本四技報

Vol. 3 No. 7 '79.1

本州四国連絡橋公団監修

本四技報　第7号　目次

カレンダーによせて……理　事……山本成美　1

大鳴門橋における多柱式基礎の設計……第一建設局設計課……上田浩司　2

前第一建設局設計課……土田泰秀

因島大橋の下部工工事に使用した海砂の品質…第三建設局建設第一課……平山純一　8

ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験……第一建設局鳴門工事事務所…多田和夫　14

鋼設置ケーソン設計要領（案）……設計部設計第三課……奈良平俊彦　22

明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止実験……第一建設局垂水工事事務所…加島　聰　26

同　上……田中宗博

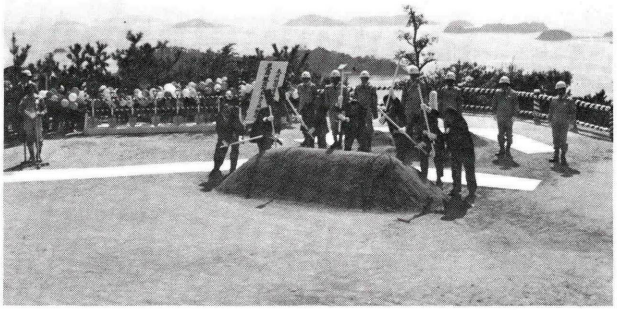
技術ニュース……35

本四技報　第8号（54・4）掲載予定

- 架橋関連地域の経済・輸送構造の予測結果
- 長支間道路吊橋の計画
- 因島大橋のエンドリンクの設計
- 欧米長大橋視察報告
- 長大橋の塗装色の選定

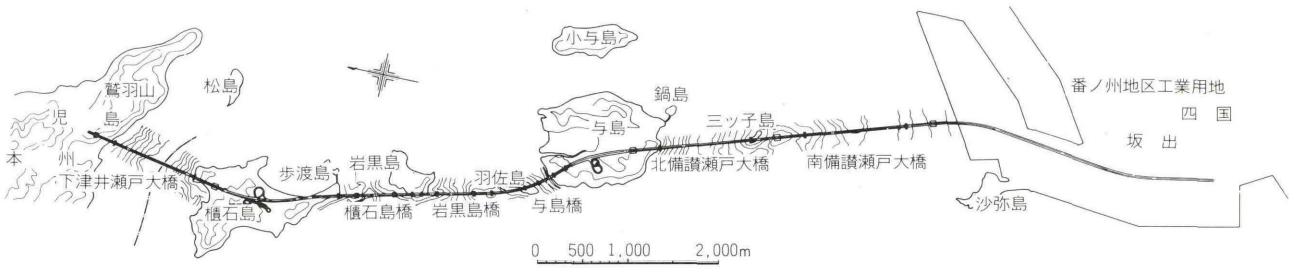
—— 大三島橋、因島大橋の例 ——

児島・坂出ルート





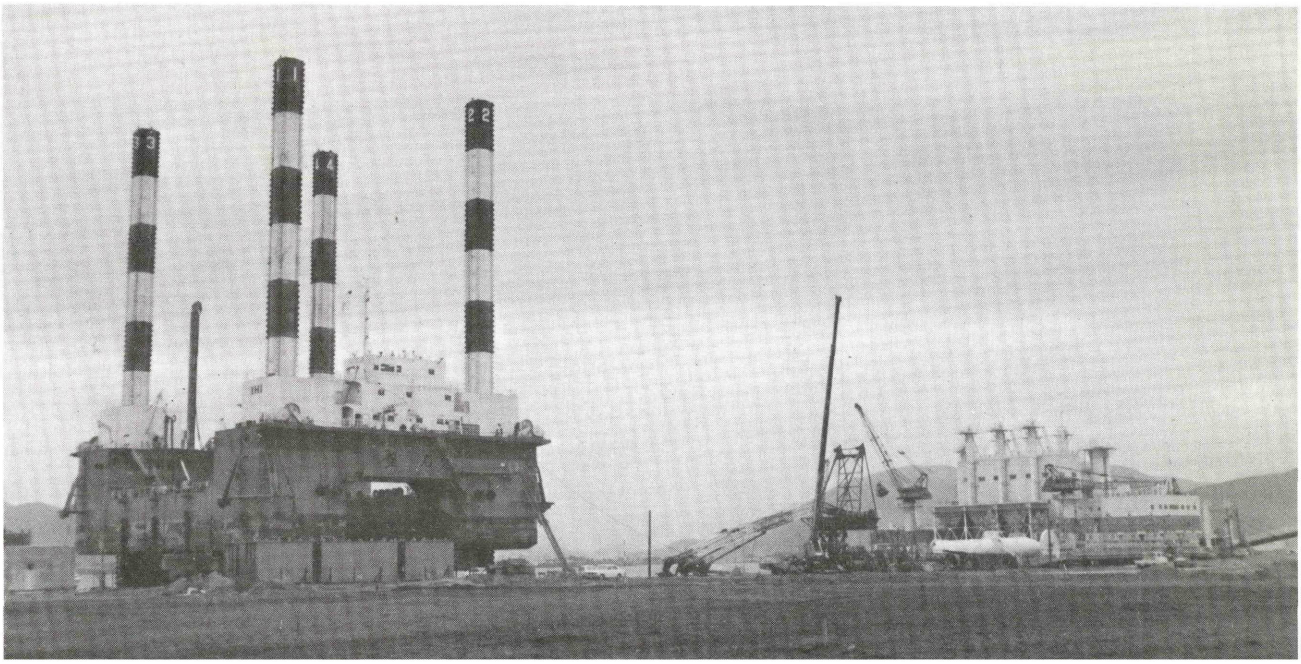
53年10月10日、岡山県側は鷲羽山山頂、香川県側は番の州において、建設・運輸両大臣および、両県知事、県議会議長の出席のもと起工式がとり行われた。 **(53年10月撮影)**



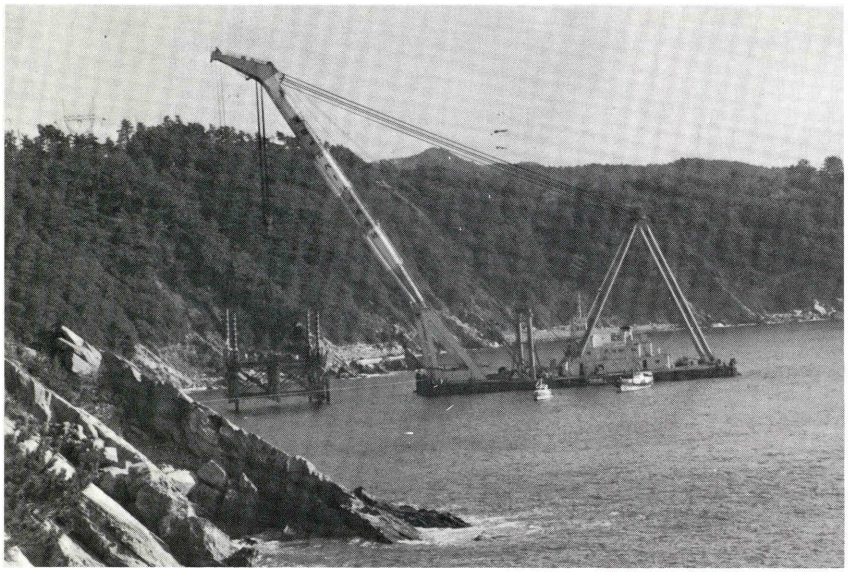
児島・坂出ルート海峡部平面図

瀬居基地にて艤装中のＳＥＰ（盤石左側)、待機中 のモルタルプラント船（世紀右側）

(53年12月撮影)



大鳴門橋工事



門崎高架橋準備工事

締切工に使用する最初の鋼製ジャケットが11月23日に設置された。

残りの鋼製ジャケットも今年度中に設置される予定である。

(53年11月撮影)



大鳴門橋5Aの施工状況

現在、法面掘削が進められている。

(53年11月撮影)

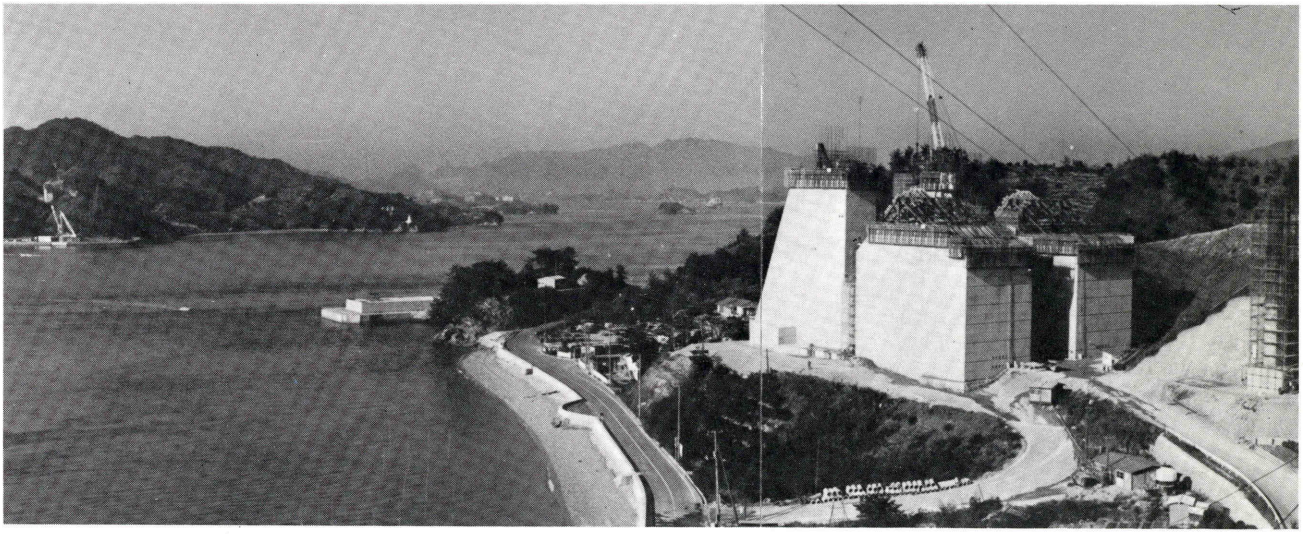


大日川ランプ高架橋工事

基礎工の現場打ちコンクリート杭の施工も約半分完了し、下部軀体の施工が進められている。

(53年11月撮影)

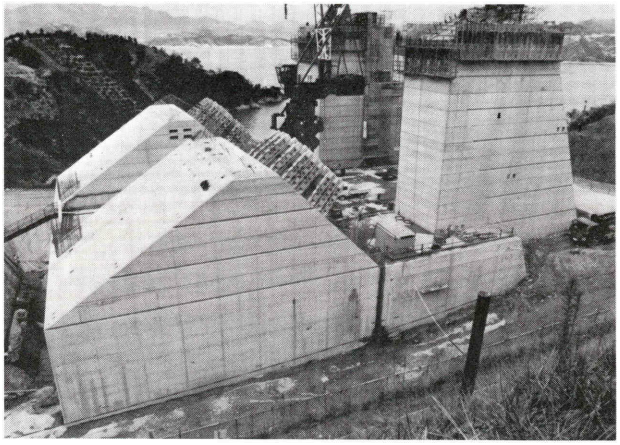
因島大橋工事



向島側アンカレイジ

コンクリート打設が最終段階に入り、11月で約6mの 打設が残るだけである。

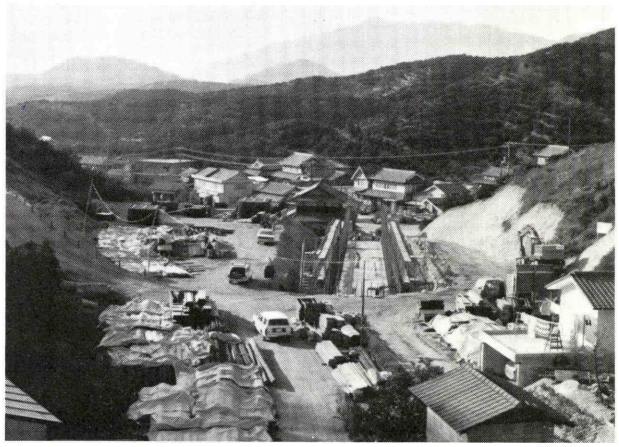
(53年11月撮影)



因島側アンカレイジ

ベント部分のコンクリート打設が残っている。

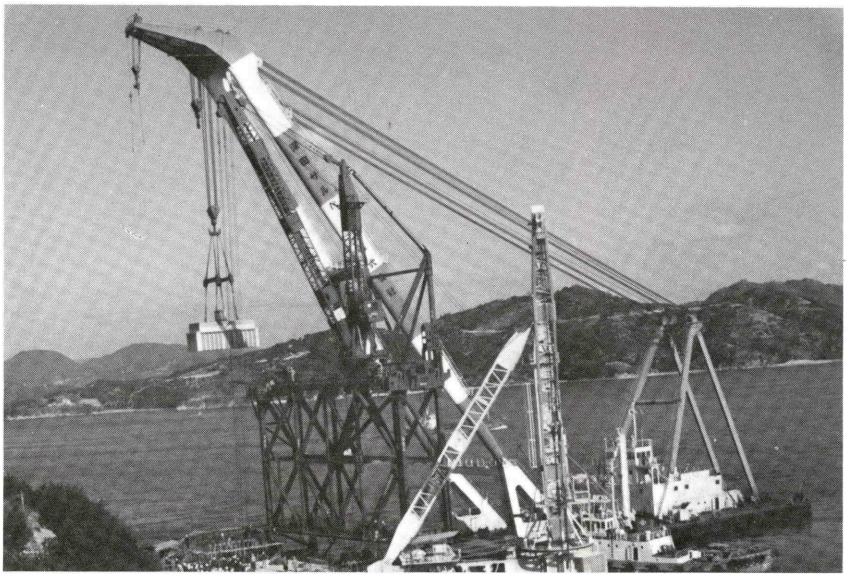
(53年11月撮影)



向島・立花工事

現道の付替え工事が進んでいる。

(53年11月撮影)



塔架設開始される。

塔第一段ブロックだけは重量が架設用クリッパークレーンの吊り能力を超えるため、フローティングクレーンで架設した。

(53年11月撮影)

大三島橋上部工事

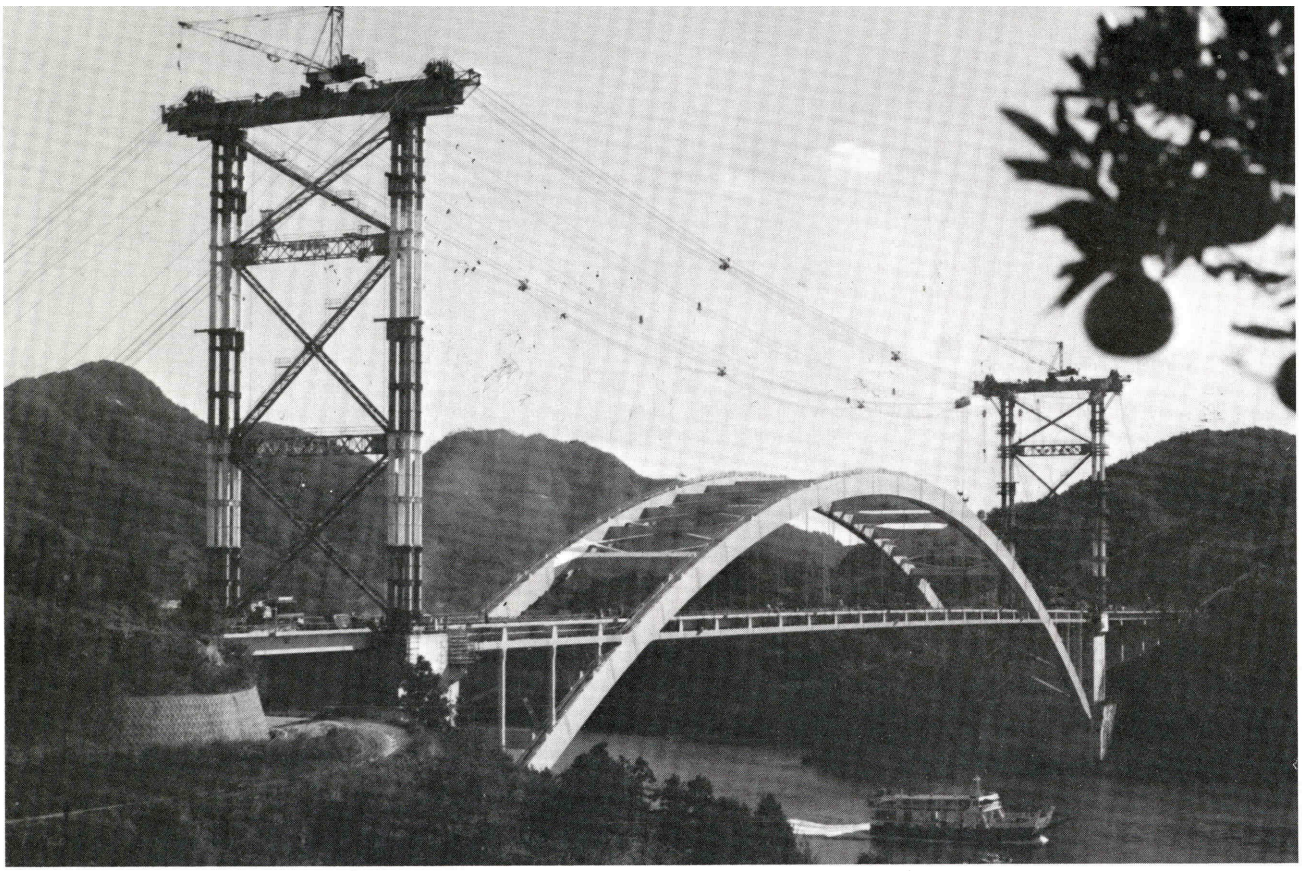


写真 上　**中央タイが閉合した大三島橋**

仮設鉄塔は54年１月に撤去する。

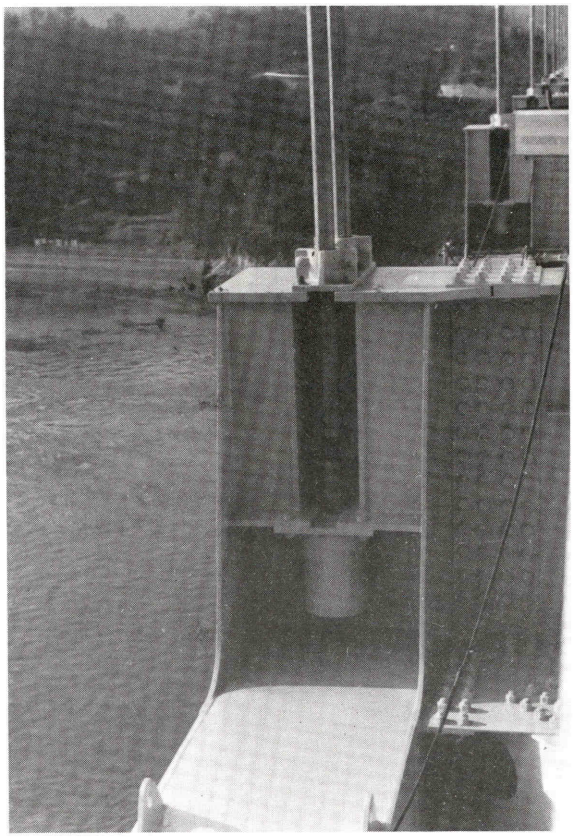
(53年11月撮影)

写真 右　**ハンガーの定着部**

(53年11月撮影)

写真 下　**床版コンクリートの打設・仕上げ**

(53年11月撮影)





●カレンダーによせて●

理事　山本成美

明けましておめでとうございます。

まあ新年の元日元旦といってみたところで、旧年の真夜中の12時に続く何の変哲もない新年の午前零時を迎えるだけのことですが、およそ1億をこえる人間が、打合せでもしたみたいに、この時を期してみんな静かに自分の城に還り、新しいカレンダーをはじめることかと思うと、やはりさわやかで、清らかで、新しい感じが盛りあがってくるのを禁じえません。

むかし田舎の家に、たいていのこと〝日めくり〟カレンダーがあったのを思い出します。台所のへっついさんに近い煤けた柱や、富山の売薬のかかった居間の壁に、口を突き出した人間ロボットのような姿で吊るされていたものです。

正月元旦いちばん早起きした家人――といっても一家の主婦だったでしょう――が、〝日めくり〟の最初の表紙を剝がすと、ざらざらした紙に大きな活字で〝1〟の数字が現れます。この周りには、明治以来四大節のひとつとなった「四方拝」や暦の六輝のひとつである「大安」等々縁起のある文字が小さく印刷されていました。毎日一枚づつちぎっていくのですから、例年は365枚が重なっている訳で、一年分の厚さは5～6センチにもなります。家人のうち誰が朝いち早くちぎるか、ときに兄弟喧嘩のタネになりますが、それもせいぜい松の内の7日頃までのことで、学校が始まれば、今年こそはと始めた日記と同じように、うっちゃられてしまい、結局一枚一枚めくり続けるのは、再び主婦の指に戻ってゆきます。その指の所作は、いうならば一家を支える一人の女が、主婦として母親として日々の哀歓に黙々とケリをつけてゆくかのようです。「今日は終った。」という呟きを聞かせるようでもあります。

当今のカレンダーはなんと美しく明るいことでしょう。第1に紙質がよろしい。東西の名画そのままの小さな絵があったり、グラマー女優の写真をあしらったり、実にカラフルです。それよりも特色は、ひと月あるいはふた月と、何十日分かを一覧できることです。書き込みを予想して、毎日の数字のところに余白を作ってあったりするものもあります。昔のヤボったいせいぜい三色刷りの〝日めくり〟にくらべれば、まるでカレンダー芸術ともいえる創作です。

おもえば、〝日めくり〟は、再び現れることなきこの日を示す1枚のザラ紙をちぎって捨ててゆくという、人間の時間に対するふっきりの心理を投影します。いささか大袈裟ですが、この日に対面する人間の凄さと弱さを連想させます。

これにひきかえ、当今のカレンダーは、構造上、この日とこれの前後の多くの日々の連続を予想させます。過ぎ去った日々の反芻を可能にさせ、そしてこの日に続く日々への計画と挑戦をも容易にさせます。カレンダーは、空間的、視覚的に前後のなん日かの連続を伝えており、この日は必らずしもふっきってゆかなくてもよいのです。

2、3年ほどまえから、デジタルの時計が流行しています。メインストリートや駅舎などに架かる大型のものに始まり、腕時計にまで及んでいます。これは、小さな突起をちよっと押せば、黒い文字盤に時刻、それも秒単位の刻みまでを光らせます。そこでは、時計は永遠という連続の時間を分割して、不連続な時間の単位として抽象的な数字で示しています。時間というものが空間から分離され、前後の連続は絶ち切られています。在来型の時計が、大小2本の針が文字盤のうえを回転する量によって時間を読みとらせ、時刻を指示するのとは根本的に違います。

私は在来型の時計を選びます。いまなん時なん分のなん秒かを詳細に知る必要がないからであることはもちろんですが、いまの文字盤上のある距離でもって知ることができるからです。数字の抽象性を離れて量的なものを直観できるからです。仮りに夜7時までの計画を読むからです。

私はいま、このデジタル時計が〝日めくり〟に似ているように思います。もちろん、〝日めくり〟は時分秒までは示してくれませんし、ときには翌日昼までめくるのを忘れられ、他人に日付を誤らせることがあるかもしれません。しかしそれは、時間や時刻についての情報の豊富さと正確さの問題なのであって、在来型の時計と当今のカレンダーとが本質的にアナログであるのに対応しているとおもえます。

どうやら世界でもっとも基本的かつ普遍的な情報はと聞かれれば、まず時間であり時刻であると答えてよいでしょう。もしわれわれの生活行動のうえで時、分、秒までが本当に共通の情報として必要なときがくるならば、私がはじめにいささか感傷をこめて述べた〝日めくり〟のもつ心理の投影を、デジタル時計ももちあわせることになるかもしれません。しかしそれは、人間がコンピューターに制御されているときなのかもしれません。

〝日めくり〟とデジタル時計、まことに奇妙なとりあわせになりましたが、格別に文明論やらをやるつもりはありません。

なにはともあれ、新年おめでとうございます。諸兄の健斗を祈ります。

大鳴門橋における多柱式基礎の設計

第一建設局　設計課長　上田浩司
前第一建設局　設計課　土田泰秀

1．まえがき

大鳴門橋（図－1）の塔基礎には、多柱式基礎が採用されている。多柱式基礎とは、地表面上または水面上に存在する頂版（フーチング）を、柱のみで支持した基礎形式のことで、このような基礎形式をもつ橋梁は、わが国では、大島大橋（日本道路公団　3径間連続トラス橋　最大スパン325m）、青柳橋（岐阜県　3径間連続プレートガーダー　最大スパン54.5m）、琵琶湖大橋（滋賀県　多柱間連続鋼床版箱桁橋　最大スパン140m）、片上大橋（岡山県　4径間連続鋼桁橋　最大スパン160m）、ほか数例ある。これら橋梁の多柱式基礎の設計方法は、①頂版と柱部とが剛結された立体ラーメンとみなして構造体を解析する方法（大鳴門橋、大島大橋）　②頂版を剛体とみなし、釣合条件式より柱部の設計を行う方法[1]（青柳橋）　③くい基礎と同様にChangの式（地上に突き出しているくいで、くい頭固定の場合の式）を用いる方法[2]（琵琶湖大橋）に大別され、最大スパンが200m以上の長大橋梁には①の方法が、それ以下の橋梁には②③の方法が用いられている。本稿は、大鳴門橋塔基礎に適用した①の方法による一連の設計手順、設計上特に留意した点、設計結果などについて、とりまとめたものである。

2．多柱式基礎採用の理由

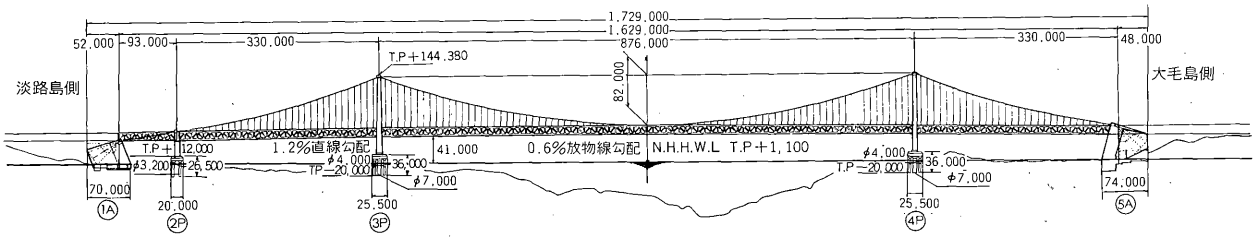
剛体基礎と比較して、構造上、①柱構造であるため柱断面力が大きくなり、作用水平力に対する耐力が小さい。②柱により支持されているため、鉛直地盤反力度が大きくなり、支持層が弱い場合、鉛直方向の余裕耐力が小さい。　③柱が接近した構造であるため、作用水平力に対する柱分担率の変化（群杭効果）が起こり得る。などの点において劣るが[3]、①掘削、コンクリート打設等の工事数量が少ない。　②水中での曝露面積が小さいので、水による作用力が小さく、また海象への影響が少ない。③ケーシング内の循環泥水方式でズリ揚げを行えるため、海水の汚濁を極力小さくできる。　④火薬を用いない掘削方法が可能であるため、柱周辺岩盤の掘削による乱れが少ない、などの点において優れており[4]、主として施工上、環境保全上の理由により、鳴門海峡の自然条件にふさわしい基礎形式であるため、本橋に採用した。

3．構造寸法

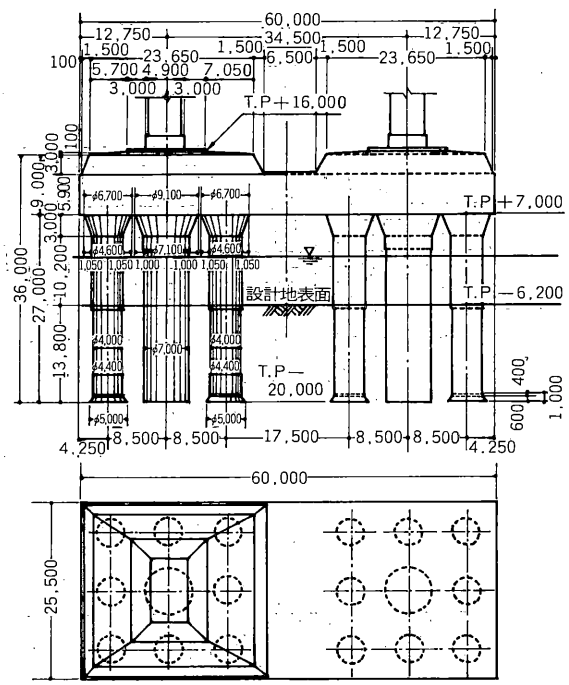
主塔基礎（3P、4P）の一般図を図－2に、柱構造の模式図を図－3に、また、主要構造寸法およびその決定理由を表－1に示す。

表－1　主要構造寸法

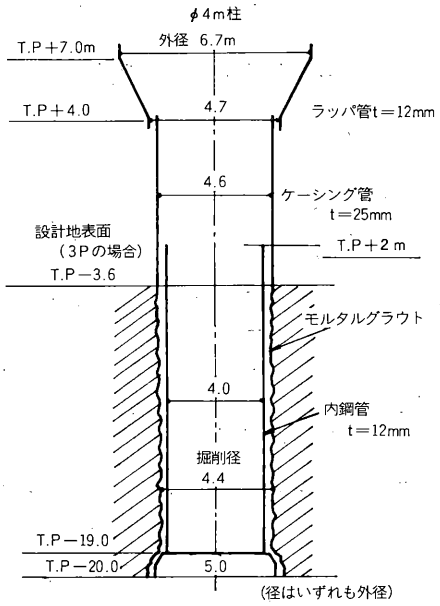
主要箇所		寸法	主な決定理由
頂版	橋軸方向巾	25.5m	柱配置位置および柱ハンチ寸法より決定した。
	橋軸直角方向巾	60.0m	（主塔中心間隔34.5m）＋（柱ハンチ寸法）より決定した。
	厚さ（一般部）	9.0m	①頂版のセン断応力度をコンクリートのみでとらせるよう決定した。 ②主塔アンカーフレームの埋込み長(6m)以上とする
柱部	柱本数と径	片側シャフト当り φ4.4m×8本 φ7.0m×1本	鉛直地盤反力度が地盤の許容鉛直反力度以下となるように、決定した。
	柱長	27.0m	柱天端位置は、頂版に波浪圧がかからないよう、TP＋7mとした。なお、最大波高は、暴風時における砕波波高6.8mである。 柱下端位置はT.P.－20mであり、この決定理由は、 ①柱底面の支持岩盤が、概ねランクIII以上となる位置に柱下端を持っていく。 ②頂版天端での回転変位を、基準変位量以下とする。 ③柱側面反力度を、岩盤の水平方向許容反力度以下とする。 である。



図－1　大鳴門橋



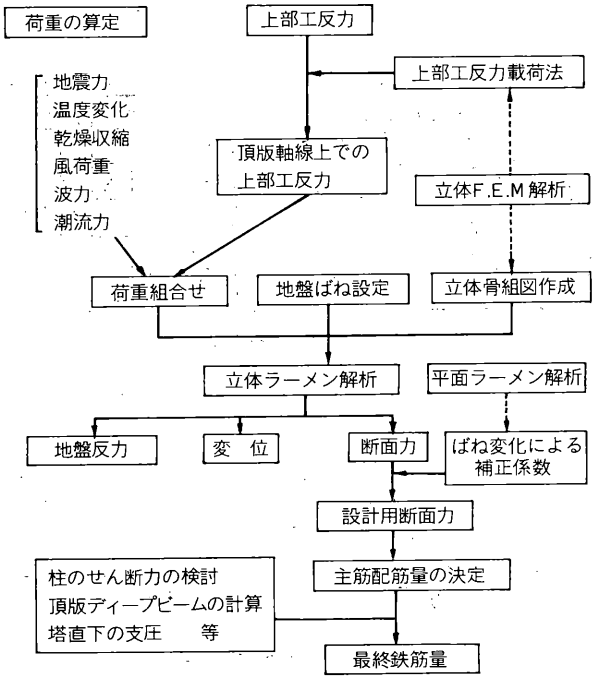
図—2　主塔基礎一般図



図—3　φ4m柱構造模式図

4．設計手順

設計手順を図—4に示す。図—4において、荷重の算定および荷重組合せは、文献 5)および 6)に従った。頂版を頂版軸線上の格子状部材にモデル化する際の部材数のとり方および、上部工からの塔基部反力を頂版軸線上の格子状部材に分布荷重として載荷させる方法(上部工反力載荷方法）については、立体ＦＥＭ解析の結果をもとにして決定した。地盤ばね（柱側面の水平ばね、底面の鉛直、せん断、回転ばね）については、各柱別に、文献7)に従い設定した。



図—4　設計フローチャート

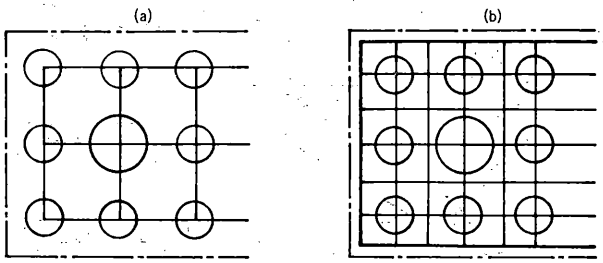
以上の諸元を決定し、頂版と柱部との接合部に剛域を設けた立体ラーメン解析により、地盤反力度（水平、鉛直反力度)、変位（頂版天端での回転、鉛直、水平変位)、断面力を求め、反力度、変位については、許容値との対比より、構造物の安定性を検討した。断面力については、平面ラーメン解析により、柱側面のばね変化に起因する断面力補正係数をあらかじめ設定し、この値を、立体ラーメン解析より求まる断面力に乗じて設計用断面力とし、必要主鉄筋量を決定した。さらに、柱のせん断に対する補強筋、頂版をディープビームと考えた場合の必要鉄筋、塔直下の支圧に対する補強筋、などの構造細部の検討を行い、最終鉄筋量を決定した。

5．設計上特に留意した点

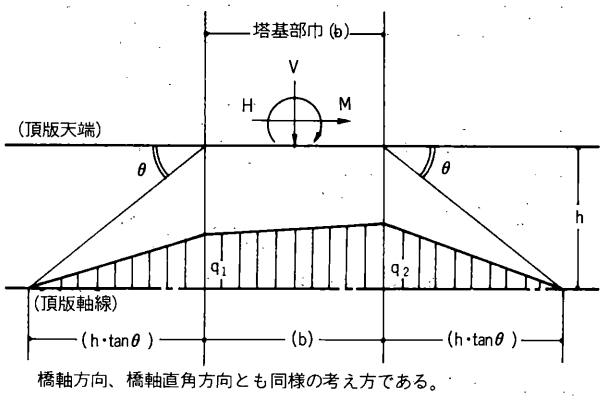
5.1　頂版のモデル化および上部工反力載荷の方法

多柱式基礎の解析は、前述の通り立体ラーメンとして行っているが、①厚さ９ｍの頂版を平面格子状の部材にモデル化する際、実用上、部材数をどの程度にとればよいか。　②頂版軸線上の平面格子に置換した頂版各部材に、頂版天端の上部工反力をどのように載荷すべきか。という２点が問題となる。この問題を解決するため、立体ラーメン解析による断面力と、立体ＦＥＭ解析による断面力とを比較することとした。

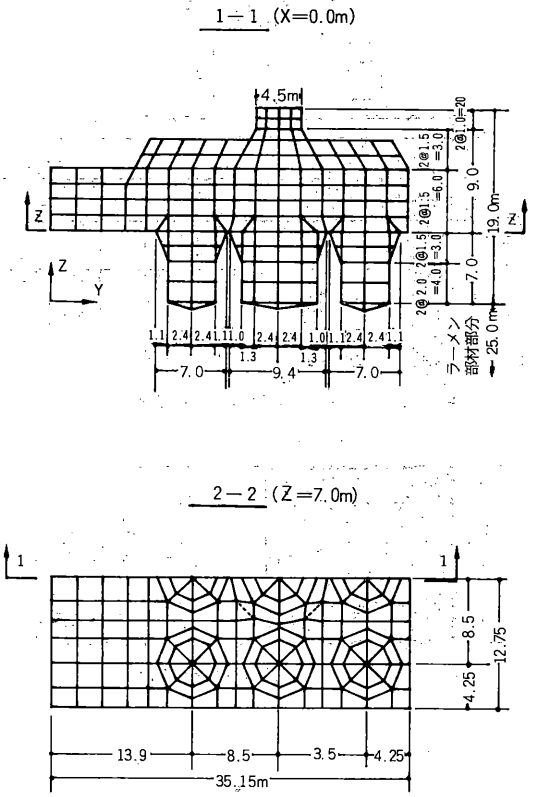
立体ラーメン解析における頂版のモデルとしては、実用上、図—５の(a)、(b)のようなモデルが考えられるが、柱間にも軸線を設けた(b)のモデルを仮定した。上部工反力の載荷方法については、図—６のような分布形状で、かつ頂版天端反力との釣り合い条件を満たすような分布



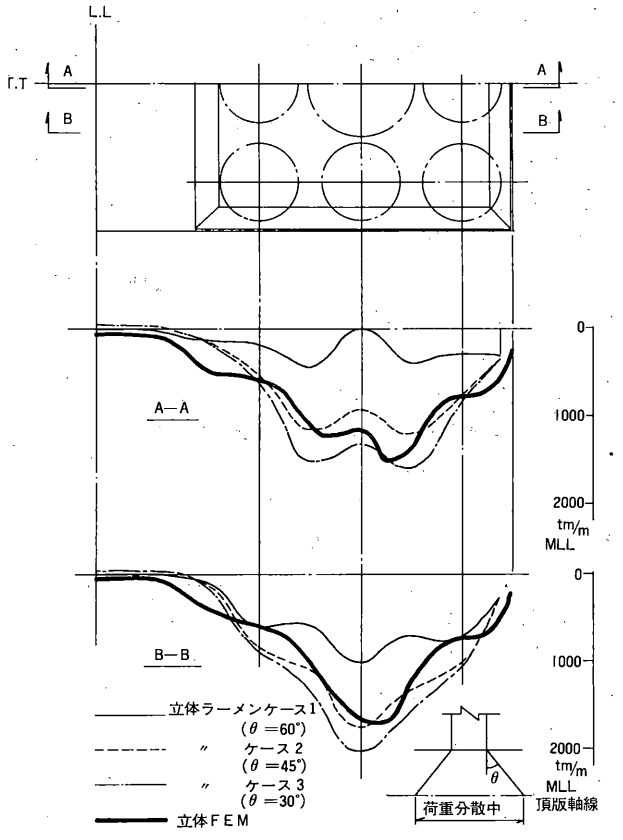
図－5　頂版のモデル



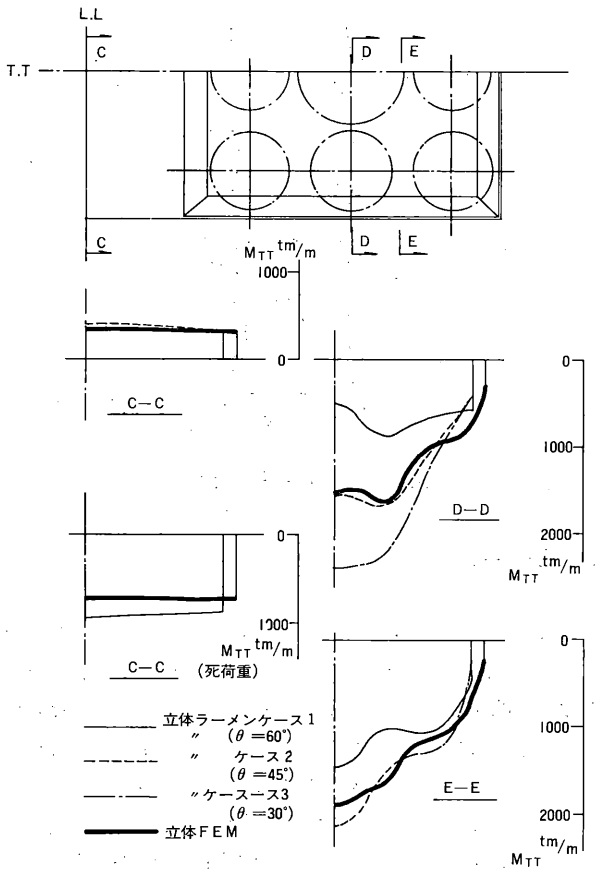
図－6　上部反力載荷法



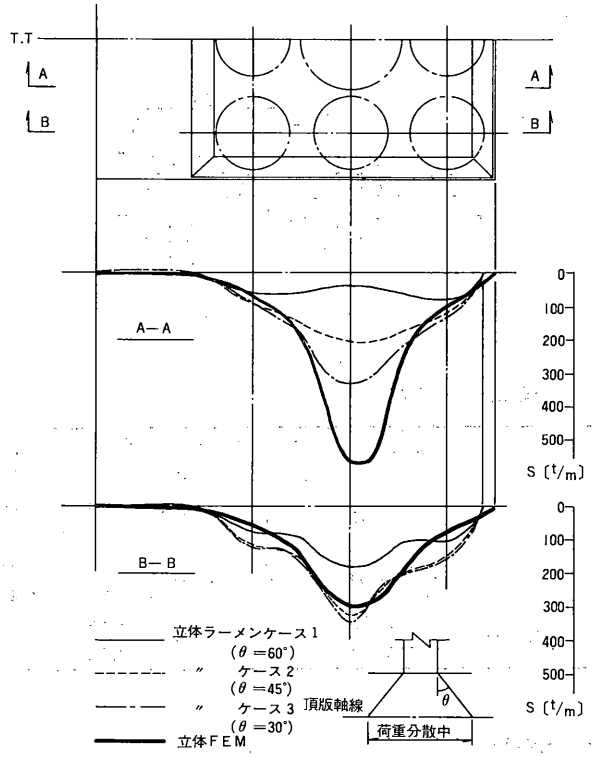
図－7　立体F.E.M.モデル



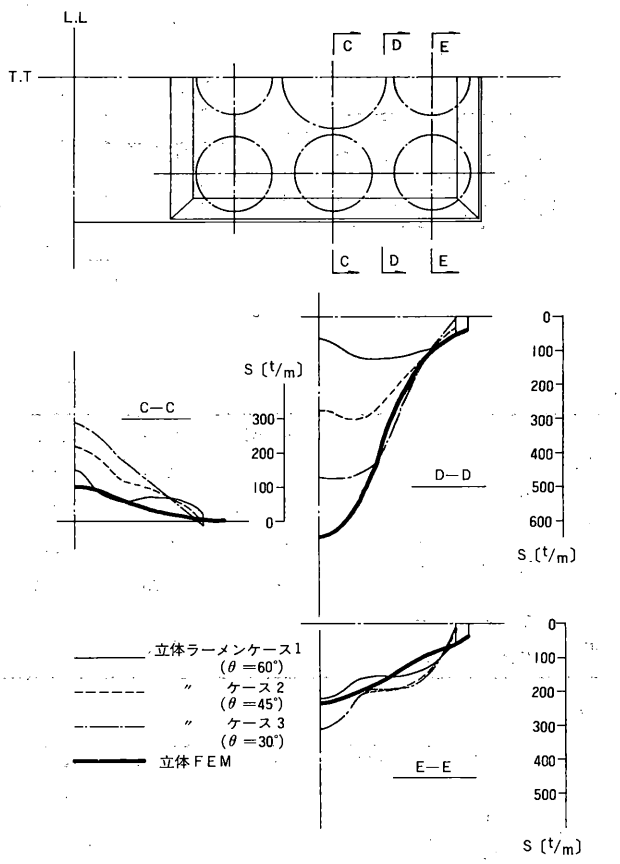
図－8 (a)　橋軸方向曲げモーメントの橋軸直角方向分布図



図－8 (b)　橋軸直角方向曲げモーメントの橋軸方向分布図



図－8(c)　せん断力分布図（橋軸直角方向断面）



図－8(d)　せん断力分布図（橋軸方向断面）

荷重を仮定した。これらの仮定を照査するため、分散角 θ＝30、45、60度の3ケースに対し立体ラーメン解析を行った。

立体ＦＥＭ解析のモデルは、図－7のとおり¼モデルとし、柱については、頂版底面下7m迄をＦＥＭ要素に入れ、それ以下の部分（地中部）はラーメン部材とした。岩盤のばねについては、立体ラーメン解析における節点ばねと等価なばねを、地中部ラーメン部材の各節点に設けた。また、上部工荷重については、全体を¼モデルとしたことにより、橋軸方向、橋軸直角方向ともに対称状態となる常時荷重を載荷した。

上記の両解析による、頂版の曲げモーメント、せん断力は、図－8のとおりである。立体ラーメン解析において上部工反力の分散角を45度とした場合が、最も立体ＦＥＭ解析結果に近似しており、本設計では、θ＝45度とした図－6の載荷法、および図－5の(b)に示す頂版モデルを採用した。

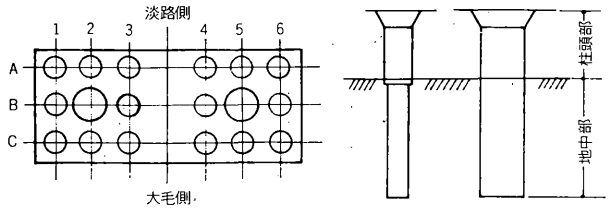
なお、図－8(c)～(d)に示したせん断力分布のうち、塔基部付近のＡ～Ａ、Ｄ～Ｄ断面においては、立体ＦＥＭ解析による解析値の方が、立体ラーメン解析による値よりも、かなり大きくなっているが、これは、塔基部付近に集中する支圧応力の影響によるものであり、基部付近には、支圧に対する補強筋を設けることとした。

5.2 ばね変化による断面力補正係数

立体ラーメン解析におけるばね値は、孔内載荷試験結果より、文献7)に基づいて設定したが、この基本ばねが、変化し得ると考えられるつぎの2ケースについて、断面力の補正係数を設定した。①柱中心間隔は、柱径の2倍程度であり、かなり柱が接近した状態にある。このような場合、作用水平力（主として地震時慣性力）に対する柱の分担率の変化いわゆる群杭効果が起こり得ると考えられる。群杭効果は、柱の間隔、柱径、地盤の性質、全体構造等により異なり、一般的に、どの程度の分担率となるかは設定しがたいが、文献8)等を参考にして、本設計では、各柱列の水平方向ばね比が（0.5：1：1.5）と変化した場合を想定した。②岩盤掘削後、岩のゆるみにより水平方向のばね劣化が起こると考えられるので、この影響として、水平方向のばねが、一様 ½ に変化した場合を想定した。

以上①、②および基本ばねにおける構造物の断面力を、平面ラーメン解析により求め、基本ばね状態とばね変化状態との断面力比より補正係数を設定した。設計に用いた断面力補正係数は、表－2のとおりである。

表－2 ばね変化による断面力補正係数



（頂版）

		引張領域	常時	地震時
曲げモーメント	橋軸方向	上側	1.4	1.2
		下側	1.0	1.0
	橋軸直角方向	上側	1.1	1.0
		下側	1.0	1.1
せん断力	橋軸方向	—	1.0	1.0
	橋軸直角方向	—	1.0	1.0

（柱）

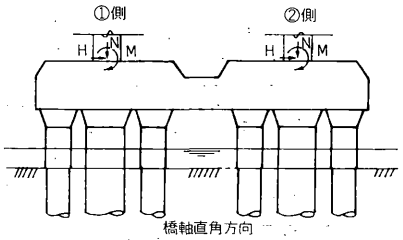
		柱番号	曲げモーメント	せん断力
橋軸方向	柱頭部	A	1.3	1.1
		B	1.2	1.0
		C	1.2	1.2
	地中部	A	1.0	1.1
		B	1.0	1.0
		C	1.2	1.2

		柱番号	曲げモーメント	せん断力
橋軸直角方向	柱頭部	1	1.4	1.2
		2	1.2	1.1
		3	1.2	1.2
		4	1.1	1.0
		5	1.1	1.0
		6	1.1	1.1
	地中部	1	1.0	1.2
		2	1.0	1.0
		3	1.2	1.2
		4	1.0	1.0
		5	1.0	1.0
		6	1.2	1.1

6．設計条件および主要な計算結果

以上述べた設計手順により、大鳴門橋塔基礎の設計を行った。主塔基礎に関する設計条件を表－3に、計算結果を表－4に示す。

表－3 設計条件



注）上図、矢印方向を正とする。

1．上部工からの荷重

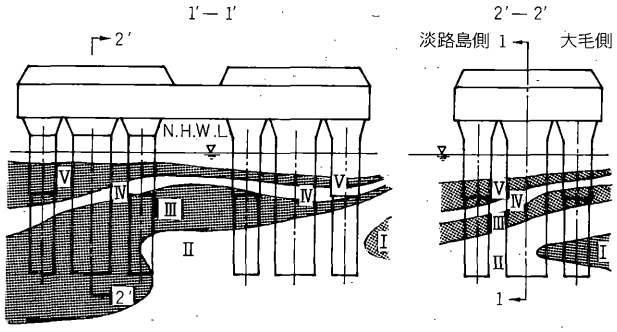
		温度	鉛直力(t)	橋軸方向 水平力(t)	橋軸方向 モーメント(tm)	橋軸直角方向 水平力(t)	橋軸直角方向 モーメント(tm)
常時	V max	−30°	25,100	10	7,800	① −600	① −500
						② 600	② 500
地震時	橋軸方向	+30°	23,300	570	31,100	① −1,300	① −6,300
						② 1,300	② 6,300
	橋軸直角方向	+30°	① 18,200	20	11,700	① 1,600	① 14,100
			② 32,000			② 2,500	② 18,400

2．自然条件

		単位	3P	4P	備考
温度	温度変化	℃	±10°		
	硬化熱				
乾燥収縮			−15°		
設計風速	常時	m/sec	15.0		
	地震時		15.0		
	暴風時		75.0		
設計潮流速		m/sec	3.0	4.0	南流
設設波高	常時	m	3.5(砕波)	4.6(進行波)	
	地震時		1.6(進行波)	1.6(進行波)	
	暴風時		4.4(砕波)	6.8(砕波)	

3．地盤条件

	粘着力 C(t/m²)	内部マサツ角 φ(°)	単位重量 γ(t/m³)	弾性係数E(kg/cm²) 常時	弾性係数E(kg/cm²) 地震時
和泉層 I	80	40	2.6	20,000	40,000
和泉層 II	50	35	2.6	15,000	30,000
和泉層 III	30	30	2.5	6,000	12,000
和泉層 IV	20	25	2.4	2,000	4,000



表—4　計算結果

		単位	3 P 橋軸方向	3 P 橋軸直角方向	4 P 橋軸方向	4 P 橋軸直角方向	備考
固有周期		sec	0.369	0.306	0.408	0.340	
応答震度	K_H	—	0.216	0.214	0.218	0.215	頂版軸線位置
	K_V		0.108	0.107	0.109	0.108	〃
基礎天端水平変位	常時	cm	0.17	0.47	0.17	0.49	T.P+16.0mの位置
	地震時		0.92	1.18	1.10	1.39	〃
基礎天端鉛直変位	常時	cm	1.24	—	1.11	—	〃
	地震時		1.09	1.22	0.97	1.12	〃
回転角	常時	$\times 10^{-3}$ rad	0.08	0.07	0.08	0.15	$\theta a = 0.682 \times 10^{-3}$ rad
	地震時		0.33	0.35	0.33	00.25	〃

		単位	3 P 柱径 φ4.0m	3 P 柱径 φ7.0m	4 P 柱径 φ4.0m	4 P 柱径 φ7.0m	備考
最大柱反力度	常時	t/m^2	291	314	297	317	qa=350 t/m^2
	地震時		368	410	383	435	qa=525 t/m^2
最小柱反力度	常時	t/m^2	200	285	199	280	qa=350 t/m^2
	地震時		114	215	112	191	qa=525 t/m^2
水平地盤反力度	常時	t/m^2	28.7		27.8		
	地震時		104.6		111.0		

7．鉛直方向許容地盤反力度

文献[7]により、表—3に示した和泉層のC、φから許容鉛直反力度(qa)を求めると、1,100t/m²（和泉層II）、490t/m²（和泉層III）程度となるが、多柱式基礎においては作用鉛直力に対する耐荷力が地盤の鉛直反力度に左右されること、ダムにおけるqaと変形係数(E)との関係(重力ダムの場合、E＝50,000kg/m²でqa＝400～500t/m²)に比べ和泉層のqaは過大であることなどにより、既往の現場載荷試験結果[9]（700t/m²で降伏しない）より極限支持力度として、700t/m²×1.5[10]＝1,050t/m²、qaとして350t/m²を設計上採用することとした。

また、柱と掘削孔との間にはモルタルが充填されており、柱周面の付着力により鉛直力が岩盤内に移行し、底面反力度の低減が起こると考えられるが、この付着力による反力の低減については、設計上、安全余裕と考えることにした。

qaに関する考え方は以上のとおりであり、掘削径4.4mの底面径の場合、qmax＝450t/m²程度となるため、当初設計では柱底部のみ5.5mに拡幅掘削し（図—3参考）、柱底部に十分な補強筋を設けることとした。

その後、多柱底面での現場載荷試験により、和泉層III以上であれば、1,000t/m²載荷しても降伏しない[11),12)]ことが判明したので、和泉層III以上に対しては、qa＝500t/m²とすることにし、当初設計で計画していた底面拡幅は不要となった。また、柱長については、柱ごとのボーリング結果[13),14)]より、和泉層IIIが支配的な支持面まで延長することとした。延長した柱本数は、2Pで4本、3Pで9本、4Pで1本であり、最深は3PのT.P.—25.5mである。

8．あとがき

以上、大鳴門橋における多柱式基礎の設計について述べたが、柱径、柱本数を決定する上で、支持層の鉛直許容反力度のとり方が、また、主筋量等の決定においては、支持層のばね値のとり方が特に重要であるので、十分なボーリング調査と現場載荷試験を行うことが望ましい。現在、多柱式基礎の施工が「その3工事」により順次進められており、この工事の中で、次の諸点に着目して多柱式基礎の観測を行ってゆく予定である。①18本の柱の鉛直力分担率　②鉛直力が、多柱から岩盤へ付着により移行してゆく程度　③タワー・ピャー系の振動性状　④梁部材と仮定した頂版の応力度。これらの測定結果は、今後多柱式基礎を設計する上で貴重な資料となろう。

なお、多柱式基礎の構造特性ならびに耐力については、大型模型を用いて実験を行っているが、紙数の関係で本稿では触れないので、参考文献[15)]を参照していただければ幸いである。

最後に、大鳴門多柱式基礎の解析、設計に携わった、東洋技術コンサルタント、オリエンタルコンサルタンツ、および地盤関係の試験等に携わった基礎地盤コンサルタンツの諸氏に深く感謝します。

〔参考文献〕

1) 本州四国連絡橋技術調査報告書P.166　昭和42年　土木学会
2) 道路橋下部構造設計指針・同解説　くい基礎の設計篇　昭和51年8月　日本道路協会
3) 多田浩彦　多柱基礎の構造特性　橋梁と基礎Vol. 6 No.9 昭和47年9月
4) 古屋信明　大鳴門橋多柱式基礎の施工法　第21回建設省四国地方建設局技術研究会　昭和53年8月
5) 本州四国連絡橋下部構造設計基準同付則　昭和52年3月　本四公団
6) 本州四国連絡橋耐震設計指針・同解説　昭和52年3月　本四公団
7) 道路橋下部構造設計指針　ケーソン基礎の設計篇　昭和45年3月　日本道路協会
8) 足立義雄　建設省土木研究所報告集　くい基礎の静的水平抵抗に関する実験研究　昭和49年3月
9) 鳴門地区地質調査（その4）岩盤試験　昭和47年3月　本四公団
10) 道路橋下部構造設計指針　直接基礎の設計篇　昭和43年　3月　日本道路協会
11) 大鳴門橋下部工門崎工区（その3）工事2P、3P　多柱基礎底面岩盤試験報告書　昭和53年4月　本四公団第一建設局
12) 大鳴門橋下部工大毛工区（その3）工事4P　多柱式基礎底面岩盤試験報告書　昭和53年4月　本四公団第一建設局
13) 大鳴門橋下部工門崎工区（その3）工事2P、3P　地質調査報告　昭和53年3月　本四公団第一建設局
14) 大鳴門橋下部工大毛工区（その3）工事4P　地質調査報告書　昭和53年3月　本四公団第一建設局
15) 大径杭基礎のフーチングの剛性に関する模型実験　昭和51年6月　本四公団

因島大橋下部工工事に使用した海砂の品質

第三建設局　建設第一課長代理　平山純一

1．まえがき

コンクリート用骨材は、従来、河川産骨材が主に使用されてきたが、近年、河川産骨材の枯渇、不足化に伴い、山砕・玉砕等の骨材が河川砂利にかわって主流となってきている。

また、細骨材としても、海砂の占める割合が多くなっており、今後も海砂の使用はさらに増大するものと思われる。特に瀬戸内海沿岸においてこの傾向が著しく、第三建設局管内でも、ほとんどの生コン工場で海砂が使用されている。

海砂を細骨材として使用する場合の問題点としては、採取上の問題点の外に、単一粒度のものが多く配合設計上好ましくないこと、貝がらの混入によりワーカビリチーを損なうこと、塩分を含むことにより鉄筋の錆を促進し、コンクリート構造物の耐久性を低下させることなどが挙げられ、これらの問題点がコンクリートの品質に与える影響については、多くの報告がなされている[1)2)]。

因島大橋下部工工事のアンカレイジ及び主塔基礎のコンクリート用骨材量は表－1のとおりであるが、特に塩分の問題から、水洗いした海砂を使用している。

本稿は、これらの海砂の供給及び貝がらの混入量、塩分含有量等の測定結果について、その概要を報告するものである。

表－1　因島大橋基礎工の骨材使用量

	コンクリート	粗骨材			細骨材	
		種別	最大寸法	数量	種別	数量
アンカレイジ主塔基礎	112,800m³	砕石	40mm	123,300t	海砂(水洗砂)	81,100t

2．海砂の品質管理値

因島大橋で使用している海砂の品質のうち、粒度、貝がら混入量及び塩分含有量についての考え方は次のとおりである。

(1)粒度

粒度分布および粗粒率は「コンクリート標準示方書(土木学会)」昭和50年2月の規定に準拠している。

(2) 貝がら混入量

貝がらの混入によりワーカビリチーの低下、締固めへの影響等があり、外国では許容値が規定されている国もあるが、わが国では、採取される海砂の貝がら混入量が少ないこともあり、特に大きな貝がらが混入しなければ、実用上問題がないと言われている。従って、因島大橋も同様の考えで、貝がら混入量の許容値は設けていない。

(3) 塩分含有量

海砂中の塩分含有量については、「コンクリート標準示方書（土木学会）」において、標準として、その許容限度が細骨材の絶乾重量に対して0.1%（Nacl 換算）とされている。因島大橋では、この値を参考にして0.1%以下と規定している。

3．海砂の供給

3.1　採取および搬入

前述の塩分含有量の許容値を満足するために、海砂を水洗して使用しているが、その供給体制は次のとおりである。

採取地は、広島県高根島沖の水深約30mの海域で、200t前後の採取船によって採取された海砂を一度陸上げし、福山市内と向島町内にある洗砂場まで運搬する。これらの洗砂場で水洗した海砂を再度船積みし、向島、因島内の生コン工場に搬入している。

島内の生コン工場には、海砂の洗浄設備がないために、このような二次運搬が必要となり、洗浄そのものに要する費用に二次運搬費が加わり、水洗砂の価格は、一般の海砂（水洗しないもの）に比べ、かなり割高なものになっている。

本工事に用いた生コン工場は向島側、因島側とも、2社であるが、これらの生コン工場への海砂の供給形態を表－2に示す。

3.2　洗浄設備

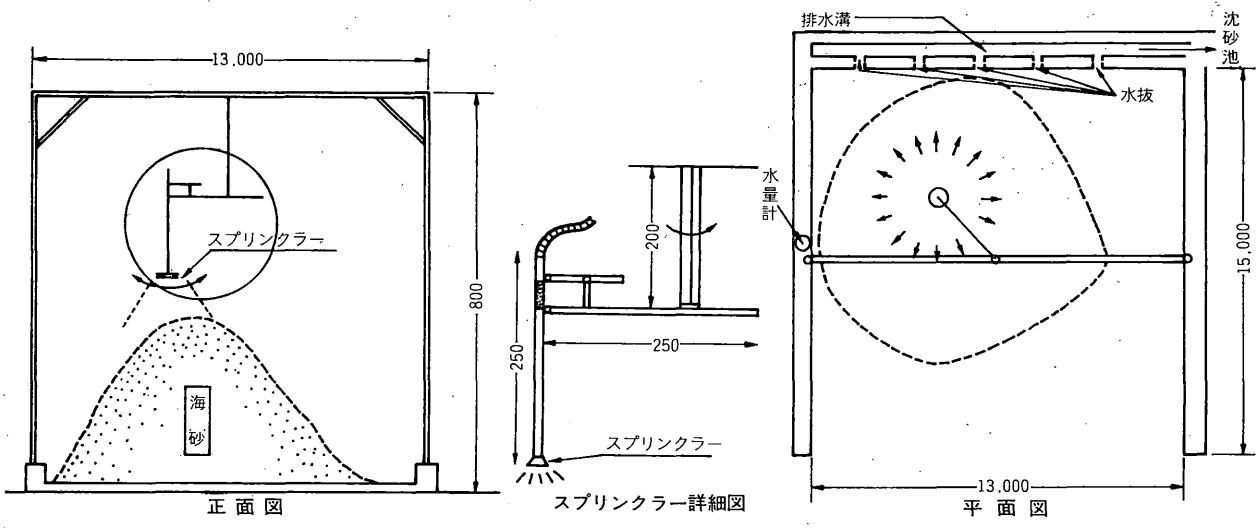
現在、海砂は、福山市内と向島町内にある2か所の洗砂場で水洗している。これらの洗浄設備は海砂の納入業者が所有しており、洗浄方法はそれぞれ異なっている。即ち、山積みしたものにスプリンクラーにより散水する方式と、ベルトコンベヤを利用する方式のものとがある。

(1)スプリンクラーによる散水方式

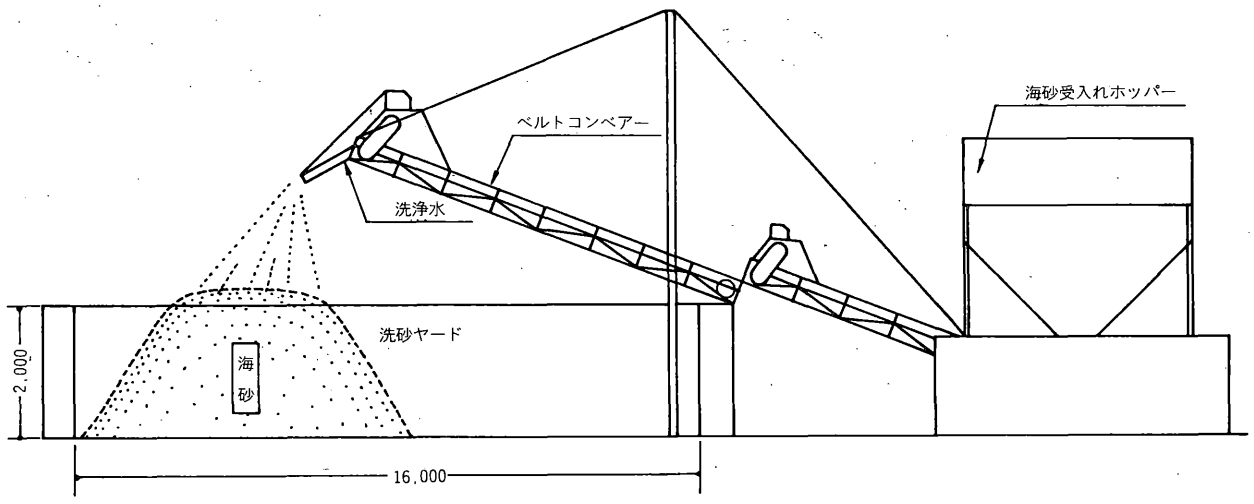
図－1に示すように15m×13mのヤード内に60～70m³の海砂を山積みし、その上部から散水する。山積みされ

表－2　海砂の供給および品質

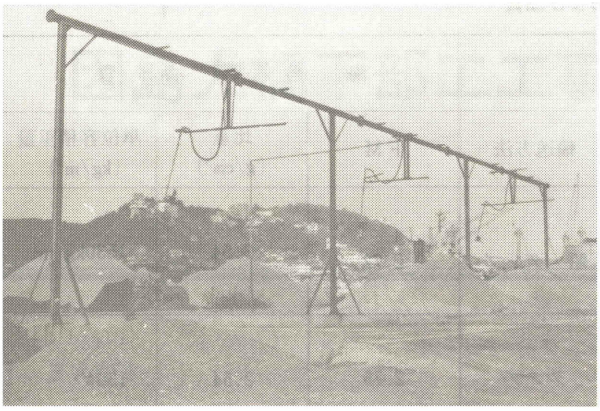
項目 / 生コン工場		海砂の供給				海砂の品質		
		骨材業者	採取場所	洗浄場所	輸送方法	FM	比重 (g/cm³)	単位容積重量 (kg/m³)
向島側	三栄建材㈱	松栄産業㈱	広島県高根島沖	福山市ベルコン散水（500m³/日）	船・ダンプ	2.72	2.54	1530kg/m³
	大成生コン㈱向島工場	松栄産業㈱	広島県高根島沖	向島町スプリンクラー散水(360m³/日)	ダンプ	2.75	2.54	1504
因島側	大成生コン㈱因島工場	大栄産業㈱	広島県高根島沖	向島町スプリンクラー散水(360m³/日)	船	2.73	2.54	1504
	因島生コン㈱	松栄産業㈱	広島県高根島沖	福山市ベルコン散水（500m³/日）	船	2.66	2.53	1540



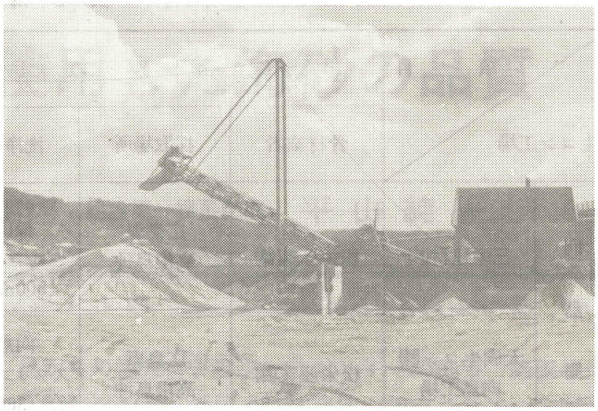
図－1　洗浄設備（スプリンクラー散水方式）



図－2　洗浄設備（ベルコン散水方式）



写真－1



写真－2

た砂の高さは約3mで散水につれて若干崩壊する。散水量は15～16m³で、散水時間は約3時間である。この場合、海砂1m³に対して散水量は約0.25m³となる。散水終了後水切りし、10日間程度野積みされたものを生コン工場へ搬入する。

設備の概要を図－1及び写真－1に示す。

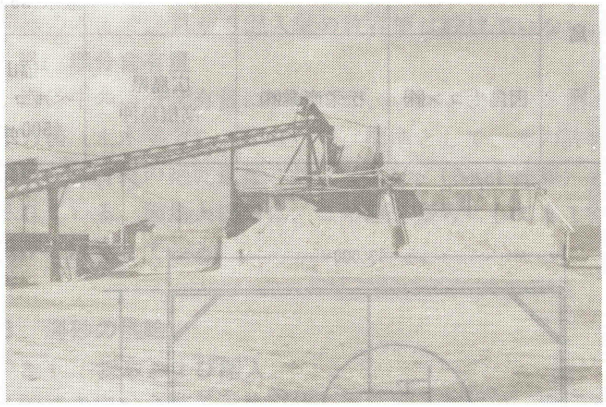
(2)ベルトコンベヤを利用する方式

ホッパーよりベルコンに海砂を投入し、ベルコンの先端部に水道水の出口を設け、水道水と共に海砂を落下させる。下方に堆積した水洗砂を水切りして出荷する。ベルコンにより送られる砂は約50m³/hrで、使用水量は約30m³/hrである。従って、海砂1m³に対して洗浄水は約0.6m³となっている。

設備の概要を図－2及び写真－2に示す。

(3)その他の設備

上記(1)、(2)の形式とは異なり、傾胴式のコンクリートミキサ内に、海砂と水道水を入れ、攪拌しながら洗浄する形式のものがあり、山陽新幹線の建設時に使用したと聞いている。（写真－3）

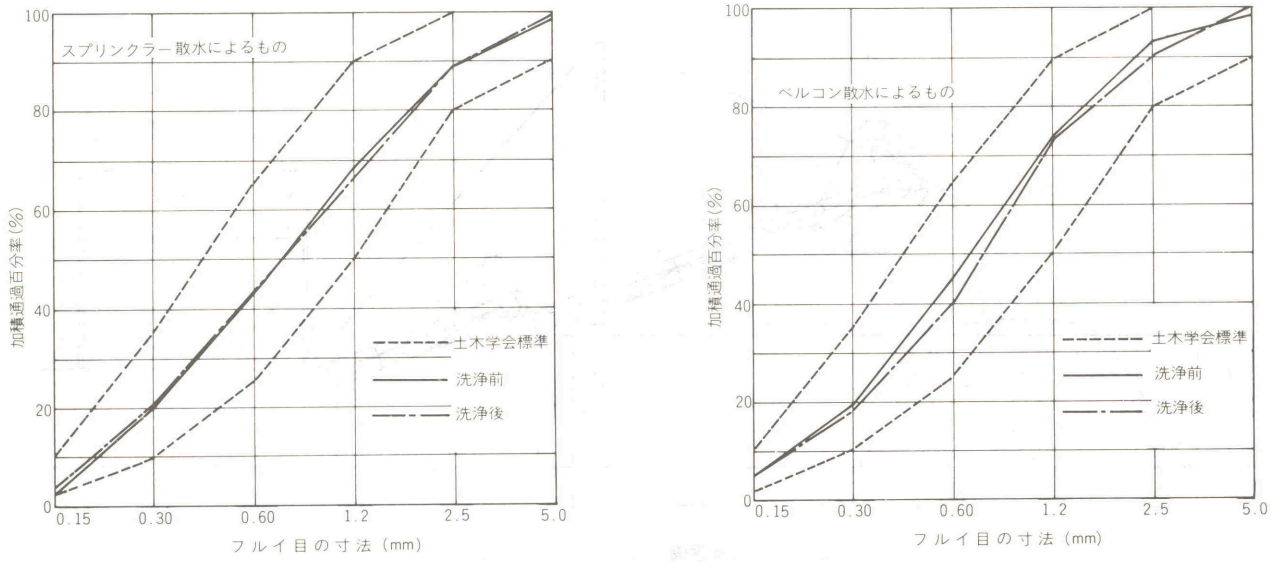


写真－3

4．海砂の品質

4.1　粒度

海砂は粒度にかたよりがあるので、前記2(1)の粒度分布の標準を満足するために、土場によっては、粗砂、細砂の粒度調整を必要とする場合が多い。しかし、現在使用している高根島沖産のものは図－3に示すように、粒



図－3　洗浄前後の粒度曲線

度分布、ＦＭとも標準値の範囲内にあるので、粒度調整は行っていない。

砂を水洗いすることによって海砂中の微粒子分が欠如することを懸念したが、図－３からも分かるように、洗浄前後の粒度分布に差異がないことからも、問題ないと思われる。

4.2　貝がらの混入量

海砂中の貝がらの混入率を下記の二方法で測定した。

(1)測定方法

ａ）塩酸溶解法

絶乾状態にした試料50ｇを塩酸（１：６）に入れ、気泡が発生しなくなるまで攪拌する。その後、水洗いを行い、絶乾状態にして試料の重量を測定し、当初の試料重量との差を百分率で示す。

ｂ）手分け法

絶乾状態の試料100ｇを2.5㎜フルイでふるい分け、フルイ残留分およびフルイ通過分に対して、おのおの次の試験を行った。

①2.5㎜フルイ残留分

貝がらを手で選別し、重量を測定する。

②2.5㎜フルイ通過分

塩酸溶解法による。

(2)測定結果

貝がらの混入率を塩酸溶解法と手分け法で測定したが、2.5㎜以下の貝がらは手分けが不可能なために、塩酸溶解法によった。測定結果を表－３及び表－４に示す。

一般に、塩酸溶解法によると貝がら以外の塩酸溶解物をも溶かし出し、実際の貝がら以上のものを測定することになるが、今回は、表－３及び表－４からも分かるように、測定方法の差は認められなかった。

今回の測定結果では貝がらの混入率は５～６％であり、この値は、瀬戸内海の海砂についてこれまでに報告されている数値に近い[3)4)]。

また、貝がらの大きさについては、採取船で７㎜前後のスクリーンを通しているので、大きな貝がらは含まれず、表－５に示すように、2.5㎜以下のものが85％以上を占めている。

表－３　貝がら混入率（塩酸溶解法によるもの）

海砂の産地	塩酸処理前重量 g	塩酸処理後重量 g	差 g	差 %	平均
①高根島沖（ベルコン散水による洗砂）	50.0	47.7	2.3	4.6	4.7
	50.0	47.8	2.2	4.8	
②高根島沖（スプリンクラー散水による洗砂）	50.0	47.15	2.85	5.7	5.4
	50.0	47.45	2.55	5.1	

表－４　貝がら混入率（手分け法によるもの）

	2.5㎜フルイ残留分 %		2.5㎜フルイ通過分 %		貝がら %
	残留分	貝がら	通過分	貝がら	
①高根島沖（ベルコン散水による洗砂）	7.1	0.6	92.9	4.1	4.7
②高根島沖（スプリンクラー散水による洗砂）	11.8	0.9	88.2	5.3	6.2

表－５　貝がらの大きさ

	①高根島沖（ベルコン散水による散水）		②高根島沖（スプリンクラー散水による洗砂）	
	2.5㎜以上 %	2.5㎜以下 %	2.5㎜以上 %	2.5㎜以下 %
25㎜上下の試料砂に対し	8.5	4.4	7.6	6.0
試料砂全体に対し	0.6	4.1	0.9	5.3
全貝がらに対し	12.8	87.2	14.5	85.5

4.3　塩分含有量

海砂の塩分含有量は、下記の項目について測定した。

(1)測定項目及び方法

ａ）海砂は通常0.02～0.3％の塩分を含有しているといわれているが、採取場所の条件や積み置き期間によっても塩分含有量が異なる。従って、生コン工場において、一般需要家向けの海砂し（水洗しないもの）の塩分濃度と、因島大橋工事用の水洗砂の塩分濃度を測定し、両者を比較した。

①試料採取場所

生コン工場
- 向島側　三栄建材（ベルコン散水方式による洗砂）
- 因島側　大成生コン因島工場（スプリンクラー散水方式による洗い砂）

生コン工場に船運搬されてきた一般の海砂と水洗いした砂の採取位置を図－４に示す。

②試験方法

土木学会「海砂中の塩分含有量試験方法」昭和49年９月によった。

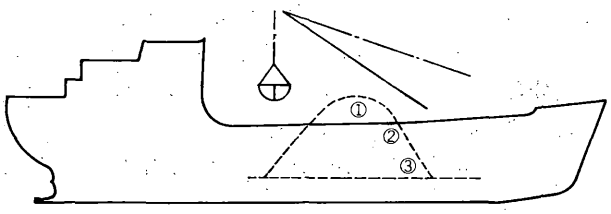
ｂ）散水量と塩分濃度の関係を知るため、洗砂場において次の測定を実施した。

スプリンクラー散水方式の洗砂場に60㎥の海砂を山積みする。試料の高さは約３ｍである。この海砂に５㎥、10㎥、15㎥、20㎥の散水を行い、それぞれの段階で水切りした後、砂の塩分含有量を測定した。

試料は、山積みされたものの上部、中部、下部、底部より抽出した。

表－6　塩分含有量の測定値

	大成生コン因島工場（スプリンクラー散水方式）								三栄建材（ベルコン散水方式）							
	一般の海砂				水洗砂				一般の海砂				水洗砂			
	上	中	下	平均	上	中	下	平均	上	中	下	平均	上	中	下	平均
	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
1	0.177	0.219	0.211	0.202	0.022	0.023	0.025	0.023	0.160	0.220	0.310	0.230	0.063	0.061	0.055	0.059
2	0.197	0.193	0.207	0.199	0.019	0.012	0.021	0.017	0.030	0.190	0.040	0.087	0.044	0.045	0.038	0.045
3	0.130	0.133	0.142	0.135	0.019	0.012	0.021	0.017	0.070	0.150	0.210	0.143	0.049	0.047	0.044	0.047
4	0.135	0.140	0.140	0.138	0.021	0.023	0.027	0.024	0.070	0.160	0.220	0.150	0.068	0.061	0.060	0.063
5	0.145	0.160	0.160	0.155	0.018	0.014	0.023	0.018	0.050	0.170	0.240	0.153	0.058	0.061	0.059	0.059
6	0.146	0.156	0.161	0.154	0.018	0.020	0.012	0.017	0.080	0.140	0.180	0.133	0.048	0.050	0.046	0.048
7	0.192	0.190	0.146	0.176	0.025	0.023	0.034	0.027	0.120	0.220	0.290	0.210	0.039	0.056	0.060	0.052
8	0.181	0.191	0.168	0.180	0.022	0.018	0.019	0.020	0.040	0.120	0.210	0.123	0.050	0.050	0.048	0.049
9	0.157	0.166	0.153	0.159	0.016	0.016	0.023	0.018	0.110	0.180	0.230	0.173	0.060	0.049	0.048	0.052
10	0.158	0.168	0.164	0.163	0.019	0.021	0.018	0.019	0.100	0.200	0.230	0.177	0.052	0.053	0.056	0.054



① 上部試料採取場所　② 中央部試料採取場所　③ 下部試料採取場所
砂運搬船は300t級で、200m³積載する。

図－4　試料砂採取位置

(2)測定結果

i）水洗いしない海砂と水洗した海砂の塩分濃度

一般の海砂と水洗い砂の塩分濃度の測定結果を表－6に示す。これより、水洗いしない海砂の塩分含有量は0.08～0.23%で、水洗いした海砂の塩分含有量は0.017～0.063%である。

水洗いしない海砂の塩分含有量が高い値を示しているのは、採取した海砂を一時集積し、野積する広い場所がないため、比較的短期間のうちに生コン工場へ入荷するという、この近辺の骨材事情によるものと思われる。

従って、水洗いしない海砂では、塩分含有量の許容値（0.1 %）を満足せず水洗いすることが必要である。

ii）洗浄設備と塩分濃度

表－5によれば、生コン工場に入荷してくる洗浄砂の塩分含有量は、洗浄方法により差がある。洗浄方法は前述のように、スプリンクラー散水方式とベルコン散水方式があり、どちらも水道水を使用している。

スプリンクラー散水方式によるものの塩分濃度は、0.017～0.024%であるが、ベルコン散水方式によるものは、0.042～0.063%であり、ベルコン散水方式は、使用水量が多いにもかかわらず塩分濃度が高く、この結果からでは不利ともいえる。

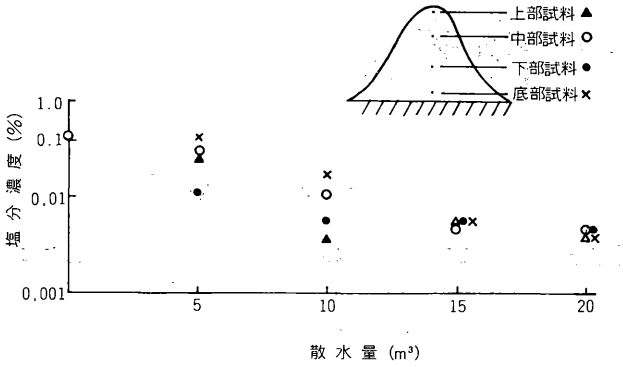
iii）散水量と塩分濃度

散水量と塩分濃度の関係を表－7及び図－5に示す。これによれば、塩分含有量の許容値である0.1%以下にするためには、海砂60m³に対して10m³以上の散水を行えばよいといえるが、実際には15m³程度の水を使用している。

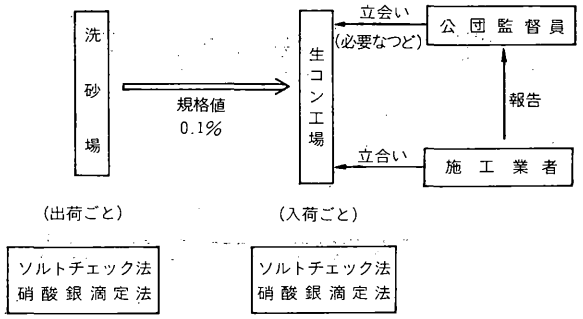
この水量は、過去に報告されている数値[4)5)6)]に比べて

表－7　散水量と塩分濃度

散水量	0 m³	5 m³	10m³	15m³	20m³
上部	(%) —	(%) 0.007	(%) 0.005	(%) 0.007	(%) 0.005
中部	0.220	0.082	0.013	0.006	0.006
下部	—	0.019	0.007	0.007	0.007
底部	—	0.116	0.037	0.007	0.005



図－5　散水量と塩分濃度



図－6　水洗い砂塩分濃度の品質管理体制

少ないようにも思えるが、水切りを完全に行えばこの程度の水量で、脱塩効果があるといえる。

5．品質管理

本工事に使用した海砂の品質管理は「コンクリート品質管理試験要領（昭和52年3月）、本州四国連絡橋公団」に基づいて行った。

そのうち塩分含有量のみについて述べると、入荷毎に塩分濃度を測定し、規格に合格したものをコンクリート材料に使用している。洗い砂場では、船積み前に検査し、生コン工場においては入荷毎に検査を行っている。

検査の方法は、ソルトチェック方法又は土木学会「海砂中の塩分含有量試験法」によっている。

図－6に洗浄砂の塩分濃度試験に関する品質管理体制を示す。

6．あとがき

因島大橋下部工工事に使用している海砂の実状を調査した結果は次のとおりである。

(i) 粒度分布、FMとも標準範囲内にあり、単味使用ができる。

(ii) 貝がらの混入率は4.7～6.2%の範囲でありコンクリートの品質への影響は、実用上問題ないと考える。

(iii) 塩分の含有料は、水洗しないものが0.087～0.23%、水洗したものは0.017～0.063%である。

(iv) 洗浄方法の違いにより脱塩効果に差異があるが、比較的簡単なスプリンクラーによる散水でも、砂1m³に対し0.25m³の散水で十分満足しうる脱塩効果がある。ただし、いずれの場合でも十分な時間をかけて水切りを行う必要がある。

因島大橋下部工工事に使用した海砂の品質について述べたが、海砂は、今後採取上の問題からその供給量についても十分検討する必要があると思われる。

本報告が今後の工事に何らかの参考になれば幸いである。最後に本報告を作成するにあたって、御協力いただいた方々に謝意を表します。

〔参考文献〕

1) 柳田力、森芳徳、坂本浩行：「海砂の利用および問題点（その1）」 土木技術資料，15－2
2) 石川達男：松下博通，葛城浩三：「コンクリート用細骨材としての海砂の問題点」コンクリートジャーナルVol11，No10，1973
3) 「コンクリート専門委員会報告・F－28（細骨材の品質調査）」セメント協会，昭和51年12月
4) 中村修吾：「海砂の品質」コンクリートジャーナルVol.12，No10，1974
5) 大場正男、森芳徳、坂本浩行：「海砂の利用および問題点(その2)」 土木技術資料，15－4
6) 中村繁，青木勇：「模型による海砂の塩分洗浄実験について」セメント技報，XXIII，1968

ケーブルバンド耐荷力に関する調査試験

鳴門工事事務所　第一工事長　多田和夫

1．まえがき

吊橋のケーブルバンドは、ハンガーを通して補剛桁の荷重をケーブルに伝達するためにケーブルに設置される構造体であり、その強度および滑動に対して所要の安全度を有していなければならない。

これまでに架設された主な吊橋のケーブルバンドの実積を調査した結果、その設計方法に確立したものがなく、橋梁毎に種々の諸元のバンドが使用され、バンド応力度の照査方法、バンドボルトの締付力および軸力の減少に対する配慮等、バンドの形状・寸法に大きく影響する因子についての検討が必要であることが判明し、昭和50年度から52年度にかけて、土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会ケーブル分科会において、これらの問題について審議されてきた。

バンドに生ずる応力については、従来の実験結果によると設計々算に表われる以上の応力が生じ、本四公団の行なった試験[1)~3)]、関門橋実物大ケーブル模型での試験[4)]、George Washington橋での測定結果[1)]等で降伏点をこえるような応力が認められている。従って、特に局部的に高い応力を受ける場合のバンドの安全度について検討しておくことが必要とされたため、新たに耐荷力に関する実験および理論解析を行った。

本報告は、これらの成果をとりまとめたものであり、「本四連絡橋ケーブルバンド設計要領」はこれらの資料をもとに作成されたものである。

2．供試体と試験

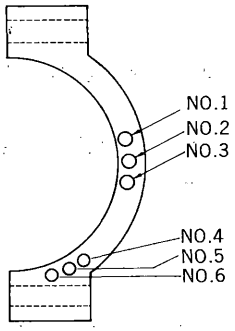
2.1　材料試験

ケーブルバンドの耐力試験および理論解析を実施するのに必要なバンド材料（材質ＳＣ49）の引張試験を行った。試験片採取位置を図－１に、試験結果を表－１に示す。

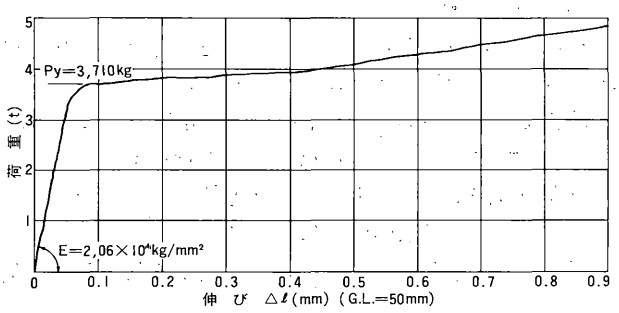
応力－ひずみ曲線の測定例（試験片No.２）を図－２に示す。バンド耐力の理論解析には、薄肉部３体の試験結果の平均値について、ひずみ度$\varepsilon \fallingdotseq 2\%$程度までをBi-Linearで理想化させた図－３に示す応力－ひずみ曲線を用いた。

2.2　供試体

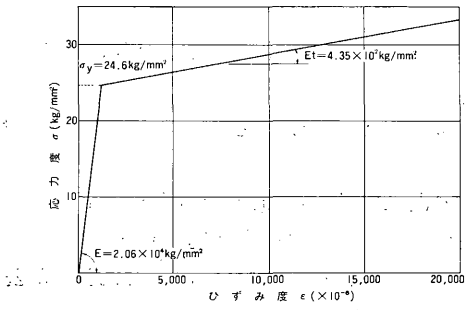
二種類のバンド（肉厚35mm、バンド長2660mmおよび肉厚45mm、バンド長1,520mm）より幅100mmに切断したものを、３体づつ計６体製作した。供試体形状を図－4 に示す。



図－１　試験片採取位置



図－２　荷重―伸び曲線（試験片No.２）



図－３　応力―ひずみ曲線（SC49）

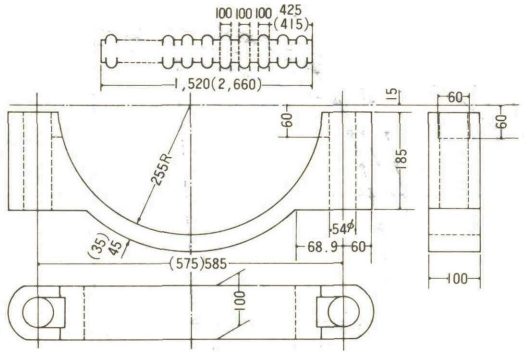
2.3　試験方法

試験機内での供試体および載荷治具の取付け状況を写真－１および図－５に示す。試験機は㈱神戸製鋼所構造研究所の 300 t 大型万能試験機を用いた。なお、肉厚35mm、45mm各３体のうち、２体づつは、バンド内面と載荷アタッチメントの接触面の摩擦の影響を小さくするため、

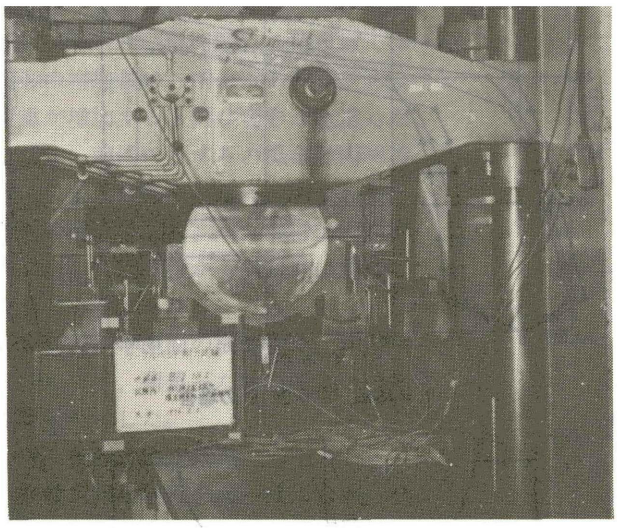
表－1　材料引張試験（SC49）

試験片 No.	σ_y (kg/mm²)	σ_t (kg/mm²)	伸び (%)	絞り (%)	E (×10⁴kg/mm²)
1	25.6	52.7	26.0	36.6	2.01
2	24.0	52.2	24.8	34.5	2.09
3	24.1	52.1	22.7	36.2	2.07
4	27.2	53.5	17.5	17.7	2.14
5 ※注1	27.5	45.7	6.5	6.7	2.07
6	25.0	52.6	18.8	25.0	2.10
No.1,2,3(薄肉部) 平均値	24.6	52.3	24.5	35.8	2.06
No.1,2,3(厚肉部) 平均値	26.6	50.6	14.3	16.5	2.10
JIS G5101 (SC49)	25以上	49以上	20以上	25以上	

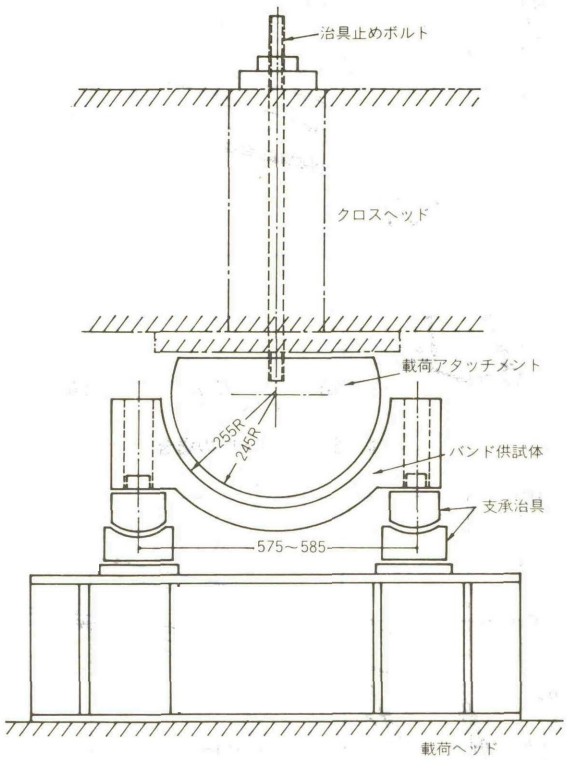
※注1：試験片No.5は破断面に大きな巣があった。
※JIS 4号試験片による。



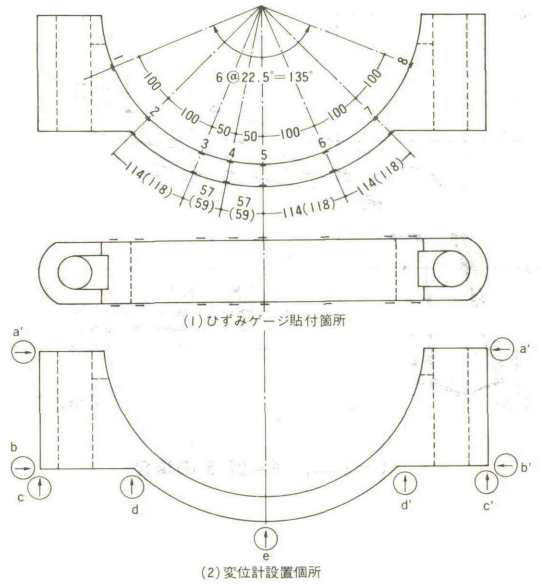
図－4　供試体



写真－1　供試体取付け状況



図－5　載荷方法



図－6　計測箇所

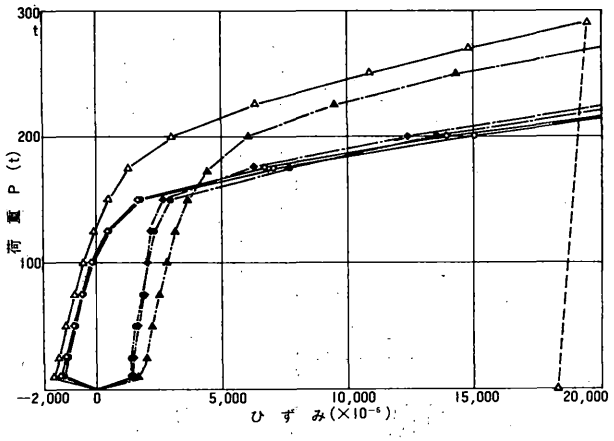
2㎜厚のテフロンシートを全面に敷き、他の各1体はメタルタッチとした。

各供試体についての計測項目は以下のとおりである。

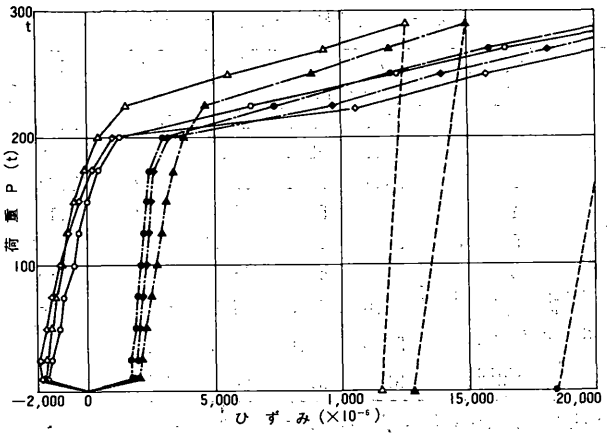
①ひずみ　②たわみ　③支点の横移動量

④ボルト座面の傾斜　⑤バンド内面と載荷アタッチメントの接触角

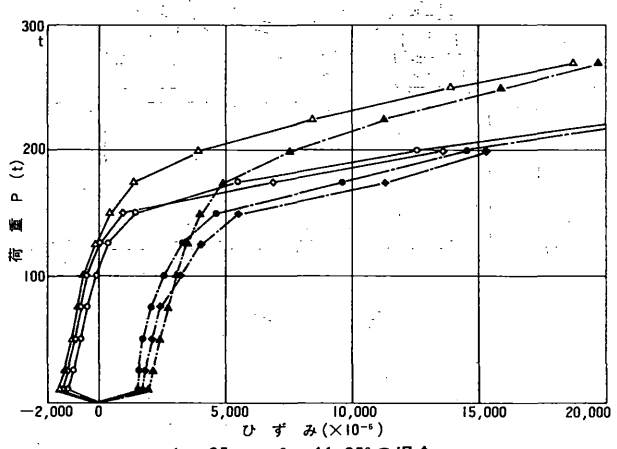
ひずみ測定はバンド両側面の円周方向に単軸ひずみゲージ（共和電業製ＫＦＥ-5-C1 10%大ひずみゲージ）を図－6(1)の位置に貼付して測定した。②～④の変位に関する計測は図－6(2)の位置に設置した変位計（東京測器製ＳＤＰ-50-Ｒ）により測定した。また、バンド内面と載荷アタッチメントの接触状況を調査する目的で、接触面に0.05㎜厚のスキマゲージを差し込み、接触長を測定し接触角を求めた。



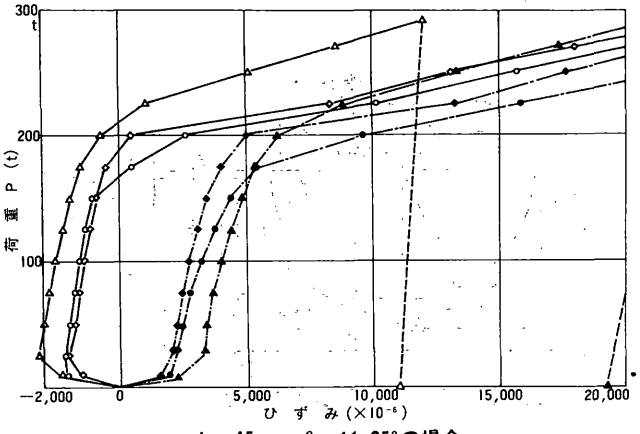
t＝35mm，θ＝0°の場合



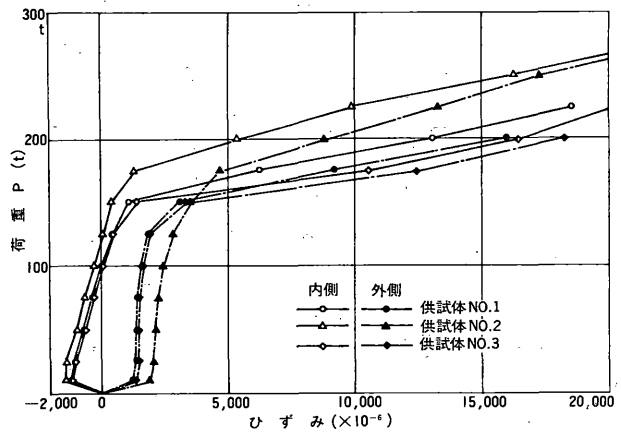
t＝35mm，θ＝0°の場合



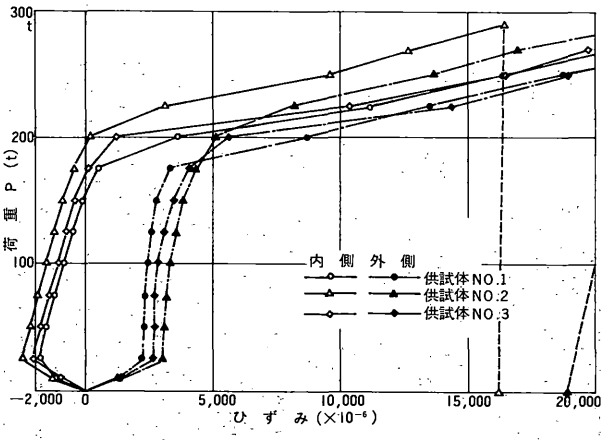
t＝35mm，θ＝11.25°の場合



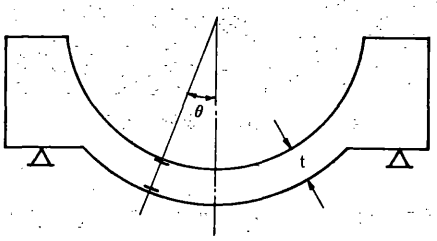
t＝45mm，θ＝11.25°の場合



t＝35mm，θ＝22.5°の場合



t＝45mm，θ＝22.5°の場合



図－7　荷重―ひずみ曲線

2.4　試験結果

(1)　ひずみ測定結果

図7に各供試体、各測定点のひずみ～荷重（面圧）の関係を示す。この結果、断面一様な薄肉部の点θ＝0°、11.25°、22.5°ではいずれも同様な傾向を示した。

すなわち、P＝10t以下の低い荷重では、バンドの外周面と内周面のひずみは、それぞれ引張側と圧縮側に分離される。それ以後のP＝10～150t（厚さ45mmの場合は200t）での荷重増加に対しては内外面とも同程度の増分の引張ひずみが生ずる。さらにP＝150t（厚さ45mmの場

合は200t）以上の載荷により、ひずみは急激に増加し、内側のひずみも引張側の降伏点を越える。

これらの関係は以下の現象により生じたと考えられる。すなわち、荷重初期の段階ではバンド材が内部アタッチメントと接触するまで曲げモーメントが作用する。次に荷重の増加とともに接触区間が広がり、バンド材に作用する力は円周方向の引張力が卓越してゆく。さらに荷重が増加しP＝150t（厚さ45mmの場合は200t）を越えるあたりから、内周面側も含めて全断面が引張塑性域となる。

また、バンド材内面とケーブル材の間にテフロンを挿入したものとメタルタッチとではひずみ増加量が異なるが、これは摩擦抵抗の影響によるものと考えられる。

(2) 変位測定結果

変位測定結果から得られた荷重～たわみ、ボルト座部の横移動量およびボルト座面の傾斜の関係を図8～10に示す。

荷重～たわみ曲線は前述の荷重－ひずみ曲線と同様のパターンを示した。すなわち、P＝10t以下の低荷重域ではかなり変形が進行し、P＝10t～150t（厚さ45mmの場合は200t）の荷重域では変形の増加量はわずかであり、さらに荷重が増加すると再び変形が急増した。これは、前述のひずみの場合と同一の理由によると考えられる。すなわち、接触の進行により、バンド材は円周方向に対して曲げ材から引張材に移行したものと考えられる。

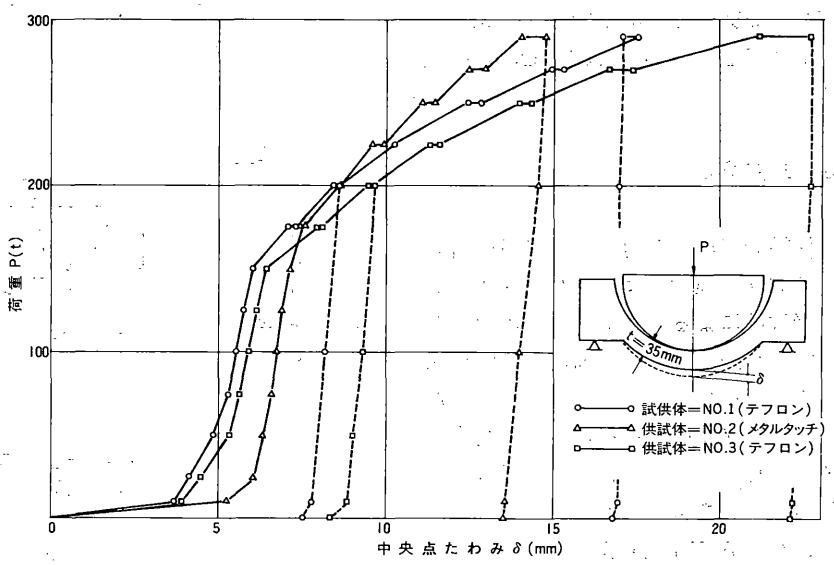
またボルト座面の横移動量、回転角についても、荷重－たわみ関係と同様な現象を示した。

(3) 接触角測定結果

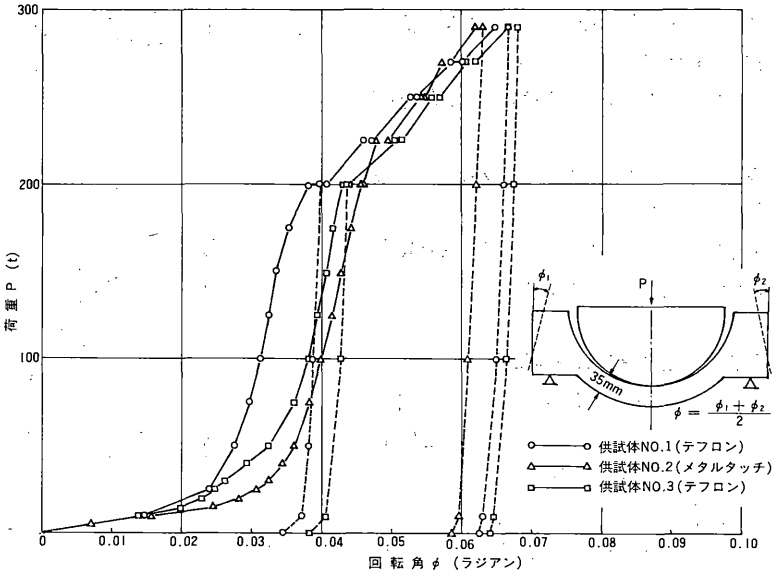
接触角測定結果を図－11に示す。P＝10～20t以下の低荷重域では接触の進行が早く、バンド材円周方向の約半分ϕ＝45°前後を越えると進行速度は遅くなる。これらの現象はひずみおよび変位の挙動と対応して考えられる。

(4) 耐荷力

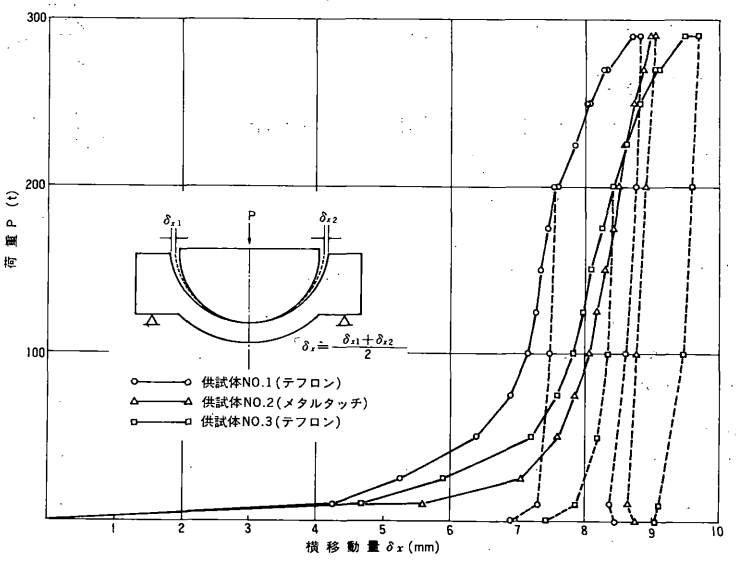
本実験では、断面の破断まで載荷していないが、実用上の耐荷力としてひずみあるいは変形が急激に増加する直前の荷重と考えれば、図7の結果より、



図－8 荷重－たわみ曲線



図－9 荷重－回転角曲線



図－10 荷重－横移動量曲線

バンド厚35mmでPmax≒150～175t、バンド厚45mmでPmax≒200～225tの範囲であった。

3．理論解析

材料非線形を考慮したF.E.M解析および曲り梁理論により、ケーブルバンド締付けによるバンドのひずみおよび変位の挙動を計算し、前述の試験結果との対比を行った。さらに、バンド形状やケーブル形状を変化させた場合の解析を行い、バンド耐荷力に及ぼすそれらの影響を調査した。

3.1　F.E.M.解析

解析モデルを図—12に示す。解析に当っては以下の仮定を設けた。

①バンド材料の応力—ひずみ関係は図—3を用いる。

②ケーブル材料（載荷部）は完全剛体とする。

③バンド内面とケーブル外面との接触部の摩擦力は無視する。

なお、解析プログラムは“MARK”（CRC所有）を基本に用いた。

3.2　梁理論による解析

バンド材を図—13の様に円周方向に等断面の曲り梁とし、下端にeだけ偏心した点に荷重Pが作用した状態について解析する。荷重が作用した時のバンド各点の曲率1/ρを弾塑性解析により求め、任意点の曲率とケーブル材の曲率が一致した点を接触点とし、その点を境界として非接触区間と接触区間に分離して解析を行う。

(1)　非接触区間

図—14に示す様に材端に力が作用したときの任意点nの部材力は、

$$\left.\begin{aligned} &\text{軸力} && N=P\cos\varphi \\ &\text{せん断力} && F=P\sin\varphi \\ &\text{曲げモーメント} && M=P\{e+\rho_0(1-\cos\varphi)\} \end{aligned}\right\}(1)$$

ここに、ρ_0は変形前のバンド中心線半径である。

つり合い条件式は、

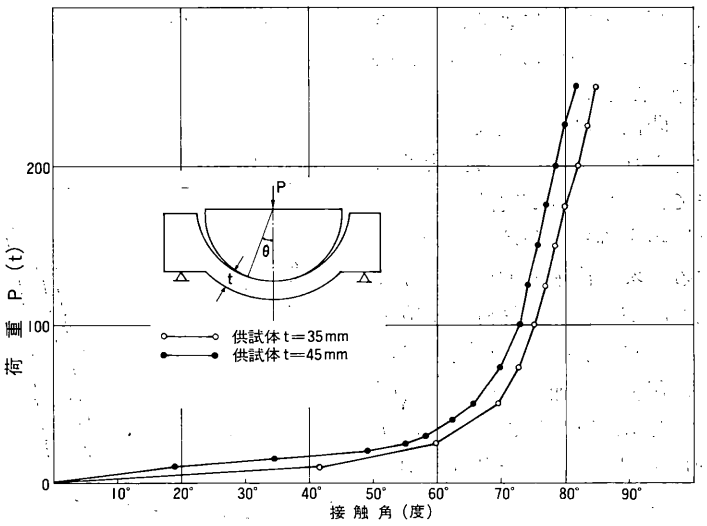
$$\left.\begin{aligned} &N=\int_A\sigma dA \\ &M=\int_A\sigma y dA \end{aligned}\right\}(2)$$

である。ここで応力分布は図—15に示すように3段階に分けられ、

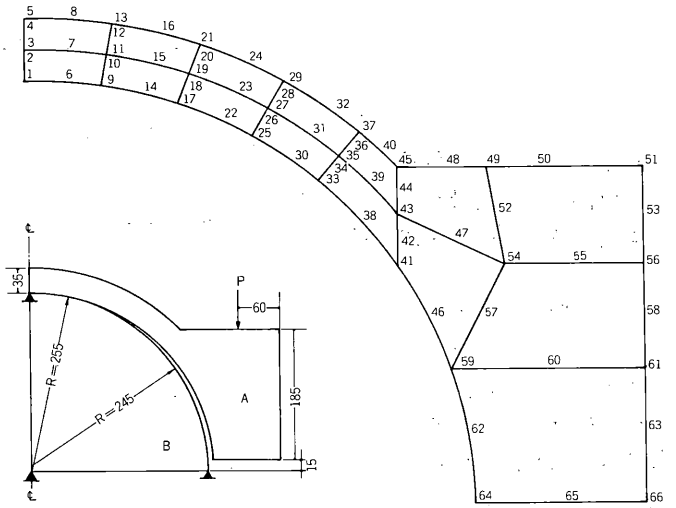
①　全断面弾性域の場合

$\sigma=E\varepsilon=E(\varepsilon_0+\phi y)$

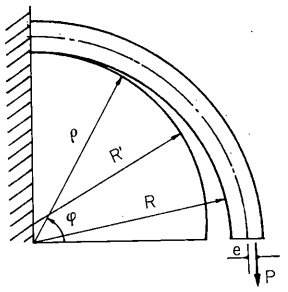
②　上縁が塑性域に入る場合



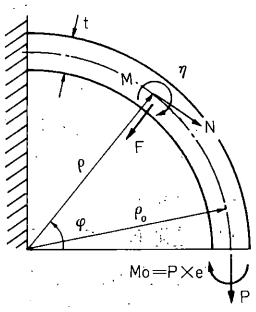
図—11　荷重—接触角曲線



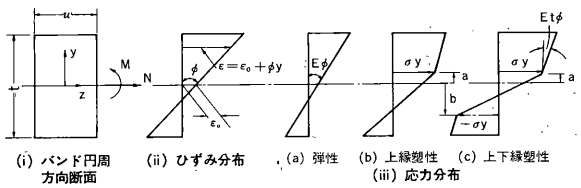
図—12　F.E.M.解析モデル



図—13



図—14



図—15　バンド断面のひずみおよび応力分布

y≦aでは

$$\sigma=E\varepsilon=E\ (\varepsilon_o+\phi y)$$

y≧aでは

$$\sigma=\sigma_y+Et\ (\varepsilon-\varepsilon_y)$$
$$=E\ \{\varepsilon_y+\gamma(y-a)\phi\}$$

ここで、$\gamma=Et/E$である。

③ 上下縁とも塑性域に入る場合

y≦bでは

$$\sigma=-\sigma_y-Et\ (\varepsilon+\varepsilon_y)$$
$$=E\ \{-\varepsilon_y+\gamma(y-b)\phi\}$$

b≦y≦aでは

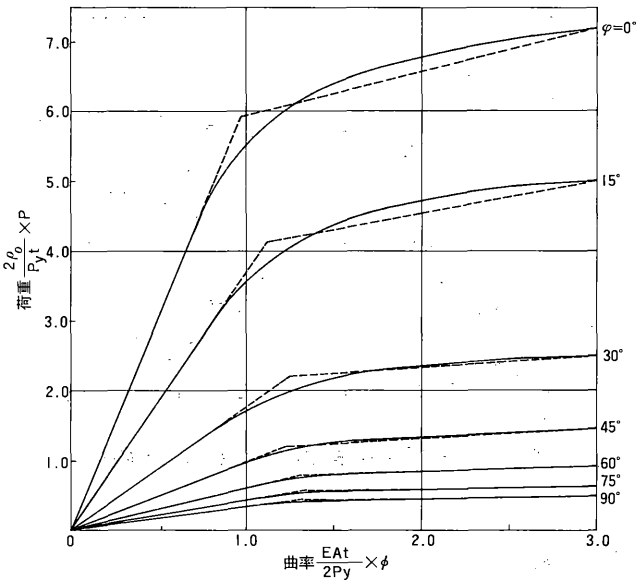
$$\sigma=E\varepsilon=E\ (\varepsilon_o+\phi y)$$

y≧aでは

$$\sigma=\sigma_y+Et\ (\varepsilon-\varepsilon_y)$$
$$=E\{\ \varepsilon_y+\gamma(y-a)\phi\}$$

(3)

式(3)を式(2)に代入して　P－ϕ の関係を求めると角度φによって異なり図—16に示す様になる。解析は図に示す破線に置換して行う。これより接触点および非接触区間の曲り梁の応力状態と変形状態が求められる。



図—16　荷重—曲率曲線

(2) 接触区間

1)　ケーブル材の曲率

ケーブル断面は図—17に示す楕円形状とすると、

$$\frac{x^2}{k^2}+y^2=\gamma_1^2 \qquad (4)$$

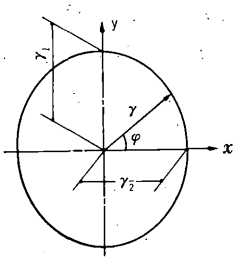
ここに、$k=\gamma_2/\gamma_1$

で表わされ、任意点の曲率は

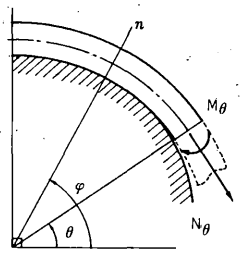
$$1/\gamma=\frac{d^2y/dx^2}{\{1+(dy/dx)^2\}^{3/2}} \qquad (5)$$

式(4)を式(5)に代入すると

$$1/\gamma=\frac{k^4\gamma_1^2}{(x^2+k^4y^2)^{3/2}} \qquad (6)$$



図—17



図—18

式(6)を極座標に変換すると

$$1/\gamma=\frac{1}{\frac{\gamma_1}{k}\left\{\frac{\cos^2\varphi+k^4\sin^2\varphi}{\cos^2\varphi+k^2\sin^2\varphi}\right\}^{3/2}} \qquad (7)$$

2)　接触区間の部材力

図—18に示すように、$\theta\sim\pi/2$の接触区間での部材力は接触面の摩擦抵抗を無視すれば、

$$N\varphi=N_\theta=P\cos\theta$$
$$M\varphi=M_\theta=P\ \{e+\rho_o\ (1-\cos\theta)\} \qquad (8)$$

で一定である。

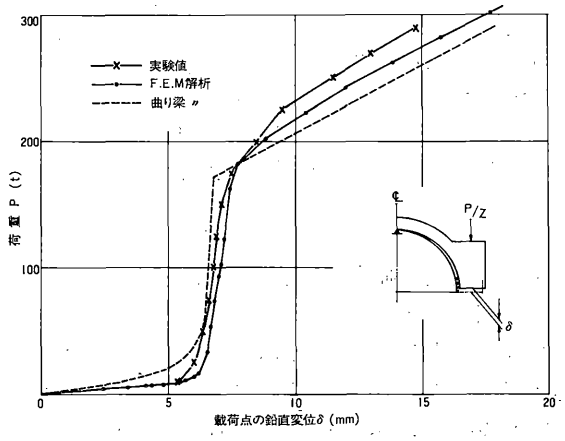
なお、バンド材の曲率は式(7)で示され、その後の荷重増分に対して変化しない。

3.3　試験結果との比較

図19～21に実験値と両解析結果との比較を示す。比較したモデルは肉厚35mmのバンドで実験値はそのうちNo.2のデータである。

(1) たわみ（図—19）

両計算値とも、2.4 (2)で前述したと同様の傾向を示した。実験値と理論値はよく近似するが、とくにF.E.M解析は良好な結果を示した。曲り梁理論でP≒170t以下のたわみ量が小さいのは、P－ϕ の関係を図—15に示すようにBi-Linearに置換したためと考えられる。

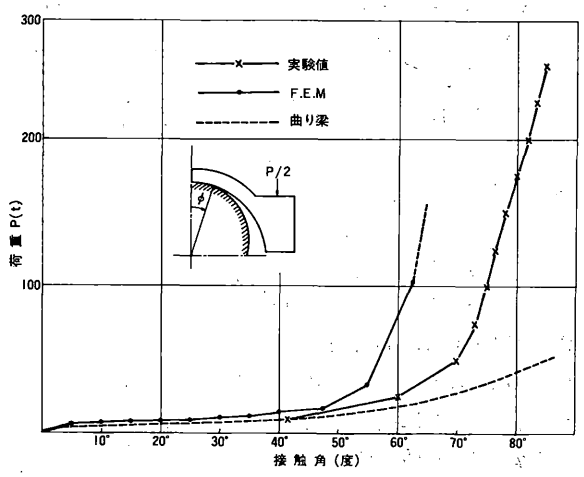


図—19　荷重変位曲線

(2) 接触状況（図—20）

接触角ϕ＝45°付近まで接触させる荷重では、両計算値とも実験値によく一致しており、それ以上の接触に対しては、実験値は両計算値のほぼ中間の値を示した。こ

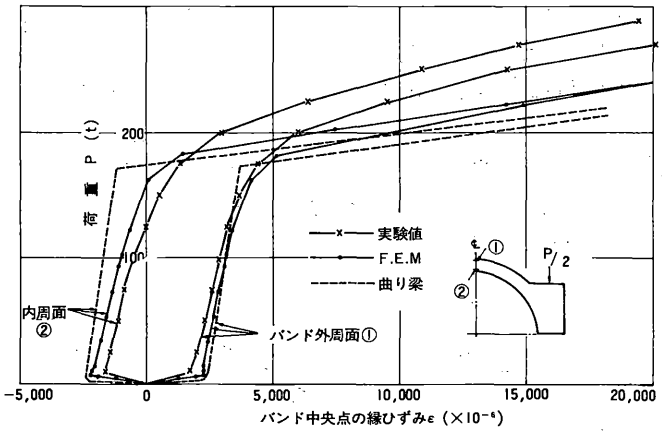
れは曲り梁理論では等断面としたため、載荷点付近の剛性が低く評価されていること、またF.E.M.解析では常に荷重を鉛直方向に作用させ、実験条件（回転可能）と相違することによるものと考えられる。



図—20　荷重—接触角曲線

(3) ひずみ（図—21）

荷重—たわみの関係と同程度に、両計算値は実験値と一致した。なお、P＞200tの荷重領域では実験値のひずみ増分が計算値より低いのは、摩擦の影響によるものと考えられる。



図—21　荷重—ひずみ曲線

以上、実験値と両計算値との対比により、バンドの設計で特に高応力となる腹部（0°＜φ＜45°の円弧部）については、ひずみおよび変形状態とも計算値でほぼ現象を追跡できることがわかった。また、両計算値のうちF.E.M.解析の結果が比較的実験値に合うが、曲り梁理論によっても、バンドの実用的な耐荷力、耐荷力以下の荷重域におけるひずみおよび変形状態を求めるのに十分な精度を有することが判明した。

3.4　バンドの耐荷力に及ぼすケーブル形状の影響

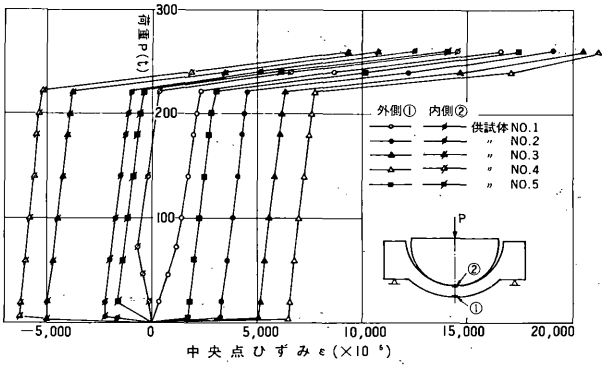
実橋のケーブルは必ずしも真円ではなく偏平性があること、また当初仮定した空隙率におさまらないこと等によりバンドの応力およびひずみは大きく影響される。本節では曲り梁理論によりケーブル形状を変化させた時の荷重—ひずみ関係を求め耐荷力を調査した。

本計算モデルを表—2に、荷重—ひずみの関係を図—22に示す。

この結果はバンドの耐荷力は、バンドとケーブルの形状差すなわち空隙率の推定誤差、ケーブルの偏平率に関係なくほぼ一定であることがわかった。

表—2　計算モデル

No.	バンド内径 R(mm)	バンド肉厚 t(mm)	バンド長 ℓ(mm)	ケーブル半径 r(mm)	ケーブル形状	空隙率誤差(%)	偏平率 $k=\frac{r_1-r_2}{r_1}$(%)
1	255	45	100	255	円	0	0
2	255	45	100	245	円	7.7	0
3	255	45	100	長径247(=r1) 短径242(=r2)	楕円	8.1	2
4	255	45	100	長径250(=r1) 短径240(=r2)	楕円	7.7	4
5	510	45	100	490	円	7.7	0



図—22　ケーブル形状差による荷重—ひずみ曲線

4．考察

バンドに生ずる円周方向応力は以下のケースが考えられる。

1)　バンドの締付けに伴うHoop tensionは、次式で表わされる。

$$\sigma_1=\frac{N}{2\ell t} \tag{9}$$

ここに、N：ボルトの全締付力
ℓ：バンドの長さ
t：バンドの厚さ

2)　バンドボルトの偏心による曲げ応力は、バンド内径とケーブル径が一致していると仮定すれば

$$\sigma_2=\frac{3Ne}{\ell t^2} \tag{10}$$

ここに、e：ボルトの偏心距離によって表わされる。

3) バンド内径とケーブルの形が一致してない場合には、バンドがボルト締付けによりケーブルの形になじむことによって応力が生ずる。これを空隙率の推定誤差の形で表わすと

$$\sigma_3 = Et\left(\frac{1}{D_C}-\frac{1}{D_B}\right) \quad (11)$$

の応力となる。

ここに、E：バンドのヤング係数

D_C：ケーブルの直径

D_B：バンドの直径

これまでのわが国での例では、次式に示すように上記1)、2)の円周方向の縁応力度が許容応力度以内であることを目安とする設計が行われている。

$$\sigma = \frac{N}{2\ell t}+\frac{3Ne}{\ell t^2} \quad (12)$$

しかし、式(12)はバンドとケーブルの径が一致していると仮定した計算式であり、バンドの外縁応力を許容応力度内におさえるには、厚さtを大きくしなければならない。また、実際に両者の形状が異なる場合には、図—22より許容応力度に対応するひずみ（SC49で$\varepsilon \fallingdotseq 700\times10^{-6}$）におさえるには非常に低い締付力となり、すべりに抵抗させるためバンド長が長くなるが、バンドは適切な長さ、厚さで、ケーブルを均一に締付けるように、ケーブル形状になじむことも必要である。

また、3.4 より耐荷力（Pmax）に影響する因子は曲げモーメントに関係なく材料の引張り特性が重要な因子となり、次式で推定できる。

$$Pmax = 2\ell t\sigma_y \quad (13)$$

ここに、σ_y：バンド材の降伏点

したがって、「本四連絡橋ケーブルバンド設計要領」では、前述したように式(12)がバンドの実状の応力状態に合致しないこと、式(10)、(11)の曲げモーメントに関係する因子は耐荷力に影響を及ぼさないことを考慮して、式(9)のHoop tensionによる応力を算出し、それが耐荷力に対して所定の安全率（＝3）をもつように設計するものとしている。ただし、このような設計方法によるとボルトの偏心、形状誤差等による応力がまったく考慮されず、それらの値如何によっては締付けによりバンドに生ずるひずみが相当大きくなることが考えられるので、曲で応力を考慮した場合の目安を設けている。さらに、バンドの耐荷力を基準に設計を定めたことを考慮し、「鋳鍛鋼品製作基準」では、材料の健全性を曲げ試験によって確認することとしている。

4．あとがき

ケーブルバンドの耐荷力に関する試験および理論解析によって、バンド設計方法を作成するための基礎資料を得ることができた。なお、耐荷力に関する調査の他、バンドのすべり試験、ボルトの軸力抜け試験等を行っており、「本四連絡橋ケーブルバンド設計要領」に抜粋されているので参照されたい。

この試験は、土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会・ケーブル分科会の指導をうけ、㈱神戸製鋼所、新日本製鉄㈱の協力により実施された。ここに深く感謝の意を表する。

〔参考文献〕

1) 本州四国連絡橋に関する鋼上部構造調査研究昭和52年度報告書 別冊2 吊橋のケーブルに関する検討 土木学会 昭和53年3月
2) ケーブルバンド・ハンガーロープ等の製作実験工事 昭和50年11年 本四連絡橋公団、㈱神戸製鋼所、新日本製鉄㈱
3) ケーブルバンドに関する実験的研究(その1) 榎波、北川、西、第30回年次学術講演概要集
4) 関門橋工事報告書 昭和52年3月 日本道路公団

鋼設置ケーソン設計要領(案)

設計部　設計第三課長　奈良平俊彦

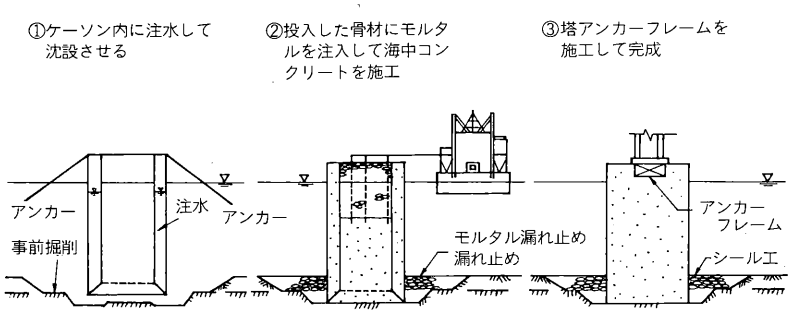
1．鋼設置ケーソン工法

海洋橋梁基礎工法としての鋼設置ケーソン工法は、水中発破、グラブ浚渫船による事前掘削と、プレパックドコンクリートを併用することによって海洋作業の単純化と工期の短縮を計った工法である。施工の順序として、まず基礎面となる岩盤上の推積層や風化岩を掘削浚渫して整地し、平担な基礎岩盤面を海底に露出させる、一方工場で製作した鋼製ケーソンを曳航して来て、海底に露出した基礎岩盤面に注水によって沈設する。沈設されたケーソンの中には骨材が投入されモルタルが注入されてプレパックドコンクリートの基礎が完成することになる。（図－1）

「鋼設置ケーソン設計要領(案)」は、この工法の鋼製ケーソンを設計するにあたって必要な設計の要領を記述したものであり、具体的には本州四国連絡橋の中の南北備讃瀬戸大橋の海中基礎を対象としている。したがって水深10mから50m迄の基礎構造に対する鋼設置ケーソンがその対象である。

設計要領作成の経緯：1972年、第2建設局の設計課において南北備讃瀬戸大橋の海中基礎6基に関する鋼設置ケーソンの概略設計を行った。この作業の検討の内容を要領の形に原案として作成したものを、1973～1974年に本社設計部より海洋鉄構協会に委託して専門家の意見を聞き、原案に反映するとともに補足実験を行って確認したものである。(参考文献　1)～4))

本稿の対象とするものは、第4次原案（1976年1月）の文章表現を整理した、鋼設置ケーソン設計要領案である。



図－1　設置ケーソン工法

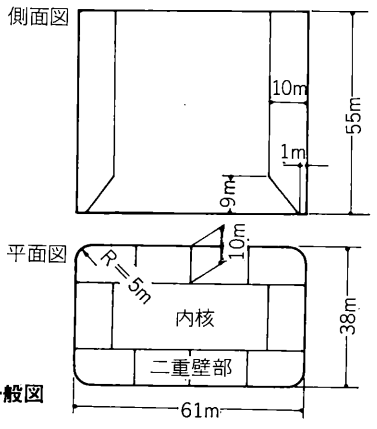
2．鋼設置ケーソンの形状

鋼設置ケーソンの外形は橋脚の形そのものとなるが、その内側の形状は、型枠としての機能と同時に、曳航沈設時に必要な浮体としての機能を要求される。図－2の様な二重壁構造はこれらの2つの要求を満足させるものである。

2.1　浮体としての形状

曳航時必要なものは吃水と安定性である。二重壁構造部は底板を有し浮力を得るのであるが、一般航路の水深は10数mと構造物に比べて浅く二重壁部の面積を大きくすることによって曳航に必要な吃水を確保することになる。曳航の途中に横風を受けた場合の安定性も必要である。これら吃水と安定性は二重壁部の面積の大きさに対応して変化するのであるが、二重壁部の面積は必要な吃水と安定性を得るように定められる。製作する場所から航路に出渠する時や、ケーソンの外形や大きさによっては二重壁部の大きさを変化させるだけでは必要な吃水や安定性を確保出来ない場合がある。この時は補助フロートをケーソンに添わせて浮力を増したり、二重壁部の刃先にコンクリートを充填して重心を下げたりする。

沈設は転流時の潮止りに二重壁部に注水することによって行われる。海底に設置されたアンカーに接続されたワイヤーを、ケーソンの頂面に艤装されたウインチで操作することによって、沈設すべき平面位置の調節は行われる。この平面位置の調節は注水沈設の途中で行われるのであるが、操作を容易にするために部分注水による段階的沈下で計画される。これは、二重壁部を仕切り板で



図－2
ケーソン一般図

仕切って区画を形成し、この二重壁部の区画にバルブ操作によって部分的に自然注水し吃水が深くなって安定するのを待って、さらに残りの区画のバルブを開放して次の安定状態迄吃水を下げる、この操作をくり返すことによって着底させるものである。沈下時に姿勢を維持するためには、ケーソンの水線面の中心点に対称な位置に等積の注水区画を設けこれに同時注水を行わなければならないこと、および、着底前の段階の吃水はケーソン底面が着底底面高に近いほど位置の調整が行いやすいこと、に留意して区画は定められる。

2.2　型枠としての形状

骨材の投入は全量同時に行われるが、モルタルの注入において、区画は注入の単位を意味する。モルタルプラントのモルタル製造能力は一定であるから、一回に打設する打設単位面積と型枠内のモルタル上昇速度は逆比例することになる。モルタルの品質を確保するためにはある一定の打設上昇速度以上（20cm／時）を保つことが必要である。又水平打継目を許さないことにしているため基礎底面から水面迄の連続注入が必要となるが、連続注入には作業時間において限界がある。ケーソンの内側の形はこれらの条件を配慮してプレパックドコンクリートの品質確保に適切な、モルタル注入の施工条件として定められる。

3．荷重

鋼設置ケーソンを設計するにあたって考慮する荷重の中には下記のものがある。

①自重および塔載荷重　②吊荷重　③着底時の衝撃荷重　④骨材圧　⑤モルタル圧　⑥船舶の接舷荷重　⑦静水圧　⑧浮力　⑨潮流圧　⑩波圧　⑪風荷重

鋼設置ケーソンを曳航沈設し、プレパックドコンクリートを打設するためには種々の器具や設備が必要となる。その主なものは、ケーソンの平面位置を定めるための繋留ウインチとそれを駆動するパワーユニットであり、沈設するために用いる注水バルブとそれを操作する油圧管であり、モルタルを注入するための注入管や注入管引上げ装置および注入作業用の仮設甲板である。

以上は各施工段階において必要となるものであるが、ケーソンはこれらを塔載するに充分な強度を持たなければならない。これらを塔載荷重としている。

橋脚位置に繋留されたケーソンは注水によって沈設されるのであるが、補助的にフローティングクレーンの吊上げ力を利用する、この荷重を吊荷重としている。

注水によって沈下して行くケーソンは海底の支持岩盤に接地することになる。この時の衝突力を緩和する意味からもフローティングクレーンが併用されるのであるが、ケーソンの刃先部の設計には沈設時の衝突力を考えておく必要がある。

着地時の衝突力Pmaxは次式で与えられる。

$$Pmax = V_0\sqrt{KW/g}$$

Pmax：最大衝撃荷重（t）　K：地盤のバネ定数（t／m）　V_0：着地直前のケーソンの沈下速度（m／sec）　W：ケーソン自重＋塔載荷重＋二重壁内海水重量（t）　g：重力加速度（9.8m／sec²）

沈下の終了したケーソンには海水を充満した状態で骨材が投入される。この骨材はケーソンを押拡げる方向の横圧を与えることになり、この骨材圧は次式で与えられる。

$$Pa = \frac{wR}{\mu}\left(1 - e^{-\mu Kh/R}\right)$$

Pa：骨材圧（t／m²）　w：骨材の単位体積重量（t／m³）　R：骨材填充断面の断面積を周長で除した値　R＝A／U（図－3）　μ：骨材と型枠との摩擦係数（0.5）　K：ランキンの主働土圧係数　$K=(1-\sin\phi)/(1+\sin\phi)$　ϕは骨材の安息角（$\phi=35°$）　h：着目点の骨材の表面からの深さ（m）　e：自然対数の底

ケーソンの中に投入された骨材の空隙は海水で満たされているが、この空隙にモルタルを注入することによってプレパックドコンクリートは完成する。

注入直後のモルタルは液状であり、液体としてケーソンを押拡げる方向の横圧を与えて骨材による横圧に加算されることになる。注入後モルタルは凝結、硬化が進行することになるが、長時間連続注入のモルタルにおいては注入作業中に下の方から凝結、硬化が注入と並行して進行することになる。したがって全高が液状であるとして横圧を計算すると過大となり、ここに時間経過との関連で側圧を設定する必要がある。室内実験によってこれを確かめて設定したのが下記のモルタル圧算定式である。

$H \geqq Hmax$　$Pm = \gamma_m Hmax K$
$= \gamma_m Hmax \cdot 0.85$

$H < Hmax$　$Pm = \gamma_m HK$
$= \gamma_m H \cdot \{1 - 0.15(H/t_2R)^{5.7}\}$

Pm：モルタル圧（t／m²）　H：着目断面のモルタル表面からの深さ（m）　R：モルタルの打上り速さ（m／時）　t_2：最大側圧発生時間（時）　T：モルタルの練上り温度

T ℃	5	15	25
t_2（時）	29.9	19.7	14.8

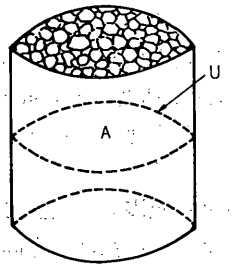
Hmax：最大側圧の発生するモルタル表面からの深さ（m）　$Hmax = Rt_2$　K：側圧係数　γ_m：モルタルの単位体積重量（t／m³）

モルタルの注入は海水が満たされたまま施工されるので、着目点において水圧とモルタル圧は合成されて加圧することになるが、モルタル上の水を上載荷重と考えてモルタル側圧は算定される。

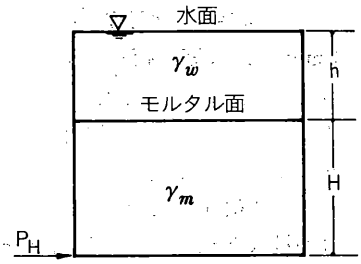
$P_H = Pm + \gamma_w h$

P_H：モルタルと水の合成圧（t／m²）　Pm：モルタル圧（t／m²）　γ_w：海水の単位体積重量　h：モルタル上の水の深さ（m）（図－4）

海上作業中ケーソンは作業船の船舶接舷荷重を受ける



図－3　骨材圧説明図



図－4　モルタル圧説明図

が、これは港湾構造物設計基準（昭和46年4月日本港湾協会）の防衝設備の考え方によって設計される。

曳航および沈設中はケーソンは浮体として挙動し、注水によって吃水を調節することになるが、ケーソンの二重壁構造の内側と外側および二重壁部の区画間にはこのための静水圧差が生じる。ケーソンの構造はこの静水圧差に耐えるものでなければならない。

曳航されて来たケーソンは橋脚の位置に繋留される。繋留はアンカー、ケーブル、ウインチによるものであるが、これらの能力は潮流圧、波圧、風荷重によって定められる。橋脚位置における繋留と沈設は風浪をさけてなおかつ小潮時に計画されるのであるが、小潮時における最大潮流はさけることが出来ない、したがって繋留設備はこれらに耐えるものとして計画されることになる。

曳航中のケーソンの吃水はその全高に比して小さく、風に対する暴露面積は大きい、したがって曳航中におけるケーソンの安定はこの風による横荷重が対象となる。

静水圧、浮力、潮流圧、波圧、風荷重は全て下部構造設計基準・同解説、（昭和52年3月本州四国連絡橋公団）によって算定される。

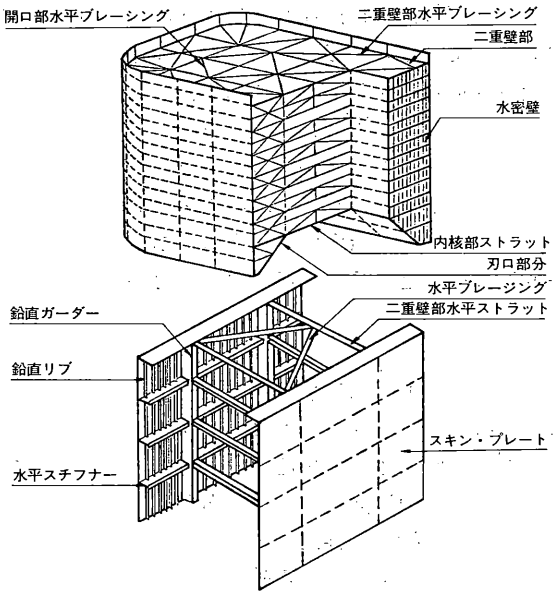
4．構造

部材の各部は、製作、曳航、沈設、骨材投入、モルタル注入などの各施工段階において充分安全性を保ち、剛体基礎としての設計条件を満足するように設計しなければならない。このケーソンの構造は、板格子構造の壁板と、刃口、およびこの壁板を立体的に保持する鉛直ガーダー、ブレーシング、ストラットなどの骨組材から構成されている（図－5）。

部材の設計は原則として弾性設計を行うこととしている。鋼設置ケーソンはプレパックドコンクリート打設用の型枠、即ち仮設構造物であるという観点に立てばその鋼材の伸び能力を最大限に生かした塑性設計法を採用することも考えられるが、仮設構造物とはいえ荷重条件が極めて複雑であることや、経験のない大型海洋構造物であることを考慮して、従来から用いられて実績もある弾性理論にもとづいた設計法を採用することにしている。

4.1　壁板の設計

壁板はスキンプレート、鉛直リブ、および水平スチフナーから構成される。



図－5　ケーソン鳥瞰図

壁板の各部材は主として骨材圧、モルタル圧などの水平荷重により決定される。スキンプレートに発生する応力としては、四辺固定の薄板として求められた板の曲げ応力と、鉛直リブや水平スチフナーの曲げによって生じるフランジとしての軸応力とからなる。スキンプレートの合成応力度は図－6のA～F点について照査することにしているが、この時フランジとして働くスキンプレートの有効巾は道路橋示方書（昭和47年3月日本道路協会）連続げたの項を準用している。二軸応力度の照査は下記の式によっている。

鉛直ガーダーと水平スチフナー、または鉛直リブと水平スチフナーの交点の応力度

$$\left(\frac{\sigma xf}{\sigma a}\right)^2-\left(\frac{\sigma xf}{\sigma a}\right)\left(\frac{\sigma yf}{\sigma a}\right)+\left(\frac{\sigma yf}{\sigma a}\right)^2\leqq 1.2$$

上記の応力度にさらに板の応力度が加算される点または板の応力度のみ発生する点については、

$$\left(\frac{\sigma xf+\sigma xp}{\sigma a}\right)^2-\left(\frac{\sigma xf+\sigma xp}{\sigma a}\right)\left(\frac{\sigma yf+\sigma yp}{\sigma a}\right)+\left(\frac{\sigma yf+\sigma yp}{\sigma a}\right)^2\leqq 1.6$$

σ_{xf}、σ_{yf}：水平等分布荷重に対して、フランジとして算定する個所の応力度　σ_{xp}、σ_{yp}：水平等分布荷重に対して、薄板として算定する個所の応力度、σ_a：架設時の35％の割増しを考慮した許容応力度

鉛直リブは水平スチフナー間隔を支間とする連続梁として、又水平スチフナーはストラット間隔を支間とする連続梁として設計する。

4.2　骨組材

鋼設置ケーソンの骨組材は、鉛直ガーダー、ストラット、二重壁間ブレーシングおよび、内該部のブレーシン

グからなる。これら骨組材は各施工段階の荷重条件によってその機能が変化する。従ってそれらの荷重条件に応じて、鋼ケーソンの構造を簡易な平面骨組に置換して解析することにしている。

鉛直ガーダーは、骨材投入、モルタル注入時にこれらの鉛直荷重に対して反力柱として働く場合と、ケーソンをクレーン船で吊上げた時吊点に作用する荷重に耐える部材として働く場合、およびケーソンが海底に着地した時その衝撃を受ける部材として働く場合のそれぞれに耐える構造として設計される。又ケーソン製作時のパネル組立てに必要な剛性確保のため、鉛直ガーダーの剛性はケーソンのどの部分でも水平スチフナーの剛性よりも大きくする様に設計される。

ストラットの設計は二重壁部と内核部で異なる。二重壁部のストラットは曳航沈設時にケーソンが浮体としての役目をするとき吃水線下のストラット材には静水圧、潮流圧、波圧などによる圧縮力が作用しこれに耐えるものでなければならない。又プレパックドコンクリート側圧がスキンプレート、鉛直リブ、水平スチフナー、ストラットと流れることを想定し、水平スチフナーの支点反力に耐える構造でなければならない。

内核部のストラットは、内核部のコンクリートが先行打設されるので、プレパックドコンクリート側圧による引張力に耐える構造として設計される。又クレーン船でケーソンを吊上げた場合ストラットが圧縮部材となることがあるので照査の要がある。

ブレーシングには二重壁間水平ブレーシング、および内核部水平ブレーシングの二種がある。

二重壁間水平ブレーシングは、ケーソン内核部の上下面ブレーシングと同一平面内に設けられ、潮流圧、波圧および二重壁部鉛直力に対して、直交する二重壁部を支点としたシャートラスとしての働きをすることになる。

内核部水平ブレーシングは、ケーソン平面形状を保持するためケーソン上端部および内核部の二段に配置される。

5．安定

鋼設置ケーソンが曳航され沈設される迄の間、浮体として充分な安定性を確保する必要がある。安定性能を確保するためには次の条件を満足すればよい。

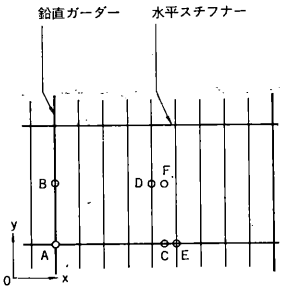
①GMは正であり、なおかつ風圧や水圧による傾斜モーメントによって生じる静的傾斜角を5°以内におさえる値であること。

②復元力消失角は30°以上であること。

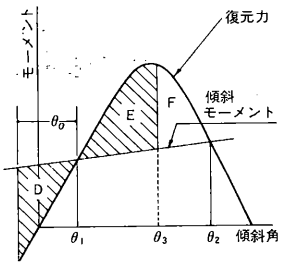
③図－7において下記を満足すること。

$$\int_0^{\theta_2} R(\theta)\,d\theta \geqq 1.4\int_0^{\theta_2} I(\theta)\,d\theta$$

$R(\theta)$：復元モーメント　$I(\theta)$：傾斜モーメント　θ_1：復元モーメント曲線と傾斜モーメント曲線との第1交点における傾斜角　θ_2：復元モーメント曲線と傾斜モーメント曲線との第2交点における傾斜角　α:復元力消失角



図－6　壁板応力計算箇所



図－7　傾斜角とモーメント

図－7において、復元力を持つ浮体に風の抗力と水圧による傾斜モーメントが作用すると、浮体は復元力と傾斜モーメントが均合う角度θ_1で静止する。しかし実際には風の息による抗力の変化や波浪を受けるから、静的均合い角θ_1を中心として動揺をおこす。浮体がθ_1から左方向に振巾θ_0だけ傾斜した状態を考えてみる。浮体はこの状態から傾斜角θ_1に向かって回転を始めるが、θ_1に達した時には浮体は面積Dに等しい運動エネルギーを持つので、浮体はθ_1を通過して運動エネルギーDが、Dに等しい位置のエネルギーEに変換される角度θ_3まで傾斜する。以後θ_1を中心に左右に夫々θ_0、$(\theta_3-\theta_1)$の傾斜振動を繰返すことになる。この時もし面積E＋Fが面積Dよりも小さいと浮体が静的つり合い角θ_1まで傾斜した時に持っている運動エネルギーを吸収できず、第2交点における傾斜角θ_2を通過して転倒に至る。したがって面積E＋Fは動的安定性に対して重要な意味を持つことになり、③式はこれらの関係を安定条件として示したものである。

6．あとがき

本文においては、鋼設置ケーソン設計要領（案）の紹介の意味から記述した。ケーソン設計の前提には施工計画があり、考慮すべき荷重の大きさはこの施工計画に大きく左右される。曳航沈設条件の設定や、モルタル上昇速度の設定、プレパックドコンクリートの硬化熱による温度応力の問題、投入骨材の海水中浸漬許容期間の問題等がそれである。

〔参考文献〕

1) 鋼製ケーソンの設計法に関する調査研究(その1)報告書　昭和49年3月　海洋鉄構協会鋼製ケーソン設計小委員会
2) 鋼製ケーソンの設計法に関する調査研究(その2)報告書　昭和50年3月　海洋鉄構協会鋼製ケーソン設計小委員会
3) 砕石と鋼板との摩擦実験報告書　昭和49年3月　住友重機械工業株式会社本四架橋海洋事業部
4) 海底掘削部におけるケーソンに作用する抗力の研究報告書　昭和48年3月　海洋鉄構協会

明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験

垂水工事事務所　工務技術課長　加島　聰
垂水工事事務所　工務技術課　田中宗博

1．はじめに

明石海峡は大阪湾と播磨灘を結ぶ水道で、潮流の速いことで有名である。明石海峡大橋はこの狭隘部に建設される計画であり、ルート上の海底地形は海峡中央部で100mを越える海釜状の谷地形をなし、その両側は比高50m以上の急斜面となっている。

明石海峡大橋は中央径間1,780 mの吊橋であり、その下部工は海峡に建設される大規模な海中構造物となる。下部工の設計、施工に際しては水理関連諸量の把握が不可欠であり、アンカレイジ基礎建設地点については作業基地を兼ねた築島を建設するため、潮流や波浪による周辺海域への影響予測を、また主塔基礎についてはケーソン等を直接海中に設置するため、潮流力や洗掘の予測が必要となる。それらを解明するために昭和48年度以降に実施された水理実験を表－1に示す。ここでは、主塔基礎の施工上慎重に対処しなければならない洗掘問題をとりあげ、特に昭和53年度に実施した洗掘防止工実験を中心に報告する。

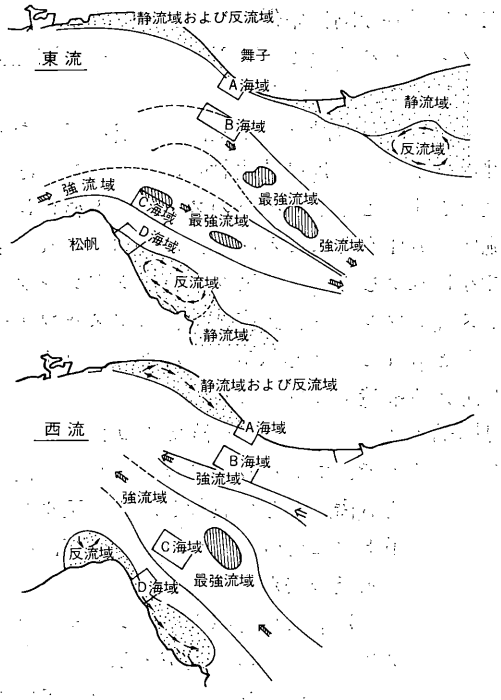
表－1　明石海峡大橋関連の既往水理実験（昭和48年度以降）

対象	項目	委託又は請負先	実施年度
主塔基礎	現地洗掘実験	公団	48～49
	室内小型洗掘模型実験	京都大学中川研究室	49～52
	室内大型洗掘模型実験	三菱重工業㈱	51，53
アンカレイジ基礎	築島模型実験	大阪大学椹木研究室	49～50
		大阪市立大学永井研究室	49～50
	現地海浜変形調査解析	大阪大学椹木研究室（現地調査は公団が実施）	51～52

2．明石海峡における潮流特性

明石海峡における潮流観測としては、昭和35年に定点観測、昭和40年に航空写真測量、また公団発足後の昭和47～51年度に流速計（小野式、ＣＭ－１、ドップラーログ）、板流し、ブイ追跡および航空写真測量[7),9)]が実施されている。

海峡部における流況に図－1に示すようにいくつかの強流帯が存在している。舞子側および松帆側主塔基礎建設地点（以下Ｂ、Ｃ海域と称す）におけるピーク時流速の出現百分率は図－2に示すようにＢ海域に比べてＣ海域の流速が大きく、また西流の方が東流より速い。実測最大流速は、昭和49年7月に半潜水式足場（創成2号）をＣ海域設置時に観測（板流し法による）した約4.5m/sである。鉛直方向の流速分布の傾向は表－2に示すとおりである。また流向については図－3に示すように東流の主方向はＥ30°Ｓで、その出現方向幅は±20°程度、西流時はW35°Ｎで±15°程度である。主塔基礎に対する迎角を模式的に示したのが図－4である。



図－1　明石海峡流況平面図

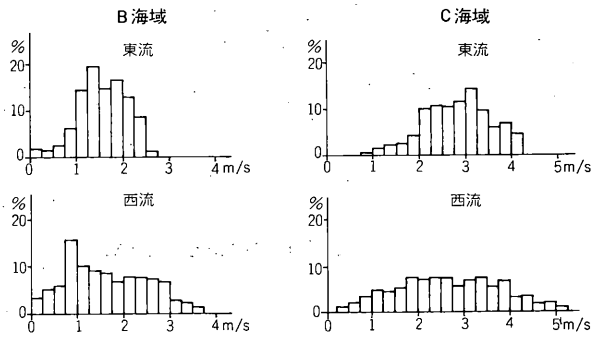
表－2　Ｃ海域鉛直方向流速分布

	東流	西流
海底地形	水深漸減	水深漸増
表層	100%	100%
中層	60～110%(≒80)	60～100%(≒85)
下層	40～100%(≒80)	65～110%(≒80)

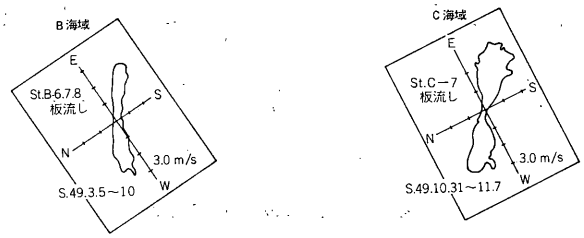
3．主塔基礎洗掘実験

明石海峡大橋主塔基礎建設地点における海底面付近の

地質は砂または砂礫層であり、構造物を構築する場合、その周囲にかなりの局所洗掘が予想される。　それ故、構造物の設計、施工計画を立案する上で定量的な予測と防止対策を見い出すことが重要である。そこで、以下に述べる洗掘調査を行った。



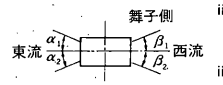
図－2　ピーク流速出現百分率　(S.47.1.1～12.31)



図－3　潮流ホドグラフ

流速区分	0~0.75m/sec(1.5kt)	0.75～2.0m/sec	2.0m/sec以上
B海域	全方向 α；$\beta=90°$ ($\alpha_2=5°$; $\beta_1=5°$)	35° 35° 40° 30° ($\alpha=0$, $\beta_1=5°$)	30° 30° 30° 20° ($\alpha=0$, $\beta_1=2°$)
流速区分	0～1.0m/sec	1.0～3.0m/sec	3.0m/sec以上
C海域	全方向 α, $\beta=90°$ ($\alpha=0$, $\beta_2=7.5°$)	30° 40° 35° ($\alpha_2=3°$, $\beta_2=6°$)	25° 30° 20° 30° ($\alpha_2=5°$, $\beta_2=5°$)

注ⅰ）表中の図の説明



ⅱ）表値は橋脚を含めたある海域内のものである。構造物の寸法が小さい場合は適宜修正することができる。

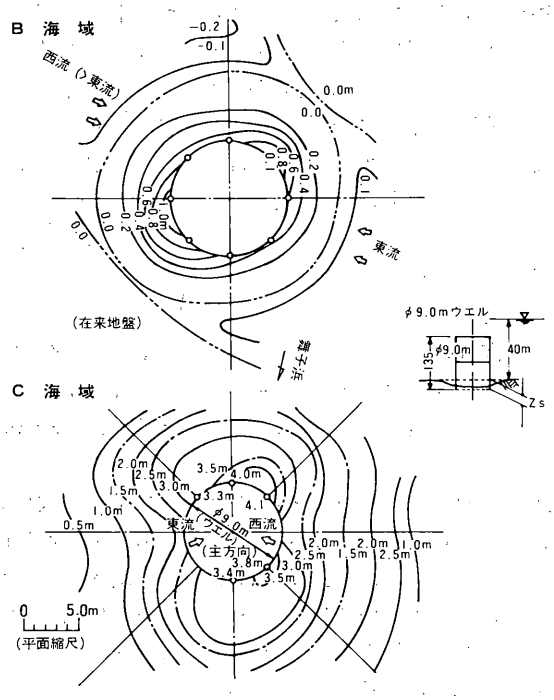
ⅲ）（　）内は主方向（θで示す）を表わす。

図－4　流速と橋脚に対する迎え角

3.1　現地洗掘調査[7),8)]

明石海峡における大がかりな洗掘調査がボーリング調査に引続き、昭和48、49年に実施された。　調査に用いた供試体はϕ9×13.5mの鋼製ウェル（底面にRCスラブを取付け、グリ石をつめたもの）で、気中重量は約600tである。洗掘調査はB、C海域の他、両岸部の反流域(水深約10m）においても実施した。　鋼製ウェルの設置および移動は1,200tF.C.によった。ウェル周辺の局所洗掘深はダイバーによる海中水準測量によった。別に、ボーリング中に半潜水式足場から海底に1～2m建込まれたϕ1.4mのケーシングの周囲でも洗掘調査を行い、ϕ9mウェルの測定結果と対比した。

現地洗掘調査結果を表－3、図－5に示す。ϕ9mウェルのBおよびC海域での最大洗掘深は1.0m(設置後15日)および4.8m（設置後102日）であった。最大洗掘深を径の関数で表わすと表－4のようになる。C海域で洗掘深の追跡調査を行った結果、15日目では100日目の80%以上の洗掘が生じていた。B、C海域の結果の同一レベルで



図－5　現地洗掘実験結果

表－3　調査箇所と得られた最大洗掘深

調査箇所	円柱の種類	ϕ9.0m円柱設置箇所の海象条件と最大洗掘深					備　考
		水深	底　質	潮流速＊	設置期間	最大洗掘深	
舞子海岸付近	1．SEP脚 2．ϕ9.0m円柱	10m	小礫まじり砂 泥っぽい	1.5ノット以下	49年5月1日より 25日間	0.3m	
舞子側主塔基礎付近	1．ϕ1.4m ケーシング 2．ϕ9.0m円柱	43m	玉石混りの 砂礫層（明石層）	6.0ノット	49年3月3日より 15日間	1.0m	顕著なアーマー効果が見られる。
松帆側主塔基礎付近		36m	砂礫層 粘土分を含まない	9.0ノット	49年5月25日より 102日間	4.8m	
松帆海岸付近	1．SEP脚 2．ϕ9.0m円柱	11.5m	礫混り砂層	3.2ノット以下	49年3月17日より 13日間	1.0m	

＊調査期間中の推定最大潮流速（表層……潮流予報表より）

表－4　最大洗掘深(Z_S)と径(D)の関係

海　域	φ9m潜り円柱	φ1.4m
B	Z_S=0.1D	Z_S=0.5～0.55D
C	Z_S=0.5D	Z_S=0.9D

の比較は無理であるが、C海域での洗掘範囲はB海域のそれの2倍程度広くなっている。

これらの差異は、B海域での礫径が比較的大きく、しかもマトリックスに粘着力があるが、C海域ではさらさらした砂または砂礫層であること、C海域の潮流速がB海域のそれに比べ、大きいことによるものと考えられる。この現地調査によって、主塔基礎周辺の局所洗掘は潮流速と底質材料に大きく影響されることが明らかになった。これらの事項を勘案し、以後の局所洗掘に関する模型実験はC海域を対象にして行っている。

3.2　室内模型実験

室内実験としては表－1に示すように小型洗掘模型実験[3),4),5),6)]（委託先：京都大学中川研究室）と大型洗掘模型実験[2)]（請負先：三菱重工㈱）がある。　前者は幅1.5m、水深0.4m、長さ19.8mの回流水槽を用い、現地調査の再現を含めた主塔基礎（主に1/200）の洗掘に関する基礎データを得たものであり、後者は縮尺の不足を補う意味で幅4.5m、水深1.0m、長さ45mの回流水槽（写真－1参照）を使用したものである。

(1)相似率

局所洗掘には図－6[11)]のように洗掘領域へ連続的な土砂輸送を伴う場合と土砂の供給のない場合とがある。海峡部の場合は後者と考えられ、「Clear Water Scour」[3)]と呼ばれるものである。

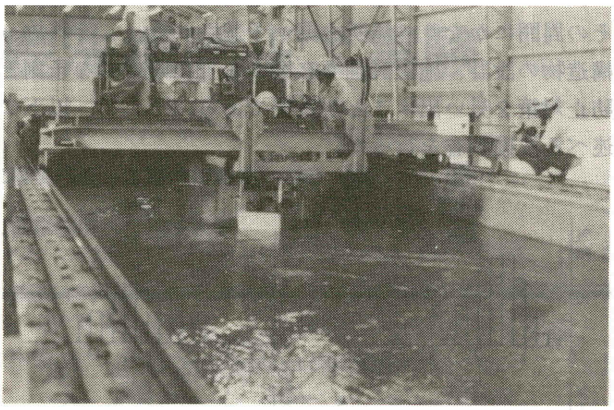
洗掘模型実験では流水と流砂の力学的相似が共に満足されねばならない。固定床での流れの相似率は比較的容易に決定できるが、移動床では土砂輸送機構の複雑さのために完全な相似率を確立することは一般に困難である。ここでは次元解析手法により考察を加える。

1）流体運動に関する相似条件

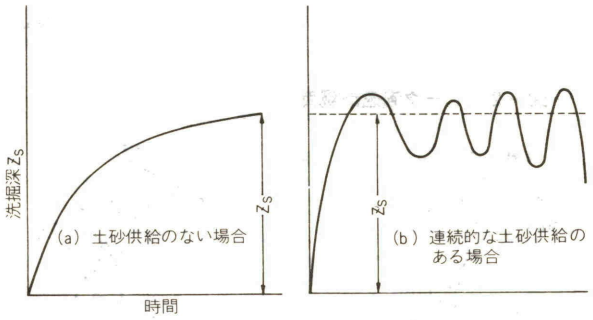
模型実験での流れが完全乱流（$u_0 \cdot h/\nu > 1{,}500$、ここに$u_0$：一様流速、$h$：水深、$\nu$：水の動粘性係数）の場合、流体運動における粘性の影響は無視でき、また粗度k_sと水深hの縮尺を等しくすればほぼ抵抗の相似が得られるので、$n_{\frac{u_0^2}{gh}}=1$（n：模型と原型との縮尺比）というフルードの相似則を満足させれば良い。

2）流砂運動に関する相似条件[3)]

流砂運動に関しては、原型と同じ流体（水）と底質材（砂）を使用すれば、　$n_{\rho s/\rho}=1$（ρ_s：砂の密度、ρ：水の密度）、$n_\nu=1$（ν：水の動粘性係数）であるから、必要な相似条件　$n_{\frac{u_* d}{\nu}}=1$（u_*：摩擦速度）、　$n_{\frac{u_*^2}{sgd}}=1$（s：$\rho_s/\rho-1$、d：砂粒径）を同時に満足させることはできない。しかし、砂粒レイノルズ数$u_* d/\nu > 70$であれば、



写真－1　大型回流水槽における洗掘実験状況



図－6　洗掘深の時間的変化

$u_* \cdot d/\nu$が砂の運動に及ぼす影響は小さいことが知られており、相似条件としては　$n_{\frac{u_*^2}{sgd}}=1$となる。$u_* \cdot d/\nu > 70$の条件を満たすには粒径縮尺n_dが$\left(\frac{u_* d}{\nu}\right)_m = n_{\frac{u_* d}{\nu}} \left(\frac{u_* d}{\nu}\right)_p = n_{u_*} \cdot n_d \cdot \left(\frac{u_* d}{\nu}\right)_p = n_d^{3/2}\left(\frac{u_* d}{\nu}\right)_p > \sim 70$　であるので、$n_d > \{\sim 70/(u_* d/\nu)_p\}^{2/3}$により限界を示す。ここで橋脚周辺部で洗掘がある程度進んだ状態での流速係数$\phi(=u_0/u_*)$を10と仮定すると、原型における砂粒レイノルズ数が6×10^4であるので、$n_d \simeq 1/90$となる。すなわち、粘性の影響を無視できるには1／90以上の縮尺が必要である。

(2)洗掘実験

橋脚設置に伴う局所洗掘の特性を予測するために小型模型実験では1/200の模型を用いて種々の条件の違いにより生ずる定性的な現象を把握することに主眼を置き、大型模型実験では小型模型実験結果の検証と定量的な把握につとめている。縮尺1/200の小型模型実験では砂粒径の縮尺比と水深の縮尺比の異った歪み模型を考えるか、底質材の粘性の影響を無視するかのいずれかである。このため1/200、1/500、1/1,000と縮尺を変化させて実験検討を行い、その結果粘性の影響を無視しえるものとみなしている。大型模型実験では縮尺を1／93.7まで大きくでき、ほぼ相似律を満足できるものと考えられる(模型の縮尺は製作材料の都合によって半端なものとなった)。

1）小型模型実験[3),4),5),6)]

小型模型実験においては、φ9mウェル（潜り円柱）による現地洗掘調査を再現することから始めたが、比較的良い再現性を示した。その結果をふまえて表－5に示す各種の洗掘実験を実施した。

表－5　小型模型洗掘実験

実験ケース	構造物平面形状	潮流 構成	潮流 原型流速	潮流 方向	潮流 迎え角	粒度分布
SS-1	ケーソン単独 (40m×70m)	パルス流	8kt (4.0m/s)	一方向	0°	均一砂
SS-2	〃	〃	〃	〃	30°	〃
SS-3	〃	〃	〃	二方向 (往復流)	0°	〃
SS-4	〃	〃	〃	〃	30°	〃
SS-5	〃	sin流	max 8kt	二方向	0°	〃
SS-6	〃	〃	〃	〃	30°	〃
SS-7	〃	〃	〃	二方向×4回	0°	〃
SS-8	ケーソン十支持枠	パルス流	8kt	一方向	0°	〃
SS-9	〃	〃	〃	〃	30°	〃
SS-10	〃	〃	〃	二方向×2回	0°	〃
SS-11	ケーソン単独	〃	〃	一方向	0°	混合砂 (σ=1.1~4.0)

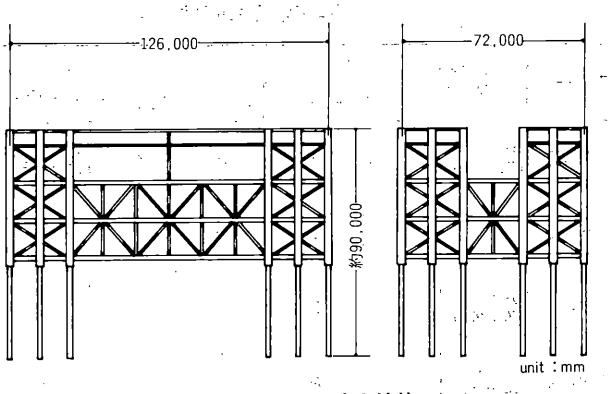
SS－1～7は潮流条件の変化による洗掘深の定性的な特性をみるものであり、つぎのような事が明らかになった。

- ○往復流による実験において迎え角が0°の場合、洗掘と埋戻しが繰り返され、徐々に洗掘深およびその範囲が拡大される現象が見られるが、3周期目頃からその変化は緩慢なものとなる。
- ○迎え角が30°の場合には、往流、復流とも洗掘範囲はほぼ一致し、洗掘深の変化は第1周期で大きく、それ以降は非常に緩慢である。
- ○一方向流についても往復流と同じような現象がみられ、両者の間に大きな差は認められない。
- ○流速の変化を定常流（パルス波）と非定常流（実際の潮流変化に合わせて6時間毎に流向を変える）とで比較した結果、非定常流の第1周期における洗掘開始時間が遅れる等の現象がみられるが、第3周期目ごろからは両者の差異はほとんどなくなる。
- ○潮流の迎角についてはどの条件においても30°の方が0°より洗掘深が明らかに大きくなっている。

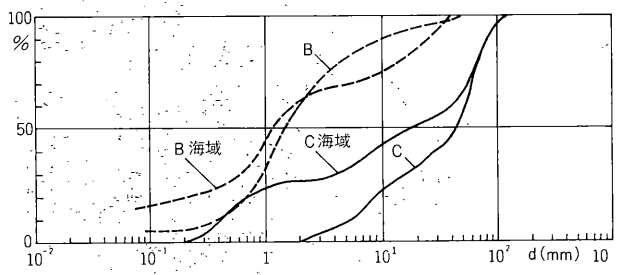
SS－8～10は図－7に示すようなコーラル（棚状）支持枠の中にケーソンを設置した際の洗掘深を求めたものである。その最大洗掘深はケーソン単独の場合に比べて30%以上の減少がみられた。

SS－11は、現地の底質材が幅広い粒度分布からなる混合砂であることを考慮し、その影響をみるために行ったものである。従来の研究では混合砂について十分な成果がなく、流砂量式なども均一砂あるいはそれに近い粒度分布の砂礫を対象に提案されているが、一部の実験的研究[10]において、中央粒径（d_{50}）が同じ場合でも混合砂の洗掘深が均一砂のそれより減少することが認められている。それ故、定量的な洗掘深を把握するには現地での粒度分布を反映させることが非常に重要である。

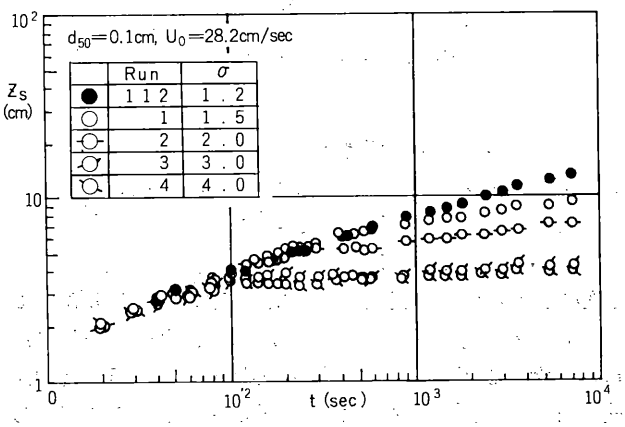
粒度分布の指標には粒径加積曲線で示される粒径の分散を表わす標準偏差、すなわち$\sqrt{d_{84}/d_{16}}$が用いられる。



図－7　コーラル式支持枠



図－8　粒径加積曲線



図－9　標準偏差の違いによる洗掘深の時間変化

現地底質の標準偏差値は図－8に示す粒径加積曲線によればd_{84}=7.2cm、d_{16}=0.6cm、$\sigma=\sqrt{d_{84}/d_{16}}=3.46$である。小型模型実験では$\sigma$の値を1～4に変化させてその影響を検討した。

その実験結果の一例を図－9に示している。それによると、洗掘深の低減率はσによって異なるが、各σについては一つの曲線で表わされ、混合砂と均一砂との洗掘特性の差異は標準偏差を媒介とすることがわかる。

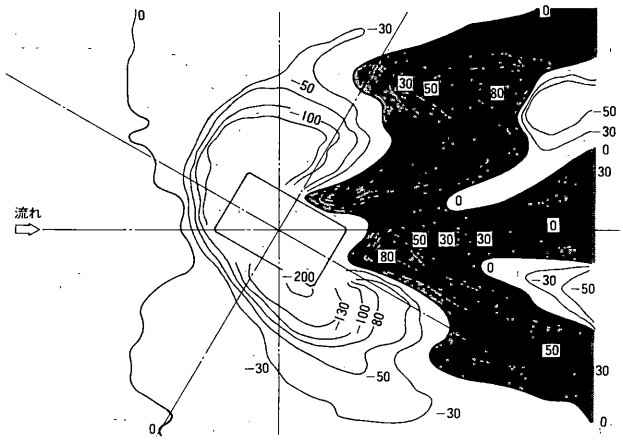
2）大型模型実験[1),2)]

小型模型実験の結果を踏まえて、定量的な精度を上げるために、表－6に示す縮尺1/93.7の大型模型実験を実施した。

実験ケースSL－1において最大洗掘深は21.0cm（実基礎の場合には19.7m）であった（図－10参照）。ところが、この水槽で使用している底質材の標準偏差σは2.61であ

表－6　大型模型洗掘実験

実験ケース	構造物平面形状	潮流 構成	潮流 原型流速	潮流 方向	潮流 迎え角	底質粒度分布
SL-1	ケーソン単独 (40m×70m)	パルス流	9kt	一方向	30°	混合砂 (σ=2.61)
SL-2	〃	〃	8kt	〃	〃	〃
SL-3	ケーソン単独 (40m×60m)	〃	9kt	〃	〃	〃
SL-4	ケーソン＋支持枠	〃	8kt	〃	〃	〃



図－10　ＳＬ－１の洗掘形状

るため、現地での洗掘深を推定するにあたってはσ=3.46に換算する必要がある。小型模型実験の成果より、

$Z_{mix}(\sigma=3.46)/Z_{uni}=0.4\sim0.5$

$Z_{mix}(\sigma=2.61)/Z_{uni}=0.7\sim0.5$

と推測されるので、実際には本実験値に0.7～0.8倍すれば良いものと考えられる。したがって、平面寸法40×70mの橋脚を設置した場合の最大洗掘深は14～16m（潮流速4.5m/sの場合）になるものと推定される。ここで、C海域の地盤構成をみると、海底面から10～15mの間は砂礫層であり、その下層は軟岩（神戸層）であるので、その洗掘量は砂礫分を取除く量である。

SL－２は流速を4.0m/sに下げた場合であり、最大洗掘深、洗掘範囲はそれぞれＳＬ－１の10%、30%程度減少している。

SL－3は基礎寸法を40×60mに小さくした場合の実験であるが、その最大洗掘深はSL－1の約80%であった。

SL－4はコーラル式支持枠とケーリンの複合体での実験であるが、最大洗掘深は小型模型実験の場合と同様に40%程度低減した。それは支持枠の存在によって、流水抵抗が増したこと、大きい物体の影響によって生じる強い二次流を消す効果があったことによると考えられる。

4．主塔基礎洗掘防止工実験

従来用いられている主な洗掘防止工としては、捨石工、粗朶単床工、アスファルトマット工、ナイロンマット工等がある。それらの主な用途は河床侵食の防止、河川構造物（橋脚）周辺の洗掘防止、あるいは防波堤基礎、護岸法先の洗い出し防止等であり、明石海峡大橋主塔基礎建設地点のような大水深、強潮流下での洗掘防止工として、そのまま適用できるものではない。

そこで、洗掘に大きな影響を及ぼす要因の改善を実験的に進め、有効な手段を開発するために以下に述べる検討を行った。

4.1　小型模型実験[4),5),6)]

小型模型によって実施した基礎的な実験のうち、主要なものはつぎのとおりである。

(1)橋脚断面の改良

橋脚周辺に生じる強い二次流を緩和するために、隅角部に隅切半径Ｒ＝５ｍ（＝Ｌ／８、ここにＬ：ケーソン短辺長）、10m（＝Ｌ／４）、20m（＝Ｌ／２）を設けて実験を行った。その結果Ｒ＝Ｌ／４程度の効果が顕著で、洗掘深は矩形断面のそれに比べて約25%低減することがわかった。

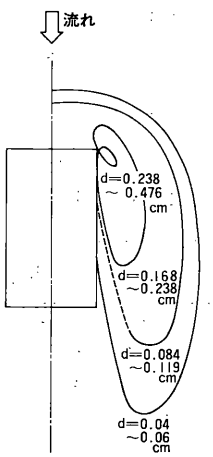
(2)洗掘防止設備の取付

橋脚本体に防止設備（スカート）を取付けた場合の効果はみられたが、支持枠のようなポーラスな物体を設置する方がより有効であることがわかった。

(3)底質材粒度構成の改良

底質材が混合砂礫であれば、洗掘深の軽減がはかれることは3.2節で述べたとおりである。それは洗掘孔の発達と共に孔内での掃流力が低下するため、激しいふるい分け作用（sorting[10)]）が行われ、大粒径のもので底面が覆われる現象、いわゆるArmoring効果が生じるためである。このことは掃流力に抵抗できる捨石やコンクリートブロックで海底面を覆えば洗掘防止工として有効であることを示唆している。

洗掘防止工として有効な捨石粒径を見い出すために、まず橋脚周辺に生じる掃流力に抵抗し得る砂礫の粒度構成と移動限界を実験的に調査した。その内容は１／200模型を使用し、固定床の上に粒径0.05から0.476cmまでの各種の砂を敷き並べ、最大流速を与えたものである。その結果は図－11に示されている。その図は曲線上に示されている代表粒径の砂が、その範囲で停止することを表わしており、隅角部に存在する砂粒径をみれば、移動限界砂粒径がわかる。これより現地では50～95cmの捨石を施工することにより、洗掘に対処できるものと判断される。



図－11　砂礫の移動限界

4.2　大型模型実験[1)]

洗掘を軽減するには4.1の(1)、(2)、(3)を組み合わせることが有効と考えられるが、(1)および(2)は洗掘深を小さくすることはできても完全にそれを防止することはできない。ケーソンを現地に曳航した後、係留、設置してから沈下または脚付きなどの継足しによって岩着するまでには相当の期間を必要とする。その間、スパッドやアンカー等で保持されていても、ケーソン刃口直下が洗掘されると、C海域でのφ9m現地洗掘調査でみられたような傾斜が生じ、工事に支障をきたすことが考えられる。そこで、ケーソン工事が洗掘によって阻害されなくなるまでの期間の洗掘防止工を 4.1(3) に述べた方法によって事前に施工する場合について、必要とされる範囲を見出すための調査を行った。

捨石を施工する場合、洗掘範囲全域に敷並べることが考えられるが、形状が複雑になるため施工上好ましくない。それ故、捨石施工を簡単にするため、捨石の形状をケーソンの寸法に対してある比率をもった長方形あるいは平行四辺形と設定した。

(1)実験方法

実験の手順は最初のケースの結果をもとに、順次改良していくものとした。その判定規準は刃口付近まで洗掘域が進行しないこととしている。

実験条件を表－7に示し、各実験ケースにおける捨石範囲を図—12に示している。捨石径は原型での有効径50～95cmをもとに4.76～9.52mmを使用した。その粒度分布は表－8に示すとおりである。捨石の敷き均し厚については、薄いと在来の底質砂礫が捨石の間から抜け出て洗掘を促進する懸念があること、厚すぎると在来地盤との境界付近からの洗掘の進行を早めることや小型模型実験の成果を考慮して、3層とした。また、ケーソン模型は実際の施工を念頭において、刃口部を2cm程度捨石に貫入させ、その保持は模型上面のカウンターウェイトにとらせた。(写真－1参照)

潮流の迎角については、30°の方が0°より常に洗掘深および範囲が大きいことより、潮流迎角30°の場合の最適捨石範囲を求める実験を行い、それを0°について検証することとした。

洗掘深はSL－1～4等の実験結果から、最も洗掘が大きいと予想される個所（図—12におけるP、QあるいはR点）に超音波式と2重管式の測深器を用いて測定した。また、ケーソンの傾斜については上面の4隅に変位計をセットして測定した。なお、通水時間はフルードの相似則によると半潮周期で、37分程度（1／93.7の縮尺の場合）であるが、安全側に見込んで60分の通水とした。

(2)実験結果

各実験ケースの結果を以下に述べている。

1) PL－1

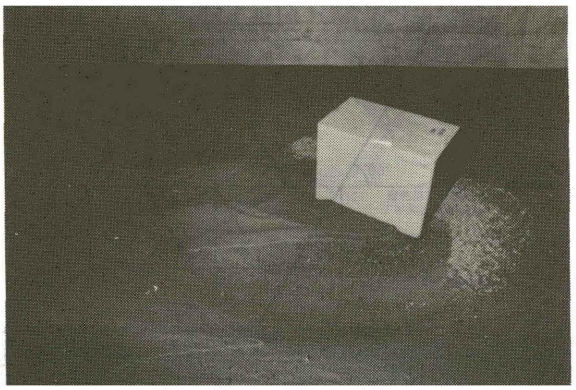
本ケースの捨石範囲設定にあたってはSL－1の成果を考慮して図—12に示す形状としている。その実験状況

表－7　大型模型洗掘防止工実験

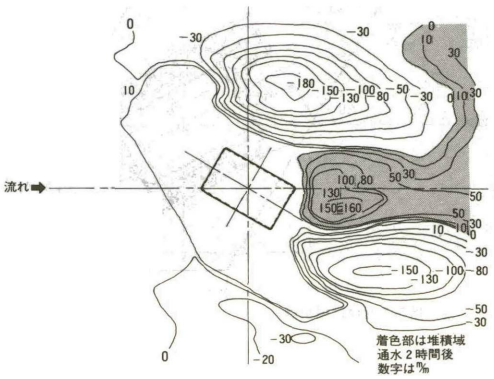
実験ケース	構造物平面形状	洗掘防止工	潮流 構成	潮流 原型流速	潮流 方向	潮流 迎え角	底質粒度分布
PL-1	ケーソン単独(40m×70m)	4.76~9.52mm 範囲 1	パルス流	9kt	一方向	30°	混合砂(σ=2.61)
PL-2	〃	〃 2	〃	〃	〃	〃	〃
PL-3	〃	〃 3	〃	〃	〃	0°	〃
PL-4	〃	〃 4	〃	〃	〃	30°	〃
PL-5	〃	〃 5	〃	〃	〃	〃	〃
PL-6	〃	〃 6	〃	〃	〃	〃	〃
PL-7	ケーソン＋支持枠	〃 5	〃	〃	〃	〃	〃

表－8　捨石の粒度分布

捨石径 (mm)	捨石比率 (%)
9.52 ～ 8.50	25
8.50 ～ 7.00	35
7.00 ～ 4.76	40

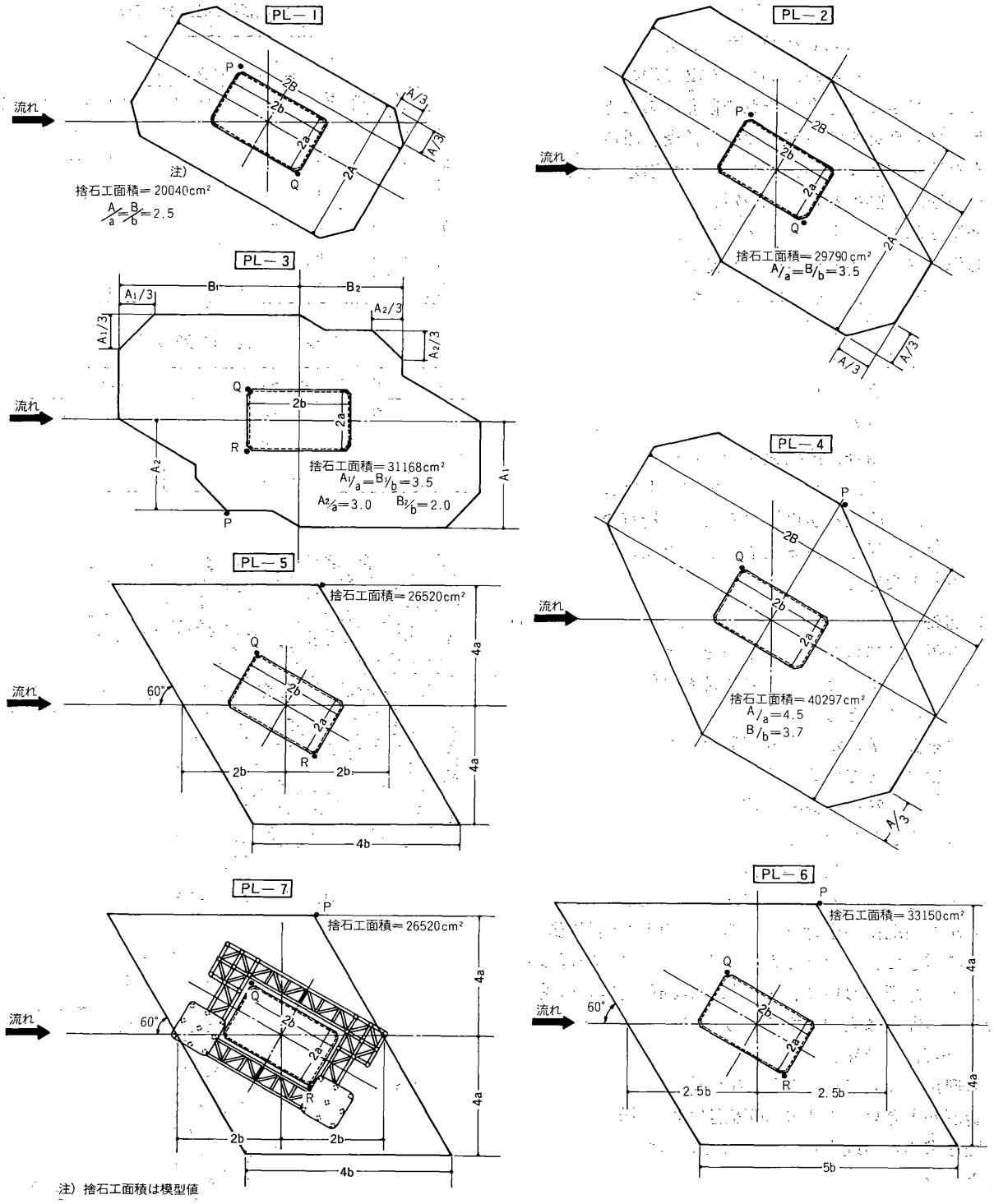


写真－2　PL－1の洗掘形状



図—13　PL－2の洗掘形状

は写真－2に示している。ケーソン模型隅角部P点は通水1時間後で78mm（原型の場合は7m）洗掘され、刃口下まで及んでいた。　P点の洗掘が通水後45分あたりから急激に増大したことは、水底粗度が急激に変化する捨石縁端部から徐々に進行してきたものと考えられる。その原因は、ケーソン模型外でArmoring Coatを生じさせるのに十分な捨石範囲でなかったことによると判断できる。なお、変位計の測定結果よりケーソン模型の傾斜も



図－12　洗掘防止工の形状

認められた。

2）ＰＬ－2

ＰＬ－2はＰＬ－1の結果をふまえて、捨石範囲を5割程増大させた。ただし、図－12から明らかなように模型の左下面と右上面は、ＰＬ－1の実験において洗掘がほとんど生じていないことを考慮してカットした。通水1時間後にＰ、Ｑ点で洗掘を測定した結果、全く変化がなかったので、さらに1時間通水し、その後全域の洗掘深を測定した。その結果は図－13に示されるように、捨石範囲内に洗掘域が入り込んではいるが、模型から30cm（原型では28m）程度のところまで捨石が残っているのが認められる。それ故、捨石範囲を広くした効果があり、このケースは一応検討主旨を満たすものと考え、とりあえず迎角0°のケース（ＰＬ－3）について検討した。

3）ＰＬ－3

ＰＬ－2の捨石範囲について潮流迎角0°の検証を行ったものである。ＰＬ－2でカットした個所の洗掘が懸念されるため、捨石範囲を部分的に増加させている。その

結果、P、Q、Rの3点は通水中全く変化がなく、1時間後の洗掘形状は写真－3のとおりで、捨石はほぼ設置した形で残っている。これにより、迎角0°については迎角30°の実験で決まった形状であれば、問題はないものと思われる。

4) PL－4

PL－2が一応判定規準を満たすものであったが、捨石範囲外の洗掘深が大きく、局部的には捨石範囲も洗掘されていたので、さらに捨石範囲を広くしてPL－4の実験を行った。通水1時間後の結果は図－14に示すとおりである。PL－4はPL－3に比べ、より安全な捨石範囲と言えるが、捨石外の洗掘深が大きくなっている。すなわち、最大洗掘深は25cm(原型で23m)となり、PL－1の13cm(原型で12m)、PL－2の15cm(原型で14m)に比べ、大きくなっている。捨石の効果が顕著になるに従って、その値が増加していることが認められる。

5) PL－5

PL－5は、PL－1をもとにして、模型前後の最も洗掘されている付近を捨石域の端部とするような平行四辺形に捨石を施工した。これは局所的な洗掘深を浅くしようとしたものである。通水1時間後の洗掘形状は写真－4に示すとおりである。　その結果、P点での洗掘深はPL－2に比べ20%程度減少し、捨石量の減少も考慮すると、より適切な範囲と考えられる。

6) PL－6

PL－5である程度満足できる成果が得られたが、流れに対して模型後方の洗掘域が模型に近いところまで進行していたので、流れ方向に捨石範囲を広げたものである。模型後方の洗掘域の進行はPL－5が模型より20cm(原型で19m)のところまで迫っていたのに比し、本ケースでは35cm(原型で33m)程度離れている(図－15参照)。しかし、捨石域外の洗掘深はPL－5のそれより増加していた。

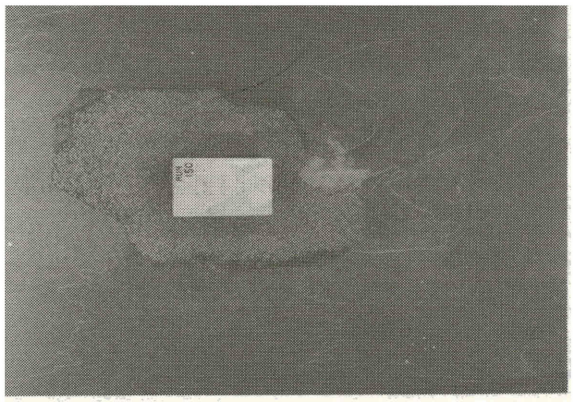
PL－5と6の捨石範囲には、それぞれ一長一短があるが、捨石量と最大洗掘深から判断してPL－5の方がより最適な捨石範囲と言える。しかし、PLシリーズの全ケースを通じて、潮流は一方向であるため、安全側を見込んで十分な通水時間をとったが、捨石範囲外の洗掘を完全に防止することはできず、さらに現地の往復流を考えると、逆方向の流れを与えた場合について検証の余地があると考えられる(PL－5、6については小型模型実験によって往復流の実験を実施中)。

7) PL－7

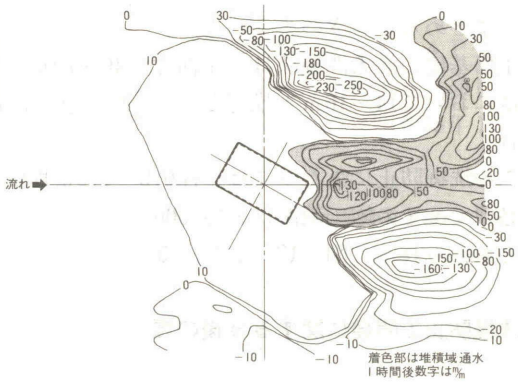
PL－7は、洗掘軽減効果が顕著であったコーラル支持枠(SL－4)をPL－5の捨石工と併用して実験を行った。その結果は写真－5に示すように、捨石はほぼ施工したままの形で残っている。洗掘防止対策として、流れを分散あるいは流速を低減させるためには支持枠のような構造物の付設も有効であることがわかった。

(3)まとめ

捨石工を主体とした洗掘防止工の検討を中心に、洗掘



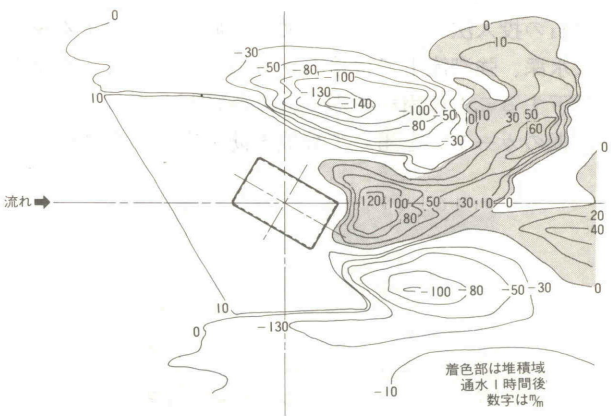
写真－3　PL－3の洗掘形状



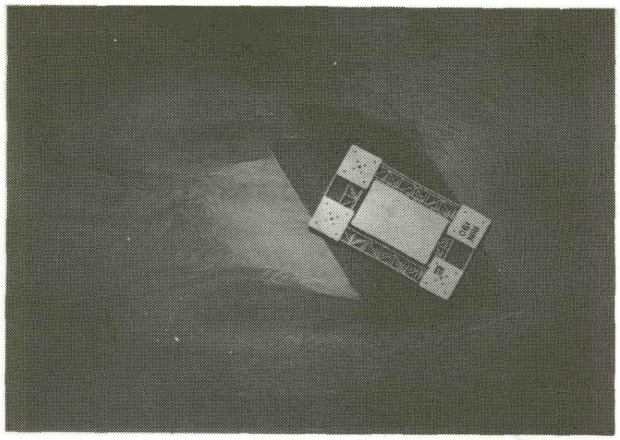
図－14　PL－4の洗掘形状



写真－4　PL－5の洗掘形状



図－15　PL－6の洗掘形状



写真－5　PL－7の洗掘形状

調査をまとめるとつぎのようになる。

1)主塔基礎の最大洗掘深は、平面寸法40×70mの場合、C海域において14～16mと推定される。(潮流速は4.5m/sの場合)

2)この洗掘防止にあたっては、径0.5～1.0m程度の捨石が必要で、その施工範囲は約22,000m²の平行四辺形が適当と考えられる（図－12のＰＬ－５参照)。

5．洗掘防止工開発に関する今後の課題

これまでの実験研究によると、洗掘防止工としての捨石工の有用性が明確に認められる。さらに基礎の隅角部に隅切を入れるとか、スカートや支持枠に類する構造物を設置し、橋脚周辺の流速の低減を計る等の手段を組み合わせれば相当な効果が期待できるものと考えられる。特に実験で確認された単一構造物周辺に生じる強い二次流に対しては、ケーソンの外側に何らかの構造物の取付あるいは設置が不可欠と考えられる。この点については若干ニュアンスは異なるが、北海油田におけるコンクリート重力式プラットホーム（Ecofisk等）[12]にみられるように30m近い波浪を減ずるため、外側に穴あき壁を設置し、作用エネルギーの低減に成功している例もある。

捨石工については捨石に限らず、コンクリートブロックでも良いと考えられるが、ケーソン直下にはそれに相当する重量を有する砂袋が望しいと考えられる。また、捨石の投入法についても、従来の底開き船による場合、大水深、強潮流下では捨石が分散し、目標とした位置に投下することは困難である。これに対しては、シュートや綱のカーテンを用いて分散を防ぐ方法、海底面まで捨石を入れた容器を下げて目標地点で落下させる方法等が有効であると考えられる。

今後の検討課題としては以上記述した3点、すなわち、ケーソンにあたる流れの緩和方法、防止工材料ならびにその施工法があげられる。　真に合理的な洗掘防止工はこれらの成果をふまえた総合的な判断によって得られるものと考える。

6．おわりに

明石海峡における水理諸量について、主な検討項目は室内模型実験によりある程度の成果を得ることができた。しかし、工事での応用までには、より現地の実情に近い検証も必要であり、将来高レイノルズ域の抗力実験と合わせて洗掘防止工実験を行う必要がある。

最後に本検討に当たっては、実験を直接担当された京都大学工学部の中川博次教授、三菱重工業(株)広島研究所の藤田、野口氏ならびに公団前担当者の田中淳之、山田勝彦両氏を初めとする諸氏の業績に負うところが多いことを付記しておく。

〔参考文献〕

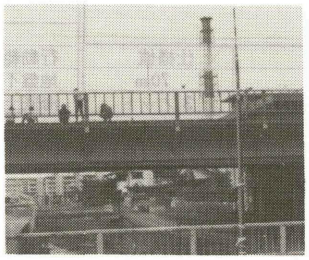
1）本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工に関する検討、昭和53年９月
2）本州四国連絡橋公団：コラル支持枠等水槽模型実験(その２)、昭和52年３月
3）中川博次（本四公団委託）：明石海峡大橋下部工洗掘模型実験検討（その１)、昭和50年３月
4）中川博次（本四公団委託）：明石海峡大橋下部工洗掘模型実験検討（その２)、昭和51年３月
5）中川博次（本四公団委託）：明石海峡大橋下部工洗掘模型実験検討（その３)、昭和52年３月
6）中川博次（本四公団委託）：明石海峡大橋下部工洗掘模型実験検討（その４)、昭和53年３月
7）本州四国連絡橋公団第一建設局垂水工事事務所：明石海峡大橋下部工関係検討概要書　下部工Ｉ　昭和52年３月
8）岡田哲夫、山田勝彦：明石海峡の現地洗掘調査、橋梁と基礎76－１、昭和51年１月
9）木村洋、高橋幸蔵：明石海峡の海底地形、地質、潮流について、橋梁、昭和51年６月
10）土木学会編：水理公式集　昭和46年改訂版、土木学会、昭和48年２月
11）石原藤次郎編：水工水理学、丸善㈱、昭和47年6 月
12）長崎作治：海洋重力型コンクリート構造物の設計と施工、東海大学出版会、昭和52年11月

技術ニュース

●鉄道騒音、振動総合対策試験

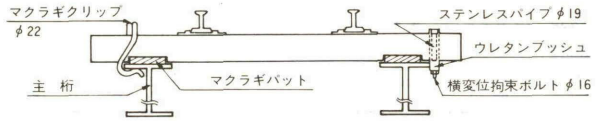
鉄道騒音、振動に対しては、環境影響評価書に対する環境庁長官及び地域住民から多数の意見が出されており、公団としては、国鉄の技術開発も含め、その低減に努力しなければならない。そこで、都営地下鉄三田線、西台第2架道橋の実橋を使用して、総合対策試験を始めた。

今年度は、軌道と鋼桁の振動絶縁を施し、対策前後の軌道及び桁の振動並びに騒音の比較測定を行い、その効果を検証する。振動絶縁材としては、マクラギと鋼桁の間に発泡スチロール混入材と含浸パッドによるマクラギパッドを取り付ける。マクラギのリップとマクラギパッドの合計ばね定数は5t/cm程度である。



今後、軌道制振対策、鋼桁制振対策、音響対策等を順次施し、各施工段階ごとの効果を検証する予定であり、その結果を設計に反映させたい。

マクラギパッド設置図



●緩衝工実験

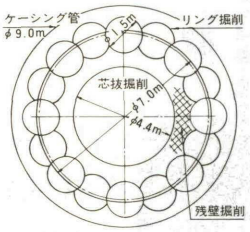
船舶が橋脚に衝突した場合の船体の圧壊挙動については、50年度より3ヶ年にわたって衝突の形態を考慮して、船首、船腹、船首部・船側衝突の3ケースについて500G.T.4000G.T.の各々1/4、1/11 の部分模型を製作し、橋脚に直角に衝突する場合、橋脚の隅角部に衝突する場合等について実験した。この結果より、船体の圧壊状態については、計算によって推定できることが明らかになった。今年度は引続いて、船体が緩衝工に衝突した場合における接触面での相互の構造の耐圧力について、模型実験により検討する予定である。

●大鳴門橋φ7m多柱基礎の掘削

大鳴門橋の多柱基礎工事［下部工（その3）工事］は昭和52年9月の発注以来1年余を経過し佳境に入っている。中でも主塔基礎の中心部に施工するφ7m柱4本の内の1本（4P—No.14）の掘削が11月に無事終了し、多柱基礎工事の最難問を克服する自信が得られた。

このφ7m柱は、φ3.2m・φ4.0m柱のように大口径掘削機のひと掘りで掘削が終了するものでなく、まずφ4.4m掘削機で芯抜き掘削を行い、続いてφ1.5m掘削機でリング掘削を行い、最後に残壁を除去して掘削が終了するものであり、特にリング掘削が鉛直に掘れるかどうかが問題視されていた。今回掘削が終了した4P—No.14の工程は表に示すように、約9ヶ月を要する見通しである。なお、多柱基礎工事が完成するのは昭和55年1月の予定である。

φ7m多柱工

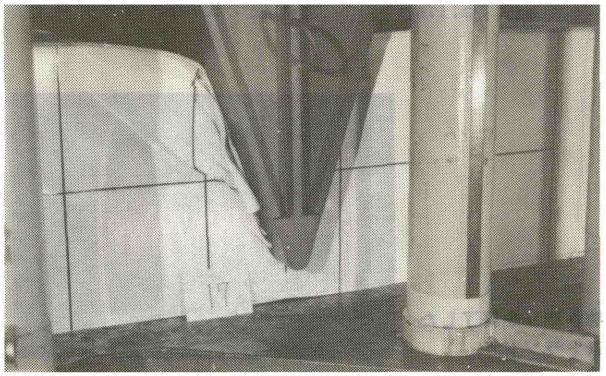


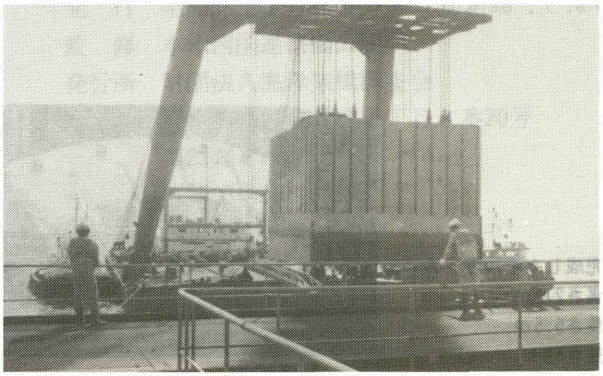
φ7m多柱工工程(4P—No.14)

工種	昭和53年 1月 3月 5月 7月 9月 11月	54 1月
事前掘削	⊢	
ケーシング設置	⊢	
芯抜掘削(φ4.4m)	⊢	
リング部掘削(φ1.5m)	⊢——⊣	
底ざらえ	⊢	
内鋼管設置	⊢	
根固めモルタル	⊢	
コンクリート打設	⊢	

●舞子沖地質調査用ケーソン据付

明石海峡大橋の支持層としての、明石層、神戸層の工学的特性を把握するとともに、下部工施工法についても検討するため、舞子沖150mの地点において現場実験(水深—5m)としてケーソン(10×10×71m)を沈設し、各種実験を実施する予定である。ケーソン刃口部は53年9月上旬より神戸市兵庫区遠矢町の岸壁で製作を始め、11月上旬には完了した。製作されたケーソン刃口部は1,000トン吊クレーン船によって吊曳航し、あらかじめ掘削し平担にした実験場所に、11月4日に据付た。(写真)今年度はブロックを継ぎ足しながらT.P.—30mまで掘削沈下させる予定である。





技術ニュース

●潜水機の製作進む

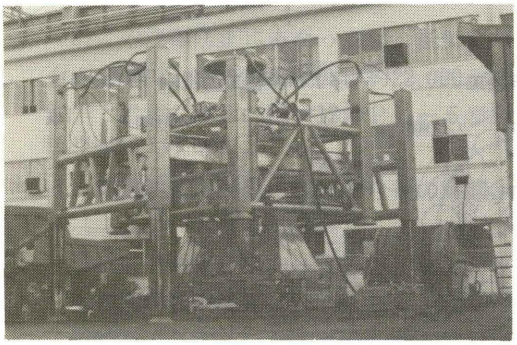
Dルートの下部工の施工は、水深の深い強潮流の海域となる。そのため下部工の施工前後の海底の観察をリモートコントロールにより、無人でできる潜水機を開発した。

この潜水機は、昭和52年9月29日に(株)小松製作所と契約し、昭和54年3月15日までの工期で製作中である。

潜水機製作の進渉状況は、11月中旬現在、潜水機本体の構成部品は製作を終了し組立中である。テレビカメラ、スチールカメラ、超音波地形測量装置等は、それぞれ単体での組立を終了して電子計算機と結合し総合調整中である。

潜水機完成までの今後の主な工程は、昭和53年中に水槽内でカラーテレビの水中撮影試験、潜水機全体の組み立て、陸上試運転を終了し本年1月中旬に神奈川県の追浜で海中での試運転、最後にこれら試運転結果による総合調整を行って、3日に製作の全工程を終る計画である。

潜水機の主な性能を表に、写真には組み立て中の潜水機本体を示す。



主な使用条件

使用条件	仕様値
最大水深	70m
最大潮流　走行時	3ノット
停止時	6ノット
行動範囲	半径　100m
地盤不陸	最大　2m
海底土質	岩盤または砂礫

主な性能

	項目		単位	仕様値
1	本体重量	空中	ton	25
		水中	ton	19
2	走行速度	0.1m凹凸地	m/H	216
		1.0m凹凸地	m/H	126
3	登坂能力		度	30
4	転倒限界潮流	最大位	ノット	4.9
		最低値	ノット	(7.1)
5	歩行1回の移動量		m	2.5
6	旋回角度		度	22.5

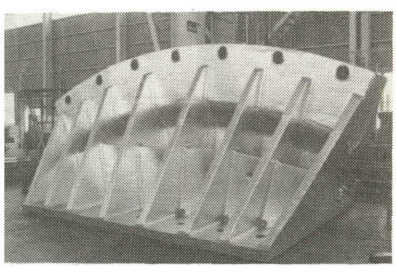
	項目		単位	仕様値
7	本体水平保持精度		度	±1以内
8	撮影画角	テレビカメラ	m	1.14×4.5
		スチールカメラ	m	1.52×4.72
9	地形測深精度		mm	±6
10	位置計測精度		m	±0.5
11	潜水機の操作		—	自動および手動
12	潜水機の揚収		—	(自動ドッキング式)
13	使用時間	水中	—	連続
		気中	分	45

●塔頂サドル2基が完成

因島大橋の塔頂サドル及びスプレーサドルの製作工事は、ケーブルバンドを含めて昨年9月に発注したが、このうち塔頂サドル2基が完成している。

塔頂サドルはSC46（炭素鋼鋳鋼品）の一体鋳造構造で、昨年12月に鋳込みを始め、鞍部の精密機械加工を進めているが、8月に因島側の塔頂サドル2基の塗装までを完了した。

スプレーサドルは塔頂サドルと異なり、鞍部はSCW49（溶接構造用鋳鋼品）の鋳造品であるが、鞍支え部はSM50Bの鋼板からできており、鞍部と鞍支え部を溶接する構造となっている。鞍部の鋳造、鞍支え部との溶接が終り、機械加工中である。



完成した塔頂サドル
高さ2.5m
長さ5.5m
重さ52t

●ケーブルストランドの製作進む

因島大橋のケーブル製作は、昭和52年3月15日に㈱神戸製鋼所・新日本製鉄㈱JVと契約し、鋭意作業を進めているが、11月末で40本のストランド製作を終えた。

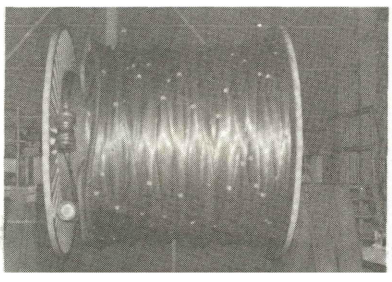
製作作業は亜鉛メッキした素線127本を順序よく束ね、正六角形に整形した後、形くずれ防止のためテープでシージングし、直径1.8mのリールに巻き取っている。

ストランドの角には着色ワイヤ及びゲージワイヤが1本づつ挿入されており、架設時のねじれと製作時の切断位置が判るようになっている。

因島大橋ストランドの概要

製作長：1,360m　　重量：28t/ストランド

素線径：5.17mm　　素線数：127本/ストランド



巻き取りを終了したストランド

図書の販売について

(財)海洋架橋調査会におきましては、本州四国連絡橋公団監修のもとに、下記の図書を実費にて頒布いたしております。

本州四国連絡橋公団技術関係基準集　上・下巻
　18,000円　昭和53年4月
本州四国連絡橋(児島・坂出ルート)環境影響評価書
　同評価書資料編　15,000円　昭和53年5月
土木工事共通仕様書　2,500円　昭和53年6月
土木設計共通仕様書　頒価未定　昭和54年1月予定
ご希望がございましたら下記に申し込み下さい。

申し込み先　〒105 東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
　第22森ビル
　(財)海洋架橋調査会
　電話03(436)—3896
振込み先　富士銀行虎ノ門支店　口座番号990412
　財団法人　海洋架橋調査会

本四技報編集委員会名簿(アイウエオ順)

編集委員長　田島二郎
編集委員　大町武司　川井幸一郎
　黒瀧義則　越村一雄
　島田直幸　鈴木隆
　高木浩　竹本延弘
　多田和夫　土持懿臣
　津田勝久　戸川春雄
　徳原靖久　山下理雄
　山田勝彦　三橋吉信
　小野秀男(海洋架橋調査会)

本四技報 第7号

発　行　昭和54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　村上永一
印　刷　中井編集デザイン事務所

定価 700円