

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

VOL. 9, No. 12, 1985

本州四国連絡橋公団監修

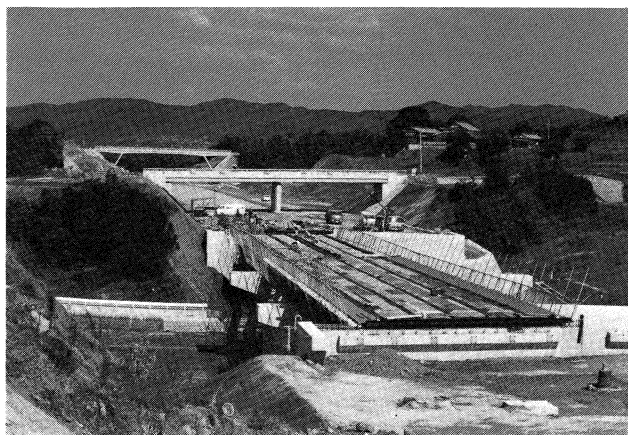
APPROVED BY HONSHI-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第32号 目次

本州四国連絡橋事業を支える技術……………副総裁……………山 根 孟… 1	
脚付ケーソン基礎の耐震安定性……………(前)設計部設計第二課……………塩 井 幸 武… 2	
	第二建設局児島工事事務所 吉 田 好 孝
下津井瀬戸大橋 4 A アンカレイジの施工……………第二建設局建設第一課……………中 元 雄 治… 10	
(その 2)	第二建設倉敷工事事務所 武 藤 礼 布
	第三建設局計画課 上 村 博 文
岩黒島橋下部工施工報告(その 2)……………第二建設局児島工事事務所……………丸 尾 進… 14	
	第一建設局計画課 有 馬 勇
	第二建設局建設第一課 田 村 隆
南北備讃瀬戸大橋 1 A アンカレイジの施工……………第二建設局坂出工事事務所……………加 島 聰… 24	
	第三建設局向島管理事務所 森 谷 俊 美
	第二建設局坂出工事事務所 徳 永 剛 平
南北備讃瀬戸大橋 4 A 共用……………第三建設局計画課……………馬 場 賢 三… 34	
アンカレイジの設計	
技術ニュース…………… 46	

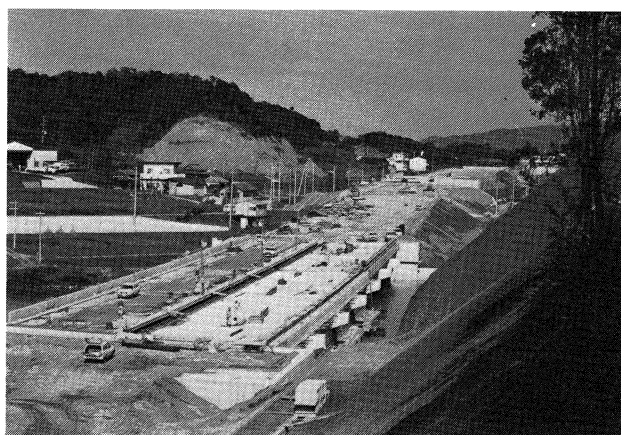
本四技報 第33号 (60.4) 掲載予定

- 北備讃瀬戸大橋塔の製作
- 神戸層鋼管杭打込実験
- 櫃石島高架橋剛結横梁の設計
- 南北備讃瀬戸大橋上部工基本設計
- 撫養橋の風洞実験
- 下津井瀬戸大橋 1 A アンカートネル掘削



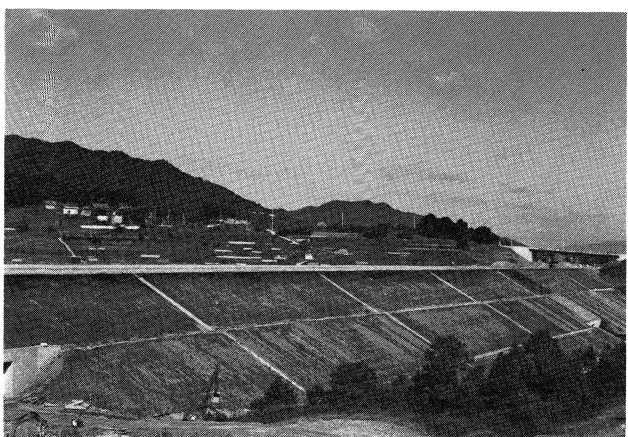
津名皿池橋上部工架設中

(59年12月)



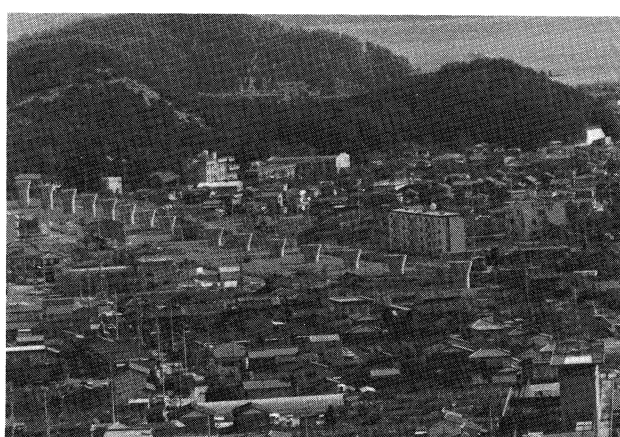
山田原工事(手前は大池橋)

(59年12月)



中川原工事(摺井谷の盛土)

(59年12月)



撫養高架橋下部工(その1)工事(全景)

(59年12月)

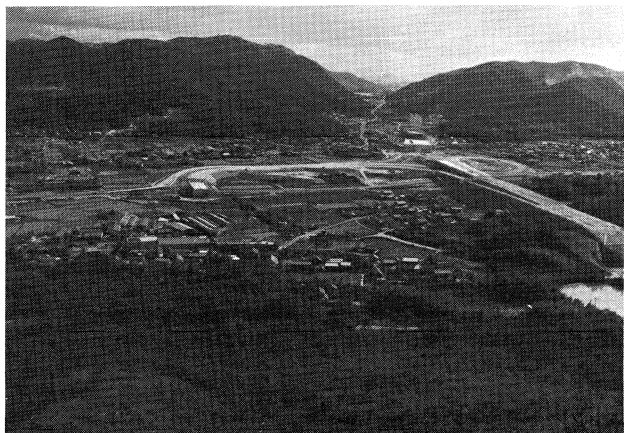


撫養トンネル工事(セントル入坑を待つ)(59年11月)



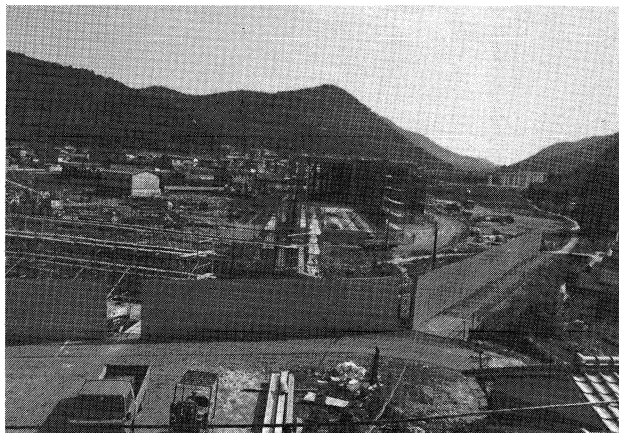
鳴門管理事務所新築工事(全景)

(59年12月)



水島インター工事(全景)

(59年11月)

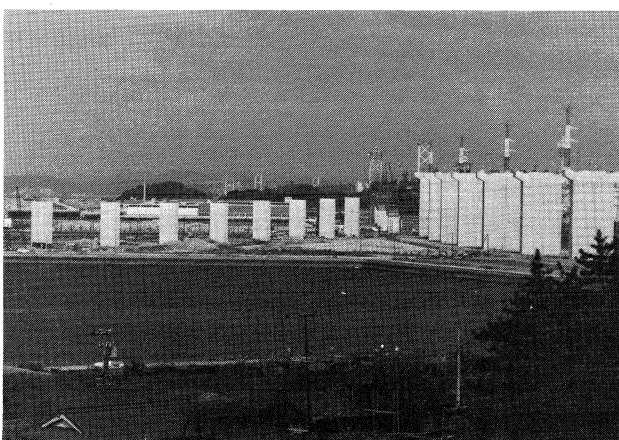


福江函渠工事(ベースコンクリート打設中) (59年11月)



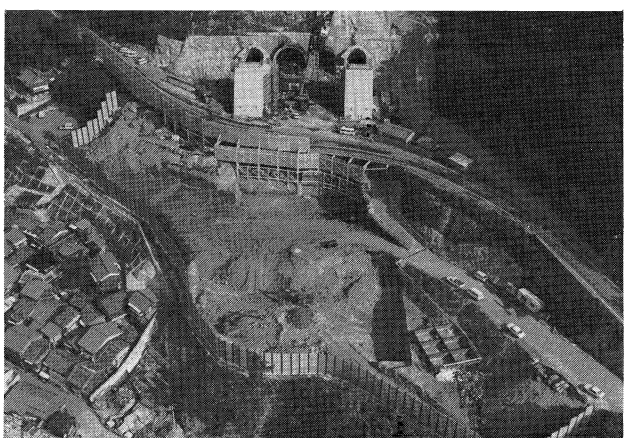
福南山トンネル南工区工事

(59年11月)



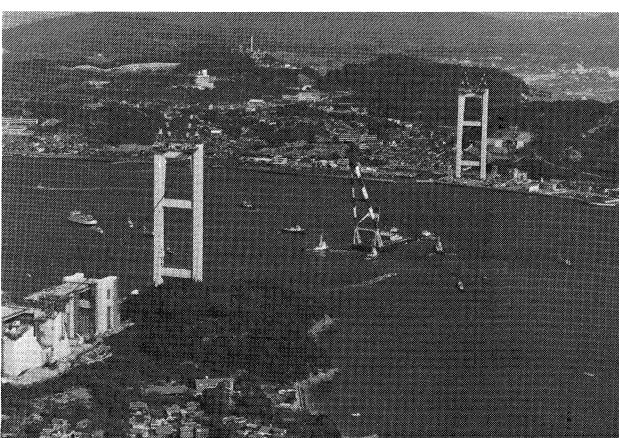
番ノ州鉄道高架橋下部工工事

(59年11月)



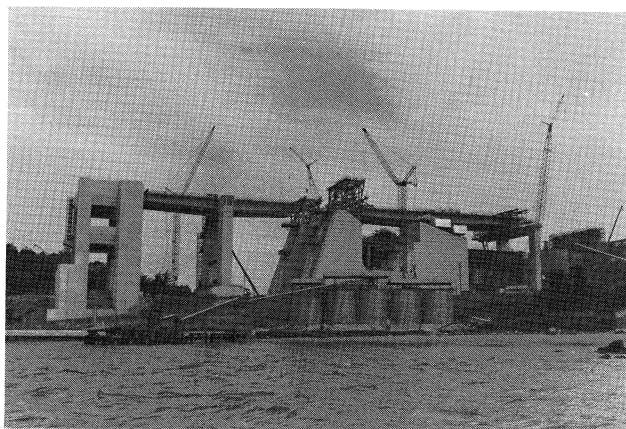
鷺羽山地区(その3)工事

(59年11月)



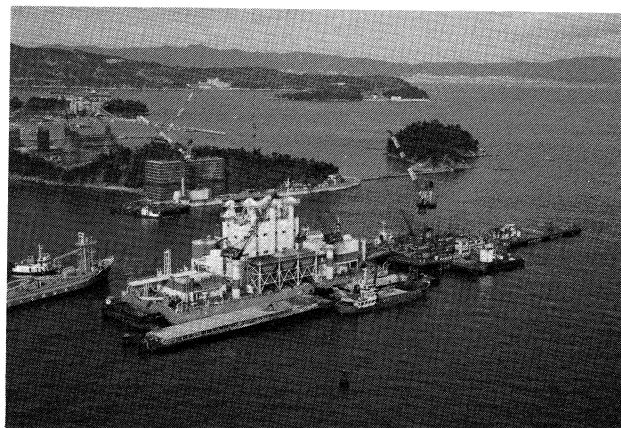
下津井瀬戸大橋ケーブル工事
(パイロットロープ渡海作業中)

(59年11月)



櫃石島(その1)工事

(59年11月)



櫃石島下部工(その3)工事

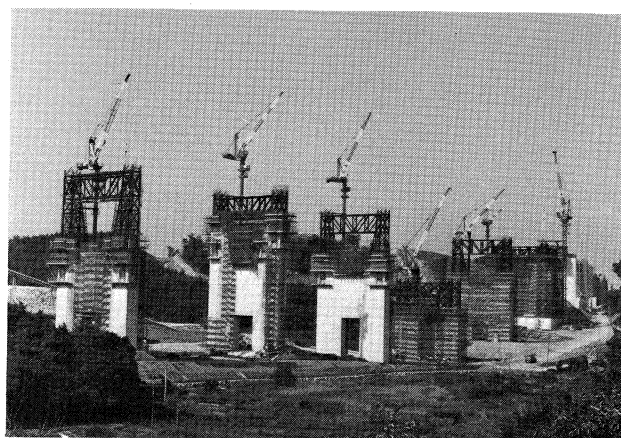
(59年10月)

(「世紀」最後のモルタル注入作業)



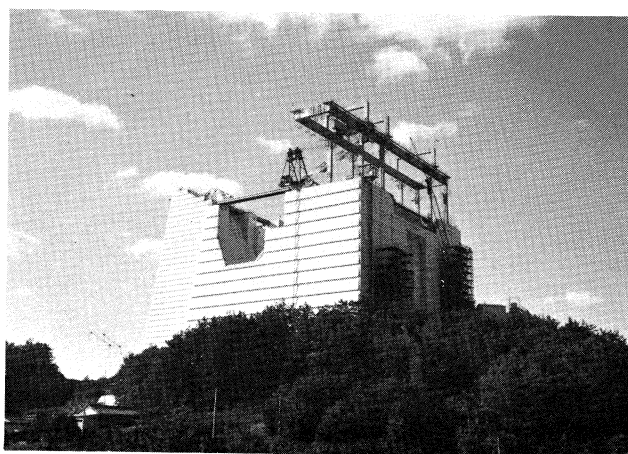
岩黒島下部工(その3)工事
(4P 軀体コンクリート工)

(59年11月)



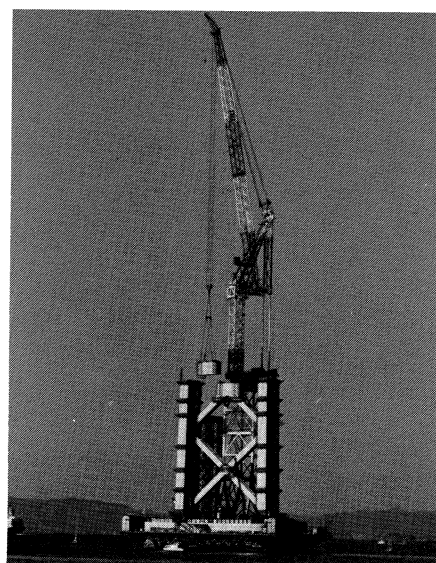
与島高架橋工事

(59年11月)



北備讃瀬戸大橋ケーブル架設工事

(59年11月)



南備讃瀬戸大橋塔架設工事

(59年11月)

児島～坂出ルート



番ノ州高架橋 1 P, 2 P 鋼橋脚工事 (59年12月)
(2 P 梁部一括架設)

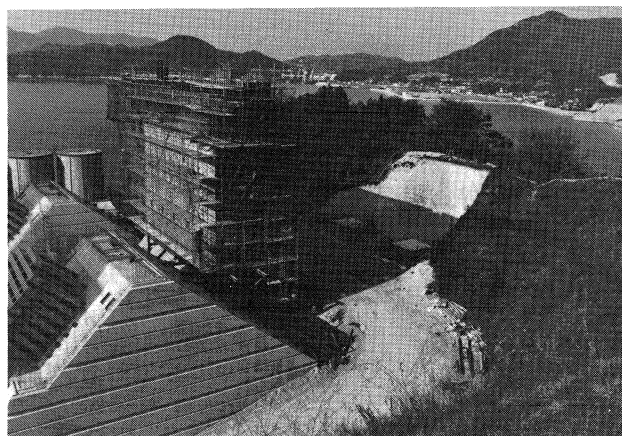


番ノ州高架橋 PC 上部工(その1)工事 (59年11月)

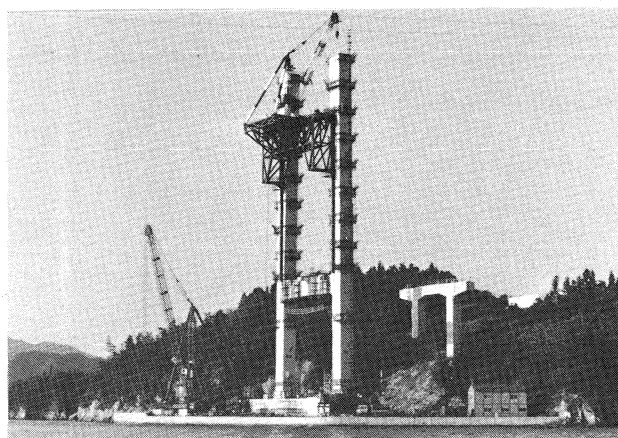
尾道～今治ルート



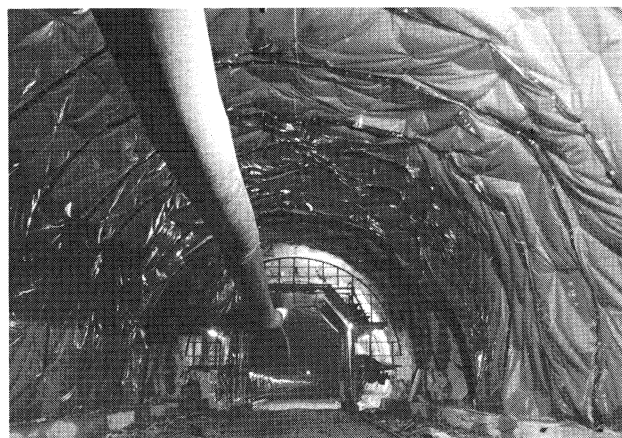
伯方島陸上部工事 (59年12月)



大島大橋下部工事(4 A 橋台) (59年12月)



大島大橋塔架設工事(5 P) (59年12月)



宮窪トンネル工事 (59年12月)

本州四国連絡橋事業を支える技術

Engineerings that support the Project of Honshu-Shikoku Bridges

副総裁 山根 孟
Tsutomu Yamane

本州四国連絡橋事業は、すでに供用している大三島橋と因島大橋が管理段階、本年6月供用予定の大鳴門橋が仕上げ段階、昭和62年度完成目途の児島・坂出ルートと伯方大島大橋が建設の最盛期にある。生口橋は着工準備の段階を迎えようとしている。その他の未着手橋梁については、重点の明石海峡大橋ははじめ調査段階にある。

本事業の技術的な特徴は、台風、地震、水深、潮流、海底地質などのきびしい自然条件のもとで、道路鉄道併用の長径間吊橋を含む世界的な規模の橋梁を建設し、管理するところにある。また、瀬戸内海国立公園を経過するルートにあたり、加えて国際航路を含む航行船舶、操業漁船の輻輳する海域での架橋であるため、これらに対する慎重な配慮が要請されている。

当然のことながら、本州四国連絡橋は、海峡をわたる橋梁本体部とともに接続部をあわせた一連の区間が事業の対象となっており、全国的な幹線交通網の一環である。つまり道路、鉄道として機能する。

本稿では、以上を踏まえつつ、本州四国連絡橋事業を支える技術について考えてみたい。

まず、長径間吊橋など長大橋にかかわる固有ないし特有な技術である。長年にわたり、また必要に応じて、技術開発が行われ、実施されている。包括的、代表的には、下記のようなものである。

- (1) 長径間吊橋の設計法とりわけ耐風設計法（風洞試験法を含む）および耐震設計法の確立
- (2) 列車の高速走行安全性を確保するための鉄道用緩衝桁などの開発および部材等の疲労対策の確立
- (3) 大鳴門橋主塔基礎における多柱基礎工法の開発
- (4) 児島・坂出ルートの吊橋等主塔基礎およびアンカレイジ基礎における設置ケーソン工法の開発
- (5) 長径間吊橋の架設工法（パイロットロープの渡海法、主ケーブルの平行ストランド工法、補剛桁の架設工法など）の確立

- (6) 維持管理施設・交通管理施設の開発

なお、上記工法には、その要素工程において船舶機械を含め多くの技術開発がなされている。

つぎに、前述の自然環境、社会環境への対応にともなう必要となった技術の開発ないし技術の所産である。

- (1) 児島・坂出ルートにおける初めての本格的な環境アセスメントの実施
- (2) 自然景観との調和に配慮した橋梁形式、主塔などの形状および色彩の選定

- (3) 工事中における海水汚濁防止対策などの実施
 - (4) 航行援助施設および接触防護施設の開発
 - (5) レーダ偽像シミュレーション手法の開発および偽像軽減対策の工夫
 - (6) 工事中における航行安全対策の実施
- 道路ないし鉄道のこれまでの技術を発展させた例として下記があげられよう。

- (1) 経済効果の推計および利用交通量予測の手法
 - (2) 鷲羽山地区の小さい土盛り、風化ないし節理の進んだ花崗岩における道路、鉄道、アンカレイジのトンネルにかかわる近接施工
 - (3) 軟弱地盤処理対策、鋼床板上の橋面舗装技術など
- 今後の課題としては、これまでに開発された技術の実施成果の検証・改善・活用、きびしい自然環境における長大橋の具体的な橋体管理および交通運用、長径間吊橋設計法の合理化、明石海峡大橋をはじめ未着手橋梁の工費・工期両面からする経済性および施工の安全性・確実性の追求などにかかわる技術があげられよう。

本州四国連絡橋事業を支える技術は広汎にわたる。

例えば、計測技術が自然現象の適確な把握に、コンピュータ技術が複雑な構造解析の超スピード化に、両者が複合されて現場施工精度の飛躍的な向上に大きな役割を果たした。

高強度鋼はじめ新材料の開発は、本事業に不可欠である。その背景には、それぞれの固有技術とともにそれらを効果的に発揮させる品質管理さらに生産管理技術の進展があった。

以上のように、本事業を支える技術は、橋梁一般の設計、工場製作、現場架設などの技術はもとより、土木技術、各分野にわたる生産技術の所産に負うところが大きい。一方、本事業からのニーズが各分野に新たな開発を促がしている。

本州四国連絡橋事業は、固有ないし特有な技術、広汎にわたる各分野の技術が統合されて成り立つ。

したがって、調査―事業計画―設計―工事計画―設計協議・用地取得等―施工計画・積算―施工―維持管理といった全事業を通じての、また各段階における計画ないし管理にかかわる技術（総合的な計画・管理技術とでも呼ぼうか）が、大きく事業を支えているのである。

このような観点から、固有ないし特有な技術とともに総合的な技術管理システムの重要性を強調したい。

脚付きケーソン基礎の耐震安定性

Earth quake Resisting Stability of Caisson Foundation with Multi-piles

(前) 設 計 部 設 計 第 三 課 長

塩 井 幸 武

Yukitake Shioi

児島工事事務所 第九工事長代理

吉 田 好 孝

Yoshitaka Yoshida

1. まえがき

ここで取り上げる脚付きケーソン基礎とは、ケーソンから太径の杭を継足して、良好な岩盤に支持させた基礎である。対象とした橋梁は児島～坂出ルートの新石島橋（道路鉄道併用鋼斜張橋、185m-420m-185m）である。このような形式の基礎を海峡部長大橋の基礎として採用した例は少なく、その特異な形状のため、耐震安定性については特に慎重な検討が必要となった。

2. 脚付きケーソン基礎の概要

検討の対象とした脚付きケーソン基礎を図-1および図-2に示す。ケーソンは鋼製の設置ケーソンとして施行される。杭径は4.0mで杭長は $l=16.0\text{m}$ （18本）と 20.0m （14本）の2種類である。杭断面積のケーソン底面積に対する比は約30%となっている。

3. 地質状態

基礎位置付近の地質構成は、主に花崗岩と変成したハイレイ岩とからなり、海底面下に薄く堆積する沖積層の

下に、岩級区分でD、C_L、C_M、C_HおよびBの各層が分布する。ボーリング調査と弾性波探査の結果より、基礎位置を斜めに横切る断層が認められた。この断層は厚さ数cmから数10cmで、その周囲に5～6.5mの巾で強風化帯が広がっている。

各層の物性値は表-1のとおりである。

4. 立体ラーメンモデルの静的解析

動的解析に先立ち、立体ラーメンモデルによる静的解析を行った。このモデルは各杭をそれぞれ梁部材に、ケーソン躯体を剛性の高い平面格子に置換したものである。地盤は各杭の節点に作用するバネとみなし、杭側面に対しては圧縮引張バネと摩擦バネ、杭底面に対しては鉛直バネ、水平せん断バネおよび回転バネを想定した。

バネの算出においては、群杭効果を考慮して横方向地盤反力係数 k_h を補正している。

バネ条件等を種々変えて計算を行った結果、杭頭に生じる引抜力の最大値は-1,789 t/本（橋軸方向地震力、A-8杭）、杭頭押込力の最大値は7,200 t/本（橋軸方向地震力、D-8杭）であった。

橋軸直角方向地震力が作用した場合の最大値は、杭頭

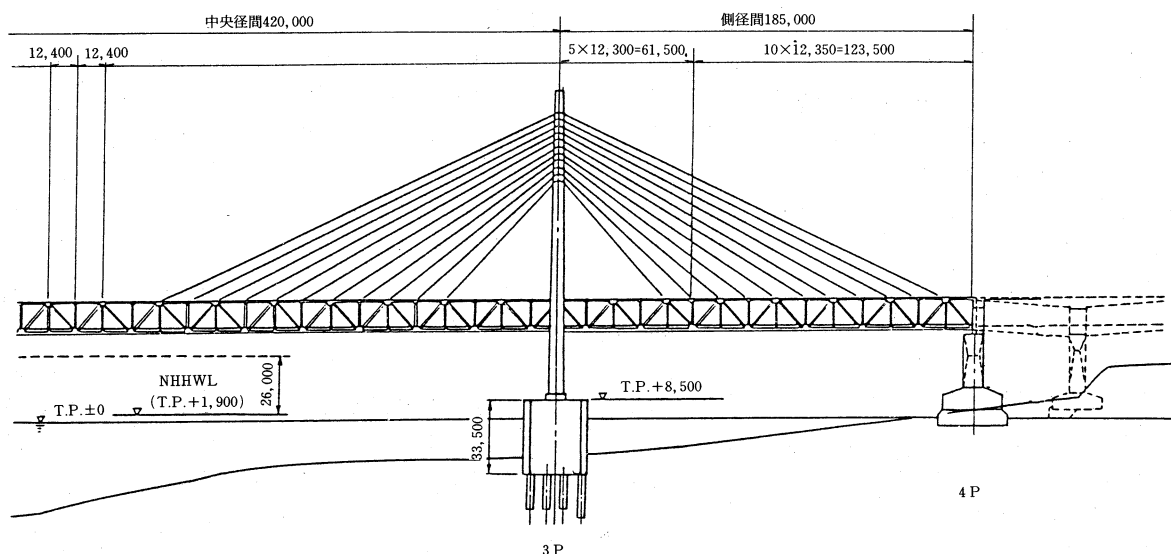


図-1 脚付きケーソン

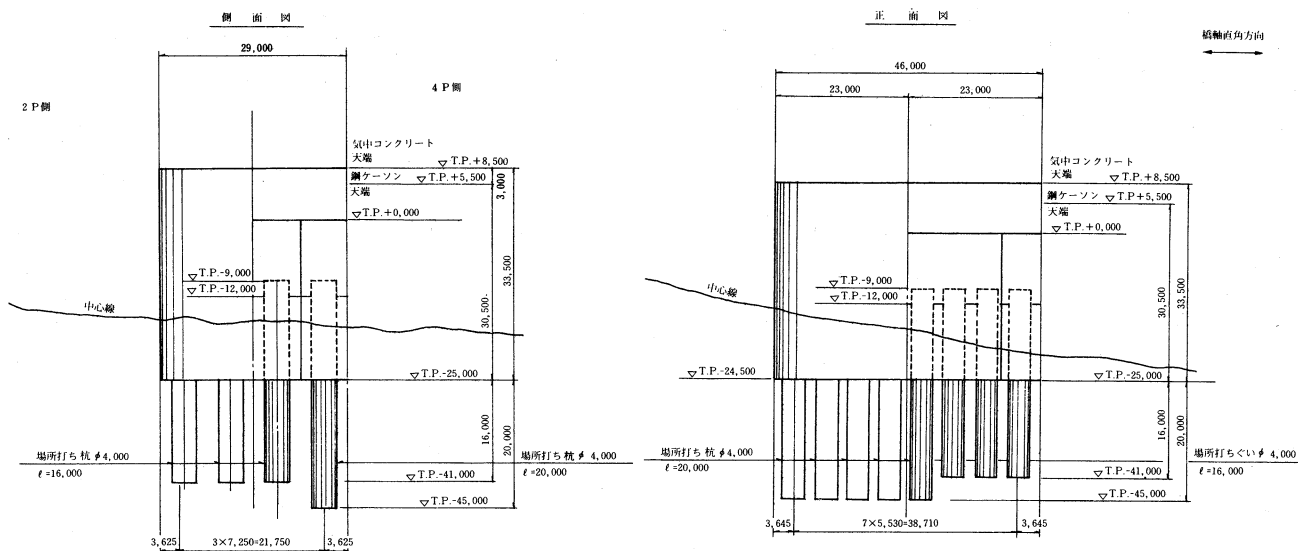


図-2 構造一般図

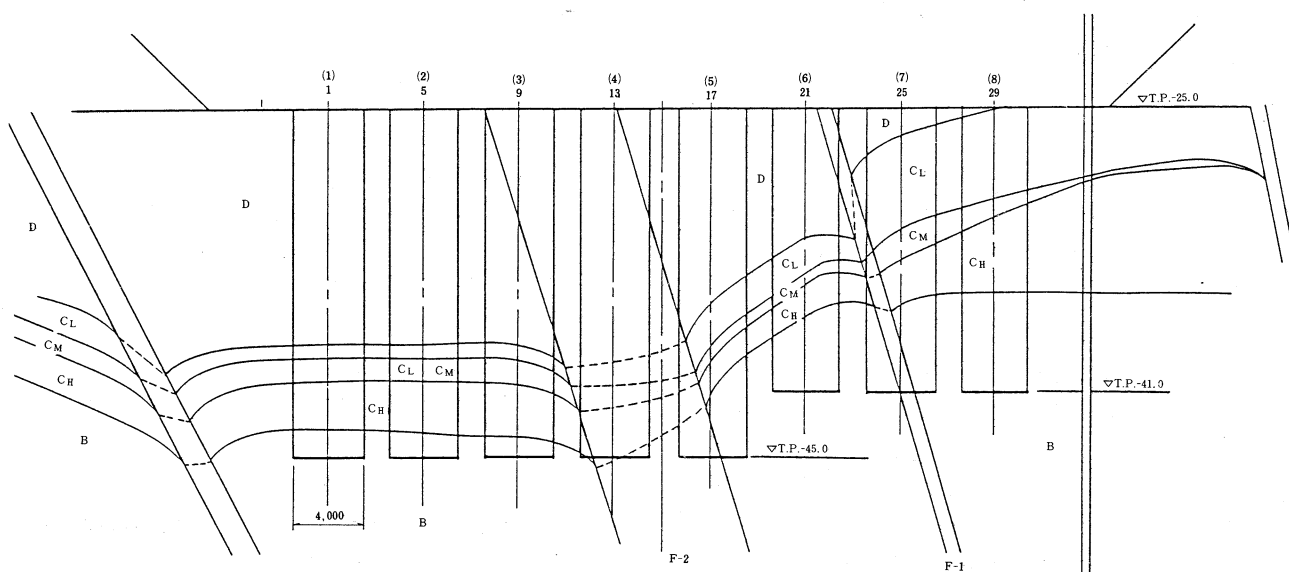


図-3 地質縦断面図 (D列杭に添う断面)

引抜き力、押込み力とも橋軸方向地震力作用時の値を下回っている。(図-4)

5. 平面ラーメンモデルのスペクトル解析

5.1 モデルの概要

この応答スペクトル解析に用いた解析モデルは、4.で示した立体ラーメンモデルを、橋軸方向および橋軸直角方向に投影した平面モデルである。ケーソン躯体は、プログラム上では剛体として扱い、その質量はケーソン中央に1個の質点として作用させた。上部工については、下部工との連成の効果を反映させるために、塔を質点系モデルに置き換え、桁の重量は主としてケーブルから伝

達される鉛直力として、塔に作用させた。実橋の斜張ケーブルは上下方向に11段張であるが、モデル化に際しては、これを6段に簡略化した。使用したスペクトルは本四スペクトル ($\alpha_{\max}=180\text{gal}$) で、減衰定数は上部工2%、ケーソン躯体5%、杭10%とした。解析ケースを表-2に示す。

5.2 解析結果

解析の結果、ケーソン躯体が大きく振動するのは、橋軸方向地震に対しては5次または6次モード、橋軸直角方向地震に対しては6次または7次モードであった。この時の固有周期 T は0.15~0.27sec. の間に分布している。

表-1 地質定数

	γ (t/m^3)	ϕ (度)	C (t/m^2)	E_0 (kg/cm^2)	E_{0d} (kg/cm^2)	V_s (m/sec)
dt	1.7	28.0	2	600	1,200	300
D_L	1.8	30.0	10	1,200	2,400	200 ~ 600 平均 400
D_H	2.0	32.5	25	2,500	5,000	
C_L	2.2	35.0	40	5,000	10,000	—
C_M	2.4	37.5	60	10,000	20,000	300 ~ 1,700 平均 1,000
C_H	2.5	40.0	90	20,000	40,000	—
B	2.6	42.5	150	40,000	80,000	700 ~ 2,200 平均 1,500

- ① dt は堆積層
 ② 許容引抜き算定においては $D : C = 10 t/m^2$
 $C_L \sim B : C = 15 t/m^2$
 ③ E_0 は $\phi 40cm$ 載荷板による。

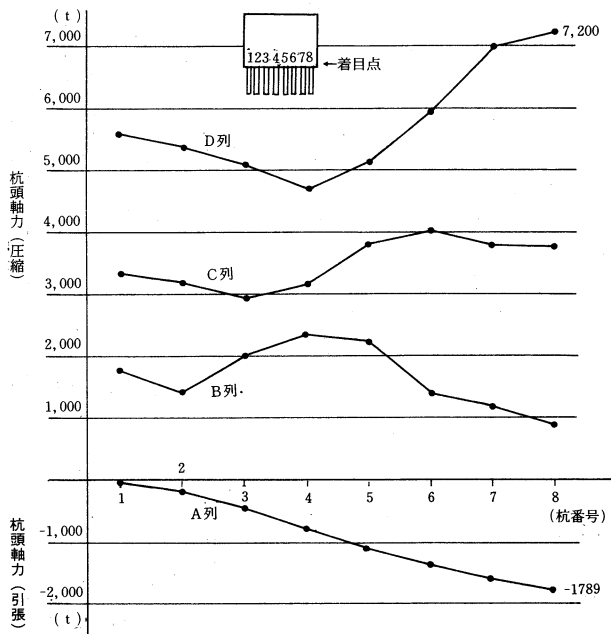


図-4 杭頭軸力(橋軸方向地震力)

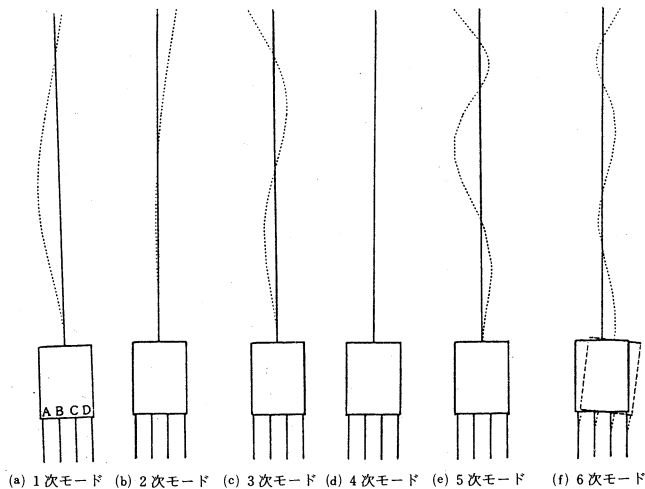


図-5 橋軸方向振動モード図(Case-1)

表-2 スペクトル解析の解析ケース

ケースNo	群杭効果 (杭バネの低減係数)	地震力の方向	モデルの概要
Case-1	$\mu = 0.75$ 底面バネは全ての杭に 対し考慮	橋軸方向, 直角方向	ケーソン 杭
Case-2	$\mu = 0.75$ 左右両端の杭の底面バ ネを無視	橋軸方向	ケーソン 杭
Case-3	$\mu = 0.50$ 左右両端の杭の底面バ ネを無視	橋軸方向	同上
Case-4	Case-1に対し全ての 下部構造バネを2倍と する。	橋軸方向, 直角方向	Case-1に同じ
Case-5	Case-1に対し全ての 下部構造バネを均倍と する。	橋軸方向, 直角方向	Case-1に同じ

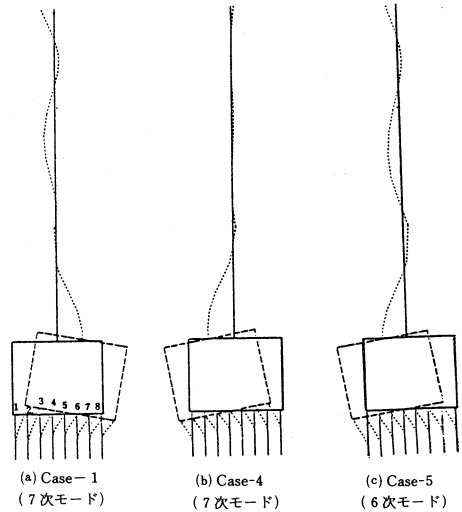


図-6 下部工の振動が卓越する時のモード図(橋軸直角方向)

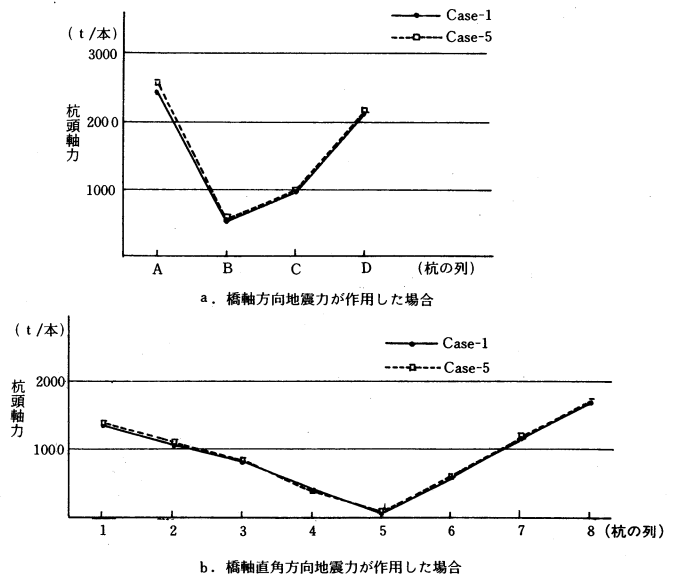


図-7 杭頭軸力図

図-5、図-6に振動モード図を示す。図-7は Case-1と Case-5の杭頭軸力図の比較であるが、他の Case-2、3、4もこの2ケースと殆ど差がない結果となった。

6. 非線形 F E Mモデルの時刻歴応答解析

6.1 解析モデルの概要

4. および5. で示した立体ラーメンモデルと平面応答スペクトルモデルは、引張を生じる杭のバネが最後まで切れないか、もしくは初めから切れていると仮定している。しかし、杭に生じる引抜力は、立体ラーメン解析で $N_{max}=1,789t$ (A-8杭)、応答スペクトル解析で $N=-2,083t$ (6次モード、A列の平均値) という値である。これらの値は杭の計算上の許容引抜力 $P_a=1,592t$ /本を越えており、実際の地震に際しては、瞬間的に周面摩擦が切れて振動する可能性がある。

このような条件下にある基礎構造物の挙動を厳密に調査するためには、杭と周辺の岩盤との間の非線形的な相互作用を適格に表現できる解析モデルによって、動的解析を行わなければならない。すなわち、構造物と周辺岩盤との剥離を表現できること、および構造物と岩盤との間に働くせん断力がある値以上になった場合にせん断力とせん断ひずみの関係は非線形となるが、この現象を表現できることが必要である。

そのため、杭およびケーソン底面と岩盤との接触面に、Goodmanによって提案されたジョイント要素を取り入れた F E M解析プログラムを用いて、動的解析を行うこととした。^{注-1)} このジョイント要素については文献3で説明されているので、ここでは以下に簡単に記す。ジョイント要素は I, J, K, L の4節点から構成され、外力の作用しない初期状態においては節点 I と L, J と K はそれぞれ同一座標上にある。このジョイント要素は次の3つの変形モードを有する。

(i) 面に平行な方向への運動 (構造物と地盤の間の滑

動)

(ii) 面に垂直な方向への運動 (構造物と地盤の間の剥離および接触)

(iii) ジョイント要素の中心を回転中心とする回転運動
ジョイント要素の構成関係を図-9に示す。(a)はジョイントに垂直な方向、(b)は平行な方向 (せん断方向) における関係である。すなわち、垂直方向に関しては、ジョイントの垂直ひずみ ϵ_0 が正 (剥離) の場合には、応力伝達が行われず、負 (接触) の場合には、バネ係数 k_n を介して応力とひずみは線形関係にある。せん断方向に関しては、発生しているせん断応力の絶対値が降伏応力 $|\tau_y|$ を越すと滑動を始め、それ以下であれば線形関係にあるという完全弾塑性体としての挙動を呈する。

なお、垂直方向に剥離が生じた場合には、せん断力も伝達されず、その瞬間に0となる。

降伏応力 τ_y は $\sigma_n \leq 0$ (圧縮) に対しては Mohr-Coulomb の降伏条件を仮定、 $\sigma_n > 0$ (引張) に対しては0と仮定して次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_y &= c - \sigma_n \tan \phi & \sigma_n \leq 0 \text{ (圧縮)} \\ \tau_y &= 0 & \sigma_n > 0 \text{ (引張)} \end{aligned} \right\}$$

ここに c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。

F E M解析モデルと入力地震波は次のとおりである。

Case-1 埋戻し無し 開北橋近傍 (T_r) 記録

Case-2 埋戻し有り 同上

Case-3 埋戻し無し Taft 記録

図-10に F E M解析モデルを示す。

地震波は宮城県沖地震 (1978年、M7.4) の時の開北橋近傍における記録、および Taft 記録をそれぞれ10sec. 間、15sec. 間入力した。入力に際してはケーソン底面で180galの応答加速度になるように、入力加速度 α の大きさを調節し、開北橋記録では $\alpha_{max}=59.7gal$ 、Taft 記録では $\alpha_{max}=77.0gal$ をモデルの最下面に入力した。

注-1) プログラム名7S-II (Seismic Safety of Soil - Structure System against Sliding and Separation)

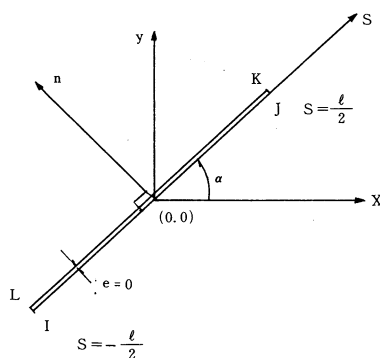


図-8 2次元ジョイント要素

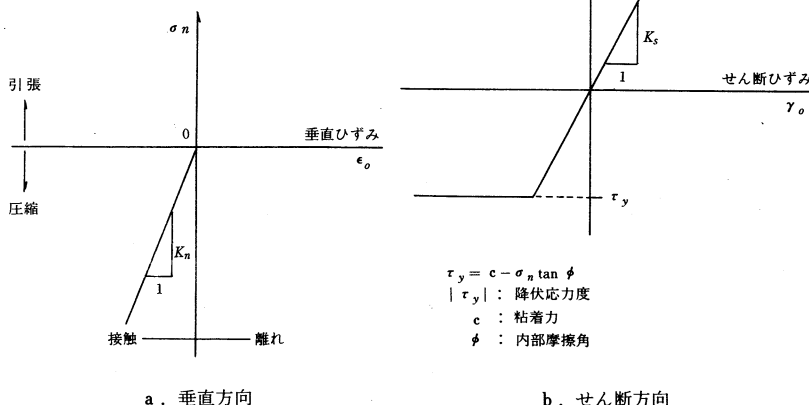


図-9 ジョイント要素の構成関係

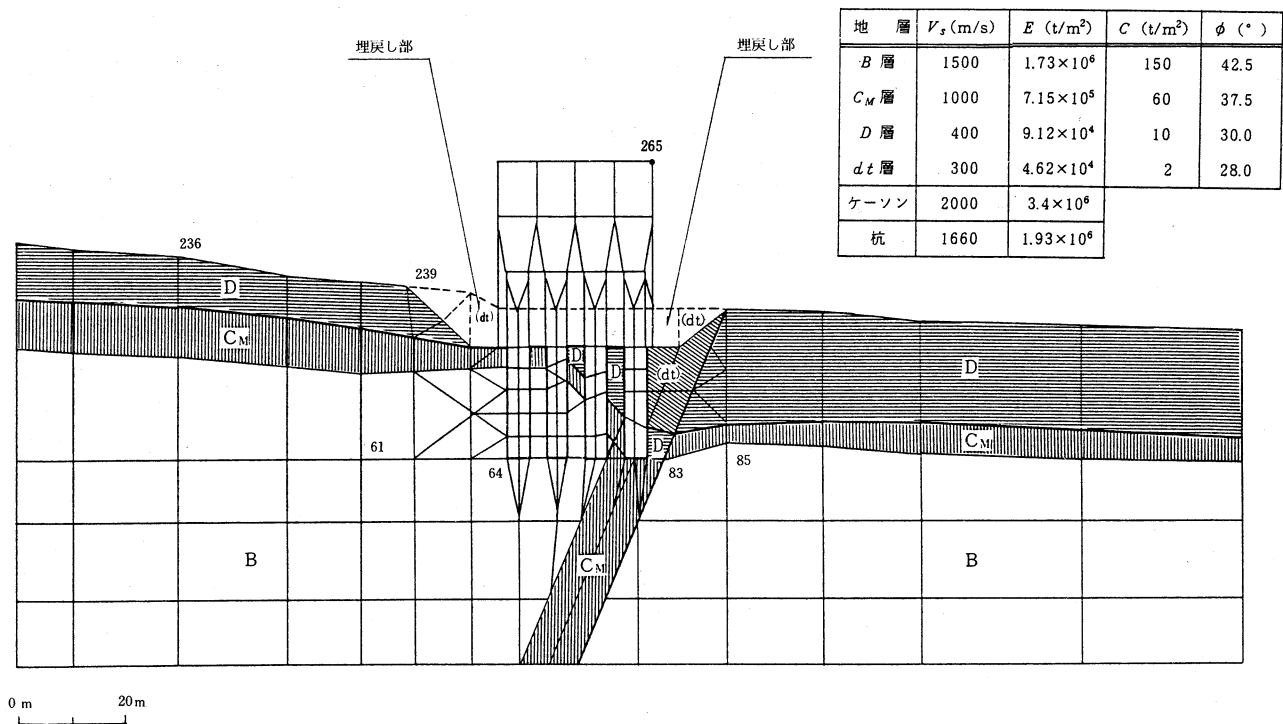


図-10 FEM解析モデル (埋戻し無し及び埋戻しあり)

6.2 解析結果

Case-1 のジョイント要素が降伏した領域を図-12 に示す。変位の大きい外側の杭に降伏領域が見られる。なお、図示はしていないが、Case-2 では埋戻し要素とケーソン躯体との間のジョイント要素は、ケーソンの左右とも降伏している。Case-3 ではA杭の降伏領域がCase-1 より広くなり、ジョイント要素の233、232 にまで及んでいる。図-13および図-14にはケーソン先端の角変化の応答値およびA杭、D杭先端と支持岩盤との離れ量の応答値を示す。

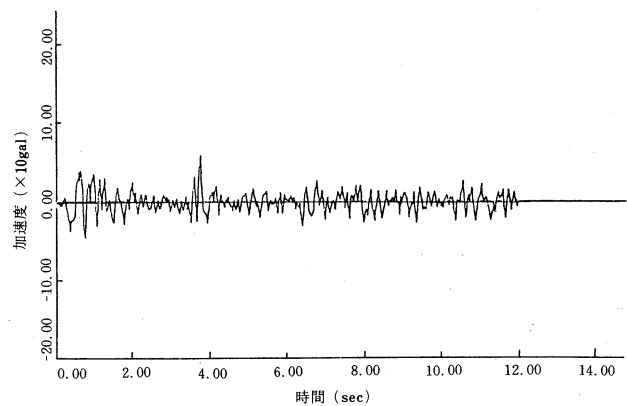


図-11 入力地震波、開橋橋近傍 (Tr) 記録

7. 結果の考察

(1) 一般に杭の設計では引拔力 N が生じた場合、 N を周面摩擦力から求められる許容引拔力 P_a より小さくおさえることによって、杭の浮上りを防止する。道示IV 8、4、2によれば1本の杭の P_a は次式で求められる。

$$P_a = \frac{1}{n} P_n + W$$

ここに P_a : 杭頭における杭軸方向許容引拔力

n : 安全率、常時 6、地震時 3

P_n : 地盤から決まる杭の極限引拔力

W : 杭の有効重量

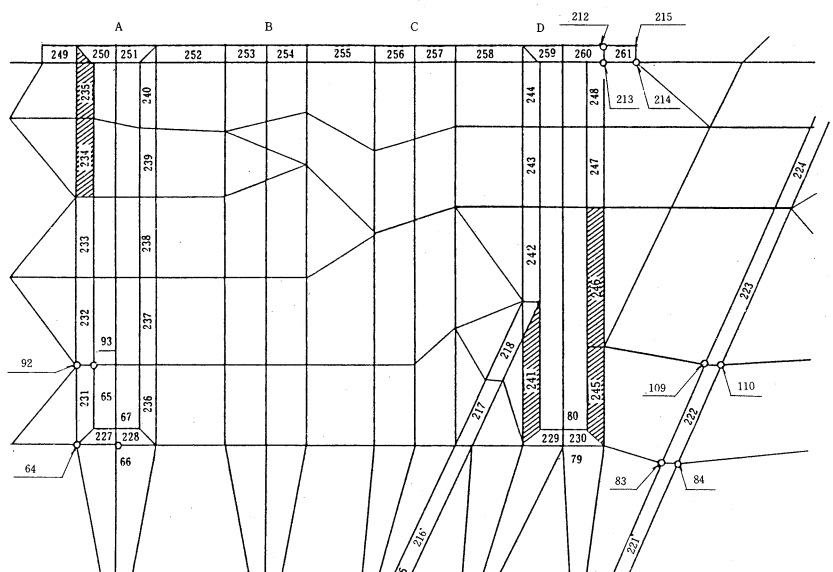


図-12 ジョイント要素の降伏状態 (Case 1)

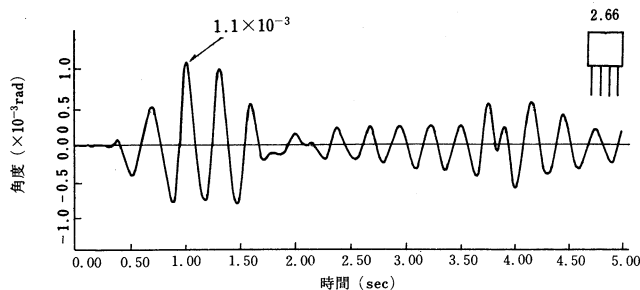


図-13 ケーソン天端(No.266)の角変化(比線形FEMモデル、Case-I)

A-8 杭の場合、杭の周面摩擦力をD層で 10 t/m^2 、 $C_L \sim B$ 層で 15 t/m^2 とすると、 $P_a = 1,591.7 \text{ t}$ が得られる。立体ラーメンモデルの静的解析において各杭の中で P_a を越える杭頭引拔力が生じている杭はA-8 杭のみである(橋軸方向載荷、 $N = -1,789 \text{ t}$ 、橋軸直角方向載荷 $N = -1,665 \text{ t}$)。

この引拔力 N は殆ど杭側面の摩擦バネ K_f の拘束によるものである。

この静的解析で生じている杭底面の上方への変位位置はわずか 0.07 mm 、杭頭においても 0.6 mm に過ぎない。従って杭頭部および杭体に十分な鉄筋を配置して、ケーソン躯体との一体化を図っておけば、この程度の引抜け量で構造系が不安定になることはないであろう。

(2) 立体ラーメンモデルの静的解析における橋軸方向地震力の場合のA列杭とD列杭について、杭頭断面力を各作用力ごとに分解した結果を表-3に示す。杭頭断面力への影響としては、モーメントによる影響が著しく大きい。このモーメントの内17%強が塔を含めた上部工からの量であり、残り約83%がケーソン躯体の慣性力による量である。

(3) 平面ラーメンモデルの、スペクトル解析におけるCase-1のモード図によると、橋軸方向の場合、杭-ケーソン系が大きく応答するのは第6次モードである。その他のモードでは上部工(塔柱)の応答が支配的である。他のケースの応答結果をみても、塔の卓越振動モードに対し、下部工の卓越振動モードが第5次~第7次と離れているため、塔と下部工の振動が連成する可能性は少ないと考えられる。

(4) 平面ラーメンモデルのスペクトル解析で得られた下部工の固有周期は、橋軸方向に対し、 $T = 0.19 \sim 0.27 \text{ sec}$ 、橋軸直角方向に対し、 $T = 0.15 \sim 0.20 \text{ sec}$ である。

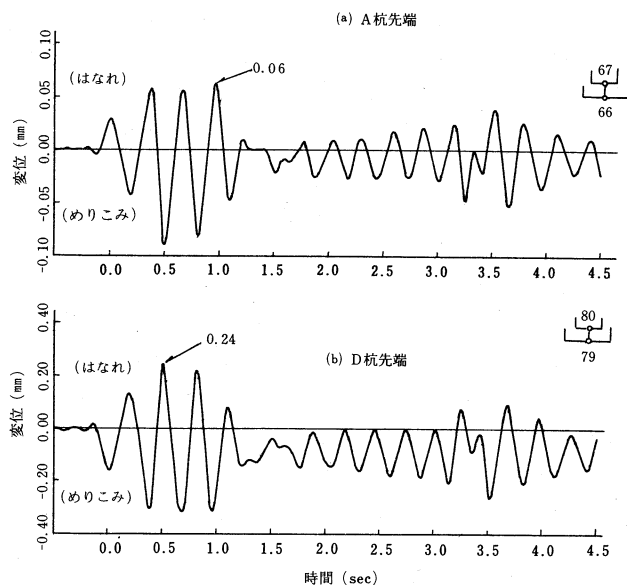
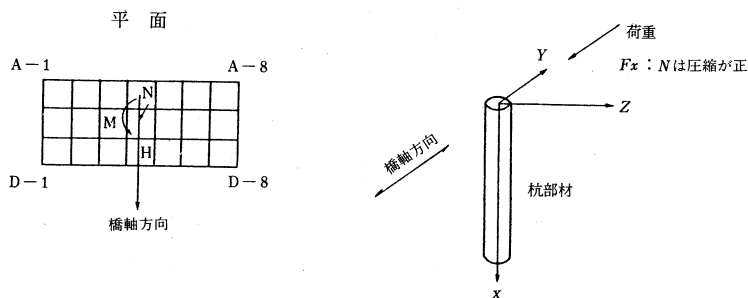


図-14 杭先端と支持岩盤との離れ量(比線形FEMモデル、Case-I)

表-3 杭頭作用力の成分比較(土体ラーメンモデル、橋軸方向載荷)

荷重の種類	杭番号	A 列		D 列	
		A-1	A-8	D-1	D-8
水平力 $H = 23650 \text{ t}$ (上部工+ケーソン慣性力)	$N \text{ (t)}$	-270	-481	378	575
	$S_y \text{ (t)}$	-591	-652	-570	-858
	$S_z \text{ (t)}$	-67	-140	88	249
	$M_y \text{ (tm)}$	320	529	-374	-808
	$M_z \text{ (tm)}$	-2752	-2382	-2338	-2677
鉛直力 $N = 81110 \text{ t}$ (上部工+ケーソン重量)	$N \text{ (t)}$	2030	1871	2748	2896
	$S_y \text{ (t)}$	3	2	1	-3
	$S_z \text{ (t)}$	4	0	2	-4
	$M_y \text{ (tm)}$	-75	-68	-71	-69
	$M_z \text{ (tm)}$	63	66	57	62
モーメント $M = 572600 \text{ tm}$ (上部工+ケーソン慣性力)	$N \text{ (t)}$	-1737	-3096	2434	3694
	$S_y \text{ (t)}$	24	17	6	-24
	$S_z \text{ (t)}$	-3	-8	5	13
	$M_y \text{ (tm)}$	4	16	-33	-56
	$M_z \text{ (tm)}$	561	604	509	567
杭自重 $w = 18.855 \text{ t/m}$	$N \text{ (t)}$	-49	-83	23	35
	$S_y \text{ (t)}$	0	0	0	0
	$S_z \text{ (t)}$	0	0	0	0
	$M_y \text{ (tm)}$	-9	-8	-8	-8
	$M_z \text{ (tm)}$	7	7	6	6
合 計	$N \text{ (t)}$	-27	-1789	5583	7200
	$S_y \text{ (t)}$	-564	-633	-563	-885
	$S_z \text{ (t)}$	-66	-148	96	257
	$M_y \text{ (tm)}$	239	470	-487	-941
	$M_z \text{ (tm)}$	-2122	-1706	-1766	-2042

N : 杭軸力 S_y : Y方向せん断力 S_z : Z方向せん断力
 M_y : Y軸回り曲げモーメント M_z : Z軸回り曲げモーメント



杭の剛性を地盤に換算したケーソンの2自由度系の安定計算では、橋軸方向で $T=0.369\text{sec.}$ が得られており、平面ラーメンモデルの結果とは、やや差が見られる。この原因は平面ラーメンモデルでは杭体を摩擦が十分に与えられた剛性の高い棒としてそのままモデル化したため、ケーソン躯体のロッキング振動に対するバネが非常に高くなったことにあると推定される。さらに、杭体が硬いB層岩盤内に深く埋め込まれていること、および奥行き方向の杭のバネを全て加算しているため、杭中間部において回転バネ、鉛直バネ等が存在することになり、杭の拘束度が高まったこともその一因であろう（図-A参照）。

図-15には2自由度系振動モデルにおける固有周期の変化とスペクトル解析の結果を示す。

(5) スペクトル解析における杭頭での引抜軸力の最大値は、Case-1の場合、A列杭で16,923tである（ $N=2,115\text{ t/本}$ ）。この時の各モード次数ごとの杭頭断面力を表-4に示す。静的解析による引抜力との比をみると、2,115/1,789 $\approx$ 1.18、6次モードでは2,083/1,789 $\approx$ 1.16となり、スペクトル解析の方が大きな応答を示している。

(6) スペクトル解析による各点の変位は表-5のとおりである。

杭頭での変位は、Case-5が水平、鉛直とも比較的大きい値を示している。ただし、杭先端の鉛直方向変位については、Case-3のD杭（No. 413点）が最大である。

立体ラーメン解析に対応するモデルは、Case-1からCase-3の間にあると考えられる。この場合の水平変位量は杭頭で $\delta_x=1.28\sim 1.54\text{mm}$ 、鉛直変位量は $\delta_y=0.76\sim 1.16\text{mm}$ である。立体ラーメン解析では、 δ_x の平均値が2.15mm、 δ_y が0.621mm（A-8杭） $\sim$ 3,227mm（D-1杭）であるから、

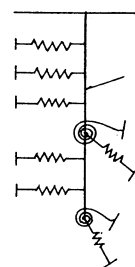


図-A

橋軸方向2自由度系モデル

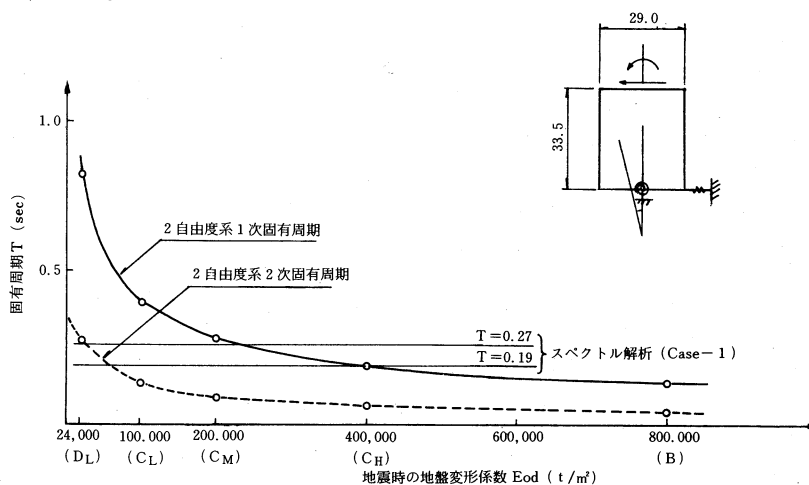


図-15 地盤変形係数と固有周期の関係

表-4 各モードにおける杭頭断面力（橋軸方向地震力）Case-1 A列杭1本当り平均値

Mode	軸力 N (t/本)	曲げモーメント M_x (tm/本)	せん断力 Q (t/本)
1次	-302	-23	-20
2	57	6	4
3	-17	-2	-1
4	-2	0	0
5	205	-97	-34
6	-2083	-1219	-406
7	-12	-19	-5
8	2	0	0
9	0	-7	-2

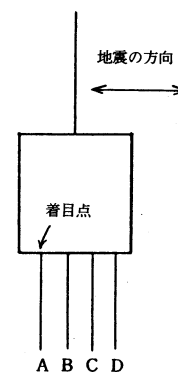
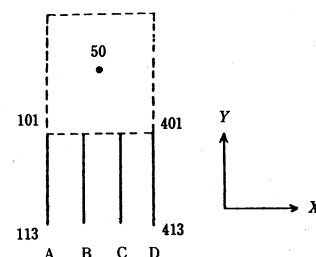


表-5 応答変位（スペクトル解析、橋軸方向地震力）(mm)

Case 節点	Case-1		Case-2		Case-3		Case-4		Case-5	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
50	2.51	0.10	2.55	0.12	2.97	0.14	1.85	0.08	3.59	0.14
101	1.29	0.76	1.28	0.77	1.54	0.87	0.86	0.61	1.97	1.01
113	0.00	0.04	0.01	0.09	0.01	0.17	0.00	0.01	0.02	0.15
401	1.29	0.97	1.28	1.01	1.54	1.16	0.86	0.78	1.97	1.28
413	0.01	0.11	0.03	0.26	0.07	0.42	0.00	0.03	0.07	0.30



スペクトル解析と立体ラーメン解析の結果はほぼ同程度であり、ややスペクトル解析の方が小さいという傾向を示している。

杭先端の浮上がり量も $\delta_y = 0.01 \sim 0.42 \text{ mm}$ であり、立体ラーメンモデルの 0.07 mm と同程度の結果となった。

ケーソンの傾斜角についても、立体ラーメンの場合と同程度の結果が得られ、Case-1 で $0.793 \times 10^{-4} \text{ rad}$ 、最大でも $1.053 \times 10^{-4} \text{ rad}$ である。

(7) 非線形 FEM モデルの時刻歴応答解析の結果、杭と周辺岩盤との摩擦が切れる部分は、A 列杭では杭頭付近、D 列杭では杭先端であり、この傾向は Case-1 ~ Case-3 と同じである。A、D 杭とも杭の全長にわたって付着が切れることはなく、あくまでも部分的な範囲に留まっている。岩級別に見ると、C_M 層までは摩擦が切れるが、B 層になると摩擦は切れない。この程度の地震力では、B 層内の杭の摩擦は切れないと思われる。

(8) 非線形 FEM モデルの解析では、解析プログラムをあらかじめ修正して、地盤と杭先端との離れ量の時刻歴応答値を記録させるようにした。その結果は図-13 に示したとおりである。

これによると、D 杭 (No. 79-80) の離れ量の方が、A 杭 (No. 66-67) のそれより大きい。しかし、その値は最大でも Case-3 の 0.27 mm であった。

また埋戻しの有無の影響はわずかに認められたが、杭先端の浮上がり量については、地震波の差の方が大きく影響するという結果になった。

8. あとがき

脚付きケーソン基礎は、当初懸念された程、剛性の低

下もなく、安全な構造物として設計できることがわかった。杭の浮上がり量については、周面摩擦が切れた場合、非常に大きな値になることも予想され、杭とケーソン躯体とを切り離す構造系（杭を改良地盤とみなす考え方）も考えられたが、解析の結果、杭の浮上がり量が非常に小さいという結果を得ることができた。したがって通常の杭として設計し、杭とケーソン躯体とは剛結する方が合理的であるという結論を得るに至った。

今後に残された問題点としては、

(1) 異なった基礎形状寸法あるいは岩盤条件のもとでの、本検討で用いられた解析手法を一般化させるための検討。

(2) ケーソン躯体の軽量化を図り、杭への負担を可能な限り少なくすること。
等が考えられる。

なお、櫃石島橋 3 P の工事に際しては、さらに検討が加えられ、杭長はこの検討の対象としたものより短くなっていることをお断わりしておく。

本検討は、昭和 57 年度土木学会・本州四国連絡橋耐震地盤小委員会の耐震分科会において審議されたものである。久保委員長、栗林主査、土岐委員はじめ各委員の方々に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 道路橋示方書 同解説 IV 下部構造編
- 2) 本州四国連絡橋の耐震、地盤に関する調査研報告書
昭和 58 年 3 月 第 1 編 耐震
- 3) 土岐憲三、三浦房紀：強震時における杭基礎の非線形挙動に関する研究 防災研究協会 昭和 55 年 3 月

下津井瀬戸大橋4Aアンカレイジの施工（その2）

Construction of the Anchorage of Shimotusi Seto Bridge

第二建設局建設第一課

中元雄治

Yuji Nakamoto

第二建設局倉敷工事事務所第三工事長付

武藤礼布

Hironobu Muto

第三建設局計画課

上村博文

Hirofumi Uemura

（つづき）

4.3 計測結果の概要

(1) コンクリートの温度履歴

1) 季節変化

コンクリート温度に関する各要素の季節変化について、SB4A、3Pの結果を表-10に示す。表より打込み温度による内部温度の最大値の差は春から夏までの施工で平均5℃であるが、上昇量はほぼ等しく、最高温度に達する日数は打込み温度が高いほど短くなっている。

2) リフト高

表-10よりリフト高による差をみれば、57年夏に内部温度の最大値で約4℃から11℃、上昇量で約5℃、内部

温度と表面温度の差で約2℃とリフト高の高いSB4Aが高い。図-13に同時期に施工した4基の温度履歴を、また主要要素を表-11に示す。

(2) 養生効果

1) 一般（1.5mリフト、R₁ブロック35、36リフト）

①湛水養生の効果はコンクリート上面で大きい。図-14より、上面で5から10℃の保温効果がある。

②側面シートは型枠面から1m離れていたため効果が小さかった。

③上面は外気温（日射、風等の要因も含む）の影響が大きかった。図-13よりリフト高0.75m以下の場合には、内部温度までも昼夜の変化が大きいことがわかる。

表-10 コンクリート温度一覧表

	期 間	打込み温度 ① (℃)	内部最高温度 ② (℃)	表 面 温 度 ③ (℃)	ピークに達する日数 DAYmax (日)	中心最高上昇量 ②-③ (℃)	内部温度差 ②-③ (℃)	外 気 温 (℃)	
								最 高	最 低
4 A	57.1～3	10～15	20～25	0～4	2.16～3.58	—	17.5～20	13～20	-2～-1
	4～6	—	—	—	—	—	—	30～35	5～14
	7～9	27～31	45～50	17～28	0.67～1.82	12～20	17～22	35～40	13～20
	10～12	13～27	23～40	3～18	1.16～2.25	5～20	14～24.5	15～30	0～9
	58.1～3	10～15	16～24	0～11	1.25～4.08	3～7	14～20.5	15～20	-2～0
	4～6	24～28	35～45	11～36	1.25～3.17	15～20	11～25	35～42	5～18
	7～9	28～32	40～50	14～30	1.0～2.42	10～20	14～28	36～39	18～25
	10～12	16～20	18～35	7～14	1.08～3.61	2～15	3～20	15～30	0～10
3 P	57.1～3	16	17.7	3	1.17	1.7	14.7	13～20	-2～-1
	4～6	20～28	27～43	8～20	1.0～2.0	6～17	14～22	30～35	5～14
	7～9	25～30	34～46	18～22	1.08～1.58	7～16	16～20	35～40	13～20
	10～12	16～26	20～34	4～17	1.0～1.25	2～10	11～16	15～30	0～9

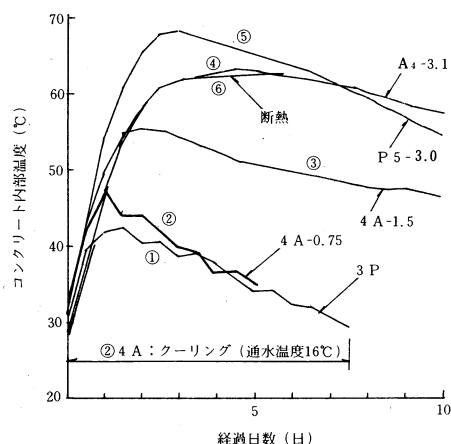


図-13 コンクリートの温度履歴

表-11 コンクリートの温度履歴

No	施工場所	リフト高 (m)	打込み温度 (℃)	内部温度 の最高値 (℃)	温度上昇量 の最大値 (℃)	内部温度の 上昇速度 (℃/日)	内部温度の 降下速度 (℃/日)
①	3 P - 14	0.50	27.9	42.4	14.5	9.6	1.6 (max2.2)
②	4 A - R ₁ -9	0.75	32.0	47.5	15.5	15.5	3.1
③	4 A - R ₁ -39	1.50	26.4	55.4	29.0	14.5	1.6
④	4 A - L ₂ -7	3.10	27.0	63.3	36.3	8.1	1.1
⑤	P 5 - 梁	3.00	29.3	68.2	38.9	13.0	2.0
⑥	断熱温度上昇試験		30	62.1	32.1	9.2	—

注1. ②については1次クーリングを実施した時の値である。注2. Noは図-13と対応している。

表-12 寒冷期の養生効果

養生方法	材 令	打込み後 0～16時間(夜間)	1～2日(夜間)
無 養 生 (上面より 2cm下)		2℃	4℃
ビニールシート		4℃	8℃
スチロール系板		5℃	10～12℃

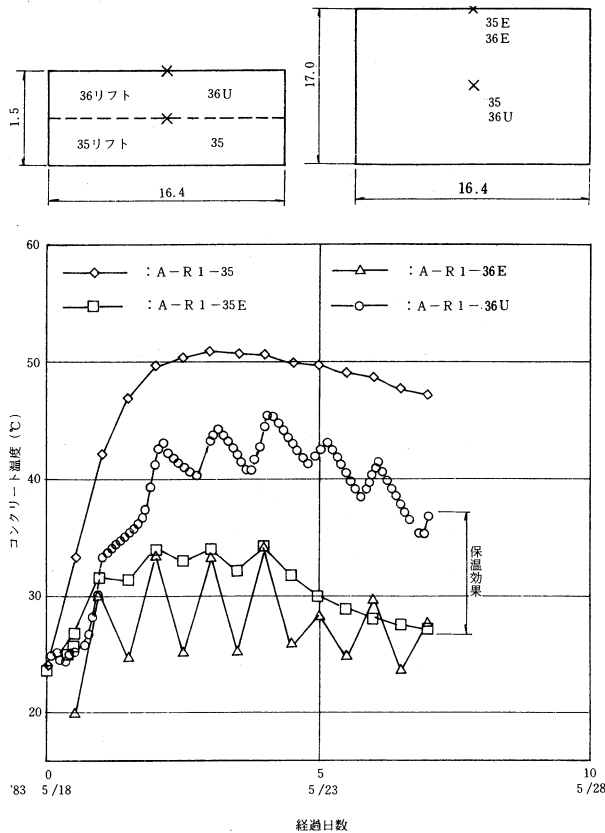


図-14 養生効果 (湛水)

2) 養生方法による寒冷期の養生効果

表-12に外気温と各種の養生を行った場合の温度差からその効果を示す。

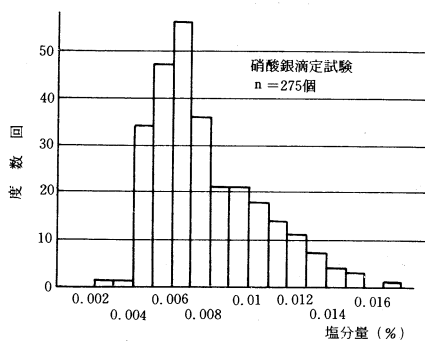


図-15 塩分量ヒストグラム

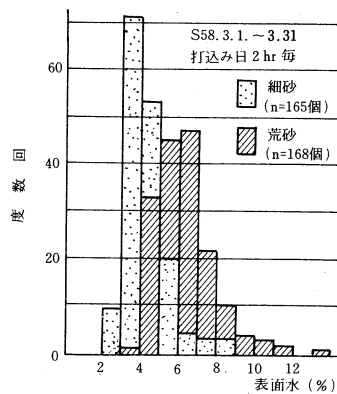


図-16 表面水ヒストグラム

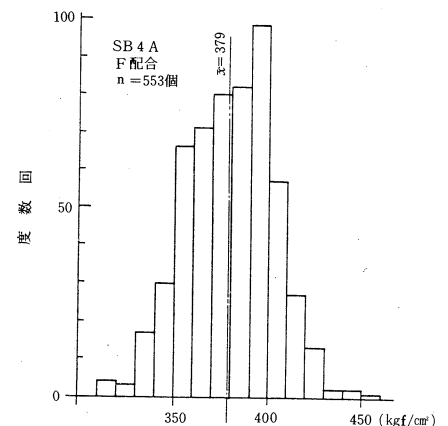


図-17 圧縮強度 (σ_{91}) ヒストグラム

5. 品質管理の結果

5.1 材料および強度の品質管理

(1) 材 料

品質管理試験は公団の要領に基づき行ったが、その頻度は簡易法を含めると数倍の頻度で実施し品質向上に努めた。

1) 細骨材の塩分濃度試験は、硝酸銀および試験紙による方法で行っているが、図-15に硝酸銀の滴定試験の結果を示す。規定値の0.1%をかなり下回っている。

2) 細骨材の表面水の測定は、2時間ごとに1日4から5回程度実施した。一例を図-16に示す。海砂を砂船内で洗浄して除塩しているため、表面水率が高く、そのバラツキも大きかった。

3) 細・粗骨材のF・Mは、いずれも入荷時の粒度試験結果を基に混合比(基本は、 $S_1:S_2=7:3$ 、 $G_1:G_2:G_3=5:2:3$)を変えて調整したため変動は小さかった。

(2) 強度 (標準養生)

σ_{91} の試験結果を図-17、練上り温度との関係を図-18に示す。

σ_{91} の試験結果を図-17に、練上り温度との関係を図-18に示す。

5.2 ひびわれ

(1) 管理手法 (ひびわれ発生確率での管理値)

ひびわれの管理は、3.2(1)で述べた温度ひびわれ発生確率により図-19に示すフローに基づき行った。一般的に内部拘束により発生するひびわれは表面部に限られ、外部拘束によるものは部材を貫通するものである。これより管理水準を暫定的に前者に対し20%以下、後者に対し50%以下とした。現場では既に打ち込んだものおよび当日打込みリフトに対する予測を掲示し、クーリング(プレ、1次)ならびに養生などの必要な対策を選定した。温度ひびわれ指数の出力図の例を図-20に示す。

(2) 実 績

1) ひびわれ発生状況

表-13に発生状況を示したが、このうち内部拘束が原因となるものが当現場では少なかった。なお、表-13に

示したひびわれのうち0.3mmを超えるものについては、最終的に樹脂注入により補修を行った。

2) 管理水準に対する考察

今回の計測結果より、外気温（露出）と表面温度の差が5℃～10℃程度あることがわかった。（図-20参照）したがって、外気温によりコンクリートの表面温度を代表させる場合、内部拘束に対する水準を70%程度とすることが適当と考える。また、外部拘束に対する水準はひ

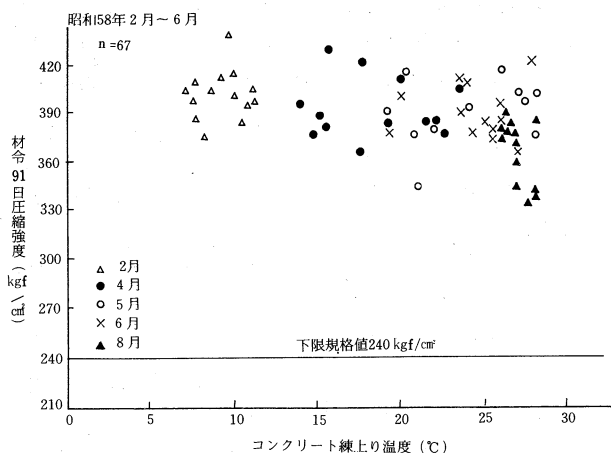


図-18 練上り温度と強度の関係

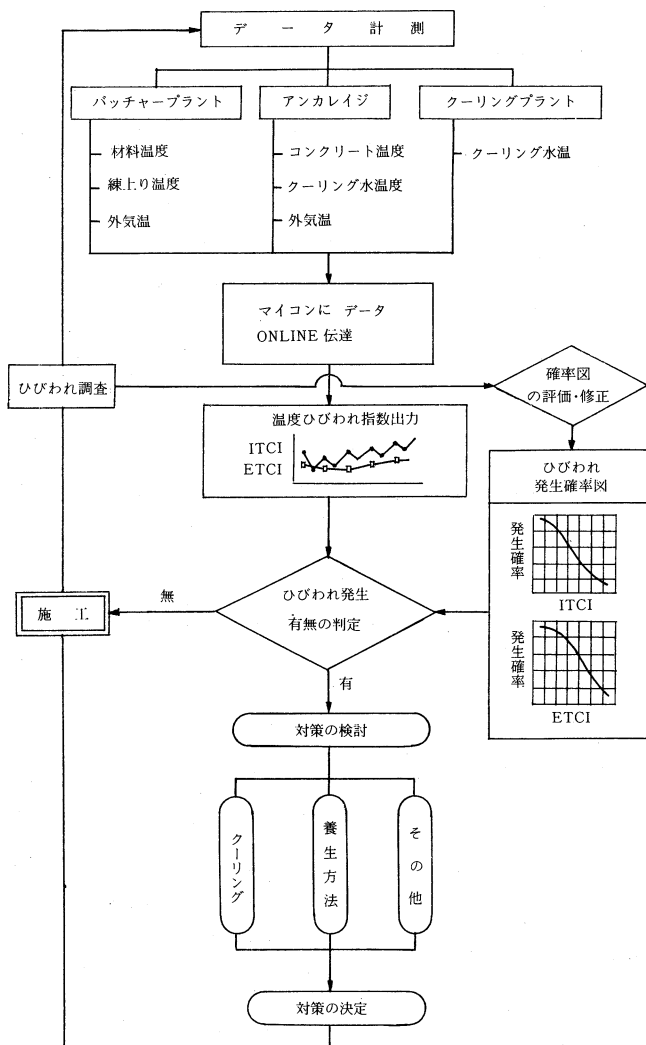


図-19 ひびわれ管理フロー

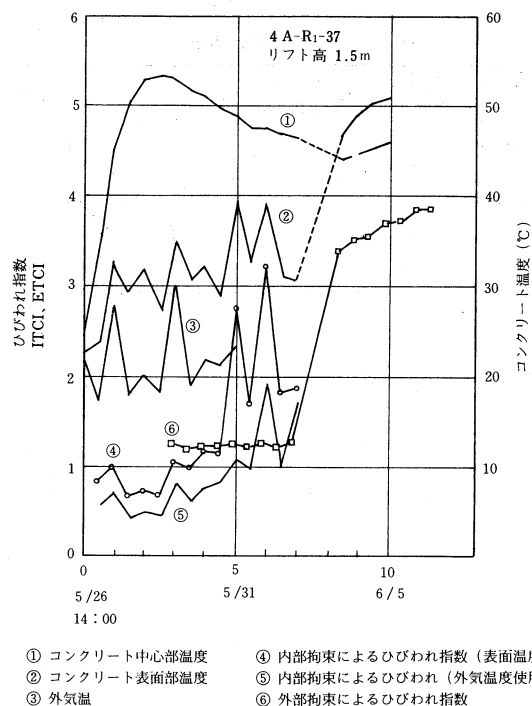


図-20 コンクリート温度とひびわれ指数

表-13 ひびわれ発生調査表

発生位置 ブロック リフト	ひびわれ 発 生 日	打込み日	ひびわれ幅 (mm)	推定原因 ^(注)		次リフト 打込み間隔
				A	B	
R ₁	4	57.8中旬	57.7.10	0.04	○	10
	5		20	0.15	○	6
	6		26	0.20	○	5
	7		31	0.30	○	4
	8		8. 4	0.60	○	6
	12	57.9 初	30	0.20	○	7
	13		9. 6			4
	14		10		○	6
	35	58.5 末	58.5.18	0.04		10
	36	"	"	0.25		
C ₁	11	57.8中旬	57.6.22	0.08		7
	16	9 初	7.22	0.10	○	15
	17	"	29	0.40	○	7
	18	"	8. 2	0.35	○	4
	19	"	9	0.40	○	11
	20	"	20	0.55	○	11
	21	"	31	0.30	○	9
L ₁	8	57.9 初	57.7.28			7
	9		8. 3	0.55		5
	10		8	0.08		5
	35	58.5 末	58.5. 7	0.40		10
	36	"	"	0.40		

(注) ITCIおよびETCIから推定した原因で「A」は内部拘束、「B」は外部拘束によるひびわれを表わす。

びわれ調査の結果から、15～20%が適当と考える。さらに、コンクリートの硬化初期における内部温度の降下速度は2℃/日程度以下となるようクーリングを行うことが適当と思われる。

6. 提 言

6.1 温度ひびわれ対策

(1) プレクーリング

ひびわれ対策のうち、有効と考えられるのがプレクーリングである。当該工事で使用した冷却水によるプレクーリングは、練上り温度の低減量として4から5℃が限界であった。リフト高が0.75m以下では、この方法でほぼひびわれを制御することが可能と思われる。しかし、1.5から3mといったリフト高では、上記のプレクーリングを行っても内部温度は55から70℃に至り、ひびわれの可能性が高くなっていく。これを制御する方法として①氷、②液化チッ素を使う方法があるが、表-14にそれぞれの適用範囲の試算を示す。なお、液化チッ素によるプレクーリングについて榎石島高架橋で検討した例では、冷却水を併用することにより経済的にも現実性ができた。

表-14 冷却方法と適用範囲(試算)

	冷 却 水	氷	LN ₂ ⊕ 冷却水
使 用 量	(5～7℃) 100ℓ/㎡※	60 kg/㎡	LN ₂ ; 15～20ℓ/㎡ 水; 100ℓ/㎡※
打込み温度 の低減量	3～5℃	5～10℃	5～20℃

※; 冷却水の使用量は細・粗骨材の表面水を除いたものである。

(2) 養生の徹底

温度ひびわれに対しプレクーリングに次いで効果があるのが養生である。(図-13、表-12参照) 養生はコンクリート上面に限らず側面にも行う必要があり、スチロール板等を張り付けた「保温型枠」を使用することを推めたい。また、コンクリート上面に対しても気温の下がる夜間に「湛水養生」を徹底して行うことを推める。

(3) 温度ひびわれ指数法³⁾

今回初めてこの手法を用いてひびわれ管理を行ったが、計測項目がコンクリート温度と気温だけと簡単なうえ、

自動計測およびマイコン処理により、リアルタイムに結果が出るなどから現場対応上有効であった。この方法については、今後どこかのマスコンクリート工事で適用しデータを蓄積して、明石海峡大橋を初めとする大規模工事への技術としたいものである。

6.2 現場作業者の啓もう

コンクリート構造物の寿命について問題が提起されている今日、その対策として設計・施工、特に現場における施工が肝要なことは言うまでもない。最近では同規模工事の現場間でコンクリートの打込み設備等に程度の差がほとんど見られなくなっている。しかし、コンクリートの品質は、施工設備の向上、機械の改善のみで向上するのではなく、現場での作業状態に左右されるものであり、監督者を含めた作業者の自覚が必要である。コンクリートの打込み、養生、打継目処理等の作業について「基本」の熟達、気くばりが望まれる。この意味において施工者は、現場担当員、作業員への教育ならびに現場管理体制について一考を要すると考えられる。

7. あとがき

マスコンクリートの温度ひびわれの制御法について、当現場で実施した対策および工事担当者としての意見をまとめた。諸兄の御意見、御批判を賜りたい。

マスコンクリートのひびわれは、多数の要因に支配され、その発生については一義的に論じられない。今後施工データの蓄積等により研究が進むことを望むものである。

最後に、当工事でお世話になった清水・銭高・フジタ共同企業体とその関係各位および協力会社の方々に謝辞を述べる次第である。

参考文献

- 1) 本四公団;海峡部コンクリート試験練り報告書(1)、(2)、(3) 昭和53年度～昭和55年度
- 2) 本四公団;下津井瀬戸大橋マスコンクリート温度応力解析報告書 昭和55年6月
- 3) 小野定ほか;マスコンクリートの温度ひびわれ発生条件に関する一考察 セメント技術年報No.35 1981年
- 4) JCIマスコンクリートの温度応力に関する研究委員会;マスコンクリートの温度応力推定方法に関する既往の研究とその総括 1984.3

下津井瀬戸大橋4Aアンカレイジの施工(その1)の訂正 (本四技報 No.31 11ページ)

$$(誤) \quad ETCI = \frac{(T_{max})_a}{T_{max}} = \frac{1}{3 T_{max}} \left[\frac{4}{10 \alpha c \cdot A(t) \cdot B(t) \cdot R} + 4 T_m' - (T_p + T_{sr}^{(a)}) \right] \dots (2)$$



$$(正) \quad ETCI = \frac{(T'_{max})_a}{T_{max}} = \frac{1}{3 T_{max}} \left[\frac{4}{10 \alpha c \cdot A(t) \cdot B(t) \cdot R} + 4 T_m' - (T_p + T_{sr}^{(a)}) \right] \dots (2)$$

$(T'_{max})_a$: T_{max} の許容値 (℃)
 T_{max} : 内部温度の最大値 (℃)



$(T'_{max})_a$: T_{max} の許容値 (℃)
 T_{max} : 内部温度の最大値 (℃)

岩黒島橋下部工施工報告(その2)

Report on Construction of Iwagurojima Bridge (2)

児島工事事務所 第三工事長代理 丸尾 進
Susumu Maruo
第一建設局 計画課 有馬 勇
Isamu Arima
第二建設局 建設第一課 田村 隆
Takashi Tamura

5. 底面清掃

5.1 概要

底面清掃は、グラブ掘削でつかみ残した基礎底面本体部の小石や細粒のズリを、エアースフト工法により吸い上げ岩盤を露出させる作業である。

Dルートにおける仕上掘削は、大口径掘機により平坦にし、エアースフトによりズリ処理を行い、ケーソン設置面となるよう±10cmの精度に仕上げる底面仕上工法と、この底面清掃とに大別できる。前者は、ケーソン刃口部を直接支持岩盤に着底させるもので、後者は、ケーソンをガイド杭・台座で支持させ、水平度を確保するものである。清掃概要を表-7に示す。

なお、清掃後は、水中ビデオ撮影・測深・写真撮影を繰り返し、最後に弾性波測定を実施し、基礎岩盤の判定

を行った。作業手順を図-14に示す。

5.2 底面清掃

SEPの作業可能な開口部の大きさ、スパッドの設置誤差等を考慮し経済的な清掃パターンを決定した。

SEPを設置すると、清掃に先立ち、ダイバーによりエアースフト管のつまる原因となる20cm以上の石を目安にワイヤーモッコに拾い集め、クローラクレーンにて吊り上げ処理した。次にダイバーを使用しない荒清掃をトラベラー上のコモンベースから降下させたφ300のエアースフト管をSEP上で操作することにより、潮流下(2ノット以下)で実施した。

引き続き潮止りを利用し、8インチサクシオンホース(ℓ=6m)をエアースフト管に継足し、ダイバーによる仕上げ清掃を行った。底面清掃は、ダイバー作業が主体となり、1潮当りの潜水時間は、減圧時間も含め平均でわずか1時間であった。水深のある3P(最大27m)については、減圧時間が増すため減圧時に潮流の影響を受けないよう図-15に示す潜水トランクを再圧室に取り付け、水深6m付近でダイバーを回収することとした。

なお、ダイバー作業においては、以下の点に気をつけ、

表-7 清掃概要

	使用SEP	清掃面積 (㎡)
2P	MINI SEP 大成	1,248 (=52m×24m)
3P	筑土2号	1,456 (=52m×28m)
4P	"	1,596 (=42m×38m)

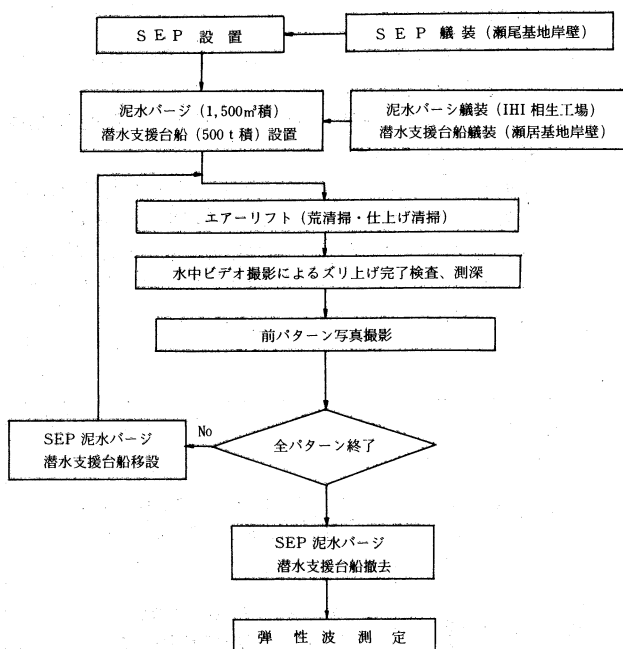


図-14 作業手順

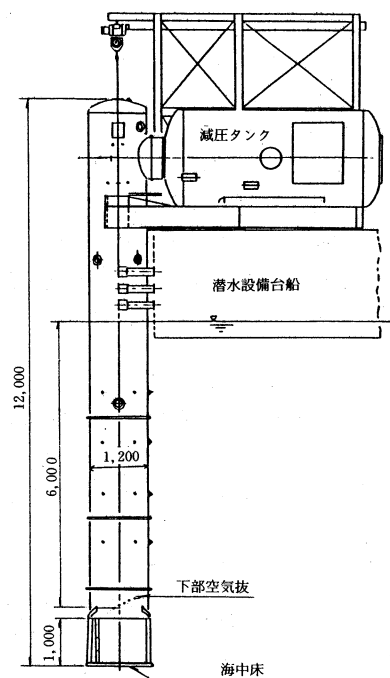


図-15
潜水トランク

表-7.1 底面清掃労務編成

職 種	作業人数(1セット当り)		作 業 内 容
	2P・4P	3 P	
エアリフト管 操作者	3	3	1) ダイバーとの電話連絡及び操作作業。 2) 玉掛作業及び操作補助。 3) 上記の補助作業。
ダイバー	3	6	1) 水中電話を使用し、直管の操作指示及びズリ処理。 2) リフト管内に入らない石の除去。 3) 除去した石をワイヤーモッコ内に集積。
テ ン ダ ー	1	1	常時エアホースの監視を行ない、特に水中電話使用ホースが緊張したり延ばしすぎないように調整。
スタンバイダイバー	1	1	緊急時に備え待機。
クレーン運転手	1	1	ワイヤーモッコ、サクシオンホース等の吊り上げのため、クローラクレーン運転

表-7に示す労務編成によった。

- ① 水深に応じた作業時間及び減圧法の厳守
- ② 日常生活の規制、検査による不適格者の排除
- ③ 器具の点検、潜水作業者間の事前打合せ、相互連絡の徹底

5.3 エアリフト作業での必要空気量

堆積ズリをエアリフト工法により、SEP 上に吸い上げるためには、ズリの沈降速度より上昇速度の方を大きくとる必要がある。そこで式-(2)によりズリ粒径別に必要空気量を求めコンプレッサーを決定した。なお、使用したコンプレッサーを表-8に、ズリ粒径別の計画空気量を表-9に示す。

表-8 使用コンプレッサー

	使用機械能力	空気容量(m³/min)	想定ズリ粒径 (cm)	計画空気量 (m³/min)
2 P	17m³/min × 1台	17	2.0	14.90
3 P	17m³/min × 2台	34	5.0	25.51
4 P	17m³/min × 3台	51	4.0	36.66

表-9 ズリ粒径 — 計画空気量

ズリ粒径 d (Lm)	沈降速度 Wo(m/Sec)	管門流速 V (m/Sec)	揚水量 Q _f (m³/min)	2 P		3 P		4 P	
				必要空気量 Q _g (m³/min)	計画空気量 Q _{g'} (m³/min)	必要空気量 Q _g (m³/min)	計画空気量 Q _{g'} (m³/min)	必要空気量 Q _g (m³/min)	計画空気量 Q _{g'} (m³/min)
0.10	0.15	0.65	2.76	4.37	5.68	4.34	5.64	5.74	7.46
0.20	0.27	0.77	3.27	5.24	6.81	5.21	6.77	6.93	9.01
0.30	0.36	0.86	3.65	5.91	7.68	5.88	7.64	7.88	10.24
0.50	0.50	1.00	4.24	7.00	9.10	6.99	9.09	9.45	12.29
0.75	0.62	1.12	4.75	7.99	10.39	8.00	10.40	10.94	14.22
1.00	0.70	1.20	5.09	8.68	11.28	8.71	11.32	12.03	15.64
1.50	0.85	1.35	5.73	10.06	13.08	10.16	13.21	14.33	18.63
2.00	0.99	1.49	6.23	11.46	14.90	11.64	15.13	16.89	21.96
3.00	1.16	1.66	7.04	13.37	17.38	13.70	17.81	20.92	27.20
4.00	1.35	1.85	7.85	15.87	20.63	16.48	21.42	28.20	36.66
5.00	1.52	2.02	8.57	18.56	24.13	19.62	25.51	—	—

※ 計画空気量はコンプレッサー等の機械、作業効率及びズリ粒径、流量の変化を考慮し、必要空気量の3割増

$$\frac{H}{L} - \frac{1}{1 + \frac{Q_g}{s Q_f}} = \frac{V_1^2}{2 g L} \left\{ (K+1) + (K+2) \frac{Q_g}{Q_f} \right\} \quad \text{式-(2)}$$

$$s = 1.2 + \frac{Q_g}{Q_f} + \frac{0.35 g D}{V_1} \quad K = \frac{4 f_L}{D}$$

ここに Q_g : 空気量 (m³/min)
 Q_f : 揚水量 (m³/min)
 H : 浸水深さ (m)
 L : ポンプ長 (m)
 g : 重力加速度 (9.8m/sec.)
 V_1 : 管内流速 (m/sec.)
 D : 管径 (0.30m)

また、エアリフト作業とは別にエアウィッチ (エアリフト管巻上げに使用)、エアーモーター (コモンベース、トラベラー移動に使用) で、30m³/min 弱必要であるが、同時作業とならないため、ここではエアリフト装置1セット当りの空気量で求めている。

しかし、当初表-8から、ズリの粒径を2~5cmと想定していたが、実際はそれ以上のズリが吸い上げられていた。清掃実績からズリ量及びエアリフト平均厚は表-10に示すとおりである。清掃実績より3Pのエアリフト総日数は74日、20m³/日であった。

5.4 底面確認

(1) 測 深

清掃終了後の出来形検測は、超音波測深機 (200KHz) によった。測深は、送受波器にエアリフト管に取り付け、トラベラー、コモンベースの移動により0.5m間隔で行った。

(2) ズリ上げ完了検査

あらかじめ海底に設置した座標枠を使用し、水中モニターテレビによるビデオ撮影を行った。撮影時には監督員が立会って底面を確認、砂だまり及び弱層部の手直し箇所をその場で指示し、手直し、後引き続き測深を行い、次のパターンへと移った。なお、測深、ビデオ撮影と並行して清掃面積の10%以上の写真撮影を行った。

(3) 弾性波測定

エアリフト完了後、潜水設備台船を足場として弾性波測定を行った。測定は、仕上げ底面の全長にわたり、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれ3測線以上設けた。測定結果を図-16に示す。

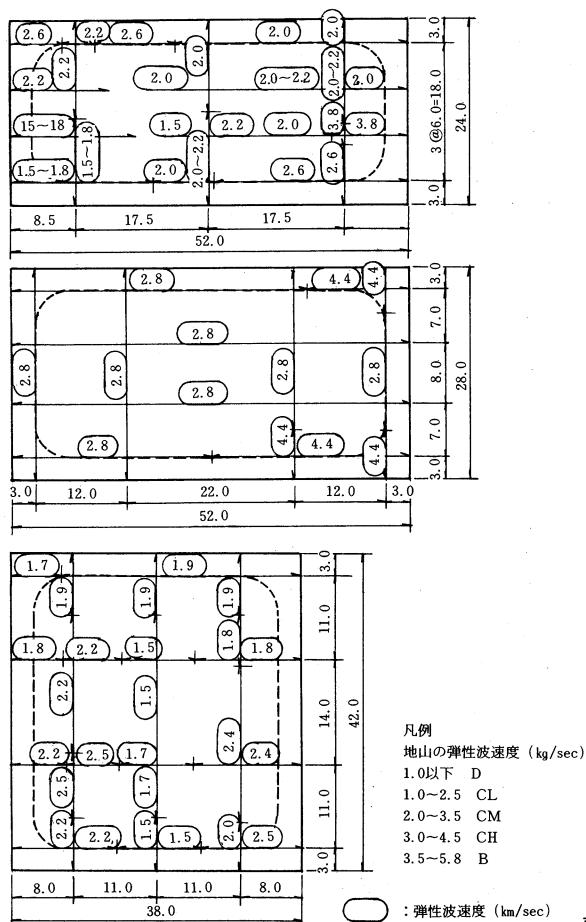


図-16 弾性波速度値

表-10 エアーリフト平均厚、ズリ量

	平均厚 (m)	ズリ量 (m³)
2 P	0.5	500
3 P	0.7	1,000
4 P	0.4	600

5.5 考案

今回の底面清掃は、ケーソン設置前に行われ、ガイド杭工（台座工）施工中潮流の影響により、細粒の砂質土が法面等から基礎底面内に流入した。そこで、粗骨材充填直前に再度清掃を実施した。一方、SEP シフトの際、スパッド降下により着底面の一部の岩盤が破砕されたことや、荒清掃で拾い残した20cm前後の石を吸い込みサクションホースにつまり、吸い込み不可能となるなどいくつかのトラブルもあった。

3 Pのように水深が27m近くあり、また、5ノット近い急潮流下での潮止りを利用した人工エアリフトは、工期を要し、過酷な作業をダイバーを強いることになり、安全上に問題がある。今回のような日照時間が短かく、水温の低い冬の作業では、一層このことがいえる。

6. ガイド杭及び台座

6.1 概要

ケーソンの設置に先立って、ケーソンの滑動防止、設

置精度の確保及び水平度の確保のため、下記に示す施工を行った。

(1) 鋼管杭（ガイド杭）の施工

2 P、3 Pは、直径1.9mの大口径掘削を行った後、ケーソンを支持する沓座を付けた、4本の鋼管杭（直径1.524m）の建込みを行った。この鋼管杭は、風、潮流及び波浪等によるケーソンの滑動防止及び水平度の確保のほか、ケーソン設置時の設置精度を確保するためのガイドの役も果たすので、以下ガイド杭という。

(2) 台座の施工

4 Pは、ケーソンの水平度を確保するため、海底掘削後基礎底面にコンクリート台座を4か所設けた。

6.2 ガイド杭と台座の使い分け

2 P、3 P及び4 Pの各ケーソンは、自重のみで風、潮流及び波浪等による水平力に抵抗出来ない。表-11は、「下部構造設計基準・同解説」による施工条件Ⅱ（施工期間1～6か月、または冬期季節風期にかかる場合）で検討した結果を示す。この結果から、各ケーソンにカウンターウエイトとして、コンクリートを打設してケーソンの自重を増すことで風、潮流及び波浪等による水平力に抵抗すると考えた場合、必要重量は表-11に示すようになるが、ケーソン設置に使用する3,000 t 吊クレーン

表-11 各ケーソンの水平力と必要カウンター重量

	潮流 (ノット)	水 平 力 (t)				ケーリン重量 (t)		抵抗 自重 × 0.3 (t)	必要カウンター 重量を含む ケーリン重量 (t) (空中重量)
		風	潮流	波浪	合計	浮力考慮	空中重量		
2 P	5.0	9.8	291.0	304.5	605.3	908	1,000	272.4	3,694.1
3 P	4.5	9.8	364.0	304.5	678.3	1,442	1,600	432.6	3,863.3
4 P	3.5	22.4	184.0	238.0	444.4	861	961	258.3	2,593.0

船で吊り上げることの出来るケーソンは4 Pのみである。したがって2 P、3 Pは、ケーソンの滑動防止はガイド杭によることとし、4 Pは、カウンターウエイトとしてコンクリートを打設し、水平度の確保は海中に設けたコンクリート台座によることとした。

6.3 施工

(1) ガイド杭

大口径掘削、ガイド杭の建込み及び根固めモルタルの注入に使用する SEP は、ジャッキアップ能力2,160 t の「筑土1号」を使用し、本 SEP に、日立 S-600（帝石タイプ）掘削機150 t 吊クローラークレーン等を機装し、濁水処理1,500m³泥水パージとともに2 Pに曳航し設置した。

1) 大口径掘削

2 P、3 Pのガイド杭の掘削径は、1.9mで、その掘削に先立ち、直径2.25mのケーシングパイプの建込みを行った。このケーシングパイプは、

- a 潮流の影響を受けないで掘削を行う
- b 口付掘削時の鉛直度を保持する。
- c 海水汚濁防止
- d 浸水比不足の時、管内水位を上昇させることにより所定の浸水比を確保する

等の目的で使用するもので、図-17に示す方法で海底に固定した。また、ケーシングパイプには、口付掘削時の孔曲りの防止として、図-18に示すようにケーシングパイプ最下部に布型わくを取り付け、モルタルをケーシングパイプの内部まで打上げて水平面を作った。その後ドリルストリングス（総重量68.35 t）を建込み、掘削を行うが、口付掘削時は、ビットボディー及びスタビライザーが孔中に入っていないため、ビット荷重を0～2 t程度とし、また掘削中における最大ビット荷重は、ストリングス重量の50%程度（約33 t）とし、孔曲りを生じないように6 mの掘削を行った。掘削スピードは、2 Pが20.5Hr/m、3 Pが18.8Hr/mであった。

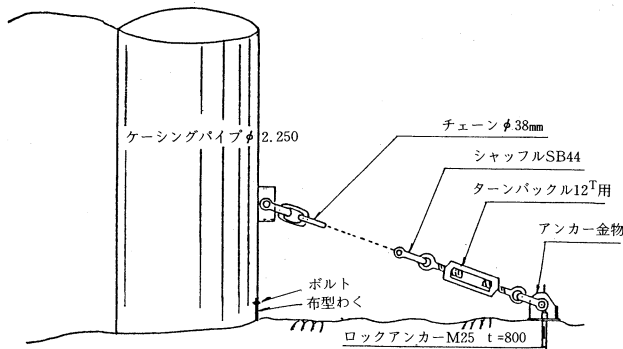


図-17 ケーシングパイプの固定

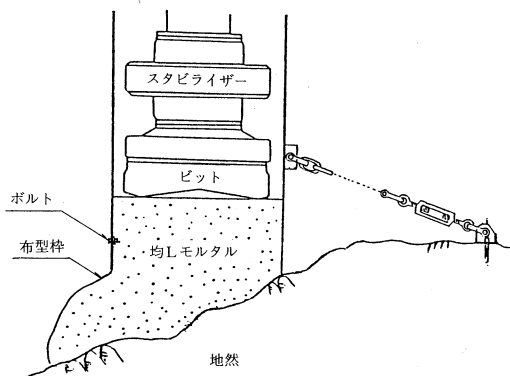


図-18 口付掘削の孔曲り防止対策

2) ガイド杭の建込み

ガイド杭は、3 Pの例では、上杭24.5 mと下杭15.5 mとに分割して工場製作し、200 t 台船で運搬後 SEP 上に仮置した。その後2 Pのガイド杭は、SEP 上で現場溶接を行い、クローラークレーンにより建込んだが、3 Pの場合、2 Pのガイド杭より10 m長いため、クローラークレーンのブーム長の関係から、まず下杭をガイド杭建込み、ベースとケーシングパイプガイド装置で鉛直に固定し、上杭をク

ローラークレーンで吊り込み、ガイド杭建込みベース上で現場溶接を行った。なお現場溶接後、放射線透過試験、超音波探傷試験及び浸透探傷試験を行い、その品質を確認した。

3) 根固めモルタル注入

ガイド杭が建込まれた後、直ちに根固めモルタルを注入した。モルタルは、製造工場において普通ポルトランドセメントと水淬を所定の割合で混合し、海水と練り混ぜて所要の品質を得るもので、練りまぜにあたっては、試験練り及び「岩黒島仮締切工事」の鋼管の根固めモルタル注入実績をふまえ、表-12に示す配合及び品質基準で行った。モルタルの注入は表-12に示す配合及び品質基準で行った。まずガイド杭の外側に取り付けした注入外管（SGP、φ114.3 mm×4.5 mm）の中に消防ホースを通して外部の注入を行い、次に時間をおいて内部を消防ホースのみで注入した後、モルタルの強度が得られるまで SEP でガイド杭を保持した。（注入要領を図-19に示す。）

(2) 台 座

型わくの設置及びコンクリートの打設は、掘削後の底面清掃作業と平行して行った。

1) 型わく

底面清掃が終り次第、型わくの施工に取りかかるものでその施工順序は、

- a 事前に、型わく底面にコンクリート漏えい防止

表-12 モルタルの配合及び品質基準

普通ポルトランドセメント	水 淬	海 水	材令28日における圧縮強度	フロー値
217 kg	1,086 kg	573 kg	210 kg/cm ²	20 ± 5 秒

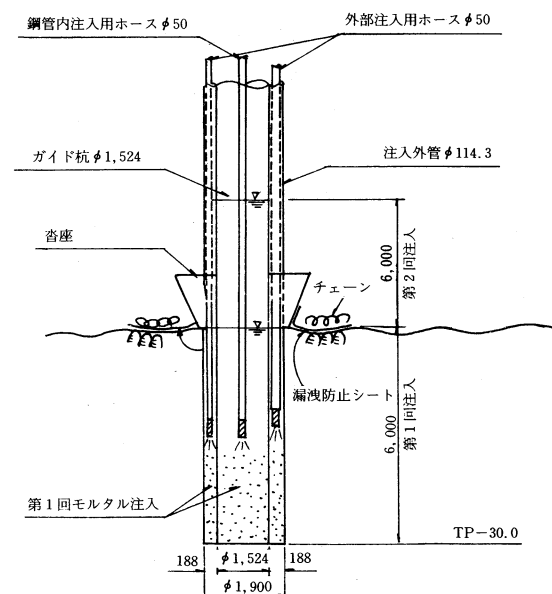


図-19 注入要領図

及び基礎底面の不陸吸収可能な布型わくを固定した鋼製型わくを製作する。

- b 台座の位置出しは、SEP のコモンベース上に台座位置を出し、リフト管を通し、ダイバーにより基礎底面の台座位置におとした。
- c ダイバーにより、台座1か所当り8本のロックボルト孔を削孔し、ケミカルアンカーとロックボルトをセットして、衝撃回転を与えて打込む。
- d ロックボルト間の測量及びロックボルトに型わく設置高を出す。
- e 測量されたロックボルトにあらかじめ製作された型わくを吊込み、上・下のボルトでレベル調整プレートを固定する。(図-20)

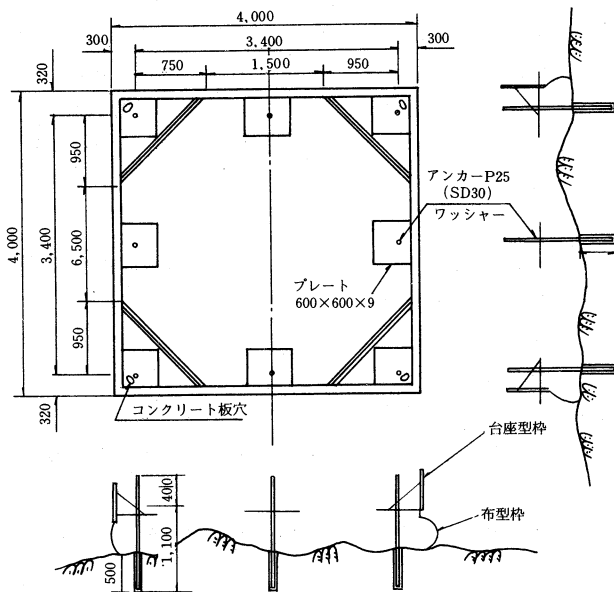


図-20 台座の型枠

2) コンクリート

コンクリートの打設は、SEP のポンツーンデッキ上に配管仮橋を設け、CP 船より配管仮橋まで配管し、水中はフレキシブルホースを型わく天端より0.5m以下になるようにし、ダイバーにより打設した。打設は、台座コンクリートの目的から、水中コンクリートとなるため、海水によるコンクリートの分離、海水汚濁等を考慮し、ハイドロクリートを使用した。

ハイドロクリートは、普通セメントコンクリートに特殊な高分子系混和剤 UWB を添加したコンクリートで、まだ固まらない状態で水中において、自由落下

表-13 ハイドロクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブフローの範囲 (cm)	スランブの範囲 (cm)	空気量 (cm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材 S/a (%)	単位量 (kg/cm ³)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	UWB
40	46~53	24±1.5	3.0+1.0	44.7	26.9	230	548	387	1,083	2.82

設計基準強度 水中 $\sigma_7=180 \text{ kg/cm}^2$

させても材料分離を生じにくい性質とともに、ブリージングを生じない性質及び水質汚濁が小さいという特長を有する水中コンクリートで、その配合は表-13に示すとおりである。

6.4 精度

ガイド杭及び台座の施工は、その後のケーソン設置精度に多大な影響を及ぼすため、十分注意して行った結果、表-14、表-15に示すとおり満足のいくものであった。

表-14 ガイド杭の施工精度

橋脚	管理基準 ガイド杭の番号	平面位置 (mm)	抗天端高 (mm)	鉛直度
		± 50 mm 以内	± 50 mm 以内	1/400 以内
2 P	No. 1	10	- 3	1/1073
	No. 2	16	+ 22	1/435
	No. 3	3	- 10	1/1173
	No. 4	5	+ 29	1/1327
3 P	No. 1	4	- 35	1/4330
	No. 2	0	+ 41	1/1282
	No. 3	0	+ 35	1/552
	No. 4	0	+ 45	1/971

表-15 台座の施工精度

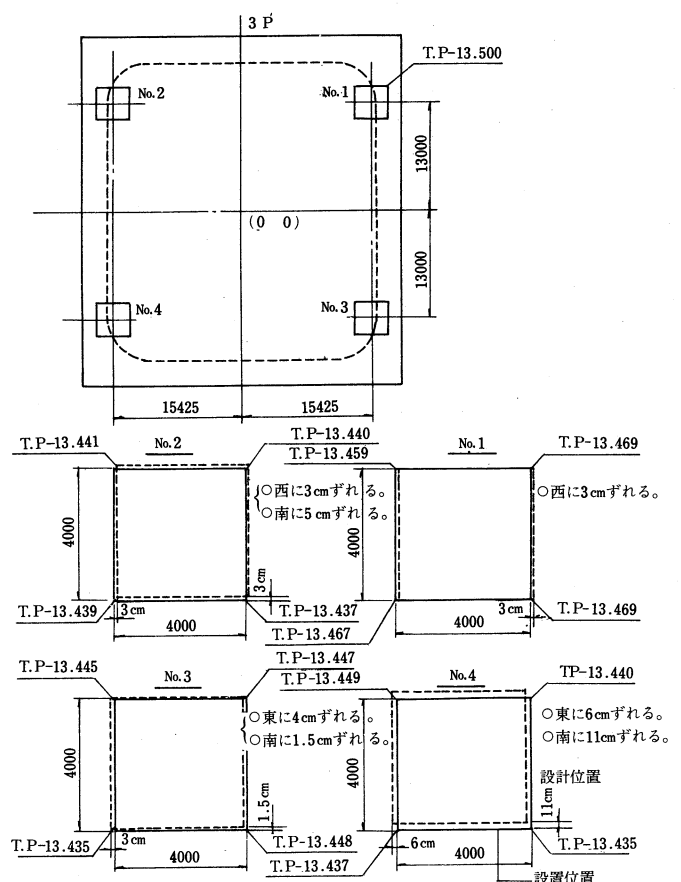


表-15 台座と座標

	X	Y
No. 1	-13.00	-15.425
No. 2	-13.00	15.425
No. 3	13.00	-15.425
No. 4	13.00	15.425

7. ケーソン設置

7.1 概要

岩黒島橋の設置ケーソン工法は、従来行われてきた工法とは異なり、グラブ掘削とエアリフト作業のみのため、基礎岩盤底面は平滑に仕上がらない。このため、事前に2P、3Pはケーソン沈設用ガイド杭を、4Pは台座コンクリートを施工し、これらを利用してケーソンを沈設設置した。

ケーソンは、鋼製の一重壁構造で造船所で製作の後、公団瀬居基地に仮置きして艀装後、大型非航起重機船により現地まで吊運搬し、沈設を行った。施工順序は、

- (1) 公団瀬居基地でケーソンに外周足場、モルタル漏洩防止用布型枠等の取付け、発電機等の積込固定、等々を行う。
- (2) 大型非航起重機船により、ケーソンを吊り現地へ吊運搬する。
- (3) 大型非航起重機船を現地に係留後、潮流が1ノット以下になるのを待って測量班の誘導によりケーソンを沈設する。
- (4) 2P・3Pについては、ケーソンを仮固定する。の順で行った。

7.2 ケーソン艀装

公団瀬居基地で行った主たる艀装は、

- (1) 気中コンクリート打設の作業床として、使用する外周足場の取付け (図-21)

- (2) モルタル注入時にモルタルが漏洩しないように、ケーソン刃口部に布型枠の取付 (写真-4)
- (3) タワークレーン用の発電機、燃料の搭載固定
- (4) 標識灯の取付け
- (5) 2P・3Pケーソンにおいては、沈設後の仮固定材として、ガイド杭とガイド杭受梁との隙間を埋める玉石 ($\phi 60 \sim 100 \text{mm}$ 程度) をベッセルに入れて受梁に固定 (写真-5)
- (6) 4Pケーソンにおいては、沈設後の外力に対して抵抗できるように、ケーソン内部にカウンターウェイトコンクリートの打設 (写真-6)

である。

表-16に艀装後の重量を示す。

7.3 ケーソン吊運搬

公団瀬居基地横の揚土岸壁で台付ワイヤーを組立後、

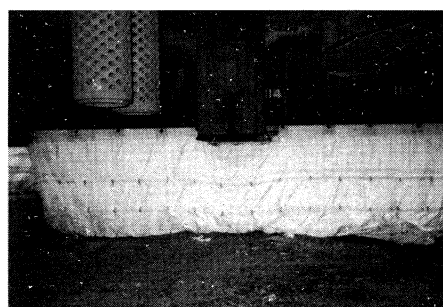


写真-4 ケーソン刃口部の布型枠

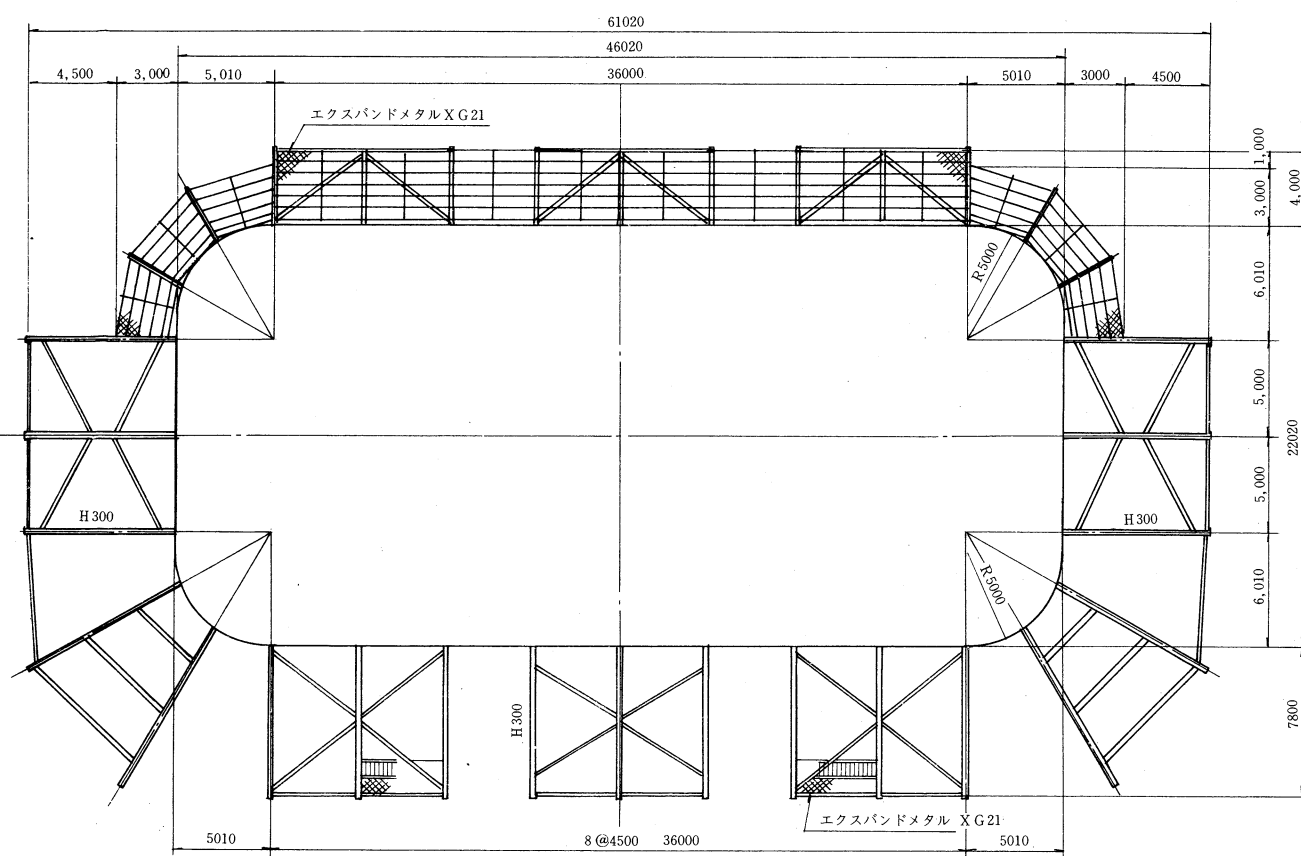


図-21 3Pケーソン外周足場

ケーソン仮置地前面へ大型非航起重機船を係留換えし、トラッククレーンを使用してケーソンへ、台付ワイヤーを取り付けた。

ケーソンを大型非航起重機船で吊り上げ、船尾曳航で、小瀬居島の東から備讃航路を横断し現地へ吊運搬した。曳航は全長が200m以上となるため長大物曳航船等として、海上保安部に航行予定通報を行った。(図-22・表-17)

7.4 ケーソン設置

(1) 気象条件

沈設日の気象条件は表-18のとおりである。

(2) 係留

2P・3P・4Pとも、大型非航起重機船は西側からの係留とし、岩黒島工事海域に入域する際、障害となる燈浮標は一時移動させ、入域後ただちに復旧した。(図-23)

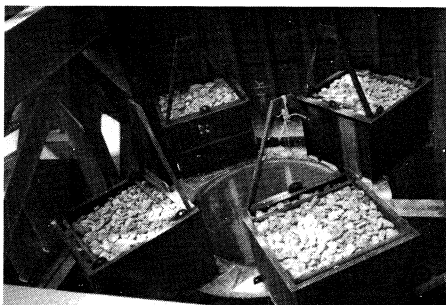


写真-5 隙間埋込み用玉石

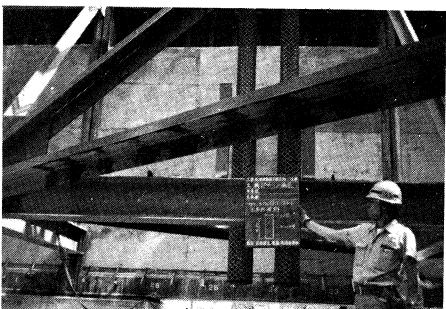


写真-6 カウンターウエイトコンクリートの打設

表-16 鋼ケーソン寸法・重量

項 目	単 位	2 P	3 P	4 P
鋼ケーソン本体	t	46.0m×18.0m×H17.5m 842	46.0m×22.0m×H26.5m 1,361	32.0m×36.0m×H16.5m 845
外周足場工	"	60	68	74
仮設歩廊	"	40	45	45
発電機・燃料架台他	"	53	87	90
モルタル漏洩防止捨石止め用布型枠	"	13	20	20
ガイド杭固定玉石	"	44	44	—
吊 具	"	40	135	178
カウンターウエイトコンクリート	"	—	—	1,589
合 計	t	1,092	1,760	2,841

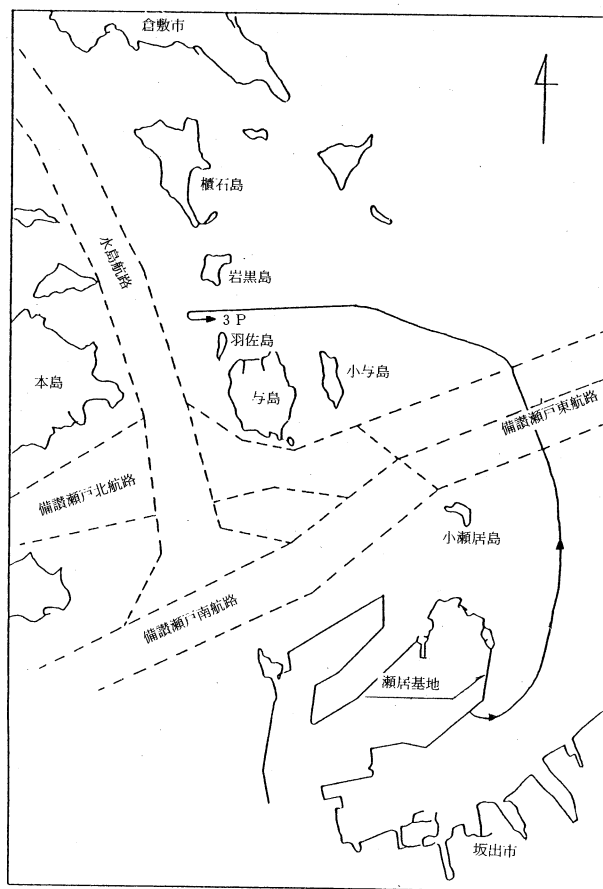


図-22 曳航航路図 (3P)

表-17 主要船舶・機械一覧表

船 舶	仕 様	単 位	2 P	3 P	4 P
起重機船	1,300 t吊	隻	1	—	—
"	3,000 t吊	"	—	1	1
曳 船	3,500 PS	"	—	3	3
"	3,400 PS	"	—	1	1
"	3,200 PS	"	1	1	0
"	3,000 PS	"	—	0	1
"	2,600 PS	"	2	—	1
揚 錨 船	1,500 PS	"	—	1	1
"	260 PS	"	2	1	1
舳 取 船	300 PS	"	—	1	1
"	50 PS	"	2	1	1
警 戒 船	1,000 PS	"	1	1	1
"	650 PS	"	1	1	1
"	370 PS	"	—	1	1
交 通 船	385PS	"	1	1	1
トラッククレーン	45 t吊	台	—	2	2
"	30 t吊	"	1	—	—

表-18 沈設備の気象条件

沈設位置	沈 設 日	気 象		
		天 気	風	波 高
IB 2 P	58.3.23	雨のち曇り	北東の風 8 m	0.3m
IB 3 P	58.8.13	晴	東の風 6 m	0.1m
IB 4 P	58.7.20	曇りのち晴	北西の風 3 m	0.1m

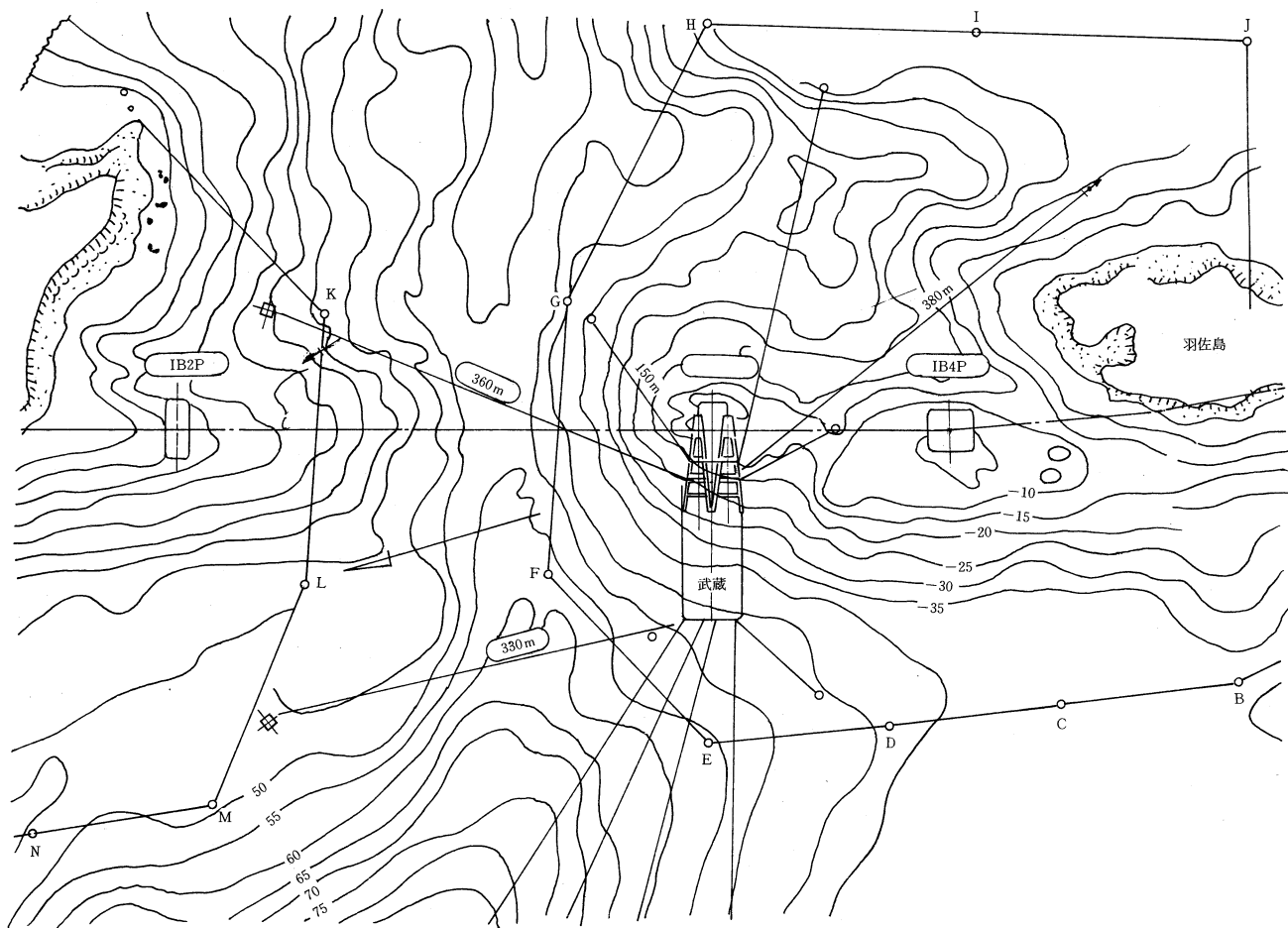


図-23 3,000t吊起重機船現場係留図 (3P)

(3) 沈 設

沈設は、潮流が1ノット以下になったことを確認後開始し、再び1ノットになるまでに作業を終えるようにした。

2Pは、1,300t吊、3Pは、3,000t吊の大型非航起重機船により、沈設位置に事前に設置してある4本のガイド杭 (φ1,524mm) に、ケーソンをそう入し沈設した。(図-24)

4Pは、事前に沈設位置の海底岩盤上の四隅に設けて

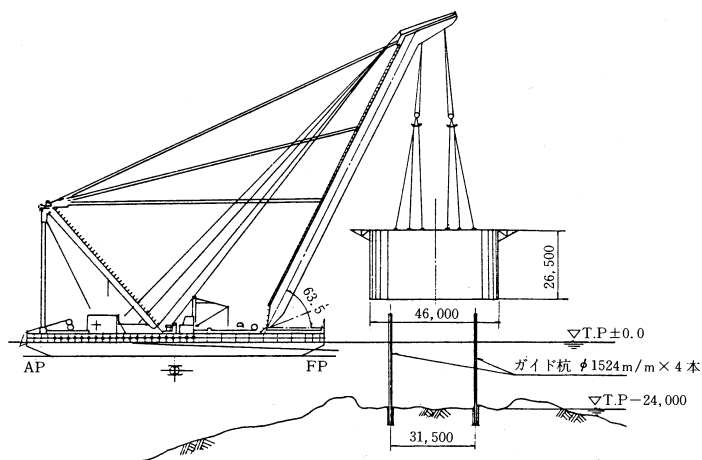


図-24 ガイド杭方式によるケーソン沈設

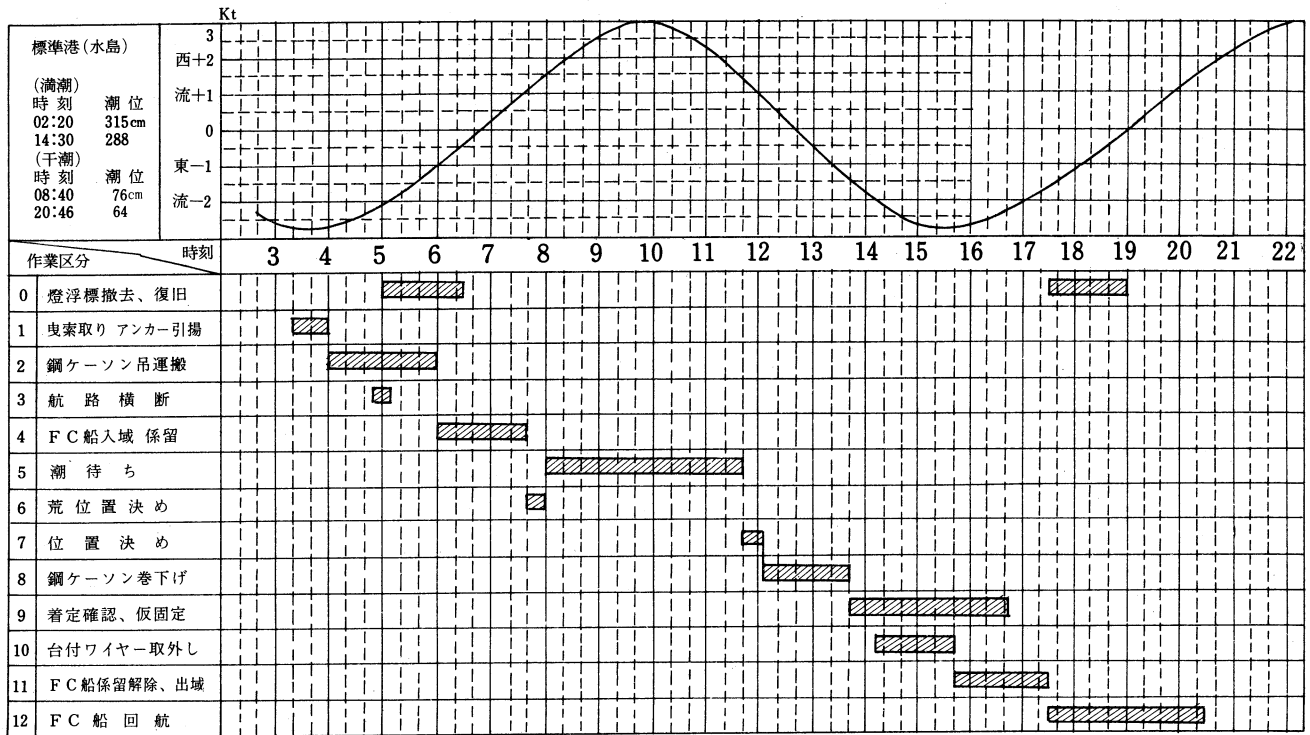
ある台座コンクリート (4m × 4m × 1m) 架台の上に、3,000t吊の大型非航起重機船により沈設した。表-19にケーソンの沈設タイムスケジュールを示す。

(4) 誘導方法

2P・3Pケーソンの場合は、4本のガイド杭を目標に杭上までケーソンを誘導した。以下は、2Pケーソン沈設の誘導方法である。

- (1) ケーソンの誘導は、橋軸方向と橋軸直角方向の2方向から測量を行う。
- (2) 橋軸方向は地理的に中心点が設置できないため、東側へ10m移動した平行線上の基準点にトランシットを据え、橋軸中心線と平行な視準を行って、東西方向及びねじれを誘導する。
- (3) 橋軸直角方向には、中型 SEP をケーソン東側に据え、その上に直角方向の視準ができる基準点を設けて、南北方向の誘導を行う。
- (4) また、南北方向の誘導は、岩黒島の基準点に光波測距儀を据えて、ケーソン側の反射プリズムを視準し測距することによって誘導を行う。
- (5) ケーソンの沈設高さは、岩黒島の BM から、レベルによってケーソンのドラフトマークを、直接視準して着底までの高さを測量する。
- (6) 起重機船上指揮者が、測量班とトランシーバーで迅速に連絡を取りながら、ケーソンを所定の位置に

表-19 3P鋼ケーソン沈設タイムスケジュール



沈設設置する。

図-25に2Pケーソン沈設時の測量班配置図を示す。

2P・3Pは、ガイド杭とガイド杭受梁との隙間が、片側約25cmであるため、受梁の中へ杭が入ればそれ以上の誤差は生じないが、潮流等によってガイド杭に無理な力が加わらないよう断続的に誘導測量を行った。

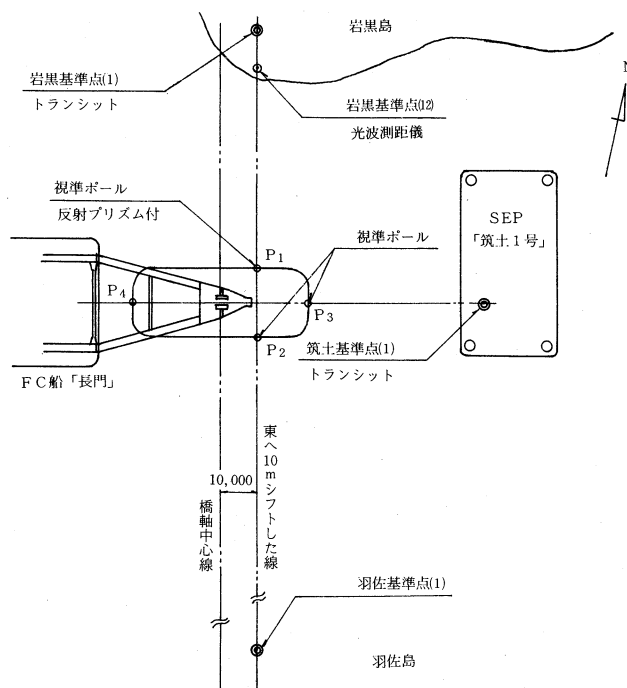


図-25 2P鋼ケーソン沈設時測量班配置図

4Pケーソンの場合は、海上に目標物が無いため、ケーソンが着水する前に一度降下を止め、所定の位置へ誘導した後、沈設を続けた。誘導方法は、2Pの場合と同様、陸上の基準点、SEP上の基準点を利用して橋軸方向及び橋軸直角方向の誘導測量を行った。

7.5 ケーソン仮固定

2P・3P各ケーソン沈設後、あらかじめ各ケーソンの、ガイド杭受梁上に設置しておいた玉石の入ったベッセルの扉を、ダイバーによって開け、ガイド杭と受梁の隙間を満たすことによって、粗骨材充填までの仮固定とした。(図-26)

4Pケーソン沈設後は、カウンターウェイトコンクリートの重量で、安定性が保たれるため特別な仮固定は施さなかった。

沈設設置後の精度は、表-20のとおり良好であった。

8. モルタル漏洩防止工

基礎本体へのモルタル注入時、モルタルが漏洩しないようケーソン設置後、ケーソンにあらかじめ取り付けおいた布型枠内に、モルタル(単位セメント量520kg/m³、w/c=53.8%)を、CP船により打設し、ケーソン内部と外部を遮断した。

布型枠の取付固定は、ケーソンを瀬居基地仮置時に、ケーソンに取付固定用のブラケットを設け、布型枠の取付用袋に平鋼を内包し、ブラケット及びケーソン本体にドライビットで固定した。(図-27)

表-20 設置精度 (m)

種 別	許 容 誤 差	I B 2 P		I B 3 P		I B 4 P	
ケーソン 天 端 高	各基礎共 TP+3,000m 以上	1	TP+3,040	1	TP+3,080	1	TP+3,071
		2	+3,063	2	+3,090	2	+3,096
		3	+3,044	3	+3,060	3	+3,071
		4	+3,049	4	+3,040	4	+3,076
ケーソン天端に おける平面位置	2P・3Pのケーソン の四隅が計画位置 に対し、±0.5m 4Pは±0.7m		Δx Δy		Δx Δy		Δx Δy
		1	-0.049 -0.052	1	+0.052 +0.069	1	+0.101 +0.178
		2	-0.041 -0.008	2	+0.042 -0.067	2	+0.073 +0.048
		3	+0.057 -0.072	3	-0.076 +0.018	3	-0.014 +0.202
		4	+0.064 -0.031	4	-0.085 -0.060	4	-0.042 +0.072
ケーソン の 傾 き	各基礎共ケーソン の四隅の天端相互 の高低差0.15m	0.023 m		0.05 m		0.025 m	

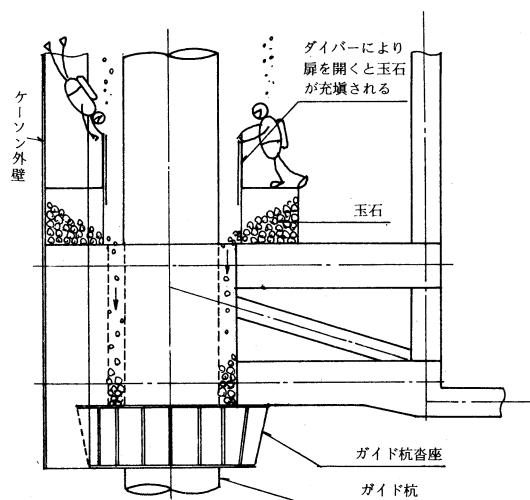


図-26 3Pケーソン仮固定要領図

布型枠内へのモルタル打設は、CP 船を使用し、ケーソン西側半分はCP 船のブームを利用して直接ホッパーに、ブームの届かない部分は、ケーソン外周足場上に配管をし、先端にフレキシブルホースを取り付けホッパーに投入して打設した。モルタルの打設開始時に、モルタルと水が混ざり、材料が分離するのを防ぐため、打設前にホッパー注入口にスポンジを置き、その上にモルタルを打設し、トレミー管内の水を追い出した。モルタルの打設開始、中断、完了の連絡は、ダイバーにより水中電話で一旦支援船上のテンダーに送り、テンダーからポンプ操作員等ヘトランシーバーで連絡した。

9. あとがき

本工事は実施に際し、当初計画の変更を余儀なくされることが多かった。これは、硬岩の掘削量が非常に多かったこと、大転石が多く正確な把握ができなかったこと、掘削に伴い潮流速が変化し速くなったこと、民家に

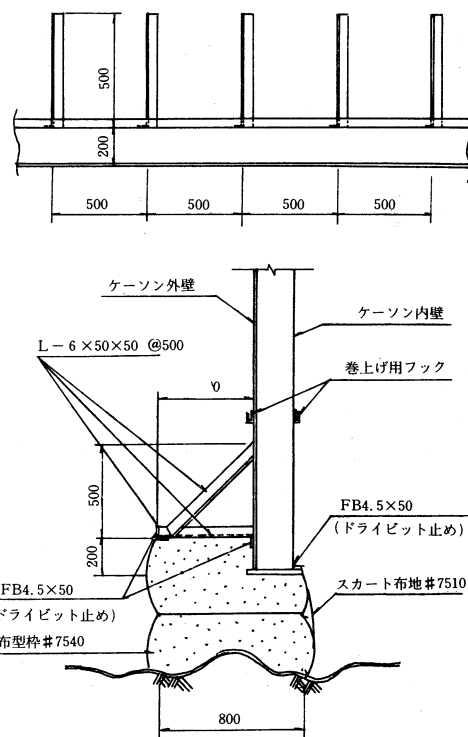


図-27 モルタル漏洩防止用布型枠 (IB2P)

近い地点での水中大発破を実施したこと、大水深ながら底面清掃作業にダイバーが主体となったこと等があげられる。工事計画作成に際し、地形地質の精度より調査、潮流状況の広範囲の把握等の重要性が痛感させられた。

本工事は、熊谷組、日本国土開発、若築建設共同企業体によって施工された。工事の監督は、監督員その他、日本工営、コルバックの各会社からの現場技術員によって実施した。

現在、工事は水中部の工事を全て終え、気中コンクリートの打設を順調に行っている。

南北備讃瀬戸大橋1Aアンカレイジの施工

Execution of North Bisan-seto Bridge 1A Anchorage(1)

坂出工事事務所 副 所 長	加 島 聰 Satoshi Kashima
向島管理事務所 維持補修課長代理	森 谷 俊 美 Toshimi Moritani
坂出工事事務所 第三工 事 長 付	徳 永 剛 平 Gohei Tokunaga

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋は、香川県坂出市与島と番の州工業地帯の間の備讃瀬戸航路を跨ぐ全長3,340mの二連、道路・鉄道併用3径間連続補剛トラス吊橋である。

本文は、南北備讃瀬戸大橋の北側部分、北備讃瀬戸大橋（橋長1,611m）の北側橋台1Aアンカレイジの施工概要を述べるものである。与島島内の工事としては最初に着工したこの1Aアンカレイジ工事は、昭和55年12月から昭和59年3月末までの約3年を費やして海峡部吊橋の最初の橋台として躯体工事が完成した。（写真－1参照）

2. 工事概要

1Aアンカレイジは香川県坂出市与島の南西部山腹に

位置し、北備讃瀬戸大橋上部工の約8万トンのケーブル張力を支える重力式直接基礎アンカレイジである。

この1Aは堅硬な花崗岩盤を基礎地盤とし、コンクリート量137,000 cm^3 に及ぶ巨大なマスコンクリート構造物である。1Aの躯体の要所に鉄筋（2,300トン）及び鉄骨（2,400トン）がそれぞれ配置されており、またケーブルアンカーフレーム等は3,100トンに達し、また掘削数量は95,000 m^3 に及ぶ。

工事の施工内容、主要数量、実施工程を表－1に示す。

3. 仮設備

3.1 全体配置

本工事の主要な作業場は、物揚岸壁（北岸壁）、資材置場及びアンカレイジ背面ヤードの3つに分けられ、これらを結ぶものとして、巾員6.5mの工事用道路（約990m）を設けた。



写真1 ケーブル準備工事に着手した1A（昭和59年6月）

表-1 与島地区(その1) 工事工程表

項 目	最 終 設計数量	55				56												57												58													
		12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3		
1 A 準 備 工	1 式																																										
工 事 用 道 路	1 式																																										
1 A 掘 削 工																																											
1 A コンクリート工	137,027 m ³																																										
1 A ケーブルアンカー フ レーム 据 付	2,833 t																																										
1 A 埋込金物の 製 作 ・ 据 付	212 t																																										
2次クーリング 及びグラウド	1 式																																										

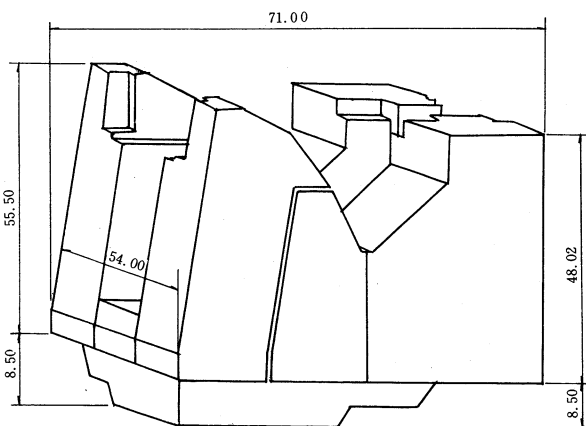
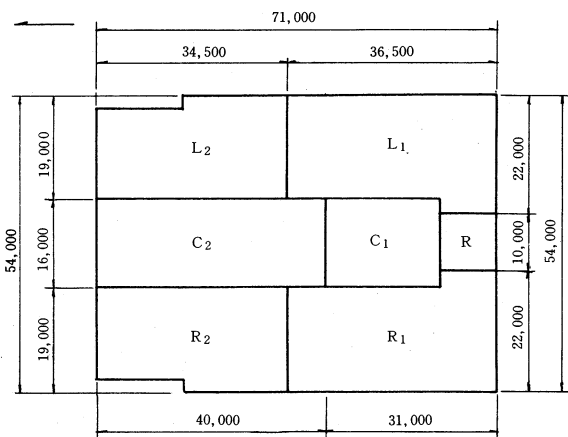


図-1 軀体一般図

コンクリート製造設備は、大量のコンクリートの運搬性、環境上の配慮からアンカレイジの背面にヤードを設けた。

3.2 電気設備

工事用電力は本四公団の専用工事用高圧配電線より、計3か所（北岸壁、資材置場、1A背面ヤード）において、高圧で受電した。なお、ピーク時の受電電力量は約

620kW に達した。

3.3 給水設備

工事用水は島という特殊性から、公団瀬居基地で工事用水を支給し、水船で北岸壁まで輸送した。北岸壁には500トンの水槽を設け、ここからアンカレイジ背面のコンクリート製造設備まで給水配管を行った。

コンクリート製造設備には回収水槽を含め200トンの水槽を設けてコンクリート打設ピーク時の最底3日分がまかなえるように計画した。

3.4 物揚岸壁（北岸壁）

与島北東部にある岸壁（北岸壁）及び、その背後地約5,000m²を坂出市より借り受け、資材の一次ストックヤードとした。

この岸壁において、本工事及び隣接工事の全資材（骨材、セメント、水、鉄筋、型枠等）の水切りを行ったため、工事最盛期にはその使用計画調整に苦慮した。

3.5 コンクリート製造設備

コンクリート量137,000m³と膨大なこと、別件工事として与島高架橋工事等（コンクリート量約180,000m³）もあることから、現場プラントを設けることとした。

コンクリートプラントのミキサーはアンカレイジコンクリートの計画日最大打設量770m³を1日（8時間）で製造できるものとして、2m³二軸強制練型（公称能力120m³/Hr）のものを採用した。

また、資材ストック設備（セメント、水、骨材）は、岸壁の効率的な利用及び気象条件を考慮し、コンクリート最大打設量の3回分がストックできる容量を計画した。

骨材ピンは、コンクリートのワーカビリティ確保という点から、粗骨材3種類、細骨材2種類に分けて貯蔵できるよう5基設けた。

なお、コンクリート製造設備周辺には環境上の配慮から、H=3mの仮囲いを施工した。また、水の再利用

という点から濁水処理設備 15m³/Hr を併設した。

3.6 コンクリート打設設備

コンクリートの打設設備としては、計画日最大打設量 770m³ を 8 時間で打設できるものとして、打設効率等を勘案して、90m³/m 級の定置式コンクリートポンプを 2 台コンクリートプラント建屋の直下に設けた。これは高圧型への切替えが可能であり、高圧時には 45m³/Hr 級となる。

なお、ピーク時には定置式 2 台、車載式 1 台の計 3 台を使用した。

3.7 タワークレーン設備

アンカレイジの平面寸法が 71m×54m と大きいことから、揚重設備として 2 台のタワークレーンを設置した。

後方にはケーブルアンカーフレームの最大単材重量である仕切りガーダー 9.8 トンを作業半径 21.7m で架設可能な 200 t・m のタワークレーンを、前方には、ケーブルアンカーフレーム、アンカーガーダー、大型型枠等が架設可能な 180 t・m のタワークレーンを設置した。

4. アンカレイジ躯体工

4.1 掘削工

アンカレイジ施工箇所は、花崗岩質の土砂、軟岩、硬岩よりなり、比較的軟岩層が薄い。

掘削数量は土砂：31,768m³、軟岩：12,372m³、硬岩：50,967m³ で、硬岩数量は当初の約 5 割増しとなった。1 A 掘削は昭和 56 年 5 月に着手した。

1 A 掘削現場は集落等の保安物件に近接（40～50m）しているので、家屋等の振動障害対策として硬岩掘削は、従来の発破工法でなく振動の少ない「機械力による砕岩」+「大型ブルドーザによるリッピング」による硬岩掘削工法を採用した。

また、騒音対策として、工事箇所と集落の境界部に高さ 10m に達する防音壁を設置した。

砕岩機械は近年、民家近傍での硬岩掘削機械として、採用されつつある、ロックブレイカ+44 ton ブルドーザの組合せを用いた。写真-2 にロックブレイカを示す。

しかし、C_L～C_M のクラス（ $q_u=300\sim500\text{kg/m}^2$ ）の

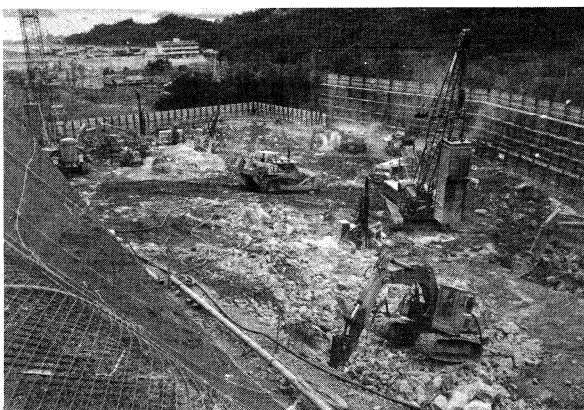
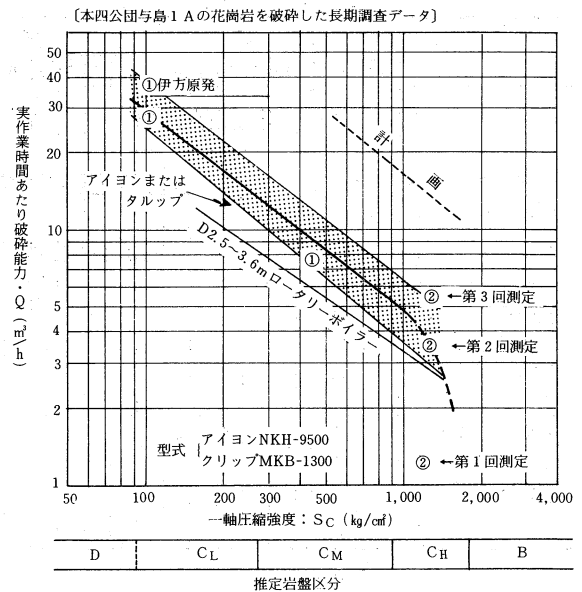


写真-2



- 注 1. BSP1100 型ロックブレイカは鉛直方向の打撃破砕機なので、後続作業としてリッピングと集土なしでは横込める状態にならない。上記能力は D 9 によるリッピングを可能とする値である。
 注 2. 実作業時間とはモイルポイントの打込み時間と次の孔への移動時間の和である。
 注 3. 図中①は 1 号機（主に周辺部の岩 D～C_M を掘削）。②は 2 号機（芯部の岩 C_H を掘削）のデータを示した。

図-2 ロックブレイカ BSP1100 の破砕能力

硬岩掘削に対して有効であった本工法も、C_H クラス以上（ $q_u=800\text{kg/m}^2$ ）の堅硬岩に対しては、その砕岩量が極端にダウンした。ここで、工事と併行して機械化研究所に委託して行ったロックブレイカの砕岩特性調査の結果（岩強度と砕岩量の関係）を図-2 に示す。

この時点で、硬岩量の増大も伴い、大幅な掘削工期の遅延が予測された。このため当初の硬岩掘削工法の見直しをし、地元協議を行って、これも近年採用されつつあったコンクリート破砕器を用いた硬岩破砕法を採用した。

これにより、昭和 57 年 4 月、当初より 3 か月の遅れで掘削工事が完了した。

図-3 に掘削底面の地質平面図を示すが、全体に C_M～C_H の良好な岩盤である。なお図に示す通り、5 か所で平板載荷試験を行い、支持岩盤の確認を行った。

掘削終了後の底面は岩盤とコンクリートの密着を図るためジェット水による岩盤清掃を行った。（写真-3）

4.2 型枠工

アンカレイジの躯体外面は船舶のレーダー偽像防止及び構造物の景観設計上、1.5～3.0m に 5 度の傾斜を施す形状とした。（写真-4）コンクリート打設の 1 リフト 0.5、0.75、1.0、1.50 の高さを任意にとれるよう高さ 3.0m×3.0m の大型鋼製型枠とした。（図-4）

また、ブロックジョイント面の型枠は差筋、剪断キー、グラウト・ストップ等の加工部分が多く、合板型枠を使用し、1 リフトごとに組立てた。

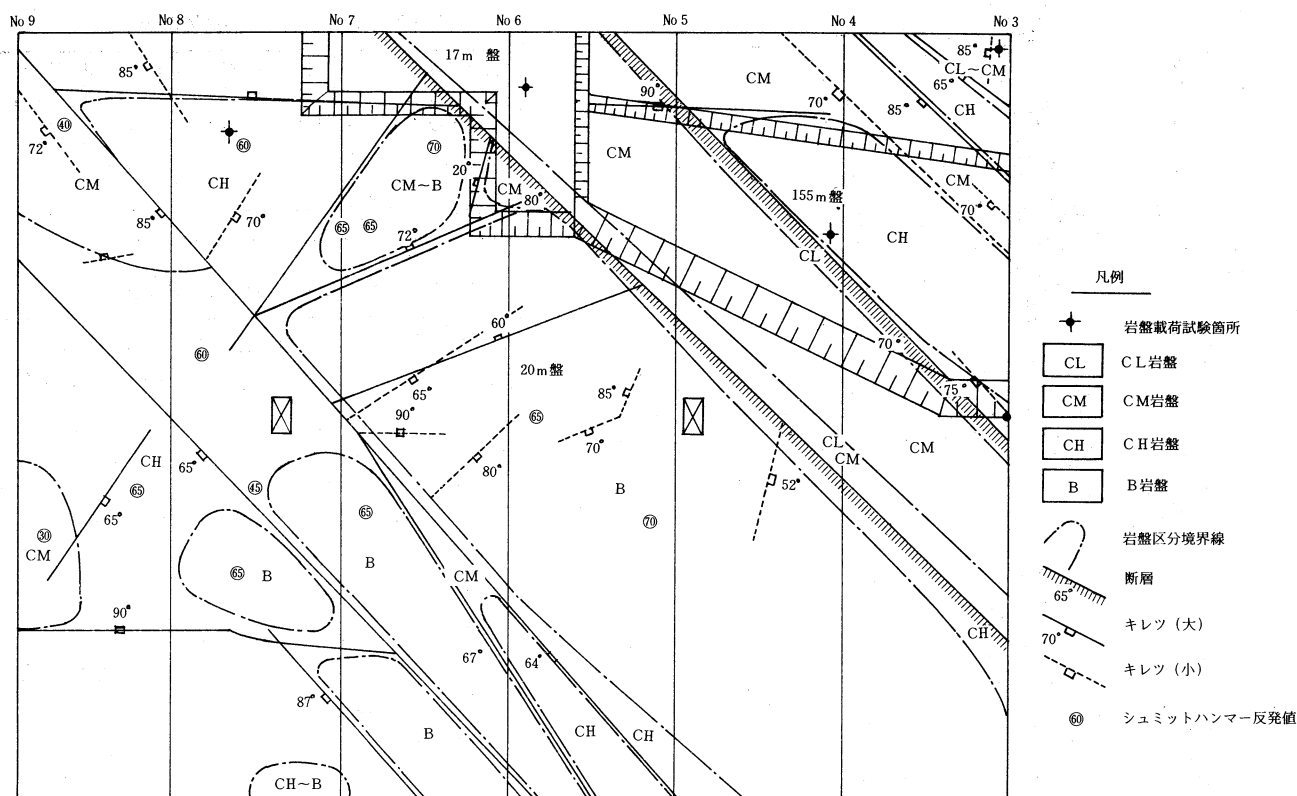


図-3 岩盤区分図



写真-3

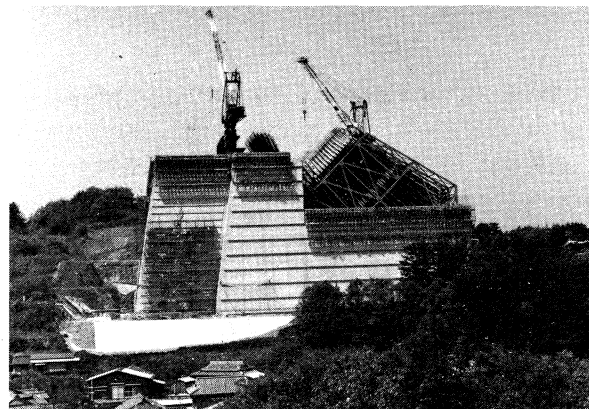


写真-4

4.3 鉄筋工

1 A 本体の鉄筋量は、約2,300ton で、その45%近くが極太径鉄筋 (D51) で占められている。

D51の継手は、高所での施工性・確実性を考慮して機械組手 (スリーブ圧着継手) を、また D32、D29 はガス圧接を採用した。

なお、品質管理の点から、ガス圧接は継手200か所に5本の現物抜き取りにより、また機械継手は継手200か所に3本モデル供試体により引張試験を実施した。

4.4 コンクリート工

(1) 暫定配合

マス・コンクリートをポンプで打設する場合、コンクリートのワーカビリティのみならず、コンクリートの熱特性等も非常に重要である。このため本工事に先立ち、

試験練りを行い、熱特性等を十分検討の上、暫定配合を決定した。なお、セメントはコンクリート硬化時に熱発生が少ない中庸熟型高炉セメントB種を採用した。表-2、3に品質基準、暫定配合を示す。

(2) 示方配合

アンカレイジのコンクリートは設計上、その単位体積重量の最低値を規定したため、40~25mmの粗骨材に香川県小豆島産の砕石を用いて試験練りを行い、表-4に示す示方配合を決定した。

また、練り上がり温度によるスランプの大幅な変動が予想されたため、練り上がり温度10℃及び30℃の冬期配合及び夏期配合も合わせて決定した。

なお、12月~5月に冬期配合を用いたが単位水量の多くなる夏期配合は、後に述べるプレクーリング等の採用により用いなかった。

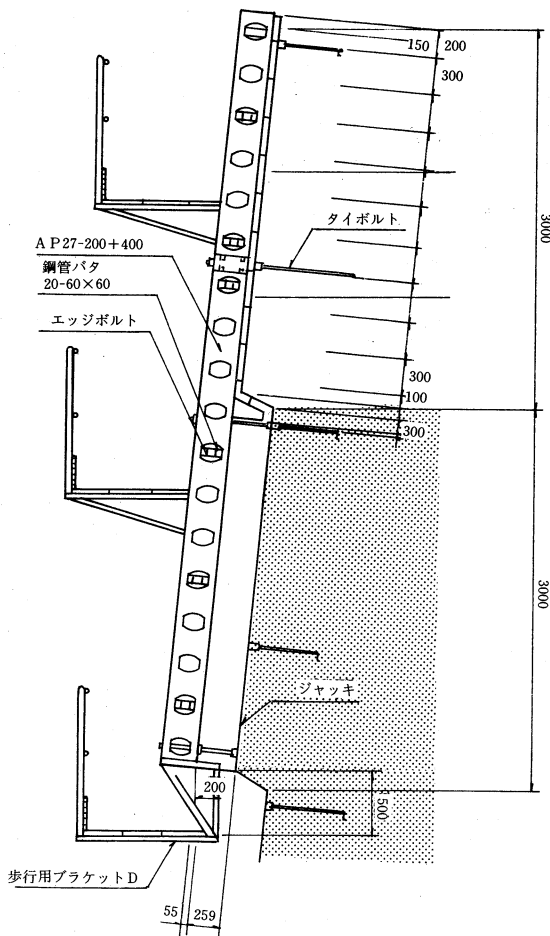


図-4 スライド型枠図 (レーダー偽像防止3.0mType)

参考資料として、夏期の混練り水及び粗骨材を冷却した場合としない場合の練り上り温度比較を表-5に示す。

(3) 打設

1) ブロック割

ブロック割は、アンカレイジの構造的性、1回当りの打設規模及びマスコンクリートの温度規則（ひびわれ防止）の観点から「6分割方式」を採用した。また、リフト高も温度規制の点から、打設時期、サイクルにより0.75～1.5を標準とした。（図-5）

この結果、1リフト当りのコンクリート打設量は最大1,095m³、最小41m³平均479m³となった。（図-6）

表-2 コンクリートの品質基準

コンクリートの種別	材令91日における圧縮強度 (kg/cm ²)	練上りコンクリートの重量 (kg/m ³)	練上りスランプの範囲 (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	まだ固まらないコンクリートの空気量の範囲 (%)	減水剤 A E 剤の区分
E	240	2,280以上	11±1.5	40	4 ± 1	減水剤

表-3 コンクリート / m³当りの暫定配合

コンクリートの種別	セメントの種別	単位セメント量 (kg)	単位水量 (kg)	水セメント比 (%)	細骨材率 S/a (%)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 (kg)	単位混和剤量 (kg)	減水剤 A E 剤の区分
E	高炉セメント B 種	280	155	55	39	710	1,150	0.7	減水剤

2) 打設

コンクリートの標準打設サイクル

を表-8に示す。標準リフトの打設サイクルは6日、打設速度は0.25m/日、コンクリートポンプ1台当りの打設実績は25～30m³/hrであった。（写真-5）

3) グリーンカット

グリーンカットは、コンクリート打設後リフト表面に浮き出るレイタンス及び水セメント比の高いモルタル、不純物等を除去し、次のコンクリートとの付着を図るために行った。グリーンカットは、概ね骨材径の $\frac{1}{3}$ 程度の層をウォータージェットにより除去するものとした。

グリーンカットの良否は気温、天候、風、作業エリアの広さに左右される。グリーンカット開始が遅いと手持ちのウォータージェットでは間に合わなくなり、早過ぎると良層を深く削り取り、コンクリートの骨材をゆるめてしまうこととなるため、グリーンカットの開始時期は、夏場で5～7時、冬場で12～14時、春秋で10～13時の間とした。レイタンス除去剤の使用も試みたが、所定の効果が得られず、すべてのグリーンカットはジェットガン等で行った。（写真-6）

4) コンクリート温度規制

マスコンクリートを打設する場合、重要なことの1

表-4 示方配合表

配合種別	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	単位細骨材量 S (kg)	単位粗骨材量 G (kg)			単位混和剤量 (g)
									13～5 cm	28～13 cm	40～25 cm	
E-標準	40	11±1.5	4 ± 1	56.4	40	158	280	718	1,150			700
								213	505	337	447	366
E-寒中	40	11±1.5	4 ± 1	55.0	39.7	154	280	716	1,163			700
								213	503	339	452	372
E-暑中	40	11±1.5	4 ± 1	58.6	40.3	164	280	716	1,163			700
								213	503	331	442	363

表-5 練り上り温度

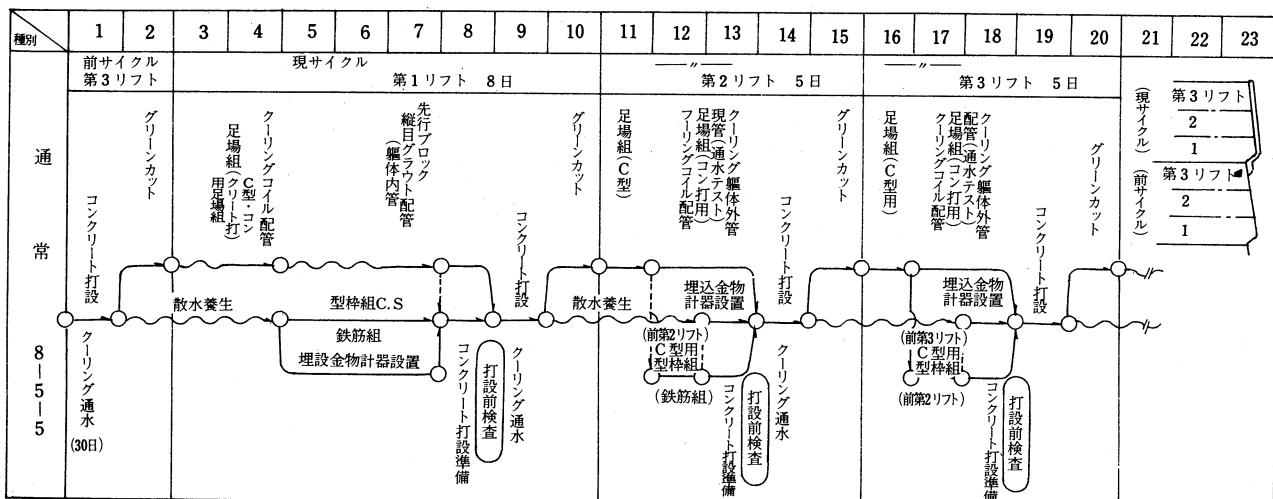
月日	気温			セメント	水	細砂	粗砂	5~13	13~25	25~40	コンクリート温度	※参考	チラー区分
	最高	最低	測定時										
S.58 4/14	20.4	10.5	15.5	21.5	5.5	16.2	17.0	16.5	16.0	16.0	15.5	17.0	混練り水のみ チラー
4/15	19.5	14.5	16.0	20.0	6.5	16.5	16.7	16.8	17.0	17.0	16.0		
5/14	26.5	14.5	25.5	26.0	5.8	21.0	20.8	22.1	21.5	21.5	21.0	24.5	
5/16	27.8	13.5		24.0	6.0	19.8	19.8	20.0	20.0	20.0	18.7		
6/14	29.5	14.5		29.5	6.5	22.8	23.0	22.9	23.6	22.8	22.0	25.0	粗骨材・混練り水 チラー
6/15	25.0	16.3		29.0	6.8	23.5	23.5	23.1	22.0	22.0	21.5		
7/14	31.5	20.5	29.0	32.5	6.8	25.8	26.0	25.6	25.2	25.2	24.1	29.0	
7/16	27.8	22.3	25.5	31.5	7.0	25.5	25.2	25.0	24.7	24.6	23.8	30.0	
8/9	31.5	22.3	31.0	35.5	7.0	30.8	30.7	29.5	29.0	28.6	26.7	32.0	
8/10	31.0	23.0	30.0	35.5	7.5	30.5	30.6	29.7	29.6	29.0	26.8		
9/14	29.5	20.6		34.0	7.0	28.0	27.0	26.0	25.8	25.6	24.0	28.0	混練り水のみ チラー
9/15	29.8	21.5		35.0	7.0	27.8	26.2	25.8	25.0	25.0	24.4		
10/11	24.0	17.5	24.0	26.0	7.0	24.0	22.8	22.0	21.8	21.8	20.7	24.0	

・昭和58年4月14日～昭和58年10月11日 混練り水冷却

・昭和58年6月14日～昭和58年10月5日 粗骨材に冷水散布

・「参考」欄の温度は、坂出小野田レミコンにおけるプレクーリングなしの練り上り温度（運搬時間15分程度の現場着温度）

表-6 ⅠAコンクリート作業標準サイクル（1サイクル3リフト）



つにコンクリートの温度規制がある。コンクリートは硬化時にセメント水和熱が発生する。この熱をうまくコントロールしないとコンクリートと外部との温度差、乾燥収縮等によりコンクリート打設後、比較的初期の段階でコンクリートの変形性能を越えたひずみが、コンクリートの内部または表面に発生し、クラックが生ずることになる。

これを防ぐために、従来から行われているのがプレクーリング及びパイプクーリング（一次クーリング）である。これらはコンクリート内部の最高温度を下げ（プレクーリング）、コンクリート内部の温度低下をコントロール（パイプクーリング）しようとするものである。

本工事に於いても、120 J R Tのクーリングプランを設置し、夏期のコンクリート混練水を5℃程度に

冷却し、粗骨材にも事前にこれを散水してその温度を下げるプレクーリングを実施した。

また、コンクリート打設面には、φ1"の電縫管を1mピッチに配置し、コンクリート打設後これに海水を通し、コンクリート温度を低下させるパイプクーリングを実施した。（図-7）なお、パイプクーリングはコンクリート打設完了後実施する継目グラウト工にも必要な作業である。

また、コンクリートの内部には代表的なリフトに温度計を埋設し、コンクリート温度を継続して計測した。（図-8）

図-8からわかる通り、打設されたコンクリートリフトには、外気及び直下の既設コンクリートとの間に、急激な温度差が発生していることがわかる。

コンクリートにひびわれを発生させないためには、

打設リフト数量推移図（点線）

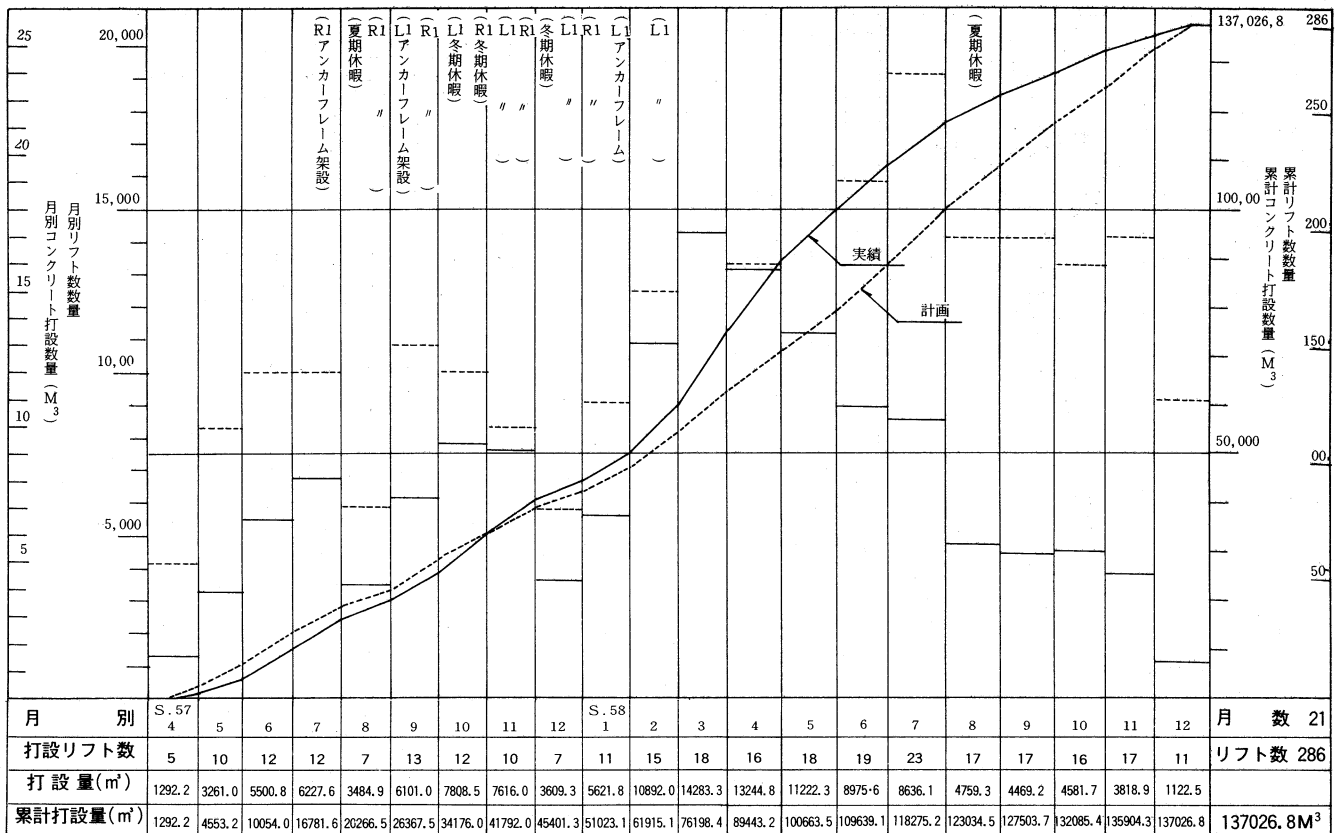


図-6 打設量推移図（設計数量）

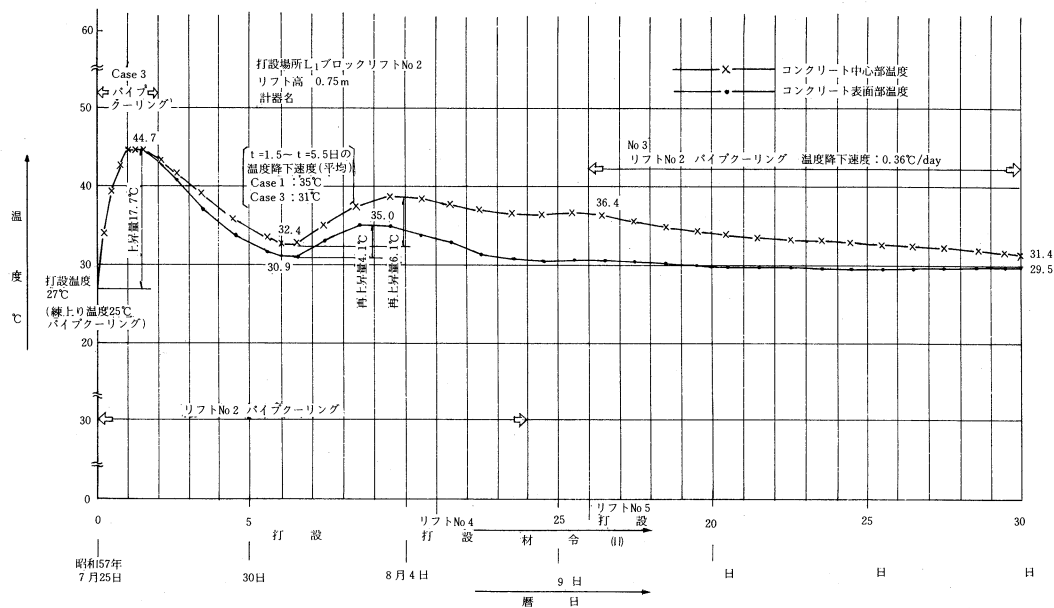


図-7 コンクリート温度及び外気温度経時変化図

この2つの急激な温度差をできるだけ少なくすることが必要なのである。

まず、外気との温度差をなくすには、十分なコンクリート表面の養生が重要となる。本工事中においても、夏期はコンクリート表面への湛水、冬期はコンクリート表面への保温材の設置を実施した。

次に、既設のコンクリートとの温度差は打設サイクルの調整、パイプクーリングの実施時期の調整により緩和が可能である。

なお、本工事中においてはコンクリートの温度規制を数量化するため、コンクリートの温度特性、弱材令時の変形性能を測定してこれを用いた。

コンクリート数量は137,000m³、286リフトで、21か月の打設工期であった。

4.5 鉄骨工

1 A躯体は、鉄筋の支持架台及び引張鋼材の一部として鉄骨を採用した。

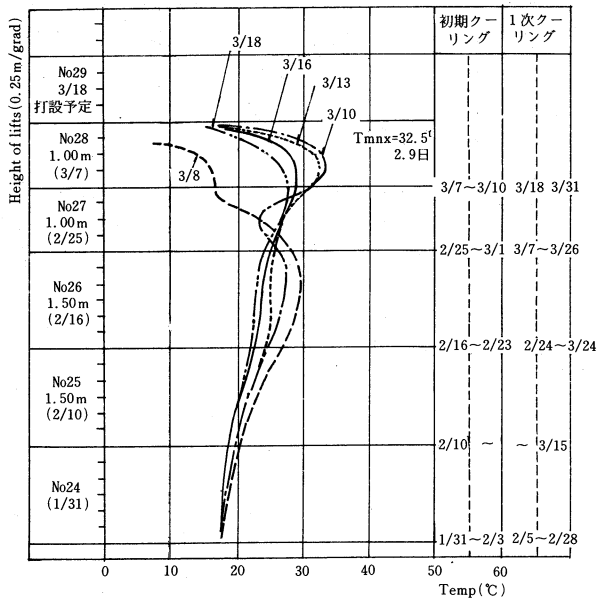


図-8 コンクリート内部の温度勾配 R_2 ブロックリフト
No.28打設時

4.6 ケーブルアンカーフレーム

吊橋メインケーブル定着用の金物として、ケーブルアンカーフレームをアンカレイジ躯体に埋設した。

1基当りの重量は約1,400 tonである。ケーブルアンカーフレームは別途製作し、支給した。

架設は全て単材架設とし、タワークレーン及び補助のトラッククレーンで架設した。引張材はコンクリートとの付着をなくすために鉛丹錆止塗料がぬられているが、継手部は発泡スチロールで覆い、コンクリートの拘束がないように配慮した。組立は、ケーブルアンカーフレーム製作時の仮組立において、各段階で測定しておいた数値をもとにこれを再現するように努め、最終的には引張材先端の誤差が±15mm程度に納まった。

4.7 埋込金物

アンカレイジ躯体上部には、スプレーサドル・アンカーフレーム、エンドリンク・アンカーフレーム、上屋用、ケーブル工事用埋込金物を埋設した。

これらの埋込金物は200個以上あり、アンカレイジ躯体完成間際に埋め込まれるため、製作工程とコンクリート打設工程の調整が非常に重要となった。

4.8 継目グラウトの概要

継目グラウトはアンカレイジのブロック間の鉛直継目にセメントミルクを注入して、各ブロックの一体化、継目鉄筋の防護を目的としている。

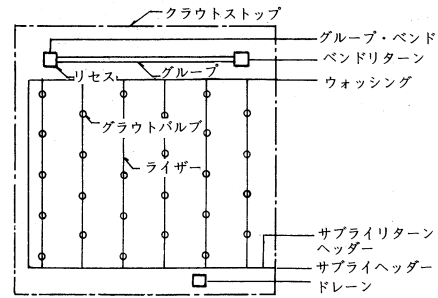


図-9 配管概略図

施工は、パイプクーリングによる2次クーリングにより、コンクリート温度が最終安定温度（年平均気温）16℃に達した後、外気温の低い12月上旬～2月上旬にかけて実施した。

グラウトは、コンクリート打設時に埋設したグラウト配管を用いて実施する。グラウトの配管概略を図-9に示す。

グラウトの施工は、グラウト管水洗い、水押しテスト他、ブロックの充水管の準備を行ったうえで実施した。

グラウトの注入実績を表-7に示す。なお、グラウト施工時の継目開度は継目計位置で0～4mm程度であった。

グラウトにおいては、ブロック面に直接圧力をかける

表-7 注入実績一覧表

継目番号	継目面積 (㎡)	継目開度 (mm)	使用セメント (kg)	注入セメント (kg)	1㎡当り注入量 (kg/㎡)
JR - No. 1	83.7	3.52	2,040.0	1,883.1	22.50
No. 2	125.6	0.63	1,120.0	995.0	7.92
No. 3	92.8	0.42	440.0	305.9	3.30
No. 4	72.8	0.90	820.0	695.0	9.55
No. 5	89.2	0.91	820.0	730.6	8.19
JL - No. 1	83.7	2.74	2,200.0	2,049.5	24.49
No. 2	125.6	0.63	1,080.0	948.0	7.55
No. 3	83.7	0.85	730.0	595.8	7.12
No. 4	81.9	0.69	1,070.0	980.6	11.97
No. 5	89.2	0.34	1,480.0	1,390.6	15.59
JC - No. 1	69.9	3.65	2,200.0	2,087.3	29.86
No. 2	104.9	4.53	1,240.0	1,060.2	10.11
JCR1 - No. 1	178.0	2.41	3,320.0	3,103.0	17.43
No. 2	267.0	0.93	1,500.0	1,392.6	5.22
No. 3	160.7	—	1,170.0	1,044.7	6.50
No. 4	122.9	—	2,120.0	1,994.7	16.23
JCL1 - No. 1	178.0	2.54	1,940.0	1,716.5	9.64
No. 2	267.0	0.76	1,260.0	1,134.9	4.25
No. 3	160.7	—	1,240.0	1,141.6	7.10
No. 4	122.9	—	1,680.0	1,527.9	12.43
JCR2 - No. 1	228.6	1.27	1,520.0	1,389.6	6.08
No. 2	155.0	-0.19	660.0	570.6	3.68
JCL2 - No. 1	228.6	1.15	1,640.0	1,465.1	6.41
No. 2	155.0	1.28	1,060.0	970.6	6.26
計	3,327.4	—	34,350.0	31,173.4	9.37

ため、躯体の安定、継目部の鉄筋の保護の上から、継目部に鉄筋計、継目計を配置し、さらにジョイント部にはダイヤルゲージを設置して、その数値を確認しながら施工した。

各ゾーンにおけるグラウト時の計器の測定結果を表-18に示す。

なお、安全のためグラウト実施前に各測定器の許容値を以下のように定めた。

継目計 グラウトによる最大増加量：0.3m/cm²以下

鉄筋計 鉄筋応力最大値：3,000kg/m²以下（主鉄筋は許容応力以下）グラウトによる最大増加応力：400kg/cm²以下

しかし、表-10に示した通り、想定したほどの変動が生じず、大部分が0.1mm以下、20kg/cm²以下という結果であった。

これは下記の理由によると思われる。

(1) 各ブロックが鉄筋で連結され、剪断キーがかみあっているため、グラウトゾーンの継目の動きを中央のブロックが拘束している。

(2) セメント粒子の沈降により充填された部分には、注入圧力が伝達されず、特にベントに加圧する最終段階では圧力が伝達される範囲が非常に狭くなっている。

以上より、アンカレイジ躯体の配筋計算においてネットになっているグラウト圧力による鉄筋量の増加は、グラウトモデルの再考によって防げるのではないかと考えられる。

なお、コンクリートに埋設された各種計器は後日選定の上、躯体応力伝達機構解析のため、存置することとした。

5. あとがき

南北備讃瀬戸大橋1Aアンカレイジ躯体工事は昭和59

表-8 測定結果

継目ゾーン 番号	最大 サブライ圧 (kg/cm ²)	最大 ベント丘 (kg/cm ²)	鉄筋計応力 最大変位量 (kg/cm ²)	継目計 最大変位 (%)	ダイヤルゲージ (mm)			備 考
					直下ゾーン GV側	当該ゾーン S側	当該ゾーン GV側	
JR -No.1	5.0	1.5	0	0	0	0	0.01	
No.2	6.0	1.0	0	0.04	0	0	0	
No.3	7.0	1.0	0	0.07	0	-0.04	-0.02	
No.4	8.0	2.0	13.7	0.07	0	0	0	
No.5	7.0	1.0	13.7	0.12	0	0	0	
JL -No.1	4.5	1.5	78.0	0.12	0.02	0.04	0.02	
No.2	6.0	1.5	13.7	0.04	0	0	0	
No.3	7.0	1.2	13.7	-0.03	0.04	0	0	
No.4	9.0	1.0	13.7	0.03	0	0	0	
No.5	7.0	1.0	14.7	0.07	0	0.02	0	
JC -No.1	4.0	0.5	13.5	0.07	—	—	0	
No.2	2.0	1.5	—	0.23	—	—	0.02	
JCR1 -No.1	4.5	0	-14.7	0.04	0.01	0	0	
No.2	7.0	0.3	-13.0	0	0	0	0	
No.3	1.0	0	—	—	—	0	0.02	鉄筋計、継目計なし
No.4	5.0	0.5	—	—	—	0.01	0.03	〃
JCL1 -No.1	4.5	0.5	0	-0.03	0	0	0	
No.2	6.0	1.0	97.0	0.11	0	0	0	
No.3	4.0	0.2	—	—	—	0	0	鉄筋計、継目計なし
No.4	1.5	0.5	—	—	—	0.01	0	〃
JCR2 -No.1	6.0	0.5	13.2	0.04	-0.01	-0.03	-0.04	
No.2	7.0	1.0	14.4	0	—	0.01	0.01	
JCL2 -No.1	4.5	0.5	70.0	0.11	-0.07	-0.08	-0.09	
No.2	5.0	1.0	52.4	-0.04	—	0.02	-0.08	

年3月20日無事竣工し、現在ケーブル工事の準備中である。(写真-1)

最後に工事発注前の施工計画、工事監督及び地元折衝等に尽力された三木啓造、竹内覚夫前第三工事長、村田正信前第三工事長代理、田口松義主査、小松克己技師、川田政史主査、施工管理員各位、工事を担当した佐藤・三井・佐伯共同企業体（慶徳一郎前所長、高橋嘉彦所長）及び協力会社の方々の熱意はもとより、静寂な島での初の大工事にもかかわらず協力していただいた与島島民の方々に深く感謝して本文を終らせていただきます。

南北備讃瀬戸大橋4A共用アンカレイジの設計

Design of 4A Center Anchorage on South & North Bisan-seto Bridges

第三建設局 計画課長 馬場 賢三
Kenzo Baba

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋は二連の吊橋であり、その中央に位置する4A共用アンカレイジは北備讃瀬戸大橋のアンカレイジの役目と南備讃瀬戸大橋のアンカレイジの役目を兼ねた共用アンカレイジである。共用アンカレイジは世界でも例が少なく、その上、本橋ではストランド空中交差方式という例のないケーブル定着方式を採用している。

本文は4A共用アンカレイジのケーブル定着構造について、検討経緯と基本設計について報告するものである。

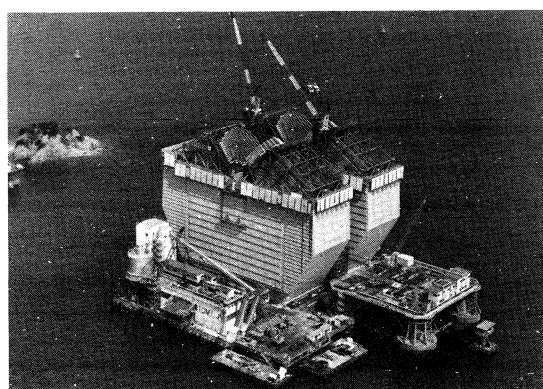


写真-1 4Aアンカレイジ

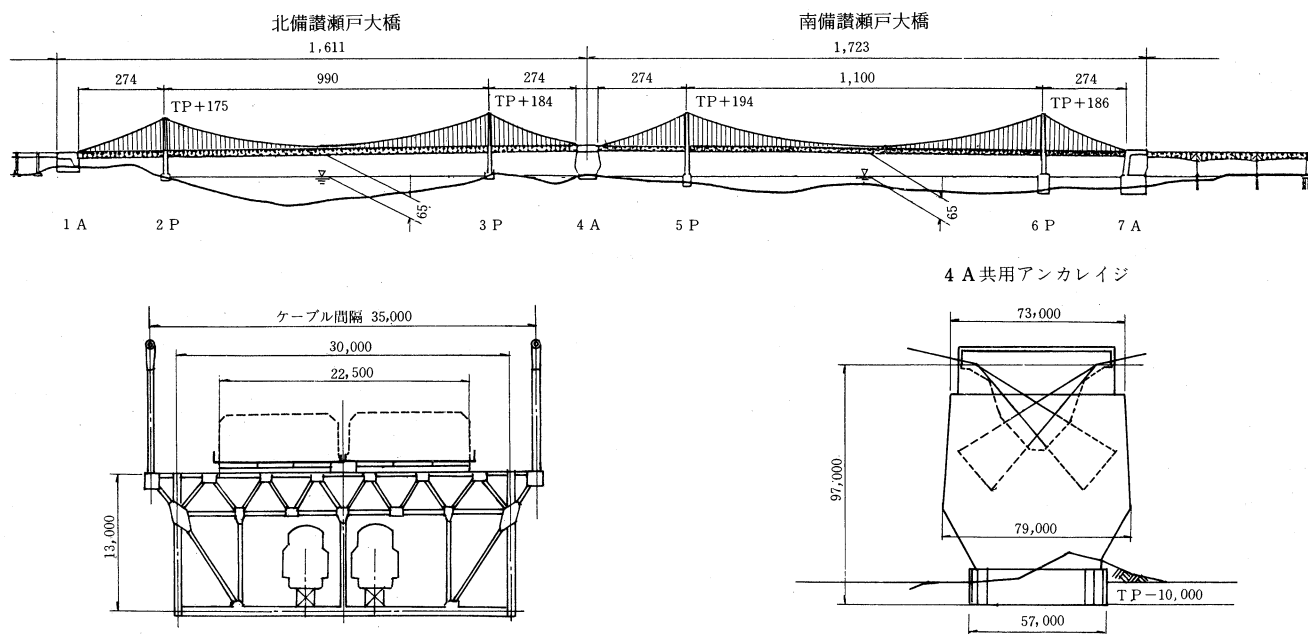


図-1 南北備讃瀬戸大橋一般図

表-1 ケーブル関係主要諸元

	北備讃瀬戸大橋	南備讃瀬戸大橋	北備讃瀬戸大橋 (比較時点)	南備讃瀬戸大橋 (比較時点)	サンフランシスコ オークランドベイ橋
ケーブル本数(片側)	1本	1本	1本	1本	1本
ケーブル中心間隔	35m	35m	37m	37m	20.12m
ケーブル許容応力度	64kg/mm ²	64kg/mm ²	56kg/mm ²	56kg/mm ²	
ケーブル架設工法	PS工法	PS工法	PS工法	PS工法	AS工法
ストランド数	234本/片側	271本/片側	309本/片側	352本/片側	37本/片側
ストランド構成	φ5.18mm × 127	φ5.12mm × 127	φ5.0mm × 127	φ5.0mm × 127	φ4.95mm × 472
ストランドの直径	67.3mm(外接円)	66.6mm(外接円)			
ケーブル径	φ100cm	φ107cm	φ109cm	φ118cm	φ50.2cm
ケーブル最大張力	38,215t/片側	43,609t/片側			約19,000t/片側
スプレー点最大張力	35,697t/片側	40,869t/片側	39,094t/片側	45,183t/片側	16,800t/片側
“ 最大水平張力	34,586t/片側	39,087t/片側	37,756t/片側	43,064t/片側	16,800t/片側
スプレー点ケーブル入射角	14° 20′	16° 59′	15° 02′	17° 37′	0°

2. 4 A 共用アンカレイジの設計基本条件

南北備讃瀬戸大橋（以下南北備讃という）は、地形及び航路等の関係から、図-1に示すように北備讃瀬戸大橋（スパン割274m+990m+274m、以下北備という）と南備讃瀬戸大橋（スパン割274m+1,100m+274m、以下南備という）の大きさの異なる二連の吊橋から成っている。二連の吊橋の中央にある4 A 共用アンカレイジは、北備のアンカレイジの役目と南備のアンカレイジの役目を合わせ持っている。このことは、アンカレイジの数が1つ減少し、張力が釣り合うという利点の反面、一般の片引きアンカレイジにはない設計、施工上の問題が生じる。その最大の問題は、巨大なケーブルを狭い場所にも如何に合理的に定着するかにある。その外力であるケーブル関係主要諸元を表-1に示す。

3. サンフランシスコ・オークランドベイ橋の共用アンカレイジ

世界でも共用アンカレイジを有する長大吊橋はサンフランシスコ・オークランドベイ橋（以下ベイ橋という）のみである。本橋の設計も当然ながら、それを参考にし、かつ、当初はその模倣から始まっている。ベイ橋の橋梁一般図、共用アンカレイジ一般図を図-2に、そのケーブル関係主要諸元を表-1に示す。

4. ケーブル定着方法の検討

建設省、鉄建公団の調査研究時代からの案を含め、考えられた案の主なものを図-3に示す。この図を見てもわかるように、共用アンカレイジにおけるケーブル定着方式には大きく分けて次の2方法がある。

- (1) 両吊橋のケーブル張力を1つの金物でまとめ、それをコンクリート躯体に定着する方法。
- (2) ケーブル張力をアンカレイジ内で交差させ、片引きアンカレイジを2つ合わせた形式にする方法。

以下、これらの案を含めて、ストランド空中交差方式にたどりつく検討経緯を述べる。

4.1 A形フレームから三角板へ

前述のように本橋の設計は、まず、ベイ橋の模倣から始まっている。これが図-3(a)である。しかし、本橋の場合ベイ橋とはかなり事情が異なるので、そのままではうまくいかない。ベイ橋とは次の点が大きく異なる。

- (1) ケーブル張力が違うこと

南備のケーブル最大張力は43,600 t /片側であるのに対しベイ橋のそれは19,000 t /片側である。

- (2) スパン割が違うこと

ベイ橋のスパン割は354m+704m+354m、354m+704m+354mで、対称2連の吊橋である。このことは次のことを意味する。

- 1) 側径間比（側径間長/中央径間長）が0.5であることから、ケーブルは共用アンカレイジに水平（ケーブル入射角0°）に入ってくる。
- 2) 対称二連の吊橋であることから両吊橋のケーブ

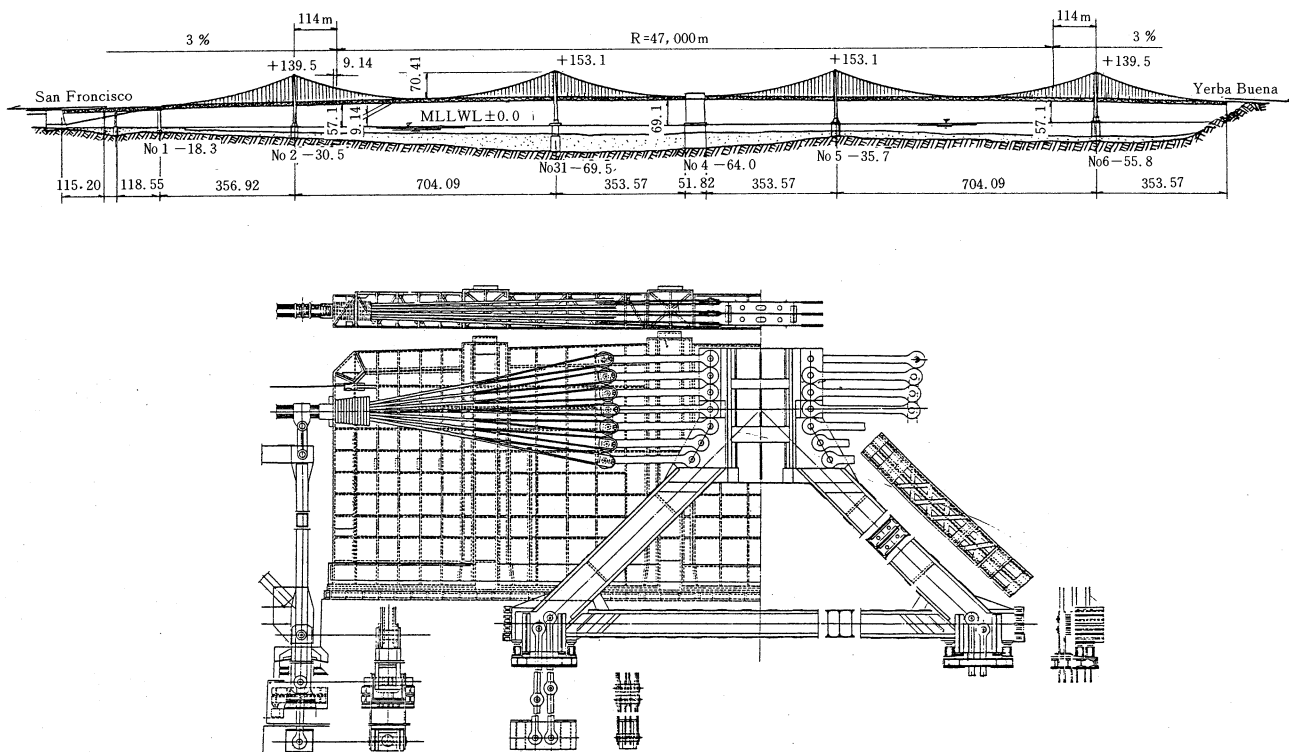


図-2 サンフランシスコ・オークランドベイ橋一般図

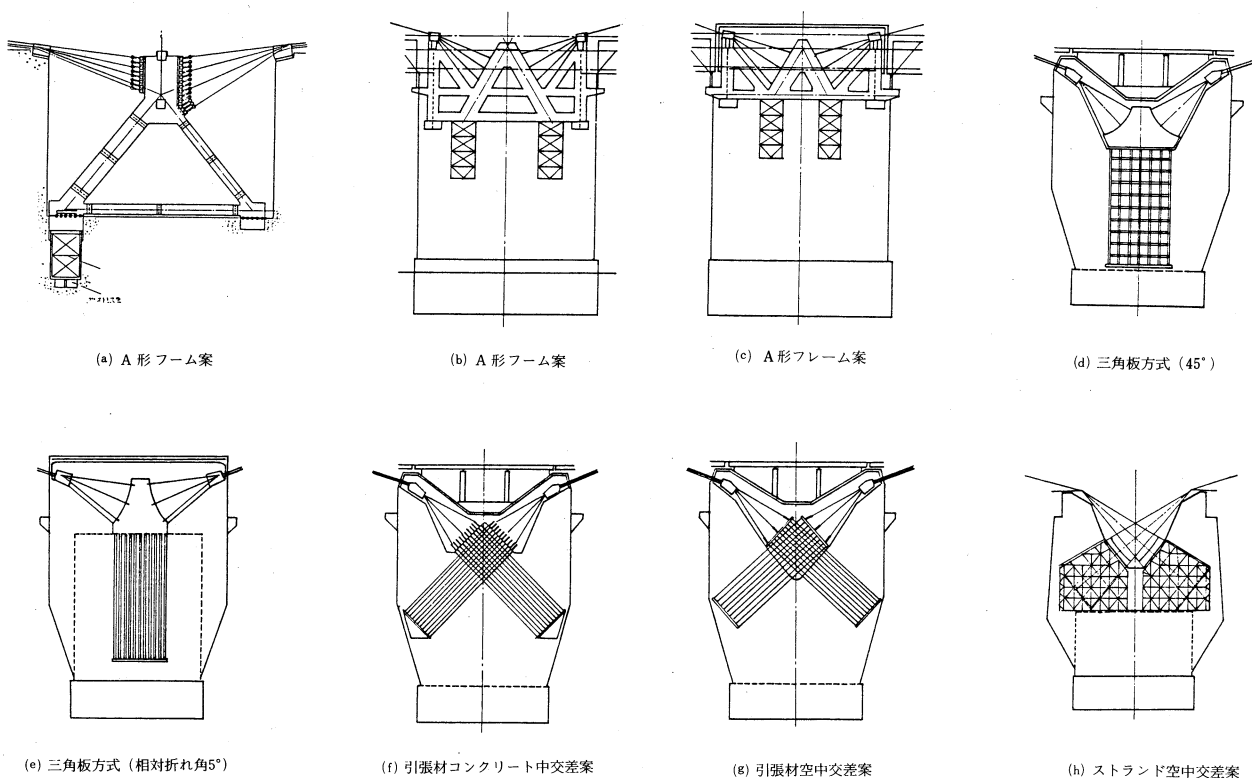


図-3 BB4Aケーブル定着方式各案

ル張力は原則的に（死荷重では）釣り合っている。
（活荷重で若干不均衡力が生じるが、長大吊橋の場合、全ケーブル張力に占める死荷重の割合は大きく80～90%になるので、不均衡力は小さい）

従って、ベイ橋の共用アンカレイジには、原則として鉛直力、水平力とも働かないスパン割である。さらに、この利点を生かすため、スプレー部でケーブルの方向を変えず、スプレーバンドで処理している。そこで、ベイ橋のケーブルが定着されるA形フレームには（吊橋完成系としては）、鉛直力は作用せず、水平力も原則的には釣り合っているので、A形フレームは活荷重等の若干の不均衡力にのみ抵抗すれば良いことがわかる。

これに対し、本橋は側径間比0.25程度で、スプレーポイントにおけるケーブル入射角は水平に対して14～17°である。また、北備の中央径間長990m、南備の中央径間長1,100mと非対称であるので、ケーブル最大水平張力は34,600 t/片側と39,100 t/片側で約4,500 t/片側の不均衡力がある。このことは本橋のA形フレームには鉛直力、水平力とも常時働いている構造となることがわかる。

(3) ケーブル架設工法が違うこと

ベイ橋はAS工法で架設されているが、その後PS工法が開発され、実績も十分である。

ベイ橋の模倣から始まった図-3(a)のA形フレームの場合にも上述の ①ケーブル張力が高いこと。②大きな鉛直力、水平力が働くこと、からそのままでは本橋に適用出来ない。

ケーブル張力が高いことから、A形フレームのフレームがだんだん太くなり、(b)図、(c)図へと移ってゆく。そして中央の穴が小さくなって、実質上意味をなさなくなり、応力集中の問題もあって、穴のない板構造となってきた。三角板の頂点はA形フレームの高さを低くするためと、出来ればケーブル工事の作業スペースを取るためフラットになり、台形板になってきた。また、A形フレームの埋込み脚もケーブル張力が増え、鉛直力、水平力とも増加すると、三角板全体で抵抗しなければならなくなり、(d)図又は(e)図のようになる。

4.2 三角板方式の検討

三角板方式にした時、4 Aアンカレイジの橋軸方向寸

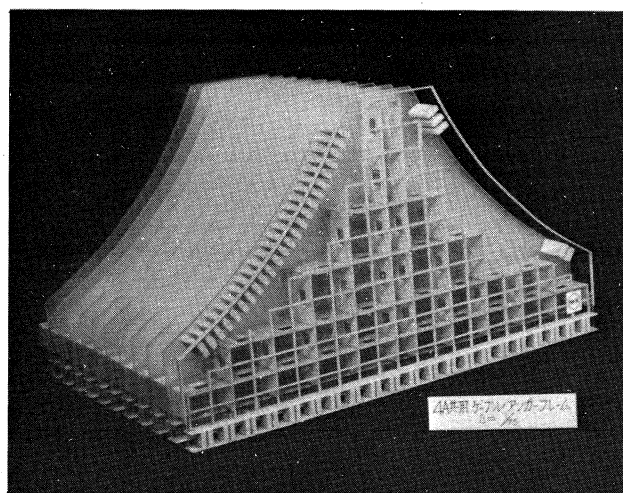


写真-2 三角板

法の小さくなる、従って、軀体の小さくなる(d)三角板方式(45°)案でまず計画設計が行われた。その計画設計案を図-4に、三角板の構造を写真-2に示す。

この設計では、南北備讃のケーブルストランドを三角板に定着し、三角板基部にPCケーブルでプレストレスを導入してコンクリート軀体に固定することにより三角板に作用する鉛直力と水平力に抵抗するように考えられている。

その時のコンクリート軀体の応力について、写真-3、図-5に二次元光弾性実験結果、図-6に二次元FEM結果を示す。ベント部及び軀体中央(三角板下)に大きな引張応力が生じていることがわかる。

この案については、次の問題が残った。

- (1) 軀体中央に生じる引張応力に対する処理
- (2) 架設時及び完成後の不均衡力による片引き水平力に対し、プレストレスによる三角板のコンクリートへの定着は摩擦しか見込めず、不合理さと不安がある。
- (3) マスコンクリートにプレストレスを導入した時には、クリープ、応力分散等に不明瞭さが残る。

これらの問題点を解決するため、(1)の引張力に対しては、スプレーにおけるケーブル折れ角を少なくすることによって減少させることを考えた。

- ① ケーブルをサドルベントで折らない案……スプレーバンド案
- ② サドルベント部にスプレーサドルを設け、ケーブルをサドルに固定し、かつ、出来るだけケーブルを折らない案(図-3(e))
- ③ 水平に対して約33°の折れ角

これはスプレーポイントでケーブルストランドにアップリフトが作用せず、三角板の設計が鉄道建築限界の制約を受けない折れ角である。

- 4) 水平に対して45°の折れ角(図-3(d))

これら各案の特色は次の通りである。

- (i) 軀体中央の引張応力はケーブル折れ角が小さくなる程小さく、軀体の応力状態は良くなる。しかし、三角板方式をとる限り引張応力がでることは避けられない。
- (ii) ケーブル折れ角が小さくなると、スプレーサドル

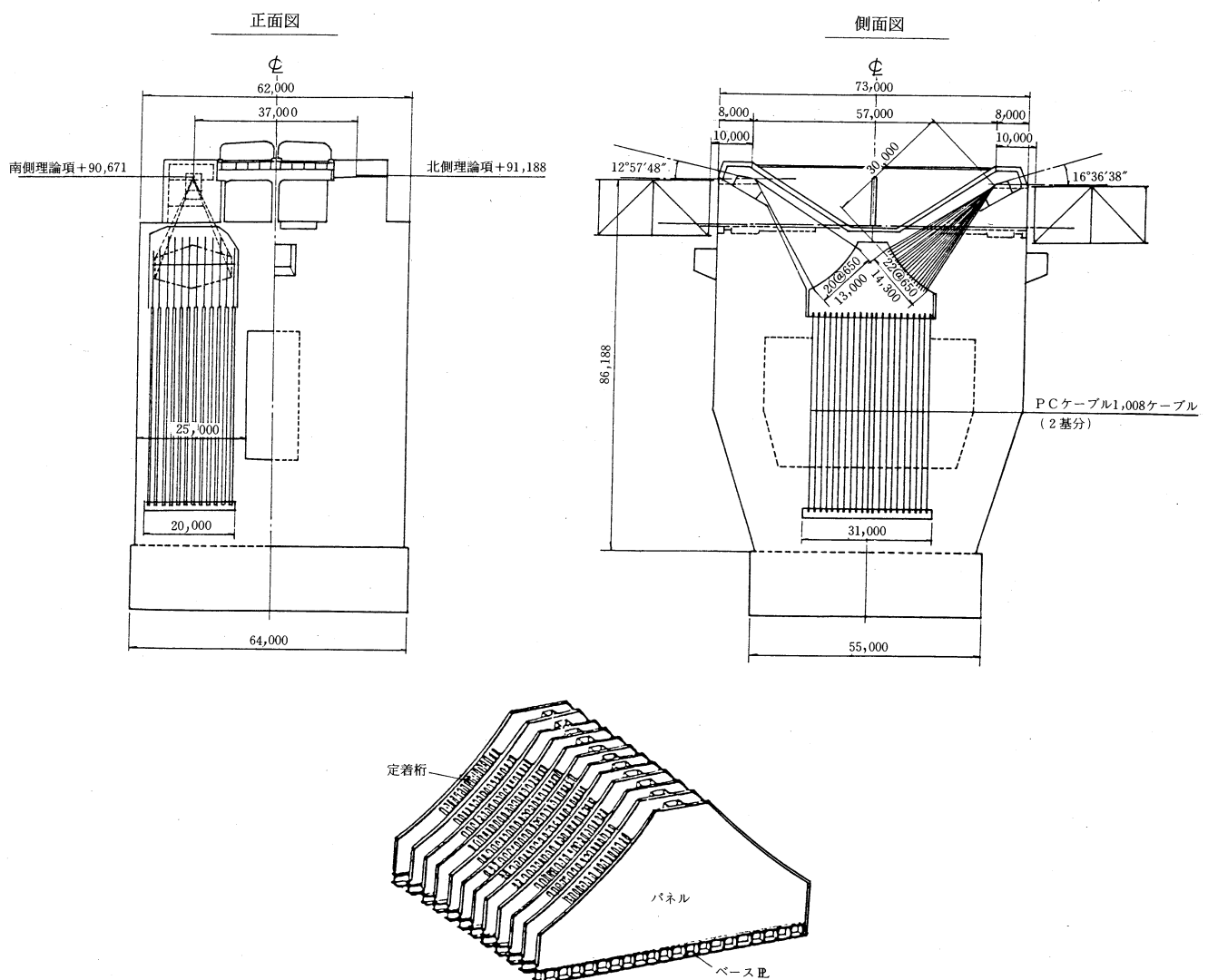


図-4 三角板方式(45°)案一般図



写真-3 光弾性縞写真 (自重+ケーブル張力載荷)

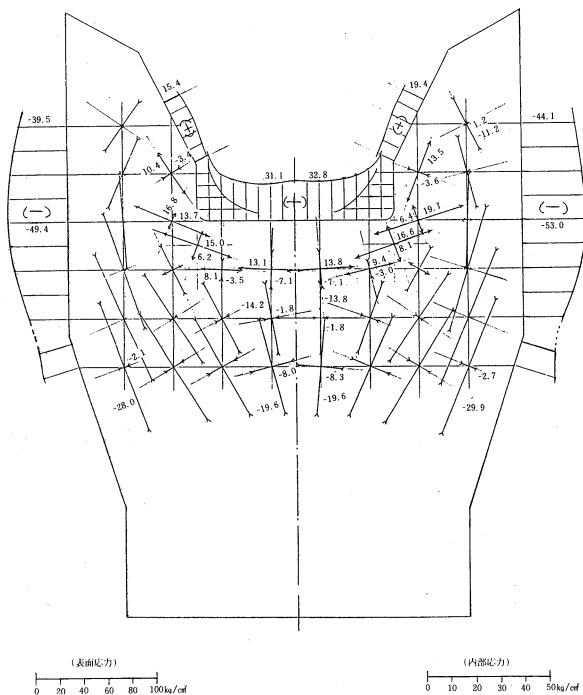


図-5 光弾性実験結果主応力図

部で上向きになるストランドが生じ、ケーブル架設が難しくなる。また、三角板の構造が下路の鉄道建築限界の影響を受け制約される。

(iii) ケーブル折れ角が大きい方が軀体の橋軸方向寸法は小さくなる。

(iv) ①案はスプレー部が固定点とならないこと及びスプレーバンドが大きくなる等設計施工上の問題が生じる。

一方、各案共通の問題として、前記(2)、(3)の三角板のコンクリート軀体への定着構造は、大きな鉛直力と水平力のため難しい。特に、水平力の処理が難しく、これに対する案として表-2の各案が考えられた。

これら各案の比較の結果、三角板方式(相対折れ角5°)

では、H鋼埋め込み案が良いと判断した。(図-7参照)

4.3 交差方式の検討

三角板方式におけるコンクリート軀体内引張応力の問

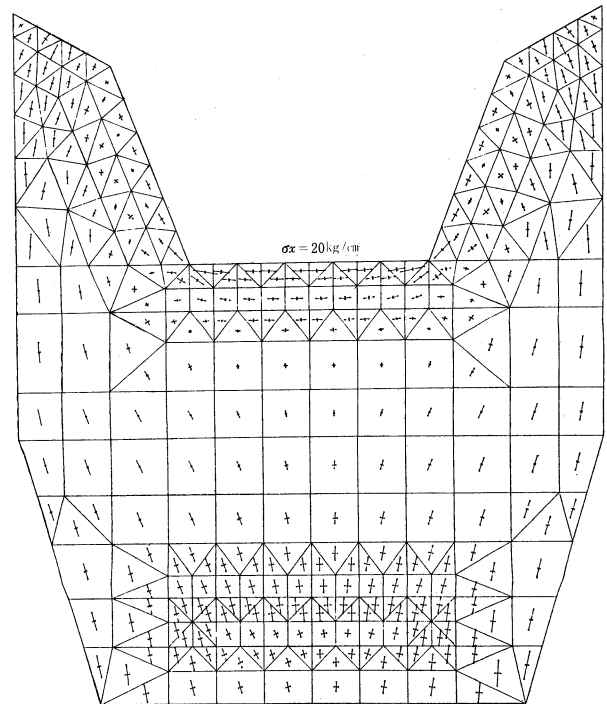


図-6 三角板方式(45°)応力図 自重+ケーブル張力載荷

表-2 水平力に抵抗する方法

まさつ力 ①		○三角板をコンクリートへ十分に締付け、その締付力のまさつ力により水平力に抵抗。 → 摩擦接合
アンカーボルト ②		○アンカーボルトをフレームに固着しアンカーボルトのせん断抵抗により、水平力に抵抗させる。
シアコネクター ③		○三角板あるいはコンクリートから突起を出し、水平力をこの突起のせん断抵抗によりもたせる。
H.T.ボルト継手 ④		○水平力はH.T.ボルトのせん断接合による継手を介して、下部の引張材あるいはトラスに伝達される。
水平方向の引張材 ⑤		○水平方向引張材で側方に設けたアンカーガーダーに力を伝え、アンカーガーダー前面のコンクリートの支圧で水平力に抵抗する。
支圧 ⑥		○突起又は支圧板でコンクリートに直接支圧として力を伝える。

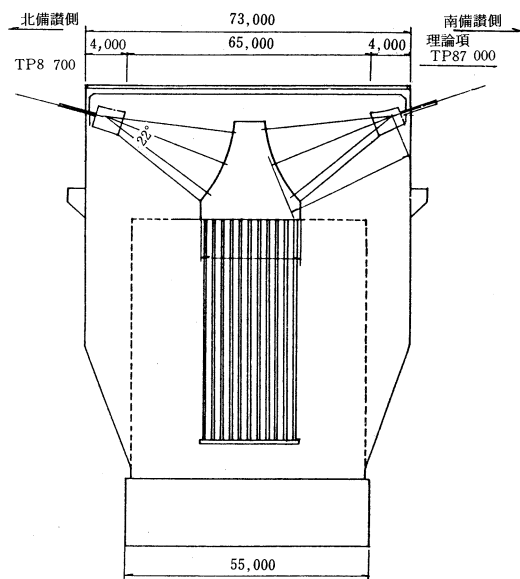


図-7 三角板方式（相対折れ角5°）案一般図

題と、鉛直力と水平力とに抵抗できる三角板のコンクリート躯体への定着問題を根本的に解決する方法は、ケーブル外力をアンカレイジ内で交差させ、片引きアンカーフレームを2基合わせた形式にして、躯体に圧縮を与え、かつ、躯体をあまり大きくしない構造を考えることである。

交差の方法には、どの部分を（引張材、ストランド）どこで（空中、コンクリート中）交差するかによって3案が考えられる。

- ① 引張材コンクリート中交差案（図-3(f)）
- ② 引張材空中交差案（図-3(g)）
- ③ ストランド空中交差案（図-3(h)）

各案の特色は次の通りである。

(1) 引張材コンクリート中交差案

両橋のケーブルアンカーフレーム引張材（PC鋼線）をコンクリート中で交差させる形式である。

この案はコンクリート部で交差した両橋の引張材及び水平方向鉄筋が輻湊し、この部分の施工が難しく、品質の落ちることが欠点である。また、マスコンクリートに対するプレストレスの有効性についても疑問が残る。

(2) 引張材空中交差案

引張材（H型鋼）を空中で交差させる形式である。引張材の組み方は橋軸方向に平行に並んでおり、南北備讃の引張材が交互に入っている。

この案は、アンカーフレームが架設中不安定なこと及び完成形状が奇異であることが欠点である。

(3) ストランド空中交差案

ケーブルストランドを空中で交差させる形式である。この案は、ケーブルストランドの架設に若干難点があるものの、応力的にはすっきりした案である。

各案の比較を表-3に示すが、ケーブルストランド架

設の問題が解決すれば、(3)のストランド空中交差案が望ましいことがわかる。

4.4 ストランド空中交差方式の検討

ストランド空中交差方式のアンカレイジ一般図を図-8に、その $\frac{1}{50}$ 模型を写真-4に示す。この案は南北備讃のケーブルストランドをスプレーサドル（スプレーポイント）とケーブルソケット定着面との間の空中で分散交差させるものである。この交差方式は簡明で、本を背表紙を上にして開いた時、一方の上隅を北備、他端の上隅を南備のスプレーポイントと仮定し、1枚目の紙は南備のストランドの列、2枚目の紙は北備のストランドの列、3枚目の紙は南備のストランドの列、……と考えればよい。（図-9参照）

図-10にスプレーポイント（スプレーサドル内）、ストランド交差面、ケーブル定着面のストランド配列を示している。うまく交差していること及び定着面は「ハ」の字になっていることがわかる。

ストランド交差部のストランド中心間最小間隔は約42cmであり、その間に他吊橋のストランドが交差して入ってくる。この方式はAS工法では難しく、PS工法の開発によって初めて可能になった案と思われる。

二次元FEMによる躯体内応力を図-11、12に示す。図-11はコンクリート自重による躯体応力、図-12はケーブル外力による躯体応力を示している。ケーブル外力では躯体中央に引張応力が生じていない。

$\frac{1}{50}$ 模型の製作により構造を確認した後、ケーブルストランド架設についても検討し、南北備讃同時架設、片側先行架設とも十分可能であることがわかった。

北備先行架設の場合の南備のストランド架設工法を図-13に示す。本工法は4A共用アンカレイジの南北スプレー間に天井クレーンを設置し、そこからストランド定着位置へ、北備のストランドの列をぬって張り渡した、ガイドロープに沿ってソケットを吊り下す工法である。その作業手順は次の通りである。

- (1) 7A側よりストランドの引き出しを行い、先端キャリアが4Aアンカースパンの中央付近に来た時、一旦停止し、中間吊索を南側スプレー後面足場上でストランドに固定する。
- (2) ストランドを北側スプレーバントまで引出し、前部吊索を固定し、タワークレーンで先端キャリアからソケットを取り外す。
- (3) ソケットに前部吊索、ガイド金具、ガイドロープを取り付けると共に、後部吊索もストランドに固定する。
- (4) 塔頂及び橋台部の仮引装置でサドル脇ローラーからストランドをサドル内に移設する。
- (5) 前部吊索、中間吊索を南側に後退させる。次にガイドロープをアンカー引張材に固定して所定の張力を与えた後、前部吊索、中間吊索、後部吊索を順次降下する。

表-3 交差案の比較

		第1案 引張材コンクリート中交差	第2案 引張材空中交差	第3案 ストランド空中交差	備考
一般図					
躯体々積		231,900 ^m	210,700 ^m	198,100 ^m	ケーソン含まず
躯体応力		4 ~ 5 kg/cm ²	20 kg/cm ² (平均) 横断量 69,000 TON	15 kg/cm ²	サドルベント引張応力
躯体補強		D 32 200ピッチ 1段配筋 A δ =56cm/1.5m当り	D 38 150ピッチ 4段配筋 鉄骨 I-400・150・10・18 15mピッチ 3段 } A δ =731cm/ 1.5m当り	D 35 150ピッチ 2段配筋 鉄骨 I-400・150・10・18 1.5mピッチ 2段 } A δ = 375cm/1.5m当り	
引張材断面			PC ケーブル (V.S.L 工法) 12.7 ϕ = 35本 = 480ストウンド		
前面ガーダー断面					
後面ガーダー断面					
鋼重 (TON)	前,後面ガーダー 引張材 支持フレーム 躯体補強	1,270 3,340 2,360 160	2,780 2,240 1,130 3,080	2,760 5,540 1,300 1,200	サドルベントのみ
合計		7,130	9,230	10,800	
特性		1) 躯体応力が小さい。	1) 躯体にプレストレス出来るので応力が安定している。 2) 引張材の架設誤差による影響は他の形式より小さい。	1) 引張材の交差が空中であり、交差部のコンクリート打設の問題が解消される。	
問題点		1) ケーブルの架設作業が複雑である。 2) 引張材とコンクリートの縁切り。 3) 傾斜した支持フレームの架設 4) アンカーガーダーの架設	1) 躯体応力が高い。 2) 交差部での施工が複雑である。 3) PCケーブル破着端構造とコンクリート強度の問題。 4) 我国において、マスコンクリートにプレストレスした実績がない。 5) グラウトの処理。	1) コンクリート中の引張材と突き出した引張材との連結に誤差が生ずる。	

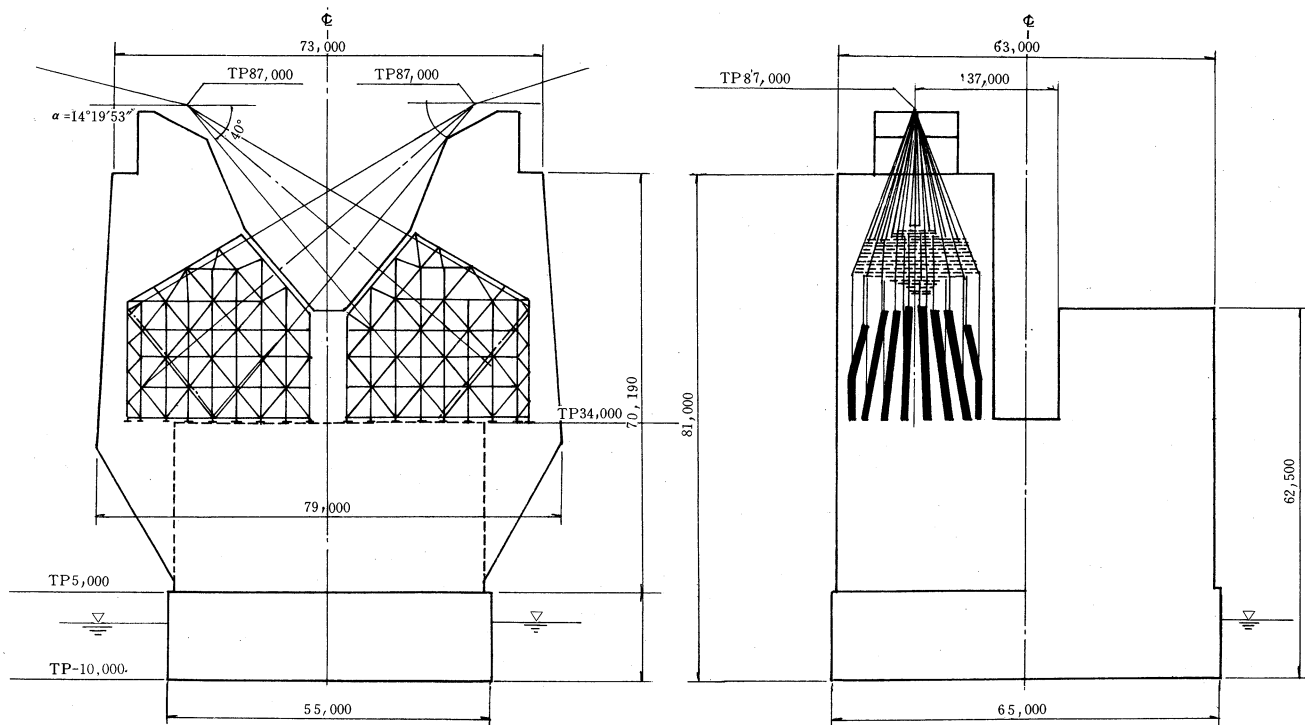
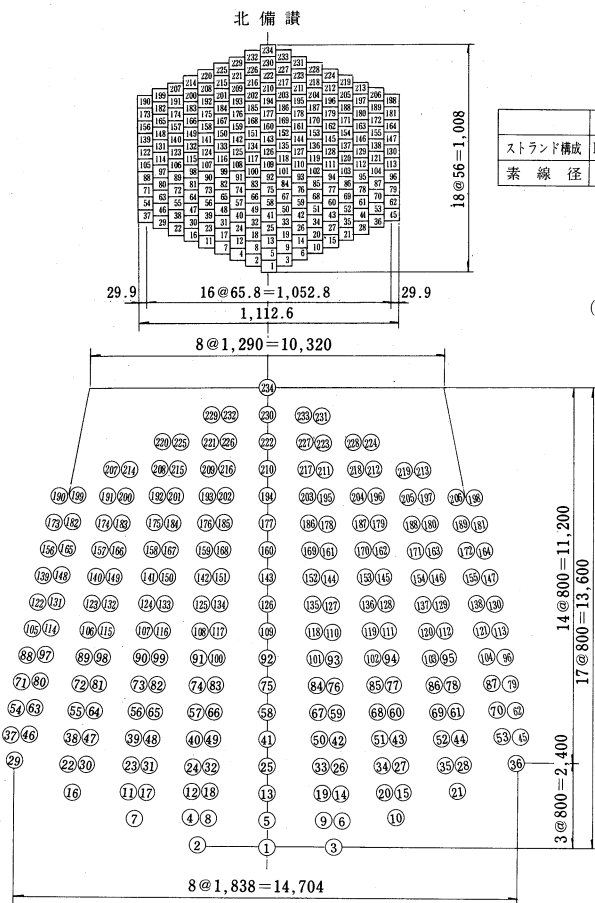


図-8 スtrand空中交差方式一般図



(サドル面)

	北備讃	南備讃
ストランド構成	PWS127×234St	PWS127×271St
素線径	5.12mm	5.14mm

(定着面)

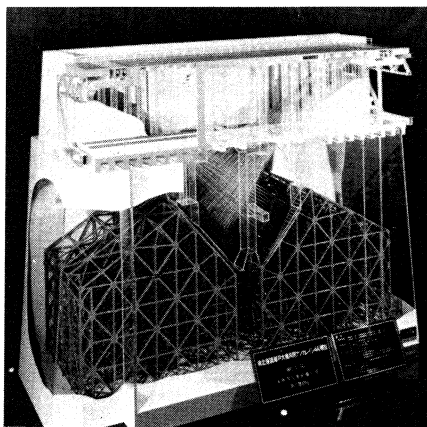
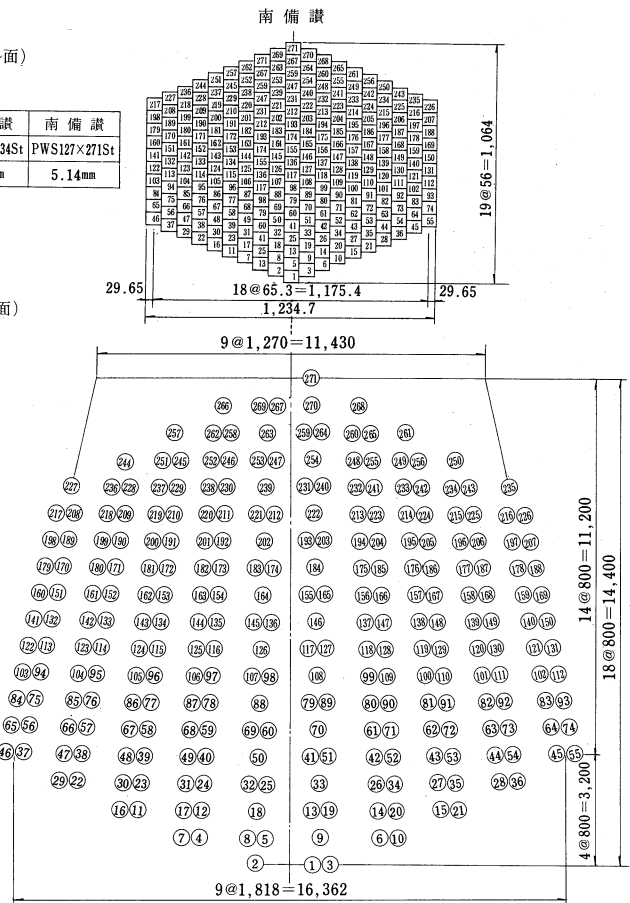


写真-4
ストランド空中
交差方式模型

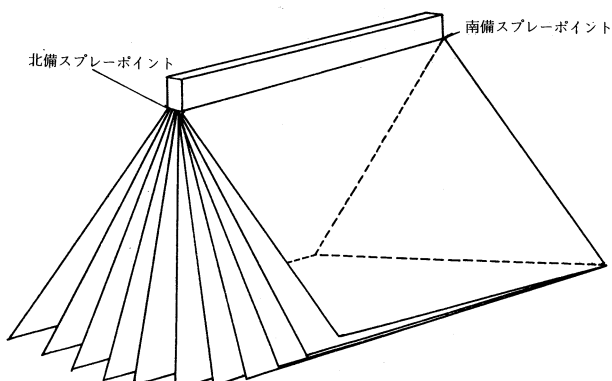
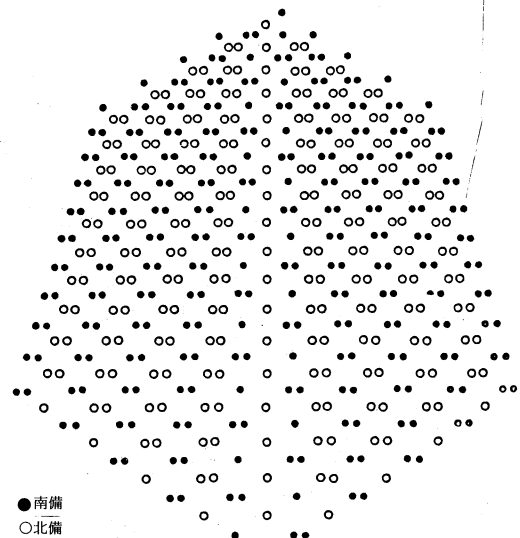


図-9 ストランド交差要領



A-A断面

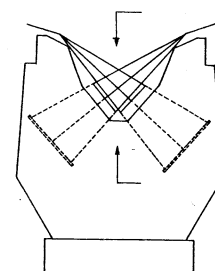


図-10 ストランド配列 (図-16に対応している)

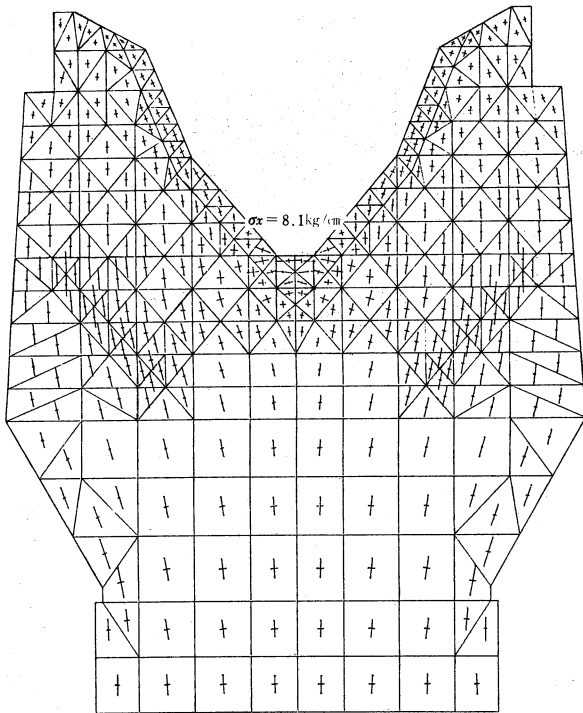


図-11 ストランド空中交差方式橋体応力
(図-8に対応)(コンクリート自重によるもの)

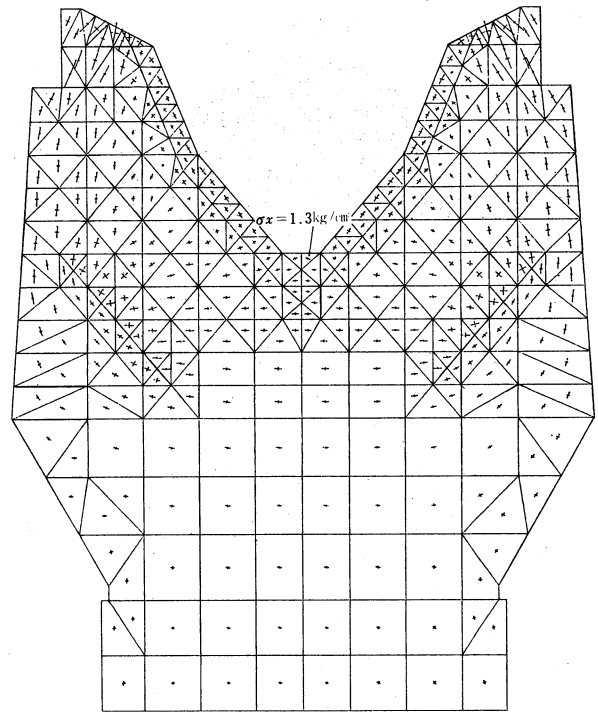


図-12 ストランド空中交差方式橋体応力(図-8に対
応)(ケーブル張力によるもの)

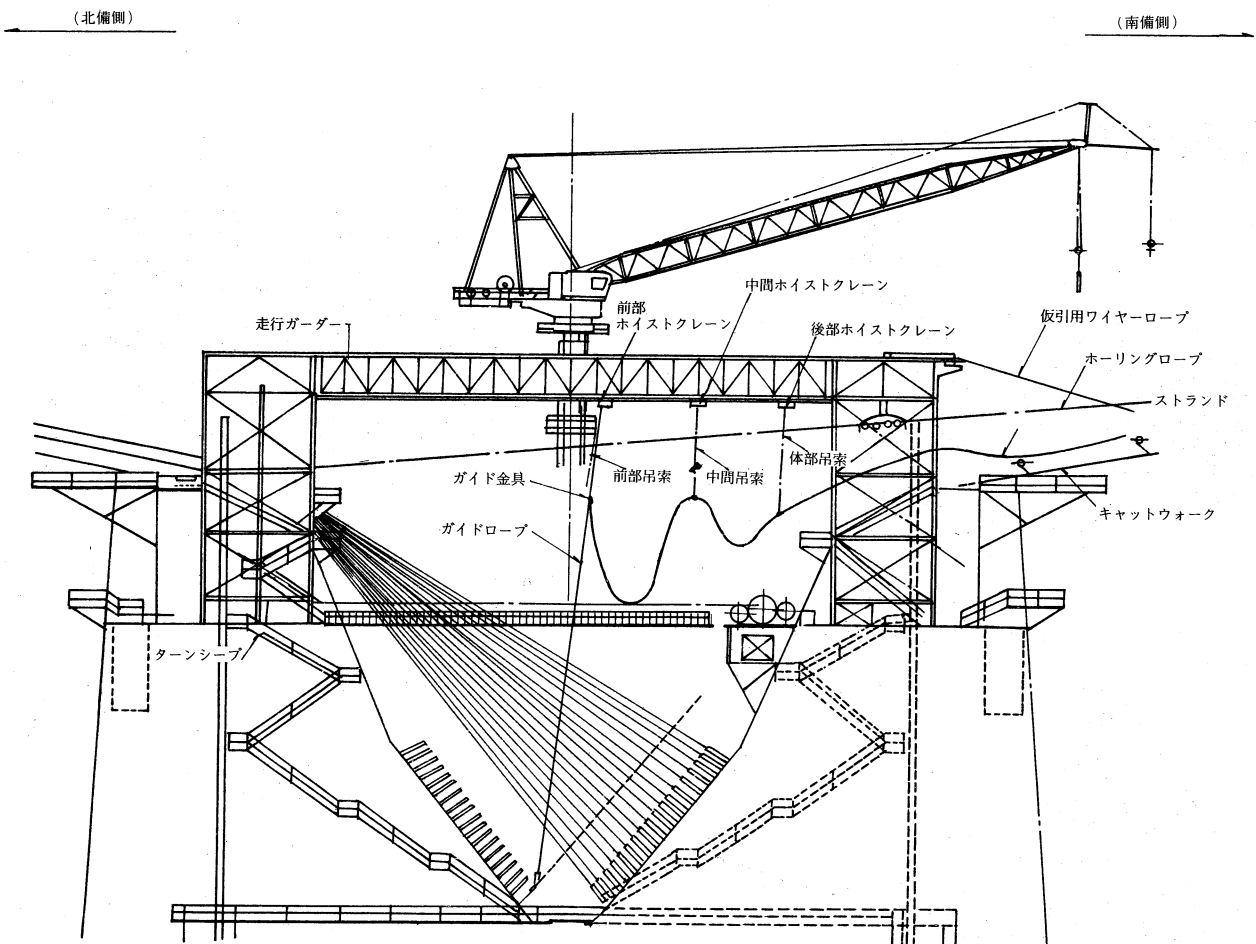


図-13 ストランド架設方法

(6) アンカー引張材の附近にきたストランドをレバーブロックで仮引きし、前部吊索、ガイドロープ、ガイド金具を解放する。それから引込装置をソケットに取り付け、アンカー引張材に納める。

以上のように、ストランド架設の問題が解決すれば、ストランド空中交差案は、躯体応力、ケーブル外力の伝達方式ともすっきりした良い案と考えられる。

4.5 最適案の選定

三角板方式（相対折れ角5°）案とストランド空中交差案について詳細に検討した結果を表－4に示す。

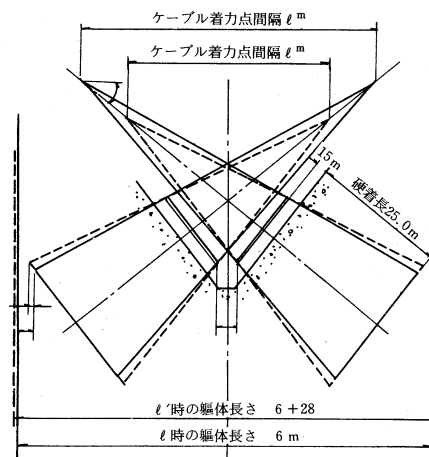
三角板方式（相対折れ角5°）案は、完成時鉛直力30,000 t 水平力11,000 t、架設時（北備ケーブル、南備桁閉合と仮定した）鉛直力11,000 t、水平力28,000 tが生じ、三角板と鉛直引張材との定着構造が難しい。鉛直引張材は応力によって伸び三角板が約3 cm 浮き上ることになる他、引張材には曲げ（せん断）と引張が働き、その部分の引張材内部応力、コンクリート応力に不明瞭さが残る。躯体中央の引張も少なくなるがなくなることはない。その上、鉄道建築限界から三角板枚数が限られ、ストランド配列が縦長になると約 $\frac{1}{3}$ のストランドがスプレーサドル上で上向きになり、ケーブル架設が難しい。

それに比べて、ストランド空中交差案はケーブル架設に若干難しさはあるが、完成形状における躯体内応力、ケーブル外力の伝達機構がすっきりしている。従ってストランド空中交差案を採用した。

5. ストランド空中交差方式による基本設計

ケーブル定着方式をストランド空中交差方式とした時、設計における基本事項は、ケーブル折れ角とスプレー長の決定である。これを決めるため次の条件で比較した。

- (1) 引張材定着長を25 m（25 m とすればブロックのすべりに対しては安定であり、かつ定着長が決まれば、躯体の橋軸方向長さはケーブル折れ角 θ で決まり、ケーブル着力点間距離の違いによっては大差ないことがわかっている。（図－14参照）とし、ケーブル着力点間距離の最大と最小について検討する。
- (2) ケーブル折れ角 θ は35°、40°、45°の3種類とする。



図－14 ケーブル着力点間隔と躯体長さ

表－4 三角板方式（相対折れ角5°）とストランド空中交差方式の比較

項 目		ストランド 空中交差案	三角板(5°)	備 考
応 力	軀体の応力性状	○	△	軀体の応力性状は両案とも良くなっている。どちらかといえば空中交差案の方が優れている。 二次元F・E・Mの結果は次の通りである。 軀体中央の水平力 空中交差 8 kg/cm ² 三角板 13kg/cm ² (隅角部20kg/cm ² 片引時 サドルベント部 " 6 kg/cm ² " 3kg/cm ² 18kg/cm ²) 空中交差の場合軀体中央の水平力については、ベント部自重による 8 kg/cm ² のみでケーブル外力によっては引張りを生じない。
	○軀体中央の水平力	○	△	
	○サドルベント部	△	○	
性 状	ケーブル定着金物の応力性状	○	△	三角板は鉄道管理路より枚数(巾)が制限され、設計の余裕が少い。片引時無理がきかない。三角板下の鉛直杭については、引張りと曲げが生じ、その応力状態は不明瞭な点が残る。その周りのコンクリートは引張りによる付着と曲げによる支圧(約70kg/cm ²)でコンクリートがこわれる可能性がある。鉛直杭は上昇力が働くとき3～4 cm伸び三角板が浮き上る。 力の伝達機構から云えば、三角板があるだけ一径路複雑になっている。
	○三角板+引張材(組立材)	○	△	
	○引張材の伸び	○	△	
	○力の伝達機構	○	△	
架 設	鉄 筋 の 架 設	△	○	空中交差はサドルベント部の鉄筋量(D38—6段)が多い上、傾いた組立材、引張材と共有しており架設はめんどうである。
	ケーブル定着金物(三角板+鉛直杭、組立材)の架設	—	—	組立材は、斜めに傾いており部材数(約9,000部材/4基)も多いのでむずかしい。三角板も精度保持がむずかしい。
	ケーブル架設 ○架設のやりやすさ ○架設精度	○ ○ ○	△ △ △	サドル上で浮き上がった場合(111ストランド/1ケーブル)、ストランド空中交差とも従来方式よりむずかしいが、なんとか可能であり空中交差の方がやりやすそうである。架設精度は交差方式の方がよい。
維持 保守	ケーブルストランド 三 角 板	△ ○	○ △	交差方式はストランド群の中に人が入れない分だけ不利である。
工 期		—	—	大 差 な い。
工 費		—	—	直接工事費 空中交差 86.9億 三角板(5°)86.0億。三角板方式は、鉄道管理路の建築限界からケーブル定着を縦長にした分だけ、軀体巾が狭くてよい。
総 合 判 定		○	△	ストランド空中交差案が良い。

表-5 折れ角による比較

	ケーソン寸法 及び体積 (m ³)	気中部軀体 体積 (m ³)	F.E.M解析による軀体の内部応力		側径間長変化に よる鋼量増 (t)	ストランド交差 部での最小中心 間隔 (mm)	概算工費 (億円)
			軀体中央の水平方向応力	サドルベントの引張応力			
$\theta = 35^\circ$	① 55×15×66 (m) 54,450	304,700	(kg/cm ²) ケーブル張力のみ 15.0 重のみ 13.0	平均的に 2~3 kg/cm ²	330	213	194.4
	② 55×15×71 (m) 58,580	347,700			1,970	200	225.1
$\theta = 40^\circ$	③ 55×15×65 (m) 53,630	283,500	ケーブル張力のみ 4.3 自重のみ 9.5	平均的に 5~6 kg/cm ²	660	211	186.4
	④ 55×15×67 (m) 55,280	318,300			1,970	200	209.0
$\theta = 45^\circ$	⑤ 55×15×63 (m) 51,980	261,300	ケーブル張力のみ 7.4 自重のみ 8.1	平均的に 10~12 kg/cm ²	660	205	172.1
	⑥ 55×15×64 (m) 52,800	275,500	ケーブル張力のみ 4.2 自重のみ 8.7	平均的に 8~10 kg/cm ²	1,150	200	184.5
	⑦ 55×15×66 (m) 54,450	299,200			1,970	200	200.3

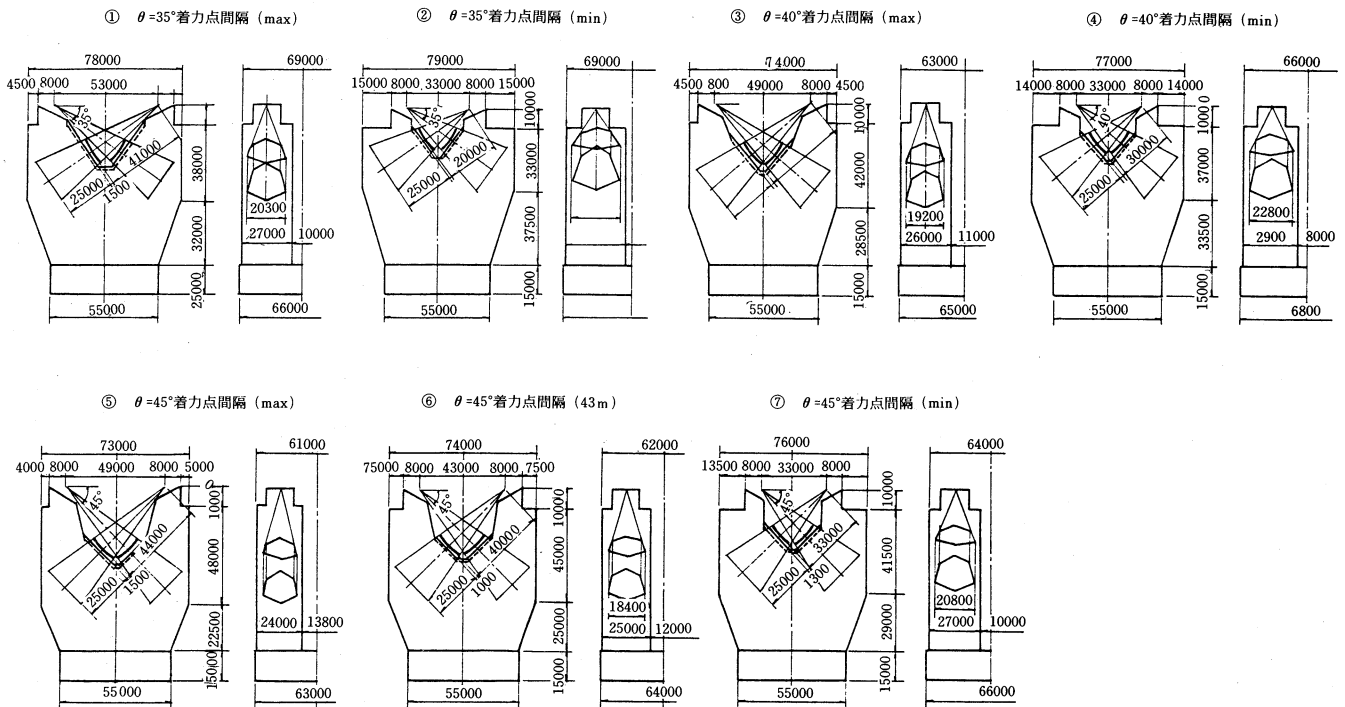


図-15 折れ角による軀体形状比較

(3) ストランド架設、定着のスペースを確保すること。

以上の各ケースにおける軀体形状を図-15、比較を表-5に示す。その結果、ケーブル外力によっては軀体中央に引張応力が生じないこと及び経済性か ③ケーブル折れ角40°着力点間隔 (max) とした。

なお、その後、道路巾員の変更 (25m→22.5m) 及びケーブル許容応力度の変更 ($\sigma_a = 64 \text{ kg/mm}^2$) 等がなされた。これに伴い、主構巾の変更 (32m→30m)、ケーブル間隔の変更 (37m→35m) 及びケーブル張力の変更が生じた。そして、最終基本設計は以上の検討を踏まえ、図-16のようになった。

6. おわりに

南北備讃瀬戸大橋 4 A アンカレイジは、昭和58年7月ケーブルアンカーフレームが一括架設され、現在順調にコンクリート打設が進められている。本文はその4 A 共用アンカレイジ・ケーブル定着構造の検討経緯と基本設計について記した。

しかし、検討期間が長期に渡っているため、検討時点毎に若干外力条件 (ケーブル張力、ケーブル中心間隔等) が異っていること及びケーブルストランド架設については計画案であり、採来の変更もありうることをおことわりしておきたい。

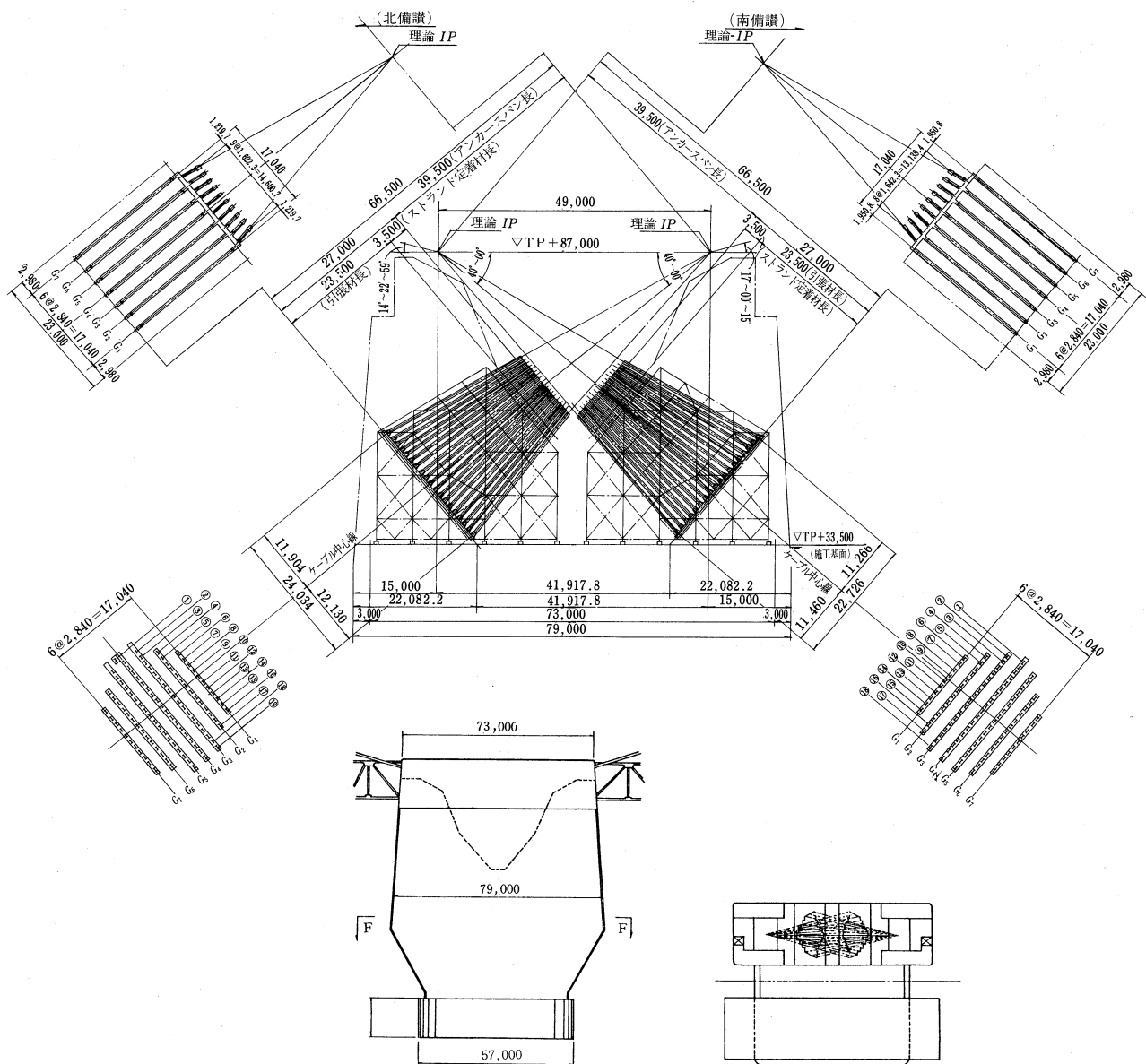


図-16 4Aアンカレイジー一般図 (基本設計)

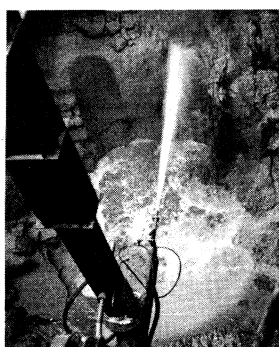
参考文献

- 1) 東洋大学 高田孝信 南北備讃瀬戸大橋アンカーブロックに関する光弾性試験 (その1) 昭和48年3月
- 2) 同上 (その2) 昭和48年12月
- 3) 山中、栗原 南北備讃瀬戸大橋4Aケーブルアンカーフレームの設計 本四技報 Vol. 7 No. 24 '83.4
- 4) 馬場、福井 南北備讃瀬戸大橋アンカー基礎の応力解析 第27回建設省技術研究会講演概要 昭和48年11月
- 5) Dルート吊橋ケーブルおよび補剛桁の施工法検討 (その1) 昭和57年3月 (財海洋架橋調査会)
- 6) Dルート吊橋ケーブルおよび補剛桁の施工法検討 (その2) 昭和58年1月 (財海洋架橋調査会)
- 7) 南備讃瀬戸大橋下部構造基本設計 (その1) 昭和48年5月
- 8) 南備讃瀬戸大橋下部構造基本設計 (その5) 昭和50年3月
- 9) 南備讃瀬戸大橋下部構造基本設計 (その6) 昭和50年10月
- 10) 南北備讃瀬戸大橋1A、4A、7A修正設計 昭和55年3月
- 11) 南北備讃瀬戸大橋4Aケーブル定着部構造設計 (その1) 昭和49年9月

明石海峡大橋主塔基礎掘削実験

明石海峡大橋の3P主塔基礎は、水深約40mの所に海底面下厚さ10m程の砂礫層があり、その下の軟岩である神戸層（粗粒砂岩・泥岩）を5m程度掘り下げた位置を支持地盤としている。従って、主塔基礎を形成するためにはこの砂礫層と神戸層を掘削し、コンクリートと置換しなければならない。神戸層掘削でも、特にケーソン刃口下・隔壁下をいかにして掘削するかが最も重要な課題である。

本実験はケーソンの一般部・刃口下・隔壁下を想定した神戸層の水中掘削実験であり、ロックオーガ・油圧式バケット・パイプウォータージェット・ウォータージェット（写真参照）など各種工法にてその施工性を確かめた。中でも、刃口下・隔壁下掘削を前提としたウォータージェット工法は25～40m³/hrの掘削能率であり、十分実用可能であることが証明された。この場合、噴射流量2m³/hr・噴射圧力150kg/cm²・ノズル口径16.5mm・噴射距離30～60cmノズル移動速度1.0～3.0cm/sとしている。



大鳴門橋舗装工事開始

大鳴門橋の橋面舗装工事が11月初旬より開始されている。

舗装工事は第一期工事と第二期工事に分けて施工し、今回の第一期工事ではケーブル工事、上屋工事等との競合を避けるため、補剛桁区間を除いた区間の舗装を施工する。

工事は、上り線側より着手し、鋼床版上面のケレン作業を行い、これと平行して接着剤の塗布を行ったのち、グースアスファルトを施工し、上層の改質アスファルトが敷き均されたのち、下り車線側の舗装工事に切りかえられ、12月中旬に完了した。なお、第二期工事は3月中旬より開始する予定です。



Dルート最初<下津井瀬戸大橋>のパイロットロープ渡海完了

昭和59年11月2日、下津井瀬戸において世界初の航路閉鎖を伴わない大型クレーン船によるパイロットロープの渡海作業を実施し無事完了した。

従来、パイロットロープ渡海作業は、数時間に渡る航路閉鎖を伴う、浮子工法等が採用されてきたが、備讃瀬戸のように国際航路が控えていることもあり、航路閉鎖を最小限にする工法として、また潮流等の自然環境の影響の受けにくい工法として大型クレーン船による工法が、坂出工事事務所による実験を踏えて開発され、下津井瀬戸大橋に初めて適用されたものである。

当日は、多少の風があったものの、快晴に恵まれ、午前6時からの備準作業も順調に進み、計画通り9時には1,300ton吊クレーン船をSB3Pから曳航開始し、同

18分にはSB2P側に到着させて、全ての作業を午後1時に終了させた。（巻頭グラビア参照）

このパイロットロープの渡海は、引続き行われる南北備讃瀬戸大橋のパイロットロープ渡海に対しても重要なデータを得ることができた。

なお、下津井瀬戸大橋は昭和60年5月にキャットウォーク完成、同7月より主ケーブルのエアスピニング工法による架設を開始する予定である。

「世紀」最後のモルタル注入

プレバックドコンクリート用モルタルプラント船「世紀」の最後の仕事となる櫃石島橋2Pのモルタル注入が、さる10月17日午前11時～10月20日午前5時20分の66時間20分を要して無事完了した。注入量は、14,572m³であった。（巻頭グラビア参照）

「世紀」は、360m³/Hの注入能力を有する世界最大のモルタルプラント船として、昭和53年度に建造され、約6年半の役目を終えたものである。下表に、児島・坂出ルートの海中基礎における施工実績を示す。

「世紀」のモルタル注入施工実績

基礎名	平面寸法(m)	底面(T.Pm)	天端(T.Pm)	モルタル量(m ³)	施工時期
HB2P	2.5×4.6	-2.8	0	14,572	S.59.10.17～10.20
HB3P	2.9×4.6	-2.5	-1.2	9,249	S.58.9.25～10.2
IB2P	1.8×4.6	-1.5	0	5,835	S.58.6.16～6.17
IB3P	2.2×4.6	-2.4	0	11,352	S.58.11.9～11.11
IB4P	3.6×3.2	-1.4	-2	6,425	S.58.10.19～10.20
BB2P	2.3×5.7	-1.0	0	6,296	S.58.3.16～3.17
BB3P	2.3×5.7	-1.0	0	5,955	S.56.5.10～5.12
BB4A	5.7×6.2	-1.0	0	17,326	S.57.4.6～4.27
BB5P	2.7×5.9	-3.2	0	22,866	S.56.2.27～3.17
BB6P	3.8×5.9	-5.0	+2.3	55,947	S.58.11.28～12.25
BB7A	7.5×5.9	-5.0	+2.3	109,148	S.57.11.21～58.2.21
計				264,971	

（注）BB：南北備讃瀬戸大橋 IB：岩黒島橋 HB：櫃石島橋

上表にはケーソン刃口外周部の根固めコンクリートは含まない。

伯方・大島橋上部工着手

大島大橋の下部工が竣工したのに続き、伯方橋の下部工3Pは59年10月に、1A、2Pは12月に竣工し、現在はコンクリートプラントの撤去及び上部工架設用ベント基礎等を施工中である。

大島大橋の上部工は、5Pの架設が順調に進捗し、11月29日には第11段までの架設を完了した。（全14段）

架設はクレーンによって行われており、59年12月には5Pが完成し、60年1月からは6Pの架設に入り、夏には、塔高T.P+97m、鋼重約1,200ton/基×2基の主塔が完成する予定である。伯方橋の上部工は現在詳細設計中であり、構造は橋長326.4m、3径間連続鋼箱桁橋で、鋼重は、本体約2,775ton、付属物約244tonである。製作は61年春ごろまでかかり、61年初めごろから架設に入る予定である。また、製作は、架設方法に合わせ、中央径間は工場で大ブロック（長さ183m、鋼重約1,700ton）に地組立てし、側径間は小ブロック（長さ約20m）としている。架設工法は、2P、3Pの中間支店を含む中央径間は、3,000ton吊F.Cにより一括架設とし、その他の区間についてはベントを設けて、トラッククレーン（180ton吊）による小ブロック張り出し架設を計画している。

伯方・大島大橋関連の陸上部工事も順調に進捗している。伯方島島内の土工事は約24%、大島島内の宮窪トンネル（延長約1.4km）工事は、掘削が約93%に達しており、60年1月には貫通の予定である。

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56年12月
*電気通信施設標準仕様書	
*施工管理試験要領	昭和54年11月 (昭和56年4月追補)

測量作業規程	昭和55年度
図面作成要領	昭和46年12月

*技術関係資料取扱要領・技術関係資料 マイクロフィルム作成等事務処理要領	昭和56年4月
海上工事安全施工技術指針	昭和52年3月
*溶接構造部材における溶接欠陥と疲労 き裂の発生の一例(写真集)	昭和58年1月

設計基準類

海峡部における道路の建築限界および 幅員構成 用語と定義	昭和47年10月 昭和48年5月
*上部構造設計基準・同解説	昭和55年6月
*下部構造設計基準・同解説	昭和52年3月
*耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
*耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
*鋼橋等製作基準・同解説	昭和52年3月
*鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年3月
*鋼橋等塗装基準・同解説	昭和55年3月
*橋面舗装基準(案)	昭和58年4月
橋梁用マスコンクリート施工基準・ 同解説(案)	昭和50年3月
*仮設物設計指針	昭和52年3月
吊橋リンク・支承構造設計指針	昭和51年3月
*トラス格点構造設計指針(案)	昭和51年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・ 同解説	昭和52年8月
耐震設計要領	昭和52年3月
吊橋主塔設計要領(案)	昭和55年3月
*吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年3月
ケーブルバンド設計要領	昭和53年3月
ハンガー設計要領	昭和53年3月
*鋼床版設計要領	昭和53年3月
*鋼床版現場溶接施工要領(案)	昭和54年3月
*風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年6月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)	昭和48年9月
*鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装 置設計要領・同解説	昭和59年3月
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領 (案)・同解説	昭和55年3月
*鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年2月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年3月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年3月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要 領・同解説(案)	昭和54年11月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年3月
陸上部道路橋設計要領(案)	昭和51年11月
ケーブルアンカーの設計マニュアル	昭和49年2月

下路管理路設計マニュアル	昭和53年9月
鉄道床組の標準図作成	昭和57年10月
*鋼材規格	昭和53年10月
鋼上部構造用鋼板規格の解説	昭和54年3月
摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角 ナット・平座金のセット暫定規格	昭和51年2月
*ケーブル材料規格	昭和54年6月
*塗料規格	昭和55年3月
リンク支承用ピン(案)	昭和51年3月
リンク支承用ブッシュ(案)	昭和51年3月
設計関係通知文書集(昭和56~58年度)	昭和59年3月

本四技報編集委員会名簿(アイウエオ順)

編集委員長	杉田秀夫	
編集委員	岩屋勝司	上田克己
	榎沢寛	阪本謙二
	庄司吉美	下村稔
	鈴木朗	田島照義
	田中秀也	千々岩敏弼
	手島茂富	成田秀志
	福井幸夫	宮沢修二
	村田正信	森田行
	山下義之	湯谷優
	渡辺忠明	
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第32号

発行	昭和60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 1105. 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 1,400円

