜塔となっており、塔頂サドル部でケーブル中心間隔と塔柱の構造中心を一致させ、偏心による曲げをおさえた形状とした。

2.2 主要構造

(1) 塔柱断面の設計

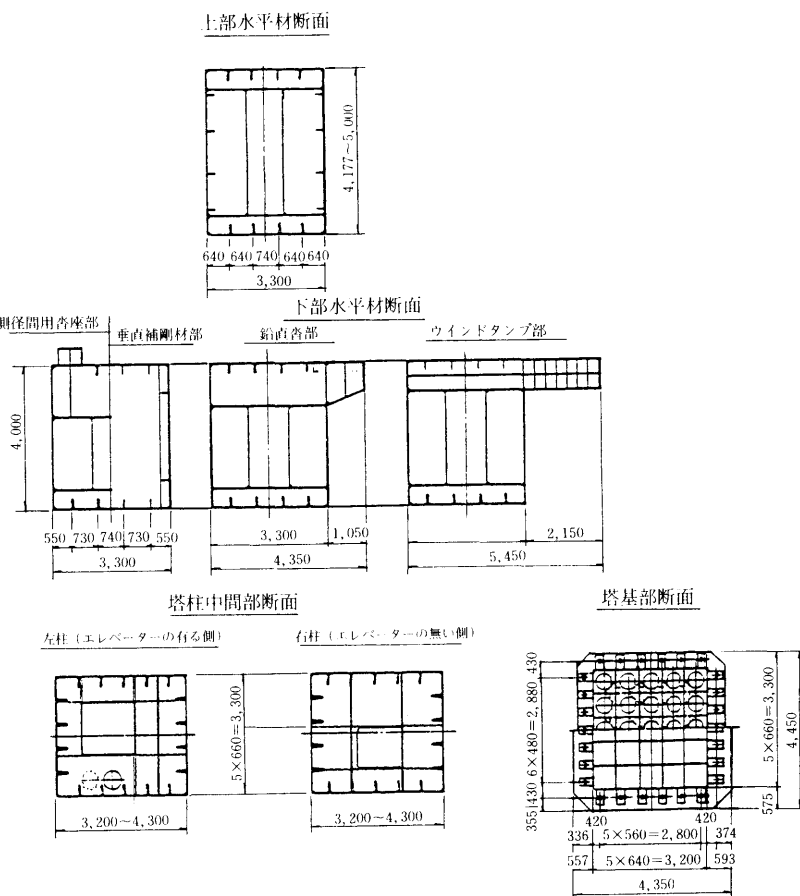
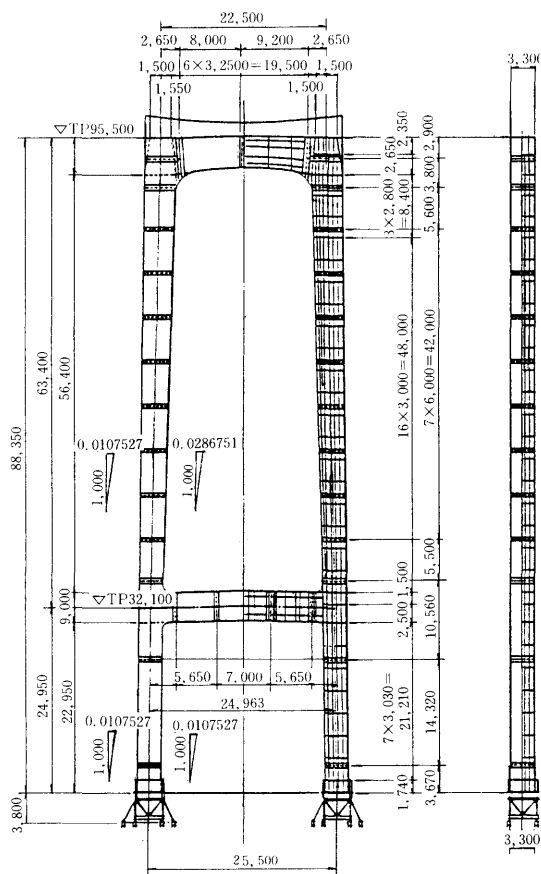


図-2 塔一般図

塔頂に作用するケーブル反力は吊橋全体系解析より最大6,600 tであり塔柱断面としては、3,300×3,200mmのモノセル構造で設計可能であった。

断面形としては実施設計時点で台形状となっていたが設計製作上の簡明さ及び容易さ等から矩形に変更した。

詳細設計の結果、塔柱は材質 S M50 Y、板厚34mm～25mm、水平材は材質 S S 41、板厚28mm～16mmで構成することとなった。

(2) 現場継手の設計

塔は架設計画に合わせて塔柱は14ブロック、上下部水平材は各々2ブロック及び3ブロックに分割して製作し、現場架設に合わせて現地で高力ボルト (M24、F10 T) により接合する構造とした。

連結部の設計応力度は作用応力度又は全強の75%のどちらか大きい方を用いることとしたが塔頂部の継手1個所については隅角部内であることから全強で設計した。

塔柱の連結では従来どおり塔壁50%縦リブ25%のメタルタッチ率を考慮した設計とした。

(3) 製作部材長

塔柱は塔頂に作用するケーブル反力及び塔自重により弾性変形を生じ収縮するがこの収縮量を考慮して製作時の部材長を決定する必要がある。

本橋の塔は二層ラーメン構造であることから吊橋全体系の基本寸法を確保するという観点から補剛桁の鉛直支承が設置される下部水平材天端及び塔頂サドルが設置さ

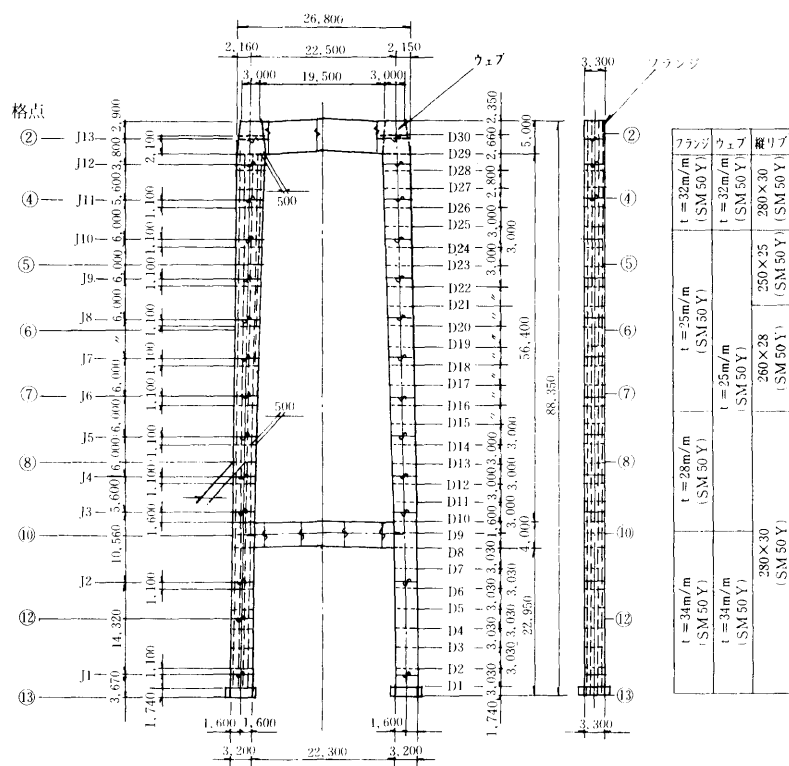


図-3 塔柱断面構成図

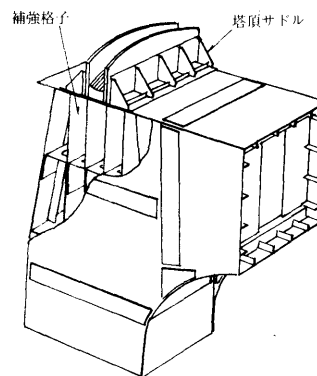


図-4 塔頂部構造図

れる上部水平材天端の高さを全死荷重が載荷された状態で所定の高さとなるようカンバーを設定することとし塔の形状が斜塔であること及び製作上の複雑さを避けるため下部水平材の取合う塔柱（塔柱第3段）の下端に13mm、上部水平材の取合う塔柱（塔柱第13段）の下端に32mmとカンバーを2個所に集中させることで対処した。

2.3 構造詳細

(1) ラーメン隅角部の処理

ラーメン構造の塔を設計する上で応力の伝達機構上複雑な部分としてラーメンの隅角部があり設計をする上でも出来る限り実際に近い応力状態を数値的に把握し、安全性を確保する必要がある。今回の詳細設計においては、塔柱と水平材の接合部においてはシャーラグの影響を考慮したこと及び塔柱と水平材が直交していないため水平材の軸力及び剪断力に対して交角の補正を行った。

実際の応力計算には「薄肉構造ラーメン隅角部の応力計算について」（土木学会論文集153号、1968.5 奥村、石沢）の文献を適用した。

また水平材のフランジを塔柱に貫通させる構造とし、耐ラメラティア材を使用しないものとした。

(2) 塔基部の設計

塔基部の設計には「吊橋及び斜張橋の塔基礎設計要領（案）」（本四公団第二建設局）を適用したが構造形式としては基部の塔柱内に補強格子を組み底板を介してコンクリートに支圧力として伝達させる方式を採った。

底板の所要板厚の決定には塔柱から伝達される支圧力をコンクリートの許容支圧応力度まで分散させるために必要な厚さと、補強格子で支持された板にコンクリート

の支圧応力度が作用した時の板の曲げとしての解析の二点より決定したが板厚として115mmとなった。

また塔基部構造はコンクリートをバネ評価し、弾性支持された格子構造として解析し補強格子の剪断変形も考慮した。

アンカーボルトに導入するプレストレスは120t／本で上記基準により浮き上がりに対する照査を行った。

(3) 塔頂部補強構造

塔頂はメインケーブルを支えている塔頂サドルからの力を円滑に塔本体に伝達するために重要な役割を有している。塔頂部の設計において従来採用されている頂板と塔頂サドル底板に大きな面外剛性をもたせて荷重を分散させる方法は頂板及び塔頂サドル底板が極端に厚くなり効率的ではない。

本橋では二次元格子解析、三次元FEM解析による検討により塔頂サドルのリブと塔頂補強格子の配置を一致させ、頂板と塔頂サドル底板の面外剛性を期待しない構造を採用した。

また塔柱の形状も塔頂サドルの形状に合わせ橋軸直角方向にしぼった構造とし塔頂補強格子の支間を短くし塔壁への応力伝達がスムーズになるよう配慮した。

2.4 塔内設備の設計

塔内には塔本体及び吊橋全体の維持管理を行うための各種の設備が配置されるがその主要なものは塔内エレベーター及び階段と塔内照明等の電気設備である。

塔内エレベーターについては塔の高さが90m程度と低いこと及び塔の工費に占める設備費の割合等より片側の塔柱のみに配備し、他の塔柱は階段とした。また塔柱が

モノセルで断面寸法が小さい（3,300×3,200）上に電気設備も同一断面に納める必要があり、更に塔柱内面の4面すべてに将来とも作業員が接近可能なスペースを確保する必要からエレベーターの規模及び配置を決定した。塔内エレベーターは4人乗りとし塔基部、上下部水平材部及びその中間に合計4個所の停止個所を設けるものとした。

エレベーターのつかない塔柱には階段を設置したが階段の設計に当っては人間の動きが最少となる様階段の配置をジグザグにしたこと及び階段の塔柱への組み込みが容易に出来る様にダイヤフラムの開口寸法及び位置を決めた事等の配慮をした。

2.5 架設補強

塔の架設は下部水平材より上の部材はクリーパークレーンを用いる架設工法としたので塔柱にはクリーパークレーンを設置するためのガイドレールを取りつけるための内部補強を施した。

ガイドレールの取付けに当っては塔柱が傾斜しており内部の縦リブも塔の傾斜に合わせて傾いていることからレール取付部の内部補強がリブとの取合い上各個所毎に異なり設計、製作上非常に複雑となるのが一般的であり、過去の例ではガイドレール取付側のリブ配置を鉛直にした例もあるが、塔本体の縦リブ配置としては塔の傾斜に合わせて等間隔である方が望ましいと考えられる事及び本橋の場合塔柱が低くガイドレールの取付個所も6個所と少ないことから取付個所の上端部と下端部の中央位置をレール取付間隔とし、上下に3個所ずつあるレール取付部は縦リブとの取合いが同一となる様にした。このことから内部補強のパターンは3種類とする事が出来構造の簡略化が計れた。

また、クリーパークレーンの上ピン、下ピンの間隔を一回のせり上げ高さ12mに合わせ上下のピンの補強個所を同一点とし補強個所数を最小とする様配慮した。

3. 製作の概要

3.1 製作上の要点

塔の製作は住友重機械工業(株)が担当し、架設現場に近い愛媛県の東予製造所で実施した。製作数量は表－1のとおりである。

製作に当っては塔の設計条件を満足するため以下の様な施工上の配慮をした。

(1) 塔の鉛直度の確保

塔芯鉛直度の許容値は工場製作段階で1/10,000以下という条件であるので製作に当っては部材の4つの側面にそれぞれ部材芯をけがき部材製作及び仮組作業の基準とした。

なお部材芯については塔柱の芯で直交する2つの平面を仮想し、その平面が部材の4つの側面と交わる線と、それぞれの側面の中央線とのずれが平均的に小さくなるよう決定した。

また塔芯の鉛直度を確保するためには軸芯に対して各段の上下端面を所定の角度で正確に切削する必要があるが上記の部材芯を基準に切削作業を行った。

(2) 塔柱水平継手のメタルタッチの確保

塔柱は設計上外板について50%、縦リブについては25%のメタルタッチを考慮しているので製作に当っては切削面の平坦度を確保することを最重点とした。また、架設時の再現性を確保するために仮組時のメタルタッチの確認後部材の下端側の継手部の最終段階の孔加工を実施することとした。

(3) 塔柱断面寸法の精度確保

塔柱が傾斜しておりなおかつ下部水平材より上は断面変化があるので塔柱の断面寸法を正確に管理し、水平継手部の目違いをなくす必要があるが、この精度の確保のために上下の塔柱ブロック間の切削予定線での4面の寸法及びねじれを確認すること及びダイヤフラムを断面の箱組の定規とするため4周を機械切削したこと、またパネル製作後の加熱矯正ひずみ取りによる収縮量を一定とするためリブ本数に合ったトーチを持った矯正機を使用した事等の対策を実施した。

2.2 製作手順及び要求品質

塔の製作の基本的な手順を流れ図として図－5に示す。また製作に当っては塔の鉛直精度1/10,000を確保すること及び設計上考慮した継手部のメタルタッチ率を確保することを要求精度の重点と考え「鋼橋等製作基準」の規定をもとに表－2のとおりとした。

3.3 部材の製作

(1) 溶接施工法

塔の製作で採用した溶接方法及び開先形状をまとめると表－3のようになる。これらの溶接サイズの決定に当っては溶接部に作用する相当応力 σ_v が部材の降伏点応力

表－1 製作数量（塔本体）

単位kg，一塔分を示す

		第1段	第2段	第3段	第4段	第5段	第6段	第7段	第8段	第9段	第10段	第11段	第12段	第13段	第14段	下部 水平材	上部 水平材	合 計
P L	S M50Y	79,230	133,692	130,126	52,674	50,638	51,232	51,018	48,828	49,952	50,698	49,504	51,570	63,335	66,950	1,659	21,927	953,033
P L	S M40															44,704	1,480	46,184
P L	S S41	34,410	8,997	5,615	3,796	3,986	4,126	4,246	4,373	4,519	4,635	4,880	4,975	657		48,010	41,407	178,632
型 鋼	S S41	238													126			364
H T B	F 10T		3,963															3,963
合 計		113,878	146,652	135,741	56,470	54,624	55,358	55,264	53,201	54,471	55,333	54,384	56,545	63,992	67,076	94,373	64,814	1,182,176

47

表一 5 仮組検査結果 (鉛直度)

14		-0.10	+2.20	+0.50	-1.35			
13		-0.20	+1.95	+0.60	-1.20			
12		-0.75	+1.45	+0.90	-0.50			
11		-1.0	+1.20	+0.90	-0.15			
10		-0.75	+0.95	+0.90	-0.43			
9		-0.45	+0.93	+1.15	-0.45			
8		-0.20	+1.10	+1.40	+0.15			
7		+0.13	+1.10	+1.78	+0.25			
6		+0.50	+0.75	+1.15	0.0			
5		+0.68	+0.50	+1.03	-0.10			
4		+0.48	+0.20	+0.65	+0.20			
3		+0.75	-0.15	+0.40	+0.55			
2		0.0	-0.25	+0.45	+0.40			
1		0.0	-0.10	+0.25	+0.10			
塔柱	(-)4A $\longleftrightarrow$ 7A(+) 橋軸方向		(-)L $\longleftrightarrow$ R(+) 橋軸直角方向		(-)4A $\longleftrightarrow$ 7A(+) 橋軸方向		(-)L $\longleftrightarrow$ R(+) 橋軸直角方向	
	L 塔				R 塔			

5 P塔柱芯鉛直度

	+0.75	+0.85	+1.10	+2.50
	+0.90	+0.85	+0.95	+2.50
	+0.60	+0.60	+1.0	+2.50
	+0.35	+0.35	+1.0	+2.75
	+0.35	+0.35	+0.75	+3.25
	+0.35	+0.35	+0.50	+3.50
	+0.60	+0.10	+0.25	+3.25
	+0.85	-0.15	-0.25	+2.50
	+0.85	-0.15	-0.75	+1.75
	+0.85	+0.10	-1.0	+1.25
	+0.98	+0.25	-1.0	+1.8
	+0.60	+0.10	-0.75	+0.75
	0.0	0.0	-0.50	+0.75
	0.0	0.0	-0.25	+0.50
(-)4A ↔ 7A(+) 橋軸方向	(-)L ↔ R(+) 橋軸直角方向	(-)4A ↔ 7A(+) 橋軸方向	(-)L ↔ R(+) 橋軸直角方向	
L 塔		R 塔		

6 P塔柱芯鉛直度

影響を避けるために塔全体の精度の基準となる塔基部は工場建屋内で、他の部材についても仮設の屋根及び側面をシートで覆う等の設備を設けて実施した。

仮組作業は受台上にジャッキを設置し、下側の部材を鉛直に据え上側の部材を塔載しメタルタッチ、芯の通り及び各部の目違いを確認した後、継手部片側のボルト孔の拡孔を行った。

また、架設時に仮組時の寸法関係を再現できるようにコーナ部に合わせてマークを記入した。

水平材の仮組は下部水平材については、塔柱第3段を含む部材を横置き状態で、上部水平材は塔柱第13段、14段を含む部材を立置き状態で実施した。

3.5 出来形品質

塔製作で要求される品質のうち最も重要度の高いものとして、メタルタッチの精度と塔柱の鉛直度があげられる。今回の製作で得られたこれらの2項目の出来形品質を仮組検査結果より示すと以下のようになる。

メタルタッチについては全継手部の平均値として外板

75.6%、縦リブ61.0%で要求精度を十分満足したものと考えられる。

また塔芯の鉛直度については塔頂部における累積した偏心量が最大で橋軸方向1.1mm、橋軸直角方向2.5mmで許容値8.84mm (H/10,000) に対し良好な結果が得られた。

各ブロック仮組時の品質について表-4及び5に示す。

4. まとめ

大島大橋の塔は実施設計の段階では塔柱断面として台形形状を採用している事、及び一括架設を前提にした全溶接構造としている事等、斬新な考え方を取り入れた設計がなされていたが、詳細設計において検討の結果現実的な施工性を主体とした判断より一部構造変更が生じた。しかし塔の形状等の吊橋全体に対する塔の景観上の位置づけ等の基本は引き継いだつもりである。

製作では設計で配慮した構造上の特性を十分満足する品質が得られたものと思う。

なお、塔架設については別途報告する予定である。

明石海峡大橋の道路単独橋問題について

明石海峡大橋は道路・鉄道併用橋として昭和48年度に基本計画の指示及び工事実施計画の認可を受け、その方針に基づいて調査を実施してきたところであるが、国鉄再建問題の深刻化など社会経済情勢の変化を踏まえ、明石海峡大橋の橋梁計画の再検討に資するため、道路単独橋の可能性等についても所要の調査検討を行うことが昭和56年6月国土庁、運輸省、建設省の3省庁で協議され、その調査について建設省より公団へ、指示がなされた。調査は昭和56年度より実施し、橋本体の計画設計、風洞試験、施工方法、陸上部路線検討、採算性等の検討を行い、昭和60年4月建設省へ報告がなされた。これを受け、昭和60年8月前記3省庁間で、明石海峡大橋は道路単独橋とする方針とすること及び本州・淡路島間の鉄道計画については別途検討することが合意され、現在この方針に基づき新たに着工準備費を含めて、61年度の概算要求を実施しているところである。

公団職員の海外協力について

公団職員の海外協力については、今までザイルのマタディ橋、ビルマの橋梁技術訓練センターへの長期派遣等多くの方が派遣されているが、現在次のような計画が具体化している。

派遣地	業務内容	期間	所属	氏名
1 モロッコ	ジブラルタル海峡連絡計画 橋梁案フィージビリティスタディの基礎的なデータを決定するため。	60年11月16日 ～12月20日	三建計画課代理	森 邦久
2 ケニア	ケニア運輸通信省の橋梁専門家として派遣	60年12月13日 2年間	企画課 審議役	多田一正
3 ビルマ	ビルマ国イラワジ河橋梁建設計画作業管理員として視察	未定 (2～3回/年)	一建 建一課長	山根哲雄

第15回技術委員会について

昭和60年11月25日東京において、第15回技術委員会が開催され、以下の技術的問題について審議された。

大鳴門橋の振動実験

下津井瀬戸大橋のA S工法
生口橋の斜張橋

明石海峡現地水理実験

明石海峡大橋主塔基礎は海中に設置する計画であり、特に3 P 海域は潮流速が最大9ノットにも達する急潮流海域である。本橋の主塔基礎は鋼管連壁ケーソン工法で計画しているが、ケーソンを沈設する前に行う海底面均し工については、急潮流下でのり面形状の確保、ケーソン設置面の平坦性の確保等が課題となっている。これらの課題については、模型水理実験によって多くの成果を得ているが、現地で予想される実際の挙動を把握するには現地条件下で検証する必要がある。

本実験は、現地において大型グラブ浚渫船（バケット重量125トン級）により約25,000m³の海底掘削（水深38m、掘削深さ約7m、掘削底面60m×20m）を行った後、急潮流（7ノット）にさし、この場合の掘削底面、のり面等の状況の変化を調査し、合わせて大型グラブ浚渫船の掘削精度、施工能率調査や潮流速、水質調査等を行うものである。

昭和60年度は、このうち7,000m³の海底掘削（掘削深さ約3m）を実施することとし、11月より準備を進め昭和61年2月より灯浮標を設置し、3月より掘削を開始す

る予定である。

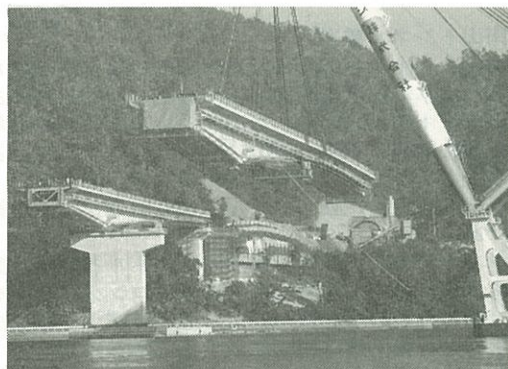
撫養橋桁大ブロック架設

撫養橋の起重機船による大ブロック架設を60年11月19日から開始した。

撫養橋は徳島県の小鳴門橋（吊橋）に平行して小鳴門海峡にかかる4径間連続鋼床版単室箱桁橋である。本橋の製作にあたっては、渦励振、小鳴門橋などの相互干渉振動等の耐風安定性検証を行い、桁高及び耐風安定材としての外部管理路等の検討が行われた。

桁の架設工法は、1,600t吊起重機船による大ブロック一括架設工法であり、主桁を4個の大ブロックに分割して施工する。大ブロック相互の連結はセンターホールジャッキにより仕口の調整を行い、継手部に曲げモーメントを導入するモーメント連結法を採用している。

最初の桁架設はG₁桁（重量約1,100t）であり、広島県向島町から約50時間かけ7,000t台船にて架設地点に11月18日搬入された。翌11月19日7時30分に1,600t吊起重機船により吊上げが開始され、関係者の見守る中で12時45分無事桁設置が完了した。以後第2ブロックG₂桁の架設は、11月21日に実施され、残るG₃、G₄桁の架設も12月初旬に予定している。その後の予定としては、橋梁付属物の取付等を行い今年度末には完成する。



撫養トンネル貫通

撫養トンネルは、昭和60年10月16日午前11時に上半最終発破を行い無事貫通した。昭和59年7月に着手以来約1年4ヵ月を要した。

本トンネルは、鳴門市見白山（標高200m）の急峻な山を貫く、大鳴門橋関連区間では最長のトンネルである。下り線のための暫定施工であり、延長616m、掘削すり約50,000m³、ロックボルト約9,000本（ $\ell=2.5\sim4.0$ m）。吹付コンクリート14,000m³、終点側より片押し掘削で断面約82m²のNATMで施工を行った。当初の設計、地質調査等によると沢部を掘削するため、かなりの湧水が予想されたが以外に少なかった。地質は中世代北阿万累系、和泉層部（砂岩優性頁岩の互層の受盤であり、発破毎に切羽の層が異なり予断が許されなかった。亀裂、節理が多いためアーチ部の崩落に悩まされたが、早期の吹付コンクリート及び縫地ボルトを施工することにより対処出来た。掘削地山の挙動を図上で把握出来るNATMの計測は次の施工にフィードバックし役立った。

現在、下半掘削も終了し、二次覆工、インバート掘削を施工中である。引続き起点側の坑門工及び坑内排水関係等の付帯設備への施工へと移り、昭和61年5月末竣工の予定である。



早島 I.C 工事全面展開

一般国道30号本州側の表玄関である早島 I.C は、山陽自動車道と国道2号線を連結する日本有数の I.C である。当 I.C は、洪積層沖積層の構成をなす極軟弱地盤上に120万 m^3 の土砂を搬入し、高さ6~11mの盛土を構築するものである。

現在、準備工を完了し軟弱地盤対策工に着手している。対策工としては G.C.P (碎石コンパクションパイル) 工法、D.J.M (深礎混合処理) 工法、P.D (ペーパードレーン) 工法及び補強盛土工法があり、これらの特殊機械がまるで建設機械の展示場のごとく林立している。これらの軟弱地盤対策工は来年5月頃までに完了し、橋梁函渠等の構造物構築及び全面盛土を行う予定である。

福南山トンネル貫通

福南山トンネルが60年12月12日午前11時に貫通した。58年2月に本坑掘削を開始してから約2年10ヵ月である。このトンネルは、児島・坂出ルートの本州側鉄道単独部に位置し延長3,654mあり、同ルートにある鉄道と道路の8つのトンネルの中で最長のトンネルである。トンネル断面は高さ、7.48メートル、幅8.54メートルの複線構造である。

トンネルの掘削工法は、鷲羽山トンネルと同様、掘削直後にロックボルトを壁に打ち込み、コンクリートを吹きつけ地盤の変形を複強しながら進める“ナトム工法”を採用した。総工費は約55億8千万である。

今後、覆工作業や軌道・電気工事等を施工し、63年春完成を目指す。

児島・坂出ルート海峡部橋梁の工事進捗状況

与島橋の桁架設は60年11月5日に2P、9日に3Pの支点付近桁2パネル一括架設が行われた。2Pの2パネルはブロック重量約2,000t、3Pは約1,800tで、双方とも3,500t吊F.C 1隻吊りによって、不安定な秋の天候の中無事架設を完了した。

櫃石島橋の2P中央径間側4パネル一括架設は、ブロック重量約1,700tで3,000t F.C を使用し60年12月20日に行われ、61年1月より残りの部分の面材及び単材架設とケーブル架設を並行して行う。

岩黒島橋では、中央径間の面材架設とケーブル架設が60年11月より開始され、12月末で2P、3Pとも塔よりパネル張り出した状態で、ケーブルも各2段架設完了している。

下津井瀬戸大橋では、60年6月4日から「エアスピニング工法」によるメインケーブル架設作業を開始し約半年間にわたって張り渡し、作業を繰り返してきて、12月3日に最後の1本に当たる24,288本目の素線を張り渡し、メインケーブルの架設を完了した。

北備讃瀬戸大橋は、60年9月7日に素線を127本束ねたストランドの引出しを開始し12月12日に全234ストランドを引出しして架設を完了し、南備讃瀬戸大橋につい

ては12月18日に引出しを開始した。

メインケーブルの架設を完了させた両吊橋は、今後、メインケーブルを円形に仕上げる作業やバンド・ハンガーロープ架設作業を行い、今春には補剛桁の架設を開始する予定である。

本四備讃線北浦港橋梁下部工着工す

北浦港橋梁は、本四備讃線の四国側鉄道単独部に位置し、P.C 鉄道けたでは日本最長の中央径間120mをもつ5径間連続けたである。また、下部工は海中工事における連続地中壁基礎(連壁)を採用した。

北浦漁港の入口を跨ぐこの橋梁を計画するに当り船舶の航行の安全・列車走行における騒音対策・冬季の波浪対策、ならびに工事中における航路の確保および汚濁の問題などを地元漁協等との協議がなされ、その結果海中基礎3基、上部工はコンクリート構造、工事中の航路幅100m確保となった。

北浦港橋梁の建設現場では、作業用資材の搬入用栈橋の構築作業が60年7月2日に起点側の宇多津町吉田の岸壁より始まり、栈橋(長さ181m、45m)は10月までに完成し、12月現在2Pから4Pまでの海中基礎では作業用構台を構築し終り築島工を実施している状態であり、昭和61年2月ごろには海中工事で前例のない厚壁($t=1.5\text{m}$)で大深度($TP-55\text{m}$)の特徴をもった連壁を実施する。

櫃石島高架トラス橋にDルート初めての点検補修作業車を設置

児島・坂出ルートでは、長大橋梁の維持管理用設備の一つとして、橋梁点検補修作業車の製作、架設を進めているが、その第1号が60年12月初めに架設を完了した。橋梁点検補修作業車としては、①桁及び床版の裏を保守するための桁作業車、②塔を保守するための塔作業車、③メインケーブル、ケーブルバンド及びハンガーロープを保守するためのケーブル作業車の3種類を設置することとしている。このたび設置したのは桁作業車で、道路桁内面及び床版裏面保守用の桁内面作業車1台と、主構の上、下弦材、斜材及び垂直材等保守用の桁外面作業車1台である。

桁内面作業車は、大きさ2.2 $\times$ 11m、総重量約10t、積載荷重425kgの電動駆動、アルミ合金製の作業車であり、道路桁内面で橋軸直角方向に設けられたレール上を移動しながら点検作業や補修塗装を行うための作業車である。

桁外面作業車は、大きさ6m $\times$ 36.1m、総重量約59t、積載荷重1,750kgの電動駆動、アルミ合金製の作業車であり、本体を主構下弦材上の左右両端に橋軸方向で設けられたレールに沿って移動しながら、側面作業台を昇降させ、又は橋軸直角方向に伸縮させて点検作業や補修塗装を行うための作業車である。架設後、早速桁架設工事でタッチアップ塗装に使用している。

伯方・大島大橋及び関連区間工事の現況

伯方橋は、1月下旬に上部工の架設を開始する予定で、現在作業用ヤードの造成を行っている。伯方橋の上部工は、 $\ell=90\text{m}+145\text{m}+90\text{m}=325\text{m}$ の連続箱桁である。桁架設工法は側径間部はベント工法とし、中央径間は、 $\ell=183\text{m}$ 、重量約2,000t(附属物を含む)を3,000t吊F.C 船により一括架設を行う予定である。

大島大橋は、キャットウォークの架設を終り、1月中旬よりストランドの引出しを開始し、3月に完了する予定である。

伯方島陸上部工事、大島陸上部工事は、順調に工事が進捗している。大島の、宮窪トンネルは、内装板、照明等の附帯工事に移っている。

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 (Tel 03-436-3896)で販売しております。

仕様書・要領等

土木工事共通仕様書(改訂版)	昭和59年8月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和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
鋳鉄鋼品製作基準・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

下路管理路設計マニュアル(案)

鉄道床組の標準図作成

材 料 規 格

高力ボルト類規格

リンク支承関係規格

鋼 材 規 格

鋼材規格解説

ケーブル材料規格

塗 料 規 格

昭和49年2月

昭和53年9月

昭和57年10月

昭和60年8月

昭和53年10月

昭和54年6月

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	奈良平 俊 彦		
編 集 委 員	岩 屋 勝 司	上 田 克 己	
	榎 沢 寛	加 藤 茂	
	木 村 博 司	阪 本 謙 二	
	佐 藤 辰 雄	庄 司 吉 美	
	下 村 稔	鈴 木 朗	
	田 島 照 義	田 中 秀 也	
	手 島 茂 富	成 田 秀 志	
	福 井 幸 夫	森 章	
	森 田 行	山 崎 広 志	
	湯 谷 優	吉 田 修	
	小 暮 三 郎	(海洋架橋調査会)	

本四技報 第37号

発 行 昭和61年1月15日

監 修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人海洋架橋調査会

東京都港区虎ノ門4丁目3番20号

第22森ビル 〒105

電話03(436)-3896

発行者 井 上 義 光

印 刷 中井編集デザイン事務所

定価 1,900円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

