本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 5 No. 16 '81. 4

本州四国連絡橋公団監修
APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報　第16号　目次

本州四国連絡橋を考える……理　事……山根　孟…1

リブ十字継手の疲労許容応力……設計部設計第二課……竹名興英…2

同　上　……岸本良孝

建設機械化研究所……伊藤文夫

鷲羽山トンネル構造形式検討……第二建設局児島工事事務所…藤井周志…9

吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法(下津井瀬戸大橋1A)(その3)…設計部設計第三課……金光　宏…15

第一建設局鳴門工事事務所…大町　武

設計部設計第三課……樋口康三

明石海峡大橋主塔基礎の施工法検討……第一建設局垂水工事事務所…奈良平俊彦…21

第二建設局設計課……加島　聰

大鳴門橋主塔風洞実験……第一建設局設計課……田中淳之…28

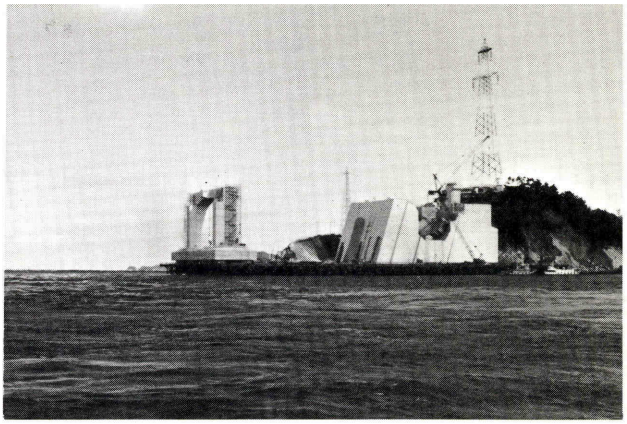
米国の航行安全に関する調査報告……第一建設局鳴門工事事務所…小川英信…37

技術ニュース……39

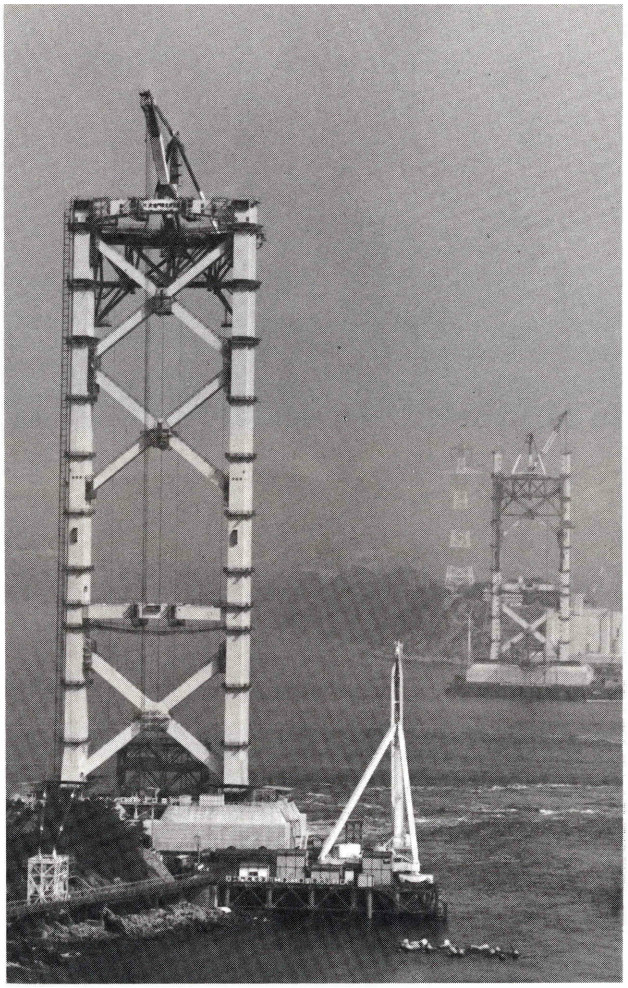
本四技報　第17号（56.7）掲載予定

- ●南北備讃瀬戸大橋海底掘削（中間報告）
- ●斜張橋の設計概要
- ●舞子沖試験工事
- ●岩塊盛土について
- ●南北備讃瀬戸大橋５Ｐケーソン沈設作業
- ●因島大橋主塔の風洞実験と実測結果について

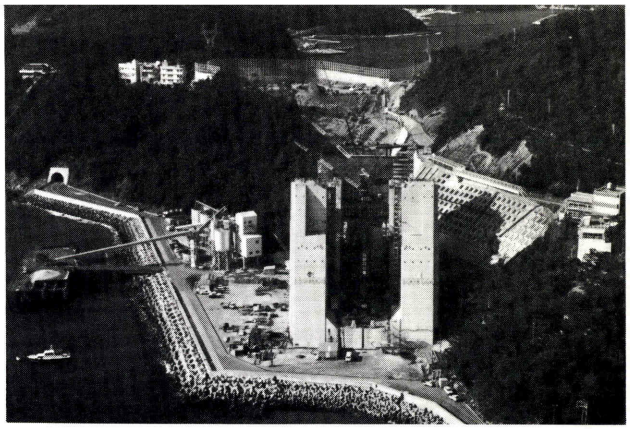
大鳴門橋関連工事



大鳴門橋下部工(2P、1A)完了　(56年2月)



大鳴門橋4P主塔(大毛島側)架設完了　(56年2月)



大鳴門橋4P主塔上より5A、孫崎高架橋方面を望む
(56年1月)



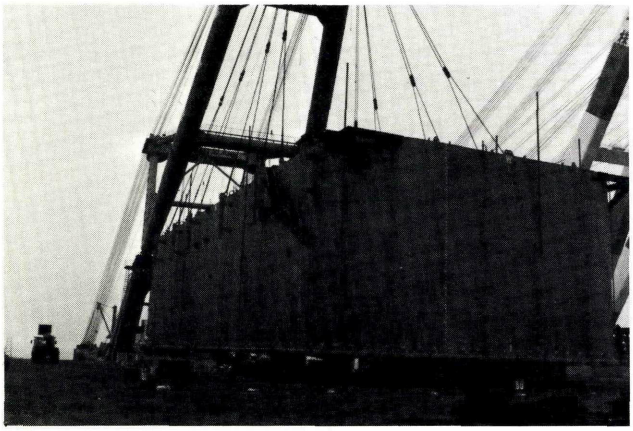
亀浦高架橋4P、5Pケーソン工　(56年1月)



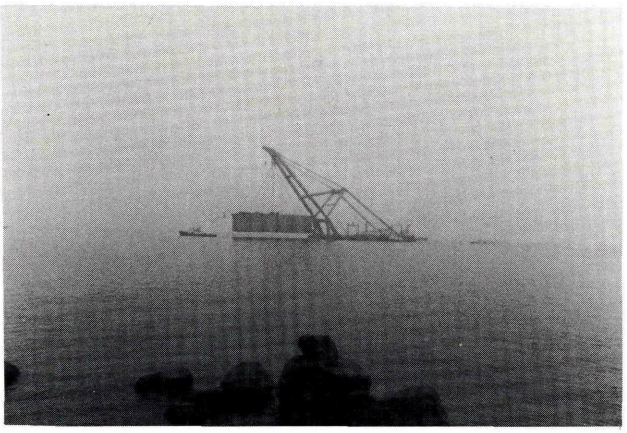
志知川高架橋(淡路島西淡町)下部工　(56年1月)

児島～坂出ルート

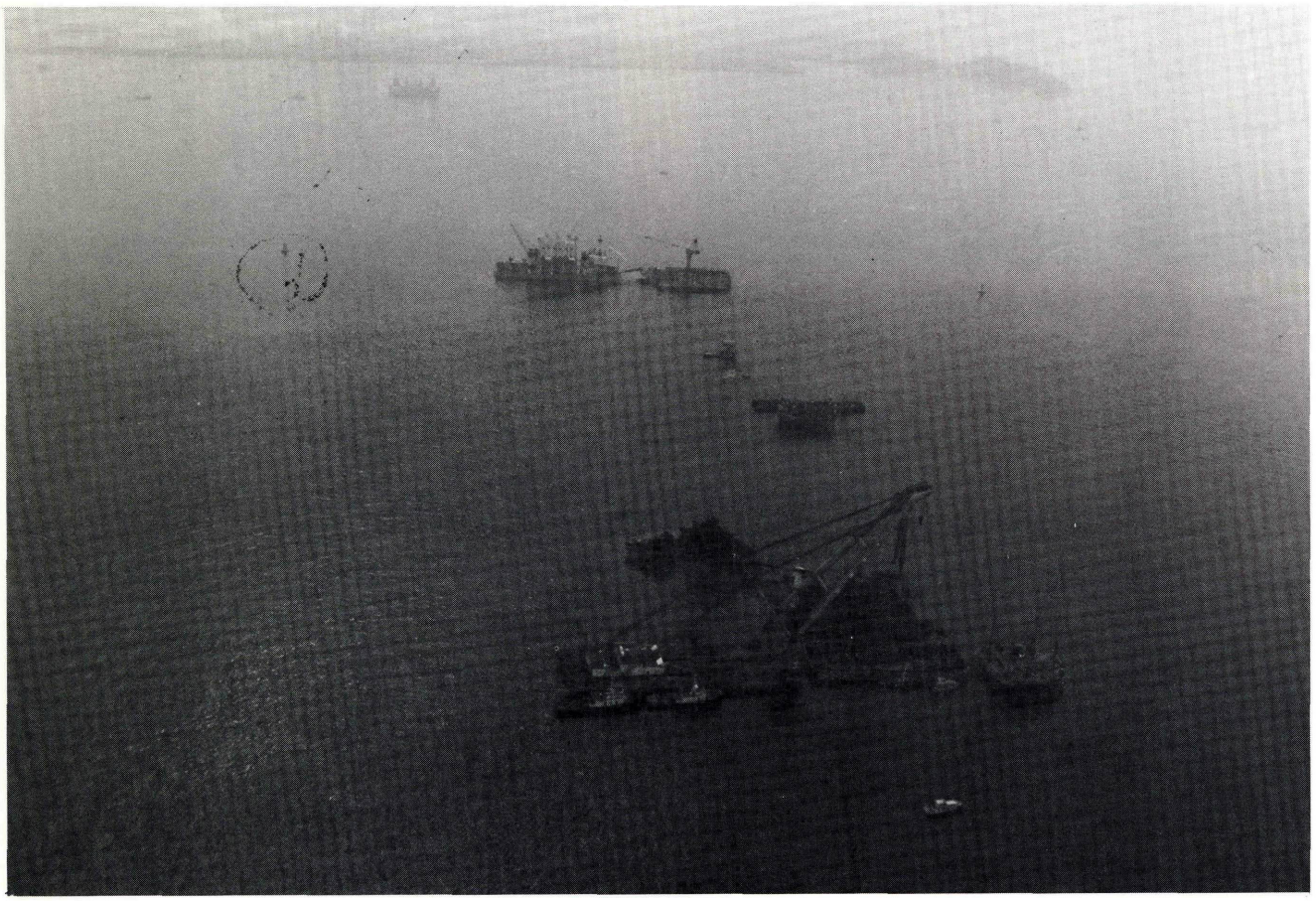
南北備讃瀬戸大橋(3P)



ケーソン仮置状況　(56年2月)



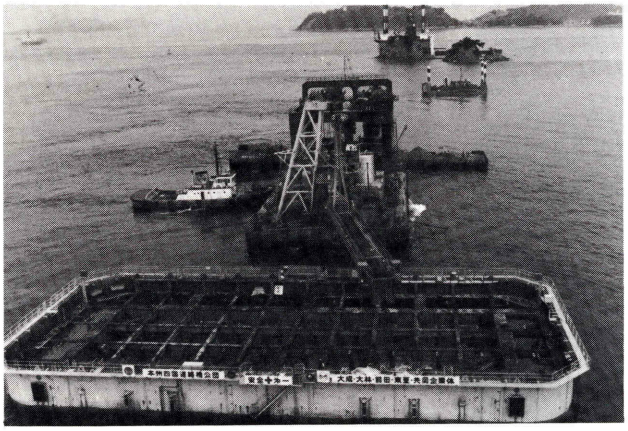
ケーソン吊輸送中　(56年2月)



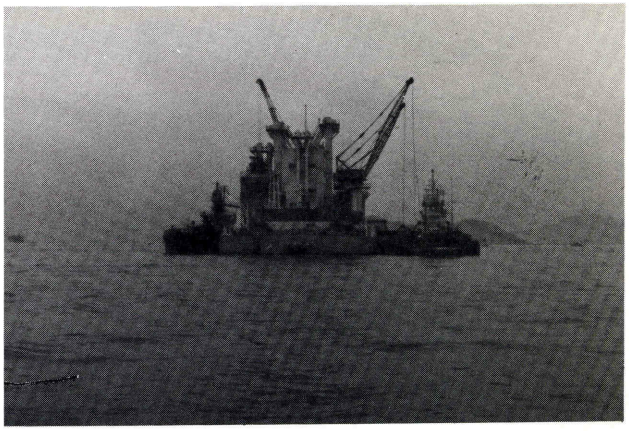
手前より　沈設中の3Pケーソン
4A（エアリフト作業中）
5P（モルタル注入準備中）
6P（穿孔中）　(56年2月)

児島～坂出ルート

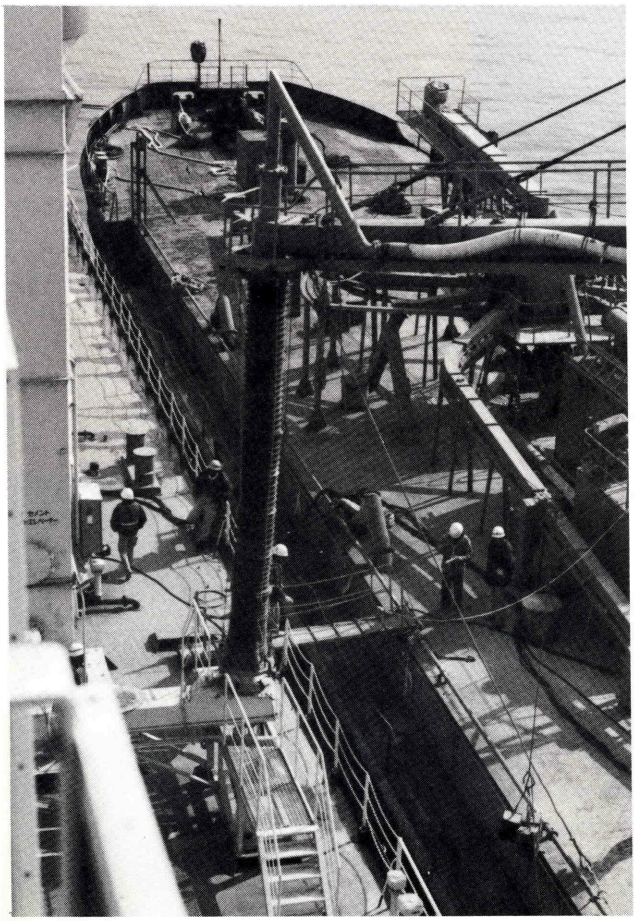
南北備讃瀬戸大橋(5P)



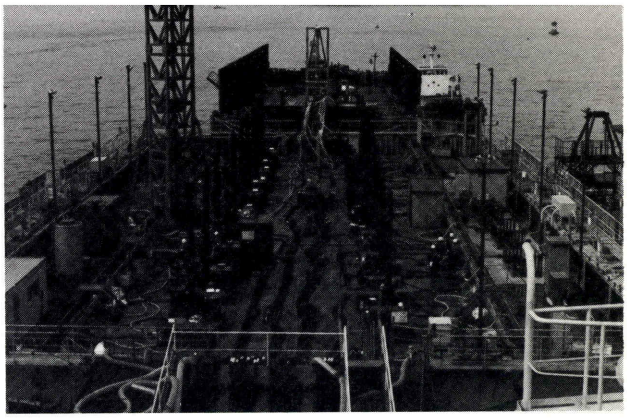
粗骨材投入状況　(55年12月)



モルタル注入中のプラント船「世紀」　(56年2月)



「世紀」へのセメント供給状況　(56年2月)



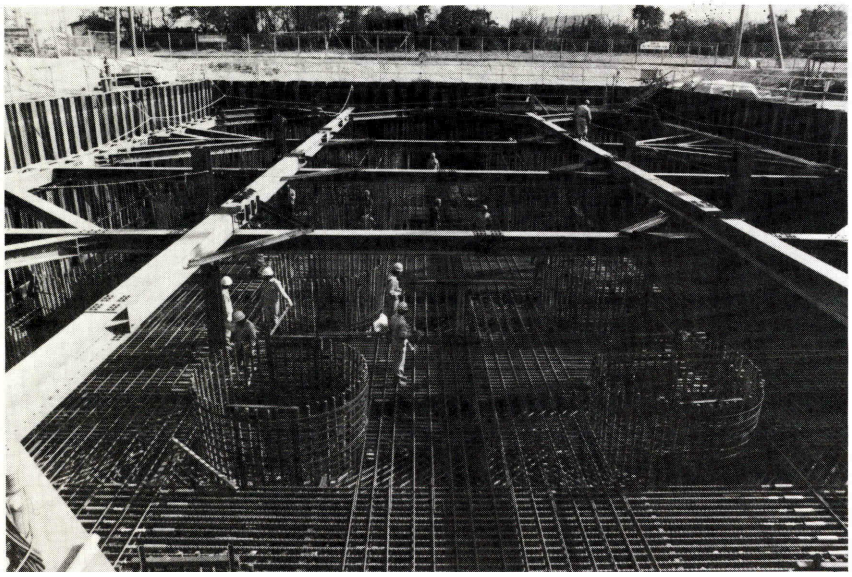
「世紀」によるモルタル注入作業　(56年2月)



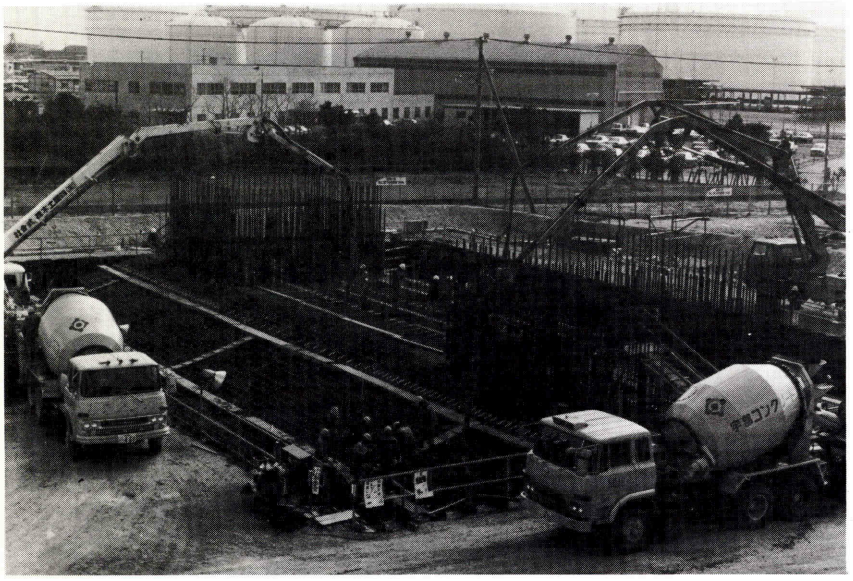
「世紀」への砂供給状況　(56年2月)

児島～坂出ルート

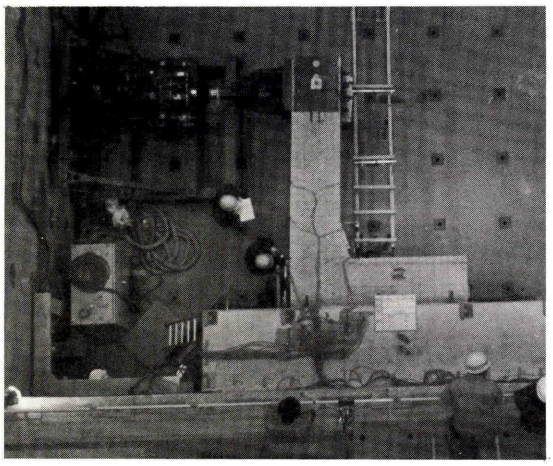
番ノ州高架橋



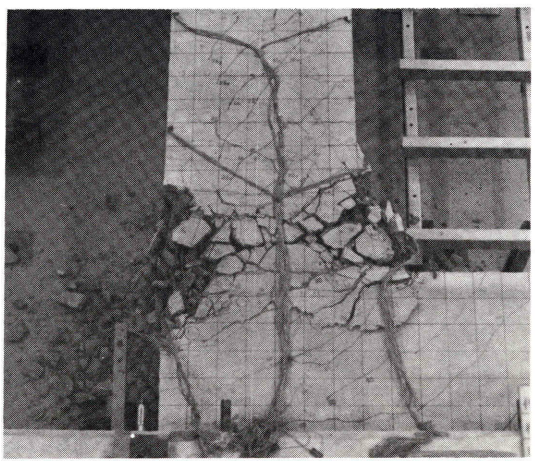
3P橋脚フーチング主鉄筋の組立状況
（55年12月）



3P橋脚フーチングのコンクリート打設状況　（56年2月）



橋脚上段柱模型実験（実験中）　（56年1月）



橋脚上段柱模型実験（終局状態）　（56年1月）

本州四国連絡橋を考える

Some consideration of Honshu-Shikoku Bridges

理事　山根　孟
Tsutomu Yamane

本州四国連絡橋公団にお世話になるようになってから半年以上になる。本来の技術問題については、目下のところ不勉強、本四技報の巻頭言にはいささか気がひける思いであるが、編集からの求め、公団発足以前の調査段階の仕事を担当した一人として、本州四国連絡橋について二、三考えてみたい。

一衣帯水、瀬戸内海によってへだてられた四国と本州とは、対岸相互、島嶼相互、舟運により結ばれ、生活圏が形づくられてきた。四国と本州とを自然条件に左右されることのない手段で連絡できないかという構想は、明治時代に入ってからと考えられる。

文献にあらわれたはじめての構想は、明治22年5月の讃岐鉄道開業祝賀会における大久保諶之丞の提案であろう。すなわち、「塩飽諸島ヲ橋台トシテ架橋連絡セシメバ、常に風波ノ憂ナク、南行北向、東奔西走、瞬時ヲ費サズ、ソレ国利民福コレヨリ大ナルハナシ。」というのであった。以後、大正、昭和にわたり明石・鳴門架橋はじめいくつかの構想が唱えられたが、構想を計画として具体化するための本格的な調査は、昭和30年代後半に入ってからであった。

昭和37年1月から42年5月にかけては、本州四国連絡橋の技術的検討が土木学会に委託され、土木工学はもとより関係各分野の学識経験者により延335回に及ぶ慎重な審議が行なわれた。その大きな業績は、計画にあたってどのような設計を行なうべきかの設計指針を作成したこと、技術的可能性を明らかにしたこと、橋梁計画に採り入れる基礎および上部構造を決定したこと、これらの成果にもとづいて策定された調査ルートそれぞれの橋梁計画について妥当性、実施の可能性、問題の解明に必要な調査を明らかにしたことであった。このような土木学会の答申に即して工費・工期がみつもられ、事業化を決定するうえでの技術的評価がまとまった。

一方、技術調査と併行して経済調査が行なわれてきたが、昭和42年度からは地域経済計量モデルによる効果分析が行なわれ、架橋が地域経済に及ぼす所得増加の大きさ、各種架橋案の投資効率などが計測されて経済的妥当性が検証され、また有料事業としての採算性が確認された。これによって事業化を決定するうえでの経済的評価がまとまった。

かくして、大久保提案以来の諸構想がようやく計画段階まで高められ、昭和45年7月、本州四国連絡橋公団の発足をみたのであった。これには、長年にわたる世論の支持はいうまでもなく、わが国の経済力の成長、生産技術の進歩が基盤にあることを見過ごしてはなるまい。

本州四国連絡橋の建設管理にあたっては、台風、地震、潮流などのきびしい条件下の世界的規模の橋梁が対象となるため、設計技術とりわけ長径間吊橋の耐風安定性、下部構造の耐震設計、列車走行の安全を確保するための吊橋の主塔または桁端における角折れ・伸縮の緩衝法、施工法とりわけケーブル架設工法、大水深、急潮流の条件下における海中基礎施工法、これらに必要とされる船舶機械、船舶航行の安全対策など広汎にわたり、高度な技術開発が必要不可欠である。公団発足以後、今日にいたるまで、なみなみならぬ努力がつみ重ねられ、関係分野におけるわが国のいわば総合力が結集されて、大きな成果が生み出されている。

上部構造、下部構造、耐風、耐震の各設計基準、吊橋主塔、ケーブルバンド、トラス格点、アンカレイジ、鋼製ケーソン等々の設計要領、新しい材料の規格などの確立・整備、現地条件に適合した工法としての設置ケーソン工法、多柱基礎工法の施工、これらを可能とした自己昇降式足場、モルタルプラント船、ロータリー式大口径掘削機等の開発が例としてあげられよう。

今後とも、これまで以上の努力が傾注される必要があり、事業の進展に即応して効率的、効果的な技術開発が推進されなければならない。明石海峡大橋には大きな課題が残されている。総合的な技術開発管理により一層の考慮を払うべきものと考えるのである。また、本事業において開発され、実施の経験を経、蓄積される建設技術は、わが国はもとより、海外の長大橋建設、海中構造物、海洋開発等にも大きく寄与するものである。

本州四国連絡橋は、以上のほか本州四国連絡橋特有の大きな問題をかかえている。

そのひとつは、わが国最初の国立公園として昭和9年に指定された歴史的意義の深い瀬戸内海国立公園を経過することである。このため例えば児島・坂出ルートにおいては、自然公園法による協議結果にもとづき、鷲羽山地区のトンネル化、櫃石島橋、岩黒島橋の斜張橋採用はじめ自然環境の保全、自然景観との調和に最善がつくされている。また、児島・坂出ルートにおいては、わが国はじめての環境影響評価が行なわれ、大きな経験が得られた。

長い間の懸案であった旅客船問題については、今国会に「本州四国連絡橋の建設に伴う一般旅客定期航路事業等に関する特別措置法案」が提案される運びとなった。一方、港湾運送関係の雇用問題についても対策のあり方を検討する段階に入った。そして、架橋によって影響を受ける旅客船事業の円滑な転換、離職者の再就職の促進等について具体策を立案する時期にいたった。

今後、新たな課題も生じよう。全体をみつめ、本質を見誤まることなく、それぞれの役割を十分認識し、力をあわせて世紀の事業を事故なく立派に遂行しなければならないと考えるのである。

リブ十字継手の疲労許容応力

The Fatigue Allowable Stress of Transverse Fillet Welded Joint

設計部　設計第二課課長代理　竹名興英
Koei Takena

設計部　設計第二課　岸本良孝
Yoshitaka Kishimoto

建設機械化研究所　伊藤文夫
Fumio Ito

1，まえがき

1,1 概　要

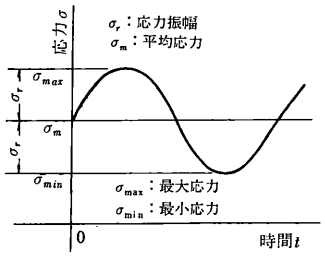
疲労設計するとき、実際の構造物としてはダイヤフラムあるいは垂直スティフナーとして使用されるリブ十字継手は、縦ビート継手とともに、最も重要な継手の一つである。本州四国連絡橋では、58キロ鋼、70キロ鋼および80キロ鋼といった調質高張力鋼の使用が相当量見込まれているが、橋梁でのこれらの実績は僅かであるので、各種継手の疲労強度を調査するとともに、多くの小型試験片による疲労試験を行ない、昭和49年3月に疲労許容応力度を定めた。しかし、この小型試験庁による疲労試験では、在来の低水素系溶接棒を使用した80キロ鋼のリブ十字継手の疲れ強さは、引張片振200万回で8.0kg/mm²で軟鋼の10.5kg/mm²より設計基準で1等級低下する結果が出た。これでは高張力鋼を使用するメリットが少くなるので、改良溶接棒や機械仕上げによってビード止端部形状を良くした小型試験片で疲労試験を行ない、その疲れ強さは軟鋼なみになることが分った。これによって調質高張鋼のリブ十字継手は、設計基準に示してあるように、主部材では溶接施工試験で確認してビード形状の良いすみ肉溶接棒を使用し、万一仕上げを要する場合はグラインダー仕上げをすることによって、C等級（引張片振200万回で10.5kg/mm²）で設計をする。またその他の疲労があまり問題とならない部材は、従来の溶接方法で、D等級（8.0kg/mm²）で設計することとした。このことを確認することが、大型疲労試験の当初の主要な目的の一つであった。

本報告は、リブ十字継手に関して、許容応力度を定めた経緯と大型疲労試験の結果をまとめたものである。

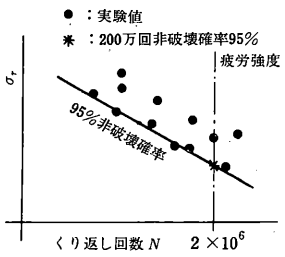
1.2 設計基準の疲労許容応力度の考え方

リブ十字継手について述べる前に、設計基準の疲労許容応力度の考え方を理解してもらう必要があるので、簡単に説明したい。

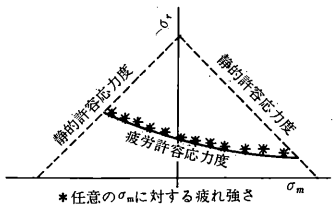
図－1のように、くり返し応力が加わる場合、任意の平均応力σ_mに対し、疲労試験より求めた$S-N$線図（図－2）から疲労強度σ_r（設計基準ではくり返し数200万回



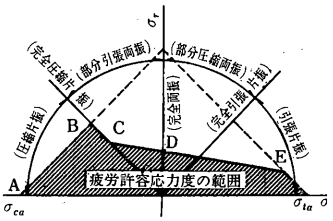
図－1　くり返し応力



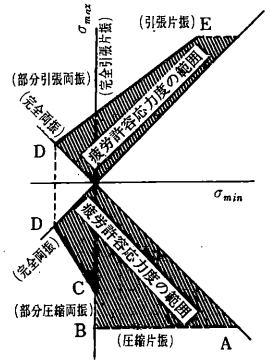
図－2　$S-N$線図



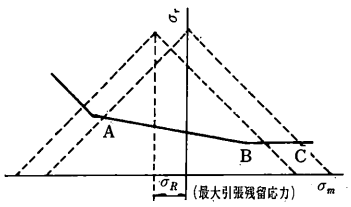
図－3　耐久限界線図



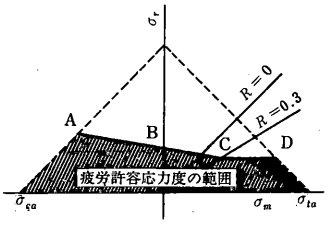
図－4　(σ_r, σ_m)表示の耐久限界線図



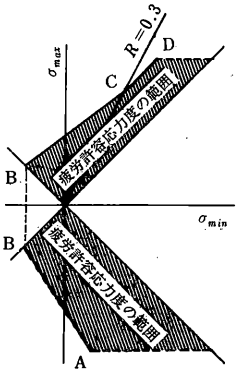
図－5　$(\sigma_{max}, \sigma_{min})$表示の耐久限界線図



図－6　耐久限界線図の残留応力の影響



図－7　設計基準の耐久限界線図 (σ_r, σ_m)表示



図－8　設計基準の耐久限界線図 (σ_r, σ_m)表示

を基準とし、非破壊確率95%程度を目安としている）を求め、図－3のように耐久限度線図を書き、その下限を疲労許容応力度とすればよい。しかし、疲労は、鋼材の材質、溶接工の技量、溶接の環境、その他多くの要因にによって、バラツキの大きい現象であるので、耐久限度線図を書くには十分なデータが必要となる。そのため、ある条件（一般には完全引張片振り）で十分なデータを集め、その継手の性質を見極め、他の条件については、古くから提案されている考えを、小数実験で確認し、利用するのが、合理的で現実的である。

まず残留応力のない継手の耐久限度線図は定性的には、同じ内容を図－4、図－5のようにそれぞれ（σ_r、σ_m）、（σ_{max}、σ_{min}）で表わせる。つまり、くり返し応力に引張成分がある場合（各図C～D～E）は、σ_mの増加に対しσ_rは直線的に減少する。また、くり返し応力が圧縮領域だけの場合（各図A～B～C）は、疲労破壊は生じないで、静的許容応力で決まる（図－5の方が理解しやすい）。

しかし実際の継手では残留応力が存在するので、図－6のように最大引張残留応力σ_Rだけ平行移動し、また平均応力のある程度高い領域は（B～C）では、最大応力プラス最大引張残留応力が、降伏応力σ_Yを常に超えることになるため、平均応力の影響が少なくなり、σ_rは一定となる。

以上のようなことがらを考え、縦ビード試験結果を基本として、設計基準では、図－7のように応力比$R(\sigma_{min}/\sigma_{max})\leqq 0.3$では直線変化、$R>0.3$では平均応力の影響をなしとした。それを（$\sigma_{max}$、$\sigma_{min}$）で表わしたのが図－8で、設計基準の許容応力の式は（σ_{max}、k）で表わしたものである。A～Bが$\sigma_{max}=A/(1-1.4k)$、B～Cが$\sigma_{max}=B/(1-0.7k)$[4]で、同じ直線上にありながら式が違うのは、絶対値の大きい方をσ_{max}としているためである。

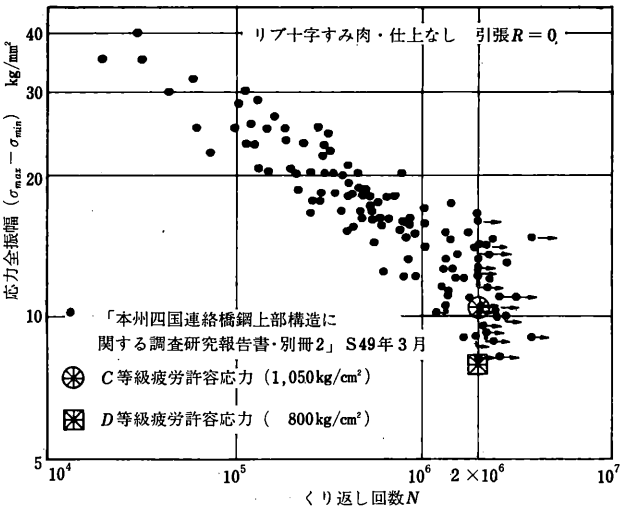
詳細については「平均応力の影響」[1]を読まれたい。

2. 大型疲労試験前のリブ十字継手

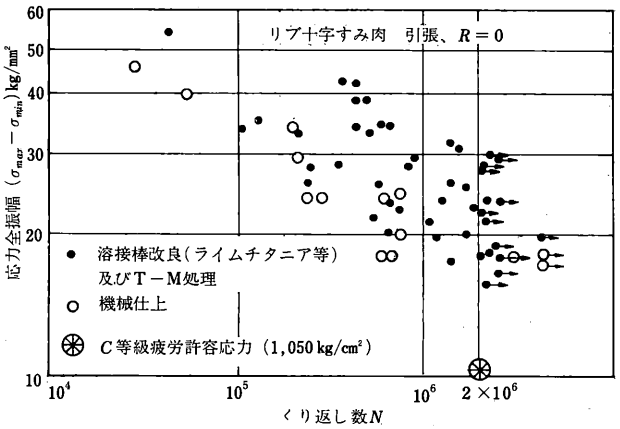
本州四国連絡橋で調質高張力鋼の使用が相当量予想されたが、その疲労試験データはほとんどなかったため、本四公団では80キロ鋼を主体とした小型試験片での疲労試験を行ない、S49年3月に疲労許容応力度を定めた。[1),4)]

2.1 在来の低水素系溶接棒を使用した場合の疲れ強さ

図－9のように、200万回95%非破壊確率は8 kg/mm²で、軟鋼の10.5kg/cm²（継手分類のC等級）より1等級低い（D等級）。これは在来の低水素系溶接棒を使用すると、ビード形状が凸状となり、止端部の応力集中効果が高く、軟鋼にくらべて調質高張力鋼の切欠感受性が高いためと考えられる。しかしこれでは高張力鋼を使用するメリットが少くなる。そのため疲労強度を高める工夫が必要となった。



図－9　在来の低水素系溶接棒使用の場合



図－10　ビード性状の良いすみ肉溶接及び機械仕上の場合

2.2 ビード形状を良くした場合の疲れ強さ

リブ十字継手のすみ肉溶接の形状を良くする方法としては、改良棒の使用、Toe Melting法、機械仕上等があるが、図－10にその疲労試験結果を示している。これはC等級を満足している。

これによって、設計方針としては、調質高張力鋼を使用する主部材のリブ十字継手は、実用的な方法として、ビード形状の良い改良溶接棒を使用し、万一仕上げを要する場合はグラインダーで仕上げることを前提にし、C等級で設計する。その他の疲労があまり問題とならない部材では、従来の溶接棒で、D等級で設計することとした。

しかしこれらの試験だけでは、以上の方針を決定するには、試験内容および改良溶接棒の実態把握が十分とはいえなかったので、大型疲労試験でこれを確認する必要があった。

3. 大型疲労試験後のリブ十字継手

大型疲労試験の本来の目的は、

1) 寸法効果の影響。一般に部材寸法が大きくなると、その中に含まれる欠陥の寸法が大きくなったり、その数が増加するので、疲れ強さは低下するとされている。

2) 構造部材としての2次応力の影響。

であるが、それ以外リブ十字継手系供試体としての検討内容は、

1) ビード形状の良いすみ肉専用棒を使用した場合の疲れ強さは、設計基準のC等級を満足することの確認。

2) 主材の板厚の違いおよび主材とリブの板厚比の違いの効果。H.de. Leiris、H. Dutilleul のリブの板厚を変えた片振引張疲労試験によれば[1]、リブの板厚が大となるほど疲れ強さが低下している。これはリブの板厚が大となるほど疲れ強さが低下している。これはリブの板厚が大となるほどリブ中に流入する応力が大となり、すみ肉溶接止端に作用する応力が大となるためである。

3) ボックス断面のダイヤフラムのコーナー部ではすみ肉ビード形状が悪くなるので、スカラップを取りまわし溶接した場合とスカラップなしでビードを重ねた場合の2種類について、疲れ強さに与える影響。

4) 多層溶接の影響。他のビード上に溶接するために、その止端形状は悪くなる。

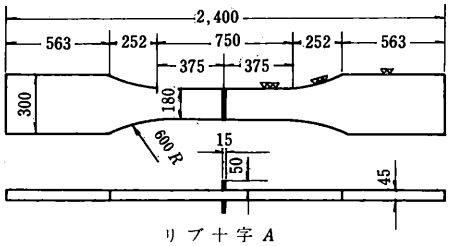
5) リブの材質による影響。

6) 応力比による影響。

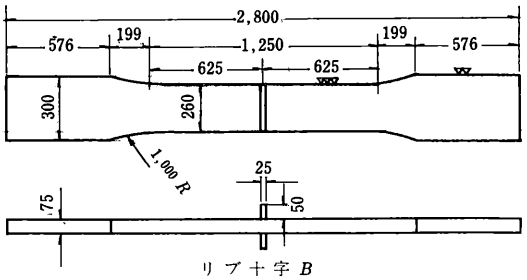
などである。

3.1 供試体

リブ十字継手供試体として、3種類製作し、そのうち2種類は板材（リブ十字AおよびB、図－11）、他1種はダイヤフラム付き箱断面である（図－12)。供試鋼材は、主材はすべてＨＴ－80で、リブ材は、ＨＴ－80、ＳＭ50ＡおよびＳＳ41の3種で、表－1にその機械的性質と化学成分を示す。主材およびリブの板厚は、それぞれ、リブ十字Ａで45mmおよび15mm、リブ十字Ｂで75mmおよび25mm、箱断面で15mmおよび9 mmである。

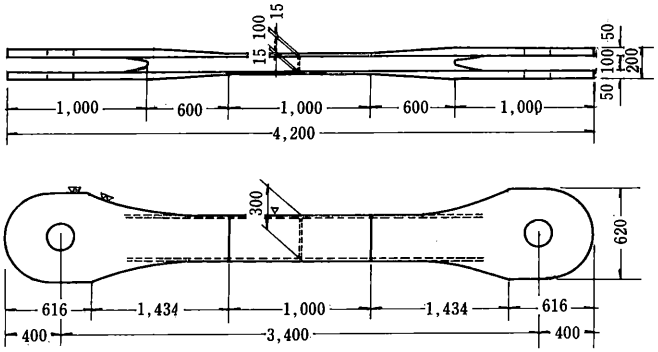


リブ十字 A



リブ十字 B

図－11 リブ十字供試体



図－12 箱形断面供試体

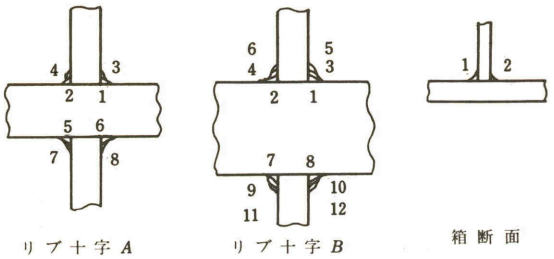
リブ十字すみ肉は、すべて水平手溶接で、溶接棒はリブ十字Ｂの3層目がＬＢ－62であるのを除いて、すべて改良形のビード形状が良いすみ肉溶接専用のＬＢＦ－62で、その溶接要領を表－2に示す。また溶接順序は図－13である。箱断面のダイヤフラムの溶接は、図－14のよ

表－1 供試鋼材の機械的性質と化学成分（ミルシート）

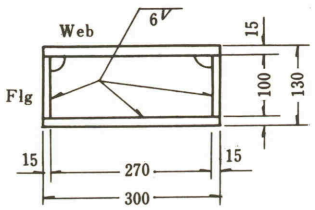
供試体 名称	用途	板厚 (mm)	材質	機械的性質 降伏点 (kg/mm²)	引張強さ (kg/mm²)	伸 (%)	化学成分 (%) C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Ni ×1000	Cr ×100	Mo ×1000	V ×1000	B ×1000	Cu ×100
リブ十字A	主材	45	HT80	77	84	24	10	27	97	15	5	104	59	330		2	
	リブ	15	HT80	79	82	29	12	29	92	12	7	100	55	400		2	
リブ十字B	主材	75	HT80	82.6	88.1	24	12	31	90	12	6	130	58	400		2	
	リブ	25	SM50A	34	52	23	16	38	137	20	24						
箱断面	主材	15	HT80	85	90	22～29	10～11	25～26	89～97	18	6～8	80～83	51～53	384～385	42～44	10～18	25～26
	ダイヤフラム	9	SS41	31	46	31	16	19	66	20	9						

表－2 リブ十字すみ肉溶接の要領表

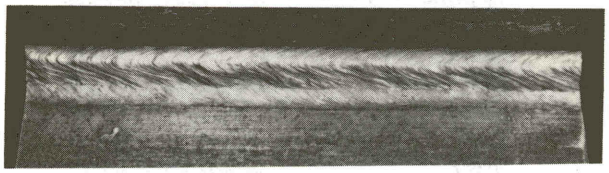
供試体	脚長 (mm)	溶接層数	溶接方法	予熱温度	初層 溶接材料	初層 棒径 (mm)	初層 電流 (A)	2層 溶接材料	2層 棒径 (mm)	2層 電流 (A)	3層 溶接材料	3層 棒径 (mm)	3層 電流 (A)
リブ十字A	10	2	手溶接	150	LBF-62	7	350	LBF-62	6	295			
リブ十字B	13	3	〃	〃	〃	8	430	〃	7	340	LB-62	5	210
箱断面	6	1	〃	100	〃	5	230						



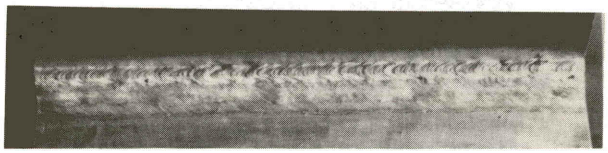
図－13　リブ十字すみ肉溶接施工順序



図－14　箱断面



写真－1　リブ十字Aすみ肉（2層）



写真－2　リブ十字Bすみ肉（3層）

うに、コーナー部に、片側はスカラップを取りまわし溶接し、他側はスカラップなしで溶接を重ねた。

写真－1および2に溶接部の写真を示したが、普通の溶接棒(リブ十字Bの3層目、LB－62）にくらべて、LBF－62を使用した場合は、ビード形状がきれいなのが分る（写真－2）。

3.2　疲労試験

表－3のように、リブ十字Aの供試体12体のうち、応力比0、0.6および－1が、それぞれ8体、2体および2体である。リブ十字Bおよび箱断面は、それぞれ3体づつ、すべて応力比0で試験を行なった。一部供試体に、疲労きれつの発生、進展性状を明らかにするため、あるくり返し数ごとに最小応力を上昇させて応力振幅を1/2とする二段多重応力振幅試験を行ない、破面にビーチマークを残すことを試みた。

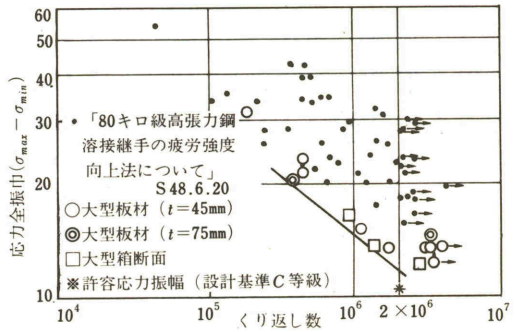
3.3　各供試体の疲れ強さ

各供試体の試験結果のうち、応力比0のものを、縦軸に応力範囲、横軸に破断寿命を両対数でプロットしたのが図－15で、過去に行なった小型試験片の試験結果も併記してある。図－16には、応力比0.6および－1のものをプロットした。疲労きれつ発生点は、リブ十字Aでは、

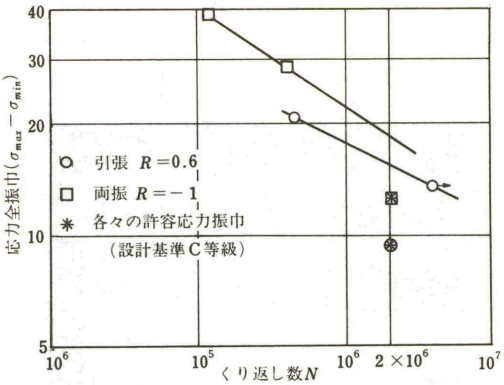
表－3　試験条件と結果

	番号	σ_{max}	σ_{min}	σ_r	K	$N(\times10^4)$	備　考
リブ十字A	1	13.8	0.3	13.5	0	328.5	破断
	2	32.7	19.3	13.4	0.6	＞400	破断せず
	3	49.4	29.1	20.3	0.6	46.5	破　断
	4	14.1	－14.1	28.2	－1.0	39.3	〃
	5	19.8	－19.8	39.6	－1.0	12.0	〃
	6	15.4	0.4	15.0	0	113.6	〃
	7	21.8	0.3	21.5	0	44.7	〃
	8	31.3	0.2	31.1	0	18.5	〃
	9	21.8	0.3	21.5	0	43.7	〃
	10	13.9	0.1	13.8	0	＞400	破断せず
	11	13.9	0.2	13.7	0	157.3	破　断
	12	13.8	0.2	13.6	0	＞328.5	破断せず
リブ十字B	1	13.7	0.1	13.6	0	321.4	破　断
	2	14.6	0.0	14.6	0	324.2	〃
	3	20.3	0.1	20.2	0	38.6	〃
箱	1	16.4	0.2	16.2	0	89	〃
	2	14.3	0.7	13.6	0	130	〃
	3	12.2	0.2	12.0	0	279	〃

ただし　σ：kg/mm²



図－15　大型試験体（R＝0）S－N線図



図－16　大型試験体（k＝0.6, －1）S－N線図

ほとんどが2層盛りしたビードの1パス目の止端、リブ十字Bでは3層盛りしたビードの2パス目の止端、箱断面ではほとんどがビードを重ねたコーナー部のビードがだんご状になった止端部である。

この結果から、リブ十字継手の疲れ強さについては、

1）溶接条件が一致しないので単純に比較はできないが、過去に行なったビード形状を良くした場合の小型試験片にくらべ、大型試験体の疲れ強さは若干落ちる。

2）試験体の種類によって疲労きれつ発生点が異なるが、それによる疲れ強さの有意差は認められなかった。

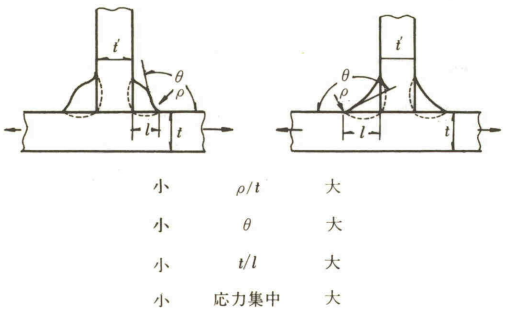
3）リブの板厚およびリブの材質による疲れ強さの有意差は認められなかった。

4) 応力比0の200万回非破壊確率95%の疲れ強さは約11kg/mm²で、設計基準のC等級10.5kg/mm²を満足している

5) 応力比0以外の場合、試験数が少いが、いずれも設計基準を満足している（図－16）。

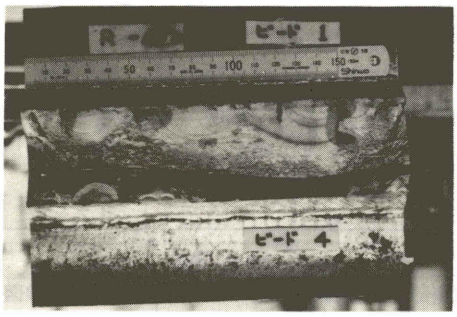
3.4 疲労きれつ発生状況

主応力直角方向のすみ肉溶接継手の疲れ強さは、溶接止端部の幾何学的形状の影響を受けることが知られている。図－17に示したように、一般的に切欠半径:ρ、接線角：θが小さいほど応力集中が大きい。そこで本四公団、止端形状測定法(案)を基にリブ十字試験体A、Bおよび箱形断面供試体の溶接止端形状（切欠半径：ρ、接線角:θ、アンダーカット深さ：d)を測定し疲れきれつ発生状況との関係を調べた。



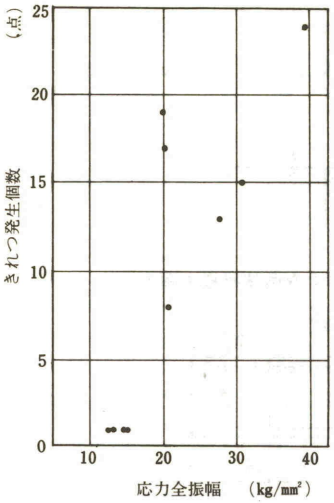
図－17 溶接止端形状と応力集中の関係

(1) リブ十字継手

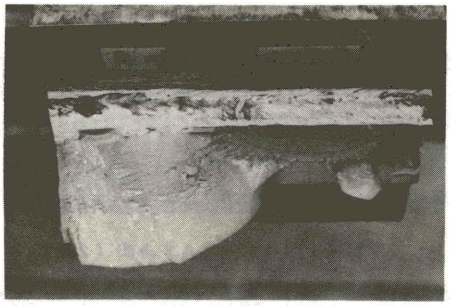


写真－3 リブ十字継手（A形）疲労破面

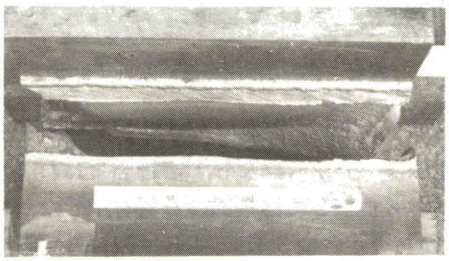
疲労破面の一例を写真－3に示す。破面に残されたビーチマークから、きれつは疲労試験のごく初期に複数箇所より、ほぼ同時に発生し、ビード波目に沿って進展している。また磁粉探傷の結果、破断面とリブを介して反対側のビードにもきれつの存在が認められた。溶接止端形状を測定したA、B試験体のきれつ発生個数と応力全振幅との関係を図－18に示す。このように応力振幅が大きいほどきれつ発生点数は増す傾向にある。きれつ発生個数はA形では7体で73箇所、B形では3体で17箇所確認された。きれつの発生点はA形では2層盛りした1パス目の止端（写真－4）であり、B形では3層盛りした2パス目の止端（写真－5）であった。A形においても



図－18 応力全振幅と きれつ発生箇所



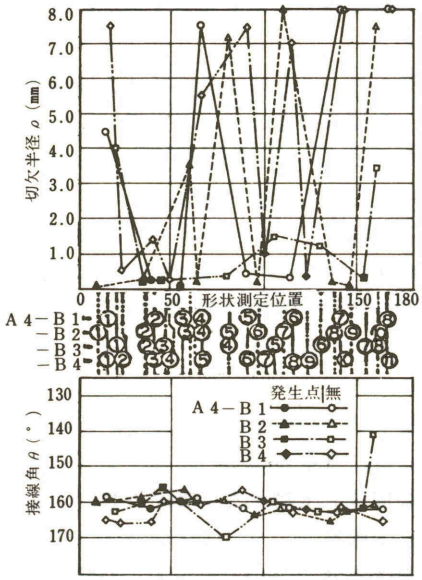
写真－4 きれつ発生状況（リブ十字A）



写真－5 きれつ発生状況（リブ十字B）

2パス目の止端よりきれつが発生したものが14箇所存在したが、この場合の1パス目の止端は$\theta \geqq 165°$、$\rho \geqq 7.5$mmで2パス目止端と比べ形状が非常に滑らかであり、応力集中が小さいために2パス目止端よりきれつが発生したものと思われる。図－19にビード方向におけるρ、θ測定例を示す。A－4供試体においてはすべてのビードよりきれつが発生し、止端形状はビード長さ方向に沿って変化することがわかる。θは160°前後に集中しているが、ρは0から8mm以上とばらついている。しかし、きれつ発生点のρは1.0mm以下の所に多い。ρ、θ測定結果を表-4に、きれつ発生点のρ、θの関係を図－20に示す。B形におけるθがA形より小さいのは2パス目止端よりきれつが発生しているためである。θにおいてはきれつ発生点とそれ以外では有意差は認められないが、きれつ発生点のρはそのほとんどが1.5mm以下できれつ発生点以外と比べ非常に小さな値を示している。

止端部の微少アンダーカットよりきれつが発生したも

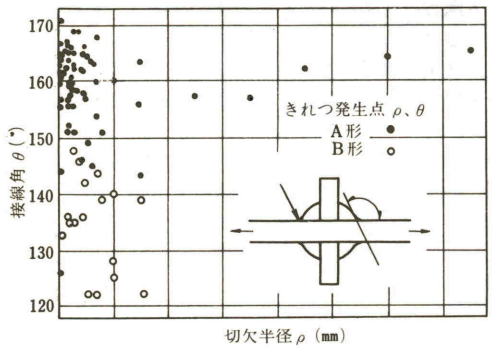


図－19　形状測定位置とρ、θ（A－4）

表－4　止端部形状測定結果（単位 ρ:mm、θ:°）

止端部形状＼供試体名		リブ十字溶接継手 A形	リブ十字溶接継手 B形	Box断面供試体
きれつ発生点	$\bar{\rho}$ (σ)	0.25(0.21)	0.41(0.27)	—
	$\bar{\theta}$ (σ)	159.6 (7.77)	134.8 (8.44)	—
きれつなし	$\bar{\rho}$ (σ)	4.00(3.23)	2.96(2.42)	4.87(1.96)
	$\bar{\theta}$ (σ)	163.3 (4.60)	141.4 (8.25)	142.7 (7.85)

リブ十字ρ、θ測定点数 n ＝214（A:168、B:46）Box n＝45
きれつ発生点数 n＝90（A:73、B:17）
－：平均値、σ：標準偏差

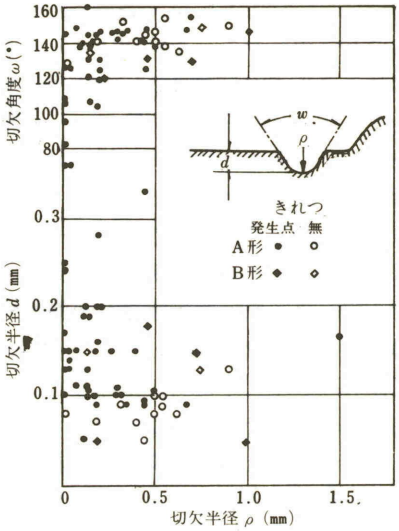


図－20　きれつ発生点の止端部切欠半径ρと接触角 θ

のがA形で39点（A形きれつ発生点数の53.4%）、B形で4点（同じく23.5%）存在した。図－21にその部分の切欠角度：w、深さ：dの測定結果を示す。ρはきれつ発生点であるため1.0mm以下であり、wは鋭角的なものは少なく、120°から140°前後に分布している。溶接止端部での応力集中率はF.E.M.解析によるとk_t＝1.69（A形供試体　ρ＝6.2mm、θ＝164°、d＝0mm）となり、そこにアンダーカットがあることにより切欠効果が相乗され、鋼橋等製作基準における許容深さ0.3mm以下の浅い微少アンダーカットでも疲れ強さに及ぼす影響は大きいことがわかる。

(2)　箱形断面供試体

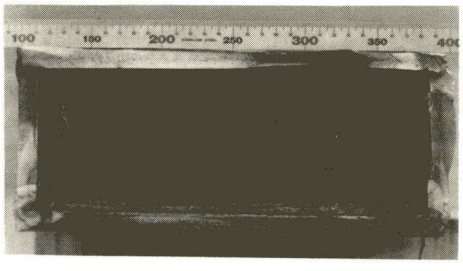
ダイヤフラムの溶接は手溶接水平すみ肉であるが、フランジ側の溶接方向はNo.1はコーナー部よりスカラップ



図－21　止端部微少アンダーカットと切欠半径

方向へ、No.2、3はスカラップ側からコーナー部方向に溶接し、スカラップのまわし溶接は、スカラップのみを溶接するものと、まわし溶接をしてそのまま裏面溶接に続けるものとがあり統一されていない。疲労きれつはリブ十字と同様、ダイヤフラム溶接止端部より生じ、ビーチマーク試験より荷重半減回数とビーチマーク本数が一致していることから、きれつ発生寿命は10万回以下でほとんど期待できず、破断寿命の大部分はきれつ進展寿命であることが分った。No.1の疲労きれつは、コーナー部、フランジ側溶接のスタート部より生じ、溶接金属がだんご状になっている箇所でフランジ方向とウェブ方向の2箇所の起点があった。写真－6にNo.2の疲れ破面を示す。疲労きれつはコーナー部2筒所、スカラップ部2箇所(同じスカラップの裏側に1箇所存在している）あったが、コーナー部はどちらもフランジ側溶接終端のクレータ部であった。最終的に破断に至るまで進行したきれつ（写真－6左下）はフランジ側に2箇所、ウェブ側に1箇所の起点をもちそれらが合体して1つの疲れ破面を形成している。スカラップ部よりきれつが生じたのはこの供試体のみであり、θ＝90°程度で他のスカラップまわし溶接形状と比べ極端な凸形ビードをしていた。No.3はNo.2と同様コーナー部、フランジ側溶接終端クレータ部より2箇所、ウェブ側溶接始端に1箇所きれつが生じていた。

きれつ発生点は3体で11箇所認められ、ボックス内面コーナー部溶接ビード終始端より生じたものが9点、スカラップまわし溶接部2点であった。試験後にダイヤフ



写真－6　箱形断面供試体（No.2）疲れ破面

ラム部ビード形状を測定した結果（表－4）、ρ、θはリブ十字のきれつが発生しなかった範囲にありその一致がみられる。きれつ発生点の形状はコンパウドに取れないため確認できないが、ビード終始端のクレータ部またはだんご状になっている所より生じているため応力集中が高い状態にあったと推察される。従ってビード終始端の形状を改善することにより疲れ強さの向上が期待され、スカラップを設けることが有効であると思われる。

以上、リブ十字継手と箱形断面供試体のきれつ発生状況をρ、θの関係を示しながら述べたが、止端形状測定については個人差も大きく、その方法は確立していない。今回の測定法においても充分な精度を示していると思われるが溶接止端形状と疲れ強さの関係をより的確に敏感にとらえる方法を検討する必要がある。また現場状況、溶接工の技量によりビード形状も変わるため、仕上げを要求するビード形状についてはその判定基準を示すことのできる限界見本、ゲージ等が必要であろう。

4. 結　論

調質高張力鋼を使用したリブ十字継手の疲れ強さは、従来の小型試験片による疲労試験の結果から在来の低水素系溶接棒を使用した場合は、引張片振り200万回に対して8.0kg/mm^2、ビード形状を良くした場合に10.5kg/mm^{2}とし、設計方針は、主部材はビード形状を良くする方法を用い、他の疲労があまり問題とならない部材は従来の溶接方法で良いとしたが80キロ鋼を用いた大型疲労試験の結果から次のようなことが分った。

1) ビード形状の良いすみ肉専用棒を用いれば、特に仕上げを行なわなくても現行の設計基準を満足している。しかし、溶接工の技量等の影響を受けるので、溶接施工試験で確認し、実際の製作にあたっては、万一仕上げを要する場合はグラインダー仕上げをする必要がある。

2) 応力比を変えた試験結果も同様に設計基準を満足している。

3) 疲労きれつは、リブ十字では2層溶接で1パスの止端、3層溶接で2パスの止端、また箱断面ではダイヤフラムコーナー部の溶接がだんご状になった止端でほとんどの場合発生しているが、疲れ強さは特に有意性はなく、いずれも設計基準を満足している。

4) 箱断面のダイヤフラムのすみ肉溶接は、スカラップをとりまわし溶接した方が、スカラップなしでビードを重ねた方より、ビード形状が良く、疲れ強さは高い。

5) 主材とリブの板厚比およびリブの材質による疲れ強さは特に有意差はない。

なお、溶接施工試験および実際の製作にあたって、許容できる止端形状（ρ、θ）は、測定法に問題もあり、本研究だけでは十分でなく、今後多くの検討が必要である。

5. あとがき

本試験は建設機械化研究所へ委託して行なわれたもので、研究所各位のご尽力、ならびに本報告をまとめるにあたり、埼玉大学の田島教授、東京大学の三木助教授にご指導をたまわったことを記して感謝の意を表する。

参考文献

1) 本州四国連絡橋の疲労設計　本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究昭和48年度報告書、別冊2　土木学会　昭和49年3月
2) 疲れに関する検討　本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究昭和55年度報告書、別冊2　土木学会　昭和55年3月
3) 伊藤、岸本、田島：溶接止端部形状と疲れ強さに関する一考察　昭和55年土木学会年次講演会Ⅰ－96
4) 上部構造設計基準・同解説　昭和55年6月
5) 調質高張力鋼製作研究部会報告書　昭和55年3月　海洋架橋調査会

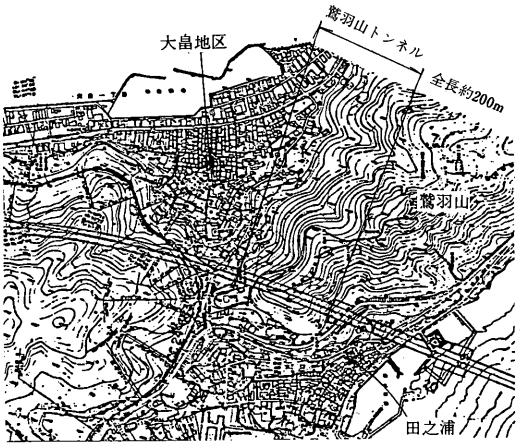
鷲羽山トンネル構造形式検討

Investigation of Washuzan Tunnel Structural Design

児島工事事務所　第二工事長付　藤井周志
Hiroshi Fujii

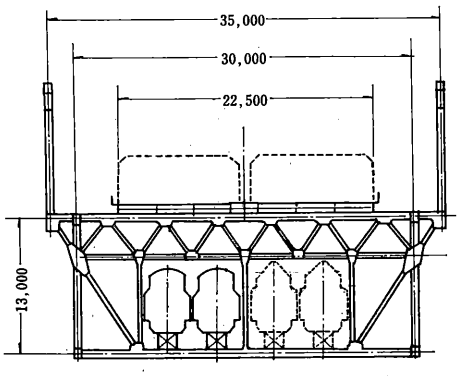
1. まえがき

鷲羽山は、瀬戸内海国立公園発祥の地としてその中央に位置し、国立公園第二種特別地域に指定されているとともに、名勝にも指定されている。その鷲羽山周辺の狭隘な地域には人家が密集し、漁師町を形成している。児島・坂出ルートはこの鷲羽山の西端を通過することから、自然環境、生活環境への十分な配慮が必要である。

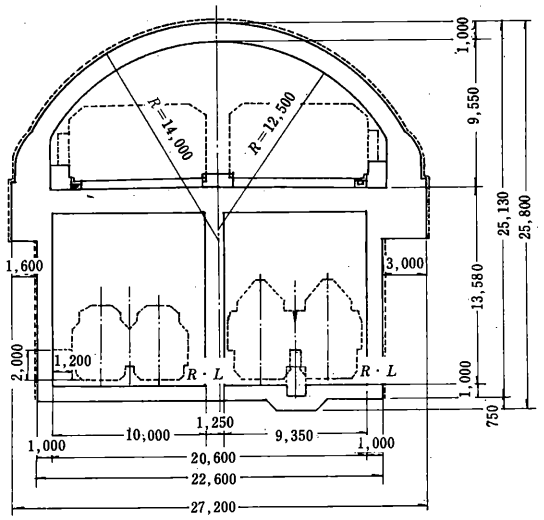


図－1　位置図

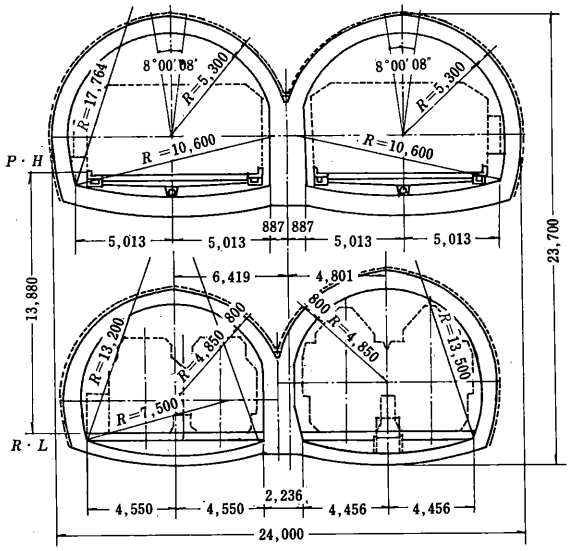
この地域は、道路・鉄道併用橋である長大吊橋の下津井瀬戸大橋（中央径間 940m）が直接接続しているため、道路、鉄道の平面、縦断線形にはほとんど自由度がなく、吊橋の道路、鉄道の相対的横断位置を、おおむねそのまま確保することが必要となり、トンネル工法ではトンネル断面が他に例のないような大断面となり、地質条件や施工条件を考えれば技術的に困難性が高いものと判断され、オープンカット工法で施工することとしていた。



図－2　標準横断図（吊橋部）



図－3(a)　単断面案



図－3(b)　複断面案

しかし、環境影響評価等の結果、「技術的に不可能でない限りトンネル工法とすること」との意見が多数出された。公団は、その後も引続きトンネル工法の検討を(社)日本建設機械化協会、(社)土木学会に委託し、トンネル工学、岩盤力学の研究者・専門家により構成される委員

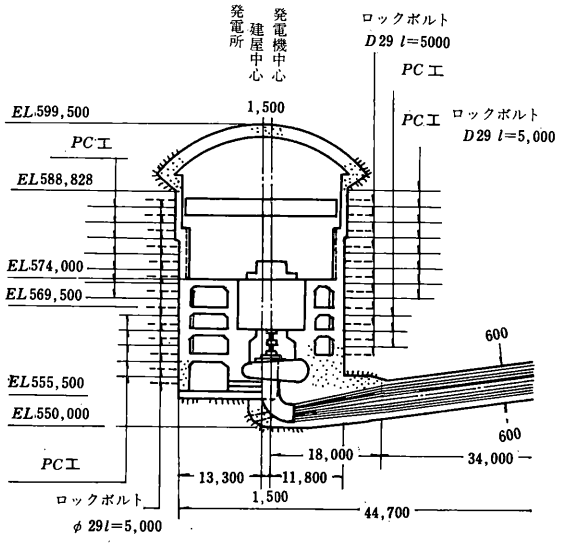
会を中心に調査研究を行なった。その結果、昭和54年3月の委員会報告で、「鷲羽山トンネルの実施にあたっては、……十分な事前調査を行なえば、最近のトンネル技術の進歩とも相俟って、……技術的に可能であろうと判断される。」と結論づけられ、単断面案、複断面案の2つのトンネル構造形式が提案された。

現在、この2つのトンネル構造形式について、トンネルの安定、施工法、経済性等について検討を行なっており、55年度末までには、構造形式の選定を終える予定である。本報告は、現在（昭和55年11月）までの検討経緯、結果を報告するものである。

2. 断面案の比較

2.1 単断面案

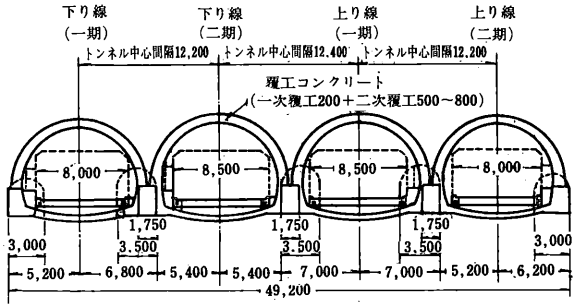
単断面案は、道路4車線、鉄道複々線を単一断面で包括しており、上部のアーチ部に道路を、下部のボックス部に鉄道を通す断面構造をもった大規模断面（アーチスパン27m）の案である。この規模の断面の施工例としては、国内ではかなりの数にのぼる地下発電所があるが、これらは、山の芯部、岩盤の堅硬なところに設けられており、そのまま交通トンネルである鷲羽山トンネルへの適用はできない。諸外国では、オーストリアのザルツブルグ地下駐車場、アメリカのサンフランシスコ・オークランドベイ橋のたもとにあるヤーバビューナトンネルがある。



図－4　玉原地下発電所

2.2 複断面案

複断面案は、道路2車線トンネル2本、鉄道複線トンネル2本の計4本のトンネルが、上下左右に接して設けられている構造である。それぞれのトンネルは、従来の道路、鉄道の断面と同規模であるが、トンネル相互が非常に近接しているため、トンネルの安定解析等について、従来のトンネル力学がそのまま適用できない。複断面トンネルと類似のトンネルとしては、水平方向に近接している貝塚トンネル（千葉県、京葉道路）、伊祖トンネル



図－5　貝塚トンネル（京葉道路）

（沖縄県、一般国道330号）がある。外国では、イタリアのマドンナ・デレ・グラツィエトンネルで、上下左右に3本のトンネルが近接している。断面効率は、単断面案に比べ、道路と鉄道との間の地山を掘削しないでよいこと、および、アーチ半径が小さくてすむことから、複断面案が優れている。

表－1　鷲羽山トンネルの基本諸元

項　目	単断面案	複断面案
延　長	205m	道　路 200m
		鉄　道 225m
掘削断面積	570m²	道　路 200m²
		鉄　道 190m²
覆工断面積	140m²	道　路 55m²
		鉄　道 55m²
内空断面積	アーチ部 170m²	道　路 165m²
	ボックス部 260m²	鉄　道 135m²
	計 430m²	計 300m²

3. 安定検討

3.1 テルツァギのゆるみ評価

トンネルの安定について、現在一般的に用いられているのは、テルツァギのゆるみ評価[1]である。これは、岩盤の状態、地下水位、トンネル掘削断面の幅、高さを与えれば、土荷重の高さとして土荷重が評価されるものである。鷲羽山トンネルの場合岩盤状態を「普通程度に塊状で割目のあるもの」と判断され、また「永久的に地下水位以上にある」と判断されるので、考慮すべき土荷重高さは、単断面案の場合9.3m、複断面案の場合8.3mと評価される。ただし、この評価も単断面案のような大断面トンネルや、複断面案のような超近接トンネルで、トンネル相互に力学的に干渉すると思われるトンネルに直接適用できるものではないであろうし、また、ロックボルト工法、コンクリート吹付け工法を主体とした支保型式のトンネルへの適用にも疑問があり、とりあえずの第一近似値としての目安程度のものであろう。

3.2 FEM解析

トンネルのFEM解析は、その対象が主として土ないし岩盤で、岩盤定数等の物性値のバラツキも多いため、

解析者の意図、目的、対象トンネルの規模、形状により、二次元、三次元ＦＥＭ、弾性、弾塑性、粘弾塑性ＦＥＭ、等方性、非等方性ＦＥＭ等が考えられ、また、施工手順等をどれだけ考慮するかによっても、結果はかなり違うものとなる。

現在までに、鷲羽山トンネルの解析で使用したＦＥＭは、二次元弾性ＦＥＭであり、施工手順を考慮しない方法（トンネル掘削の前後の応力、変位の比較を行なうもの）である。この方法の長所は以下のとおりである。

① 単純なモデルであるため、多くのケースについて計算することが容易である。

② 型式比較といったマクロな比較に必要な精度はあると思われる。

③ 弾性計算であるため、入力データが少なく、また、重ね合せの原理が適用できるため、解析者の直接的な理解が容易である。

1） 計算手順

Step 1 掘削前のモデルで計算を行なう。

入力：単位体積重量、変形係数、ポアソン比 側圧

出力：要素内応力、節点力

Step 2 掘削後のモデルで計算を行なう。

入力：掘削相当外力（掘削線上にある節点のStep 1で得られた節点力の符号を変換したもの）、変形係数、ポアソン比、側圧

出力：要素内応力、変位、（節点力）

Step 3 結果の整理

入力：地山の粘着力、地山の内部摩擦角、要素内応力（Step 1+2）変位（Step 2）

出力：要素内主応力、変位、せん断安全率

この方法の長所は、Step 2,3を繰り返し計算することにより、掘削手順を考慮できることである。

2） 岩盤定数等

計算に用いる岩盤定数は、本来、トンネル固有の設計思想、施工法、計測方法等に基づいて調査され、決定されるべきものであろう。公団では、鷲羽山トンネルのために、鷲羽山に調査坑を掘削するなどの地質調査を実施している[2]。また、海峡部長大橋梁下部工の設計のためにも多くの岩盤試験、岩石試験等を実施し、岩級区分別に設計地盤定数を設定している[3)4)]。本稿で述べているＦＥＭ解析の主たる目的は、鷲羽山トンネルの安定性を判断することであるため、安全側の地盤定数を使うことが妥当であると判断し、すでに安全側に設定してある海峡部橋梁下部工のための設計地盤定数を準用することとした。なお、調査坑において、地山の側圧を測定しているが、この値は、ポアソン比等から計算される側圧より大きく、トンネルの安定上有利に作用するため、上記安定側に計算しておくとの趣旨より、側圧については実測値を使用しないこととした。

表－2 ＦＥＭに使用した物性値

材料＼項目	変形係数Ｅ ×10^5 t/m^{2}1)	ポアソン比 1)	単位体積重量 t/m^3	粘着力 t/m^2	内部摩擦角φ deg
D 岩盤	0.25	0.3	1.9	17.5	31
C_L 岩盤	0.5	0.3	2.2	40	35
C_M 岩盤	1.0	0.3	2.4	60	37.5
C_H 岩盤	2.0	0.3	2.5	90	40
コンクリート	25.0	1/6(=0.167)	2.4	－	－

注：トンネル軸直角方向の計算であり、〝平面ひずみ〟としたＥ、νについては、次式のように変換した値を用いた。

$$E' = \frac{E}{(1-\nu^2)'} \qquad \nu' = \frac{\nu}{(1-\nu)}$$

表－3 計算ケース

断面	ケース	目的および内容
単断面案	SC-1	発破振動等の影響を考慮しなければもっとも妥当であると思われるケース
	SC-1(D)	発破振動による影響、地山のきれつの影響を直接的には評価できないので、地山がすべてＤ級岩盤であると仮定し、変位の最大限度の目安を得る目的のケース
	SC-2	覆工に作用する応力の最大限度を求める目的で計算したケース
複断面案	DC-1	SC-1 と同じ
	DC-1(D)	SC-1(D)と同じ
	DC-2	施工手順を多少考慮し、中央隔壁のコンクリートに発生する応力の最大限度を求める目的で計算したケース
	DC-5	中央隔壁に地山を残した場合の変位を求める目的で計算したケース

3） 計算ケース

計算は、トンネルの芯部（ＳＴＡ248＋60）の断面について左右にそれぞれ50ｍ、下方には、鉄道トンネル下盤から約10ｍ、上方は地表面までをモデルとし、境界条件は、それぞれの境界に平行方向には自由、垂直方向には拘束とした。節点数、要素数はそれぞれ約400である。

計算ケース数は、単断面案3ケース、複断面案4ケースの計7ケースである。

4） 計算結果

① 岩盤応力

単断面案では、アーチ脚部に330～400 t/m^2、ボックス脚部に270～380 t/m^{2}の圧縮応力が、発生している。また、アーチクラウン部には3 t/m^{2}の引張応力が発生している。（ＳＣ－１）

複断面案では、道路、鉄道それぞれのトンネル側壁部に260～350t/m^2、道路トンネルと鉄道トンネルとの中間岩盤に200t/m^{2}の圧縮応力が発生しているほか、道路、

鉄道それぞれのトンネルの中央垂下部に2～20t/m²の引張応力が発生している。(DC-1) また、中央隔壁がコンクリートである場合のコンクリートには、1,000t/m²(DC－2)、岩盤である場合の岩盤には400t/m² (DC-5) の圧縮応力が発生している。

単断面案と複断面案の応力を比較すると、単断面案の方が、全体的に圧縮応力レベルが大きく、その差は60～70t/m²である。複断面案の場合、中央隔壁の効果は大きく、中央隔壁のある方が、全体の圧縮応力レベルは小さく、引張り応力も発生しない。

② 変 位

単断面案では、アーチクラウン部で2.3～7.8cm、地表部で1.5～5.1cmの沈下が、インバート部では0.9～5.5cmの隆起が発生している。(SC-1,SC-1(D))

複断面案では、道路トンネルの中央垂下部で2.5～9.5cmの沈下が発生し、鉄道トンネルのそれでは、ほとんど沈下はみられない。また、地表部では1.4～5.3cmのの沈下が、道路トンネル、鉄道トンネルのインバート部では0.6～4.3cmの隆起が発生している。(DC-1,DC-1(D))

単断面案と複断面案の変位を比較すると、大きな差異は認められない。岩盤定数をすべてD級岩盤のものとした計算では、個々の岩盤定数を考慮したものより、単断面案、複断面案とも3.4～3.8倍の変位となっている。

③ ゆるみ領域

ゆるみ領域の定数については、定説はないが、本稿では、せん断安全率の小さいところ、引張応力が発生しているところをゆるみ領域と定義する。なお、せん断安全率を、破壊包絡線（直線）と、モールの応力円の近接度で定義する。

せん断安全率が1以下となる領域は、単断面案、複断面案とも存在しないが、1から2のあいだの領域は単断面案、複断面案ともトンネル側方で7～8m、上方へは3～10mである。(SC-1、DC-1)

岩盤定数をすべてD級岩盤のものを使用した場合、せん断安全率が1以下となる領域は、単断面案、複断面案ともトンネル側方に5～8m、上方に3～10m、1から2のあいだの領域は、おおむね地山全体に拡がっている。(SC-1(D)、DC-1(D))

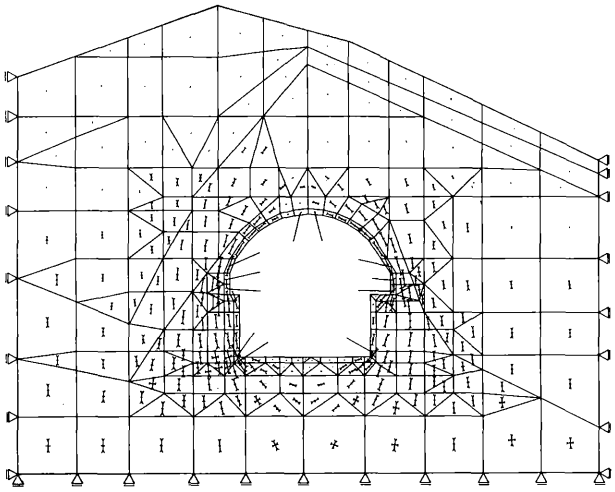
引張応力が発生している領域は、単断面案、複断面案ともトンネル側方に1～4m、上方に3～5mである。(SC-1、DC-1) 岩盤定数をすべてD級岩盤のものを使用して計算した場合、トンネル側方に1～4m、上方に3～10mである。

いずれにしても、単断面案、複断面案に大きな差異は認められない。

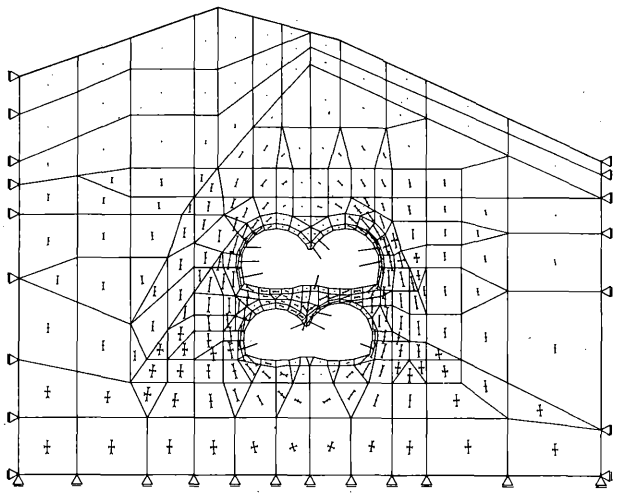
表－4 主 応 力 （単位 t/m²）

断面	掘削法＼位置	岩盤応力 ① 道路部アーチ上	岩盤応力 ② 道路部両側	岩盤応力 ③ 鉄道部両側	岩盤応力 ④ 中間岩盤	コンクリート応力 ⑤ アーチクラウン	コンクリート応力 ⑥ 側壁	コンクリート応力 ⑦ 中間壁
単断面案	一括掘削 SC－1	25～33 (-1～-3)	329～401	270～374				
	一括掘削 SC－1(D)	10～14 (-2)	180～207	193～253				
	段階掘削 SC－2	24～49 (23～4)	115～159	155～211		320～327	515～699	
複断面案	一括掘削 DC－1	(-1～-2)	257～349	266～347	146～225 (30～-20)			
	一括掘削 DC－1(D)	(-1)	166～188	184～228	112～252 (21～-17)			
	中間壁付(コンクリート) DC－2	263～311	233～248	304	264～415			308～1056
	中間壁付(岩) DC－5	175～370	270～283	324	187～307			188～406 (岩の応力)

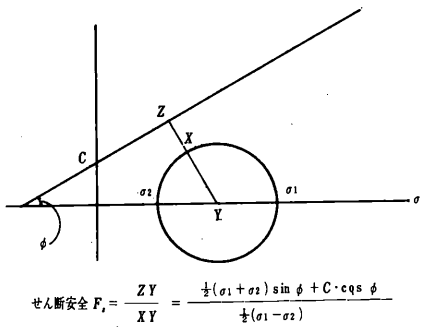
注：1) 圧縮応力を正とする。
2) 主応力のうち大きい方の応力を示す。ただし、（ ）内には小さい方の応力を示す。
3) 応力を示した位置



図－6 主要応力図（SC－1）

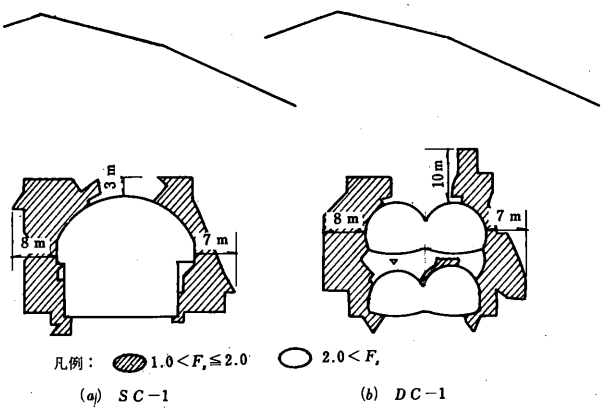


図－7 主要応力図（DC－1）



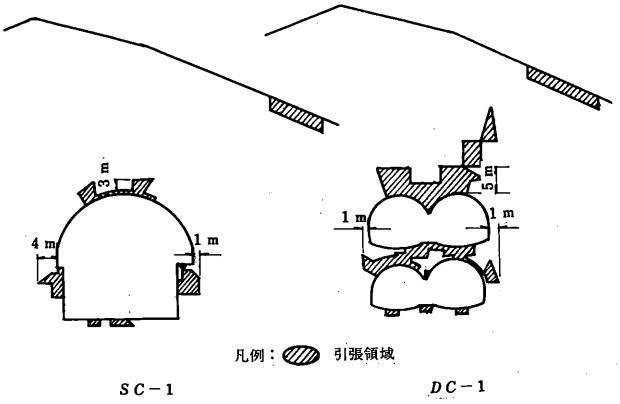
せん断安全 $F_s = \frac{ZY}{XY} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1+\sigma_2)\sin\phi + C\cdot\cos\phi}{\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_2)}$

図－8　せん断安全率の定義



（a）　SC－1　　（b）　DC－1

図－9　せん断安全率



（a）　SC－1　　（b）　DC－1

図－10　引張領域図

5）判　定

これらの結果から判断すると、単断面案、複断面案については、安定上基本的な大きな差異はなく、単断面案の場合は、アーチ脚部、複断面案の場合は道路トンネルと鉄道トンネルの間の中間岩盤を中心に十分な補強を行なえば、掘削可能であると判断される。なお、この解析には、支保工、掘削手順を考慮していないため、今後これらを考慮した解析、比較が必要となる。

4.　施工性

4.1　単断面案

頂設導坑、アーチ脚部の導坑を掘削後、アーチ部をリングカットし、コンクリート吹付工、ロックボルト工、鋼アーチ支保工を施工し、覆工コンクリートを打設してアーチ部の補強を完了する。その後、核掘削を行ない、ＰＣアンカーで、側壁を補強しながら、ボックス部をベンチカットしながら切下がっていく。この方法は、地下発電所の施工法と同様である。単断面案はその形状が単純であるため、地中変位、内空変位等の計測結果から補強必要箇所が判り易いという利点はあるが、断面が大きいためその補強方法に難がある。また、アーチスパンが大きいため、坑口附近の施工方法にも検討が必要である。

4.2　複断面案

鉄道トンネルの隔壁部に導坑を掘削し、隔壁コンクリートを打設後、鉄道トンネルを片側ずつコンクリート吹付工、ロックボルト工を施工しながら掘削し、覆工コンクリートを打設する。鉄道トンネルを施工後、直路トンネルも同様の手順で施工することになる。

複断面案は、形状が複雑であるため、計測結果から補強必要箇所が、判りにくい面がある。しかし個々の坑口附近の施工は、在来トンネルと同じ施工法が採用できると思われる。

4.3　関連工事

南坑口では、下津井瀬戸大橋のトンネル式アンカレイジの工事、ケーブル工事との工期の重複があり、鷲羽山トンネルは、北坑口から掘削することとなる。トンネル式アンカレイジの掘削と、鷲羽山トンネルの工事は工期の重複は避けられないが、もっとも近接しているトンネル式アンカレイジの坑口は、鷲羽山トンネルの導坑がそこに達する前に覆工をする必要があろう。北坑口附近では、鷲羽山トンネル掘削前に施工する市道南町石の塔線付替トンネルが、また、掘削後に施工する鉄道ボックストンネルがある。これら関連工事からは、単複の決め手はないと思われる。

5.　維持管理、経済性

単断面案の場合、道路面から天端までの高さは9.0ｍ、軌道面から天端までの高さは12.0ｍで、複断面案のそれは各々7.0m、7.0ｍとなっており、天端の低い複断面案の方が、維持管理上有利であると思われる。

道路トンネルの換気については、トンネル延長が短かいので問題とはならない。また。供用中の道路火災を考慮すると、断面が上・下線で分離している複断面案が有利であると思われる。

経済性は、具体的な施工法が詰められていないので、大雑把なものとならざるを得ないが、単断面案、複断面案とも大差がない。

6.　あとがき

鷲羽山トンネルの構造形式については、ようやく概略

表－5　変　位　　（単位　cm）

断面		地表面変位	岩盤変位 ① 道路部アーチ上	② 道路部側壁	③ 道路部インバート	④ 鉄道部アーチ上	⑤ 鉄道部側壁	⑥ 鉄道部インバート
単断面案	一括掘削 SC－1	1.5	2.3	0.1～0.3				0.9
	一括掘削 SC－1(D)	5.1	7.8	1.0～1.6				5.5
	段階掘削 SC－2	0.5	0.8	0.1				0.6
複断面案	一括掘削 DC－1	1.4	2.0～2.5	0.1～0.2	-0.1～0.6	−0.4～−0.3	0.2～0.4	0.6～0.7
	一括掘削 DC－1(D)	5.3	7.7～7.9	0.4～0.9	0.3～4.2	-2.6～0.2	0.9～2.4	3.6～4.3
	中間壁付(コンクリート) DC－2	0.6	0.5～1.1	0.1～0.3	-0.4～0.1	-0.2～0.4	0.2～0.3	0.2～0.5
	中間壁付(岩) DC－5	0.9	1.1～1.4	0.1～0.7	-0.3～0.1	-0.1～0.5	0.2～0.3	0.4～0.6

注：1.　岩盤変位は断面周辺の岩盤変位であり、内側方向を正とする。
　　2.　変位を示した位置。

比較を終えたところであるが、単断面案、複断面案について、決定的な差異は見出せなかった。いずれの案であれ、最新のトンネル技術を駆使した施工が必要であり、より詳細な構造形式の比較、検討を行なう必要があろう。

具体的には、施工手順、ロックボルト工、コンクリート吹付工の効果を考慮した安定解析が必要であろうし、それに基づいた支保形式、施工法を選定し、経済比較も行ない、断面を決定する必要がある。また、現在、鷲羽山で施工している運搬用坑道工事の施工状況および、この中で実施する各種計測も、鷲羽山トンネルの実施にあたって、工事の安全性、確実性を高めるために大きく寄与するものと思われる。

鷲羽山トンネルの検討は、鷲羽山トンネル安定委員会の委員の方々のほか、多くの専門家の調査、検討、指導の成果であり、筆者らは、現在までのそれを取りまとめたものであり、前記各位に深く感謝するものである。

参考文献

1)　土木学会：トンネル標準示方書（山岳編）・同解説
昭和52年版、昭和54年12月15日、P45～46
2)　宮下　力ほか：鷲羽山の地質調査、本四技報 Vol.4 No.12、1980、4
3)　山県　守：児島・坂出ルート海峡部地質調査（その1）
本四技報 Vol. 2 No. 3、1978. 1
4)　山県　守：同上（その2）本四技報 Vol. 2 No. 4、1978. 3

吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法（下津井瀬戸大橋1A）（その3）

Calculation Method of Ultimate Resisting Pull Strength of Tunnel Type of Anchorege for Suspention Bridge

設　計　部　設計第三課長　金光　宏　Hiroshi Kanemitsu
鳴門工事事務所　第七工事長　大町武司　Takeshi Omachi
設　計　部　設計第三課　樋口康三　Kozo Higuchi

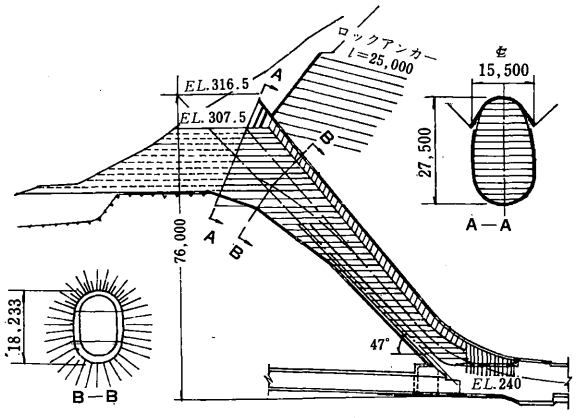
5. 鉄塔基礎－岩盤系の引抜き試験の事例

上記事例について調査した結果が、表－10に整理され、示されている。表－10には、「基礎－岩盤系の水平抵抗に関する検討」の結果（模型実験）が参考のために収録されている。その成果を拡底部が限界深度以深に根入されているような場合のトンネル式吊橋アンカレイジに適用して考えてみると、そのような場合の軀体軸 radial方向の拘束力（押し付け力）はかなり大きいと考えられることから、拡底部の形状（wedge type or anchor head type）は極限引抜き耐力にさほど影響しないと言えよう。

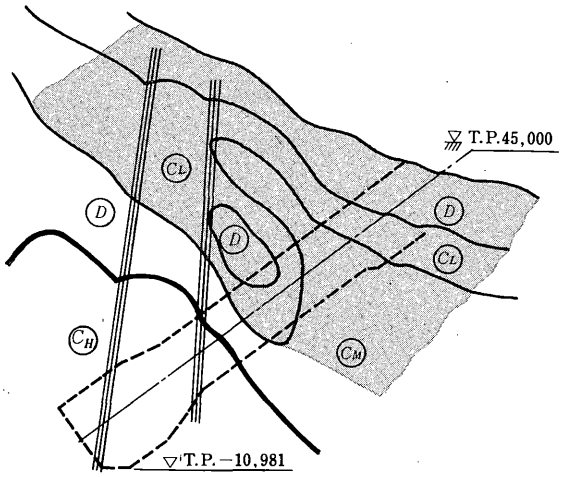
6. 斜坑掘削の事例（図－43、参照）

7. SBIA の極限引抜き耐力の算定

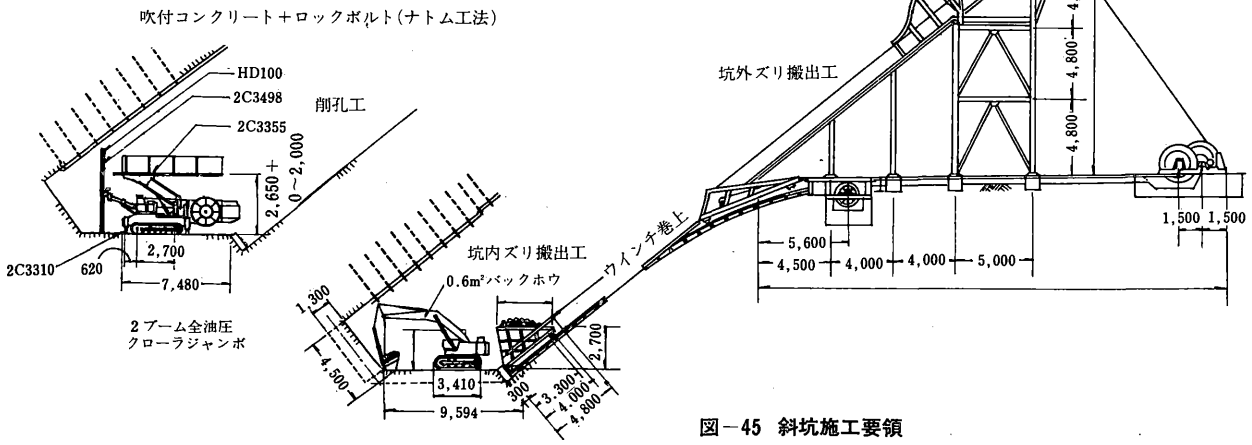
表－11にはＳＢ１Ａの軀体形状・寸法の決定要因および極限引抜き耐力の算定法に係る年次別検討経緯一覧表が整理され示されている。ＳＢ１Ａの地盤概況および発注設計（昭55事業年度）で想定している斜坑掘削施工要領は別途図－44、45に載せてある。



図－43　有間ダム洪水吐施工図
（かなり風化した粘板岩を主体としたチャートとの互層地盤）

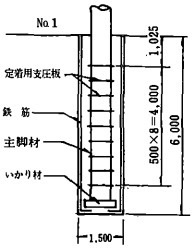
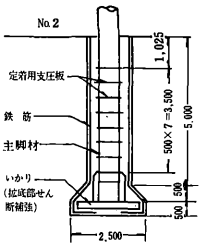
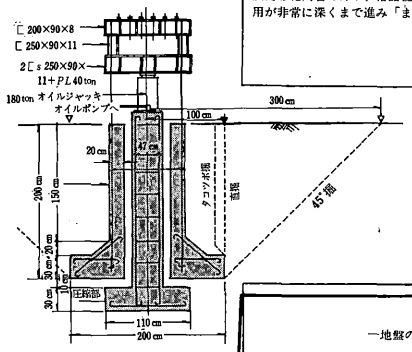
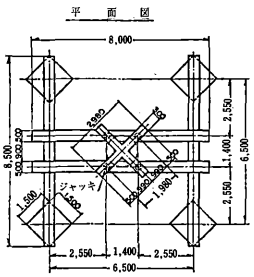
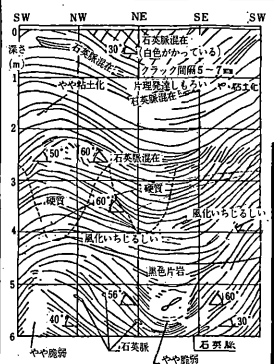
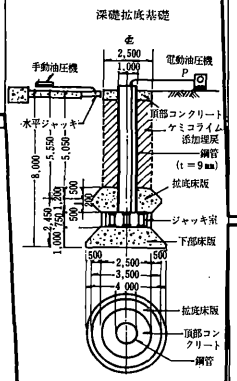
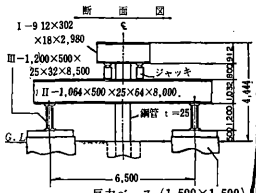
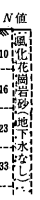
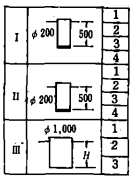
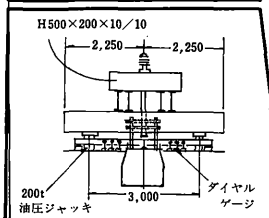


図－44 SBIA 地盤概況（トンネル形状：表－11、55年２月）



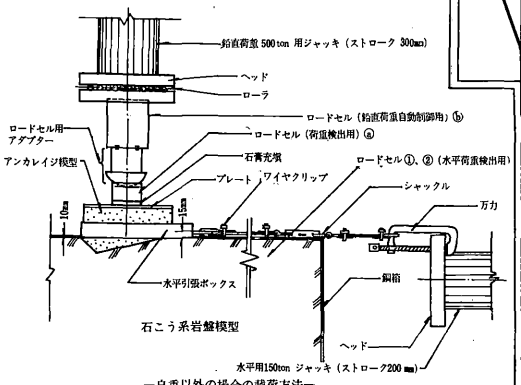
図－45　斜坑施工要領

表－10　鉄塔基礎―岩盤系の引抜き試験の事例

件　名	基礎形式	載荷装置	地　盤	掘削工法
中四連絡送電線鉄塔基礎引抜き耐力試験（電源開発㈱、1961年1月27日、at 大久野島）	逆T字型基礎		広島形花崗岩であり、結晶粒が粗く、風化作用が非常に深くまで進み「まさ」化している。	No.1 平地 45° 掘り No.2 平地直掘り No.3 平地タコツボ掘り
送電用鉄塔基礎の引抜き実験結果ならびにその解析（東京電力、1979年、at関越自動車道用路盤材料採取跡）	深礎基礎   ―基礎寸法諸元―	 ―基礎寸法諸元・載荷装置―  ―基礎寸法諸元―	―地盤の物性値― 単位体積重量 (kg/m³)：2.63～2.67 変形係数 (kg/cm²)：900～1,800 せん断バネ定数 (kg/cm³)：7～16 縦波速度 (km/s)：2.5～3.2 岩盤等級：D～CL 岩種：比較的片理が多い黒色片岩および風化緑色片岩  ――地質展開図（No.2）――	No.1 平地 45° 掘り No.2 平地直掘り No.3 平地タコツボ掘り 深礎掘削
大型送電鉄塔基礎の深礎拡底基礎工法について（中部電力㈱、1973年、at 愛知県豊田市丘陵地帯）	深礎拡底基礎  ―基礎寸法諸元・載荷装置―	 反力ベース（1,500×1,500） ――載荷装置――	室内試験（不撹乱資料） 単位体積重量 kg/m³：1.58～1.8 C t/m²：0.5～3.0 φ：25～31 含水比 %：20～13 N値 −2.0m GL：7 N値 −9.0m GL：30 弾性波 速度 m/s（ソニックタイマー）：340～350 	深礎掘削
岩盤の引抜きせん断試験（九州電力㈱、1977年、at柱状節理の発達した阿蘇熔結凝灰岩の覆った臼杵市付近）	 ―基礎寸法諸元― 単位：mm	 ―載荷装置―	表－ 岩石試験結果表　コアφ 200mm 試料名：φ220～φ165 ボーリング 表乾比重：1.65～1.70 吸水量 (%)：24～27 自然含水比 (%)：25～30 湿潤密度 (g/cm³)：1.6～1.8 圧縮強度 (kg/cm²)：47～107 引張強度 (kg/cm²)：7～14 セン断強度 (kg/cm²)：7～19 内部摩擦角 (度)：46°～50°	試錐ビット φ 200
岩盤上の基礎の水平抵抗に関する研究〔本四公団委託(土研)、1981年、at 人工岩盤〕 人工地盤：物性値 γ・C・φ・μ・ν・Eのうちγ・Cを除いて実物岩盤（花崗岩 C_H）とほぼ同じとなる水・プラスター比1.5の石こう系人工岩盤	―滑動抵抗実験の種類―			

土質図 case	アンカレイジ模型 型式	アンカレイジ模型 床面型状	鉛直荷重(kg) ①	②	③
1	A	コンクリート	自重 (17.4)	1,000	2,000
2	B		自重 (18.5)	1,000	2,000
3	C		自重 (18.9)	1,000	2,000
4	D		自重 (18.0)	1,000	2,000

＊模型底面積20cm×25＝500cm²



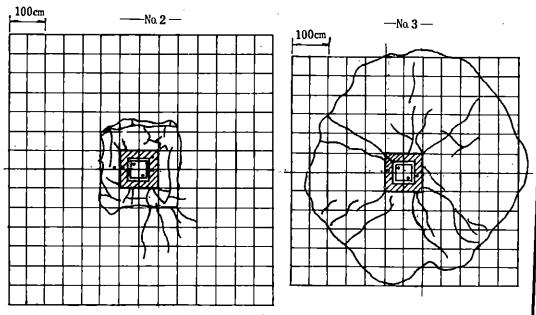
―自重以外の場合の載荷方法―

破壊形態

地盤の破壊形態　No.1、No.2、No.3　とも地盤の持ちあがりである。基礎構造物が地盤をもちあげるに従って、地表は浮きあがると同時に、地表面には radial 方向のクラックが生起し、これが次第に成長しながら数を増し、ついにすべり破壊面が地中に生じた時に、外周に同心円状のクラックが生じたと考えられる。

	No.1 平地45°掘り	No.2 平地直掘り	No.3 平地タコツボ掘り
破壊荷重 T (ton)	43	65	75
装置重量 W (ton)	6	6	6
柱状部土壌重量 W_r (ton)	7.8	7.8	7.8
せん断力 $S=T-W-W_r$ (ton)	29.2	51.2	61.2
せん断面積 A (m²)	16	16	16
せん断応力 $\tau=\frac{S}{A}$ (ton/m²)	1.83	3.20	3.82
破壊荷重よりの息角 ϕ(°)	38°30′	51°	54°*
ダイヤルゲージ読みよりの息角 ϕ_2	35	38°	38°
き裂線よりの息角（影響角） ϕ_3	22	0	43°30′

No.3の場合、このクラックと基礎の相対的位置関係からすべり面の有効角度は45°と考えてよかろう。



—地表面クラック発生状況—

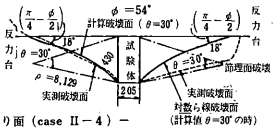
破壊形態は、No.1、No.2とも地盤の持ちあがり。
地表面クラックは荷重増加に伴い、初めに基礎側面の周囲にクラックが発生し、その後のradical方向のクラックが進展し、破壊荷重時、あるいはそれ以降に同心円状のクラックが外周に発生する。
No.1：拡底部のないNo.1の破壊領域はかなり狭く、すべり面は基礎側面から1.5 m離れた、比較的近い位置にあり鉛直に近い（ダイレタンシー効果）。基礎側面と地盤の境界においては、すべりが生じているものと判断される。
No.2：拡底部を有するNo.2のすべり面は45°より立っており、ほぼ30°程度である。荷重が大きくなるに伴い基礎側面の付着が切れ、その後は拡底部によって地盤が持ちあげられている。

基礎体の浮きあがり量と、地表面のクラックおよび地盤の変位量から破壊状態を推察すると、破壊面の形状は対数ら線のようにならず、基礎体の底辺周辺からの逐次せん断破壊によるものと考えられる。

破壊形態は全て地盤の持ちあがり（ダイレタンシー効果）。
1. 柱状節理の発達した岩盤であるため、引抜き荷重の増加に伴い、柱状節理面からの開口（クラック発生）後、節理面クラック先端に発生する局部的な曲げ応力や引張応力集中などが破壊進行の大きな要因になり、岩の純粋なせん断破壊はほとんど起っていないと考えられる。
2. 各試験体周辺の節理の発達が違い、定量的な検討は困難であるが、下表より同一周面積であれば、径を大きくするより根入れを深くしたほうが耐力は増加する方向を示している。

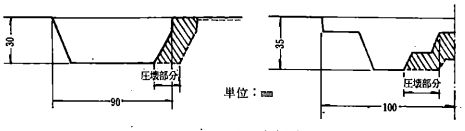
(kg/cm²)		case I (D=20cm, H=50cm) 1	2	*3 3	4	case II (D=20cm, H=50cm) 1	*2 2	3	*3 4	case III (D=100cm) (H=50cm) 1	(H=75cm) 2	(H=100cm) 3
単位周面積当りの引抜き抵抗力	破壊時 *1	3.9	5.5	9.9	3.9	2.4	7.6	2.7	8.5	2.2	2.9	3.3
	破壊時 *2	6.1	7.1	10.9	5.0	5.2	9.0	4.1	9.3	3.2	6.0	7.4

注）*1：降伏荷重を周面積で除したもの。　*2：破壊荷重を周面積で除したもの。
*3：試験体周辺の岩盤内に柱状節理のない場合の値で、その場合の破壊形態をケースII－4について下図に示す。



—計算すべり面と実測すべり面（case II－4）—

破壊形態
A・B型：基礎底面と模型岩盤との間のすべり
C・D型：模型岩盤の圧壊（支圧）



—C・D型の破壊形態—

各型式の基礎の水平抵抗力を鉛直荷重に対しプロットしたのが図－1である。表記上の都合から両対数グラフにプロットしているが、鉛直荷重の近い間は水平抵抗力に大きな差が見られるが、鉛直荷重レベルの増大とともに水平抵抗力の差が小さくなることがわかる。

実測極限耐力とよい近似値が得られる極限引抜き耐力の算定式

Earth Corn with Su 法

—計算耐力 $\alpha \cdot K_u$ 法と実測耐力の比較—

		No.1	No.2
形状		深礎 l=6.00m	深礎拡底 l=6.00m
直径×長さ		1.50	2.5×6.0
設計試験体周面積 m²		28.27	47.12
実測試験体周面積 m²		28.99	49.95
試験体自重 t		31.5	44.9
クラック発見時載荷重 t		235.0	450.0
荷重 (t)	比例限界	130	220
	降伏	330	800
	極限	620(570)*	1,200(1,216)*
変位量 (mm)	比例限界時	0.65	1.1
	降伏時	6.1	17.0
	極限時	84.2	111.9

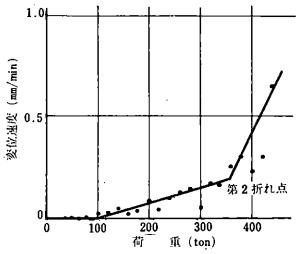
注）（ ）*：$\alpha \cdot K_u$ 法による計算耐力で、破壊形態から $\alpha \cdot K_u$ を次のように仮定した。

	α	K_u
No.1	0.45	2.0
No.2	1.0	2.0

—計算耐力、送電用鉄塔基準・極限引抜き耐力算定式（II）と実測耐力—

最大引揚荷重	測定結果（荷重420 ton時）	変位量 ( )内は設計荷重180 ton時
525 ton（ジャッキ能力）	拡底床版の垂直変位	66.9mm (5.0)
II式による計算値	下部床版の垂直変位（沈下）	8.1〃 (1.5)
560 ton	地盤の変位（基礎体中心 2.5m）	9.6〃 (1.0)
	鋼管（柱体部）の頂部水平変位	22.6〃 (3.0)

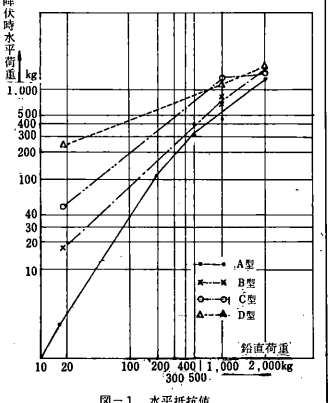
定荷重載荷時の荷重と変位速度をプロットすると、下図のように2つの折点を持つ近似曲線で表わすことができる。第1折点付近は基礎体と持ちあげられる土塊の重量にほぼ等しいと考えられ、これ以下の荷重に対してはクリープが生じない。第2折点以上の荷重では、長時間載荷によってクリープ破壊する危険度は高く、この第2折点荷重を一つの限界、即降伏値と考え、設計の一つの目安と考えてよいであろう。



—荷重と変位速度の関係—

	H_{cr_a}
A	μW ……(1)
B	$W(\mu+\tan\theta)=\mu' W$ ……(2)
C	$\mu W+\sigma_b A_b$ ……(3)
D	または　$W\tan\phi+CA_c$ ……(4)*

（注）A_b：突起前面の面積
(4)*：基礎がすべり面に沿って浮きあがる場合は、すべり面の発達は基礎底面で抑制されないので、最小すべり面は基礎底面と交わることが考えられ、この式は使えない。



図－1　水平抵抗値

備考

1. 地盤の破壊形態
地盤の破壊形態には次の3態があり、このうち最も弱い部分で極限耐力が決定される。
① 地盤の持ちあがり
② 基礎と地盤の間のすべり
③ 拡底部直上の地盤の圧壊（支圧）（一般に根入長さと直径の比が6以上のとき生じるといわれている）

2. Earth Corn with Su 法（根入が浅い範囲の地盤の持ちあがりに用いてよい近似が得られる）
すべり面を45°として、すべり面内の基礎体および地盤の重量の他に、すべり面上で Su (Rock Shear Resistance) なるせん断力が引揚力に抵抗する。

$$P_u=\gamma\cdot\pi\left(r^2\cdot l+r\cdot l^2+\frac{l^3}{3}\right)+2\sqrt{2}\,\pi\cdot S_u\left(r\cdot l+\frac{l^2}{2}\right)$$

ここに、P_u：引揚耐力
γ：地盤の単位体積重量 (t/m³)（拡底部のある場合は拡底部の半径）
r：基礎体半径 (m)
l：基礎体長さ (m)
S_u：すべり面におけるせん断力 (t/m²)（実験値などの経験的な値を使用すべきで、岩盤のクラックの影響なども含んだマクロ的な意味の値）

3. $\alpha \cdot K_u$－法（根入が深い範囲の地盤の持ちあがりに用いて、よい近似値が得られる）

$$P_u=\alpha\cdot C\cdot\pi\cdot B\cdot l+\frac{1}{2}\cdot\gamma\cdot l^2\cdot\pi\cdot B\cdot K_u\cdot\tan\phi$$

ここに、P_u：引揚耐力 (t)
γ：地盤の単位体積重量 (t/m³)
l：地表面からの深さ
B：基礎体の直径 (m)（拡底部のある場合は拡底部の直径）
C：地盤の粘着力 (t/m²)
ϕ：地盤の内部摩擦角
α：壁面の乱れの程度による C の低減率（拡底部のある場合は、基礎と地盤の境界ではなく拡底部投影面上（地盤）で取扱うことから、$\alpha=1$ とする。

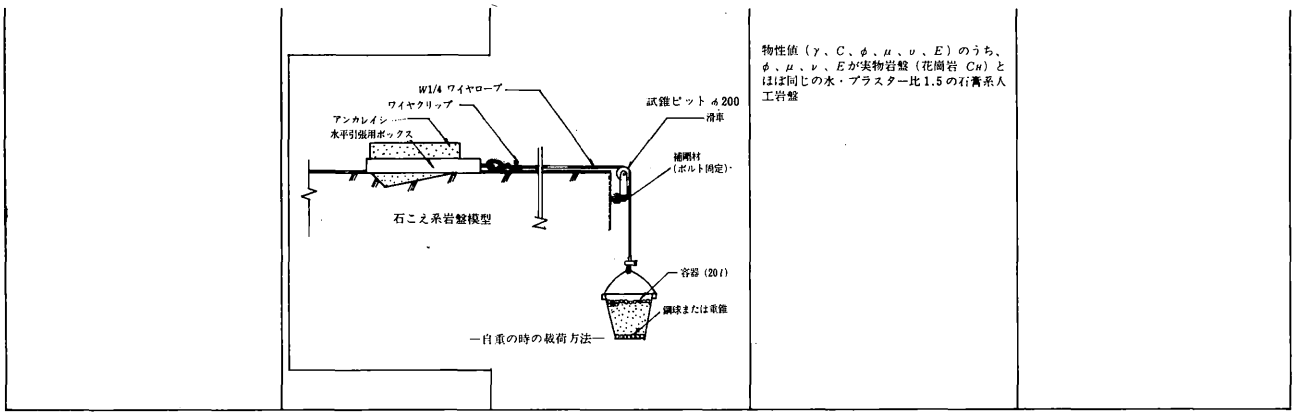
K_u：$\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)\cdot\tan\frac{2}{3}\phi$

4. 送電鉄塔用基準極限引抜き耐力の算定式（II）（対数ら線法）

$$R=G-\gamma V+K_1\gamma+K_2 C$$

ここに、γ：土の単位体積重量 (t/m³)
C：土の粘着力 (t/m²)
G：基礎体重量 (t)
K_1、K_2：土の内部摩擦角と対数ら線 θ_0 との関数
V：基礎体体積

5. 深礎掘削
静止土圧程度に掘削壁面を加圧し、周囲地盤のせん断変形を防止しながら、掘削する工法。



7.1 耐力算定法（具体的には表－11参照）

7.1.1 破壊形態

主ケーブルは軀体コンクリートに引張りが生起しないように（wedge 形状の）拡底部背面に収納される背面クロスガーダーに、コンクリートと縁を切り軀体軸と平行に配置された引張鋼材を経由して碇着される。

このように配慮された拡底部の傾斜側面を境界条件として、かなり広範囲の地盤に、軀体軸と略 radial 方向の2次元的な応力を加えると、これまでの知識から判断して、地盤のポアソンひずみは3次元的に拘束されるため（軸差応力を生じない範囲の）周辺地盤はかなり強化されることになろう。

このため軀体と地山の(境界近傍の)連続性が、軀体一般部(等断面部)においては、斜坑掘削工法・ライニング工法・軀体コンクリート工法等の施工条件の影響(例えば地盤のゆるみ)により、地山内の連続性と同等以上の連続性に欠けるような場合でも、地盤の破壊形態は（破壊させるとすれば）、①拡底部周辺の地盤の圧壊（支圧）でなければ、②ケーブルの引抜き作用に起因するひずみの3次元拘束により強化される拡底部周辺の地盤 ── 軀体系が一体となった地盤のもちあがりといえよう。

このことは表－10の鉄塔基礎――岩盤系の引抜き試験の事例調査等からも何がわれる。表－10から同様に拡底部のない場合でも軀体側面と地山の境界近傍の（軀体軸方向の）相対ずれに起因する岩盤のダイレタンシー効果により軀体軸周辺のかなりの範囲の地山が友連れ的に持ちあげられると考えて差しつかえないようである。

7.1.2 仮定すべり面

実際の破壊形態は7.1.1 が実情のようであるが、当社ではケーブルの引抜き作用を受ける軀体の安全性を照査するための地盤の破壊モデルは安全側の処置として、圧壊・もちあがりをとらず、地表面におよぶすべり面が軀体底部から軀体軸radial方向の横断面積なりに軸方向に抜け上がる場合を仮定している。従ってその安全性は、上記仮定すべり面における3次元的なひずみの適合条件を配慮した1次元応力問題として検討されることになる。

この考え方は過去の検討経緯一覧表の表－11にみられる通り、終始一貫した流れであり、発注設計（昭55事業年度）にも引継がれているところである。

7.1.3 Dルート岩盤の岩級区分別設計強度定数C、φ（μ）・地盤の押し付け力系数 K_u の低減

極限引抜き耐力の算定結果が年次別に表－11に総覧されている。要は、原位置試験・岩石試験により提案されているDルート海峡部岩盤の岩級区分別（A、B、C、D）設計強度定数 C、φ（φ）・岩盤の押し付け力係数 K_u の値を、次の①②③の影響について、斜坑掘削工法、ライニング工法、軀体コンクリート工法、等の施工条件の影響を加味して、種々低減して計算することにより、安全性を多角的に検討したにすぎない。いずれにしても安全性については設計で充分配慮されているといえよう。

① 架橋地点の地盤条件（風化、割れ目の程度、節理の卓越方向等）の特特異性

② 軀体軸方向のひずみの適合条件

③ 軀体軸 radial方向の押しつけ力：仮定すべり面と地山の間に働く押し付け力には軀体の重量成分 $W\cos\theta$ と地盤からの地圧がある。地圧は拡底部が持ち上る破壊形態を想定するため、その場合の地盤は受働土圧的な挙動をとると考えられるので、静止土圧より大き目に評価してよさそうである（本号、表－10の $\alpha \cdot K_u$ 法、前々号 2.1.1 (2)式等参照）。

7.1.4 軀体のプレストレス

軀体に引張が生じないようにプレストレスし、ケーブルを軀体一般部前面に定着（前面碇着方式：前号図－39参照）することを考えた時期（表－11）もあったが拡底部の Access Shaft とＰＣ Chamber の余分な掘削および完成後のそれらの埋戻しが地下水位との関係もあって面倒なこと等のため中止された経緯がある。

7.2 軀体形状・寸法の決定要因

7.2.1 軀体一般部の断面

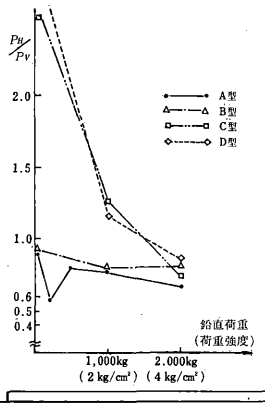
トンネル断面は斜坑切羽作業時の地山の安定性のためにもなるべく小さくすることが望ましい。

このため軀体一般部の断面については表－11にみられる通り、縮少化のための努力が終始一貫して継続されているわけである。

軀体一般部の断面決定の支配要因は表－11をみれば一目瞭然であるが、影響順に次の通りである。

1) 斜坑掘削工法

図－2は、同じ結果の縦軸を水平・鉛直の荷重比（摩擦係数と考えられる）にとったものである。これによって鉛直荷重レベルが増大するとともに、次第にいずれの型式もほぼ同じ Ph/Pv を示すようになることがわかる。



図－2　降伏時の Ph/Pv

2）　ライニング工法

3）　アンカーフェイスの大きさに関係する1ストランド当りの素線数（アンカーフェイス面に配置されるストランド沓の数を減らす必要からＡＳ工法が必然となる）

4）　斜坑内荷役設備〔電動ホイスト（天井走行）：背面クロスガーダーの搬入架設〕の最小作業空間

7.2.2　拡底部形状

拡底部の形状（拡底角 β）については、表－11の年次別検討経緯一覧表にみられる通り wedge type が中途で button type(ancherhead type)にとって替わられた時期がある。これは拡底部形状による掘削精度確保の難易性の観点から浮上したものである。

発注設計（昭55事業年度）では原点の考え方に立ち戻り、①軀体にも地盤にも極力応力集中を回避できかつ、②ケーブルの引抜き作用により、軀体と合体する等方圧密領域の地山の範囲がより広範囲となる形状ということで wedge type としている。

拡底部側面の傾斜角（拡底角 β）は拡底部に収納される背面クロスガーダーの搬入・架設の handling から要請される作業空間を勘案し、軀体軸に対して15° を標準としている。この15°は鉄塔標準基礎底部の床版側面につけるあいがかり角度に準じたもので、実験によれば15°のものが最も有効とされている。

ところで発注設計（昭和55事業年度）では軀体軸下方のあいがかりが表－11にみられる通り、欠落している。これは、① wedge の効きが岩重量の影響により軀体軸の側方、上方、下方の順で（効きが）落ちると考えられること、②斜坑掘削に使用されるクローラージャンボ（削岩）、リーチローダー（ずり出し）の作業性の関係で、斜坑の下り勾配の増分はなじみにくいことを勘案したものである。

更に坑奥部の平場が10mと、かなり長く確保されているが、これもクローラージャンボとリーチローダーの組合せ機械の作業性（図－45）を勘案した結果である。なお、背面クロスガーダー後方の軀体断面の絞りは、背面クロスガーダー位置の軀体に生ずる過度の引張応力の集中を避けるための処置である。

7.2.3　軀体の根入長さ

軀体の根入長さは、①軀体軸方向のひずみの適合条件のほか、②安全率の考え方によって一概に決められない。

1）　軀体軸方向のひずみの適合条件

軀体軸方向の仮定すべり面における地山のひずみレベルは、ケーブルの背面碇着方式との関係で、深部ほど大きい。従って岩級区分が一般に深部ほど上位となることを勘案すると、浅部では相対的にほとんど有効長として効かないという現象があり得るかも知れない。

2）　安全率の考え方と軀体軸 radial 方向面内の下方、側方・上方のひずみの適合条件

検討当初の安全率の考え方は表－11にみられる通り、重力式ダム・ロックアンカーの体系に準拠して3.5以上としていたが、以後本四下部構造設計基準の体系に準拠することとし、第25条に規定されている直接基礎の滑動に対する安全率2.0（常時・気中施工）以上としている。

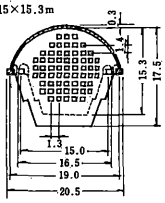
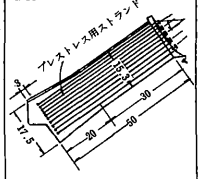
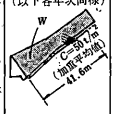
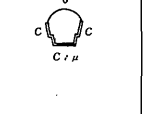
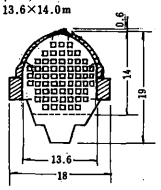
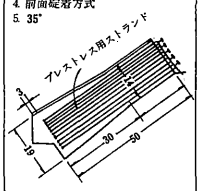
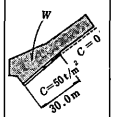
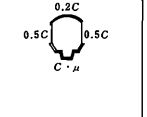
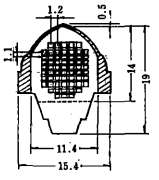
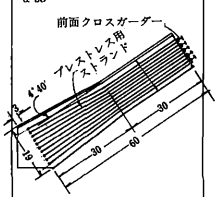
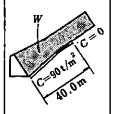
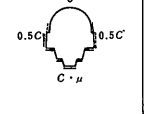
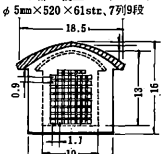
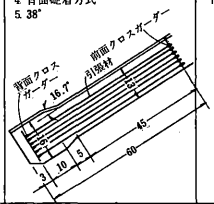
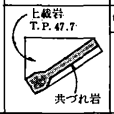
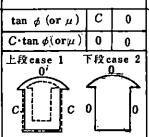
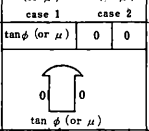
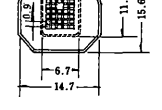
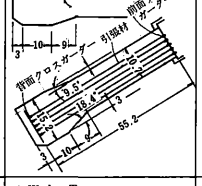
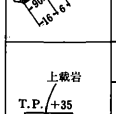
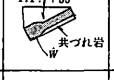
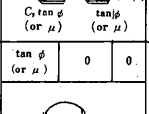
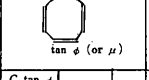
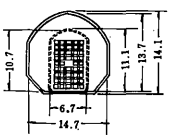
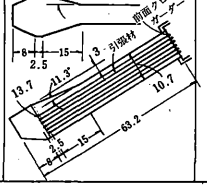
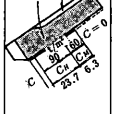
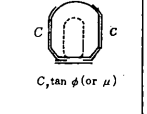
仮定すべり面と地山の境界条件が軀体軸 radial 方向面内の下方、側方、上方で一様であれば、直接基礎の安全率2.0以上がそのまま適用されて差支えない。しかし、境界条件は斜坑の傾斜　斜坑掘削工法、ライニング工法、軀体コンクリート工法等の施工条件の影響もあって、軀体軸 radial 方向面内の下方、側方、上方で異なるのが普通である。このような場合の安全率はすべり面の抵抗を考える境界面の数が下方、側方、上方と増す毎に不確定要素も増えるので、安全率2以上の25条規程をある程度割増してやる（例えば安全率3以上）必要が生じる。

当社では、逆に仮定すべり面における地山との境界条件を軀体軸 radial 方向面内の軀体軸下方、側方、上方のひずみの適合条件から、7.1.3 のSB1Aの設定に用いる低減された岩盤の設計強度定数 C、ϕ、(μ)・地盤の押し付け力係数 K_u を斜坑掘削工法、ライニング工法、軀体コンクリート工法等の施工条件の影響を勘案して工学的判断により更に低減することにより、25条の規程通り安全率2以上を確保すればよいとしている。

8.　あとがき

参考文献は紙面枚数の関係で掲載しなかったことをお詫びします。

表－11　SBIA検討経緯一覧表（躯体形状・寸法の決定要因および極限引抜き耐力の算定法）

年次	躯体形状諸元・施工法等 ①	躯体形状諸元・施工法等 ②	③ 仮定すべり面	極限引抜き耐力の算定 C、φ(μ)、K_u ④ 地盤条件の特異性	⑤ 躯体軸方向の歪みの適合条件	⑥ 躯体軸Radin¹方向面内のひずみの適合条件	⑦ 躯体軸Radial方向の押しつけ力	計算耐力（浮力の有無）安定計算式
48. 3	1. 側壁導坑先進工法（坑尻→坑口）（坑尻→上） 2. 鋼製アーチ支保工 3. φ 5㎜×516×61str. 9例9段 4. 15×15.3m 	1. Wedge Type 2. 5.7、3.1、3.1 3. タイロッド＋碇着板＋PCケーブル＋背面碇着板 4. 前面碇着方式 5. 35° 	躯体軸Radial方向の横断面積なりに、躯体底部から軸方向に抜け上がるすべり面	Dルート海峡部岩盤の岩級区分別強度定数C・φ(μ) C_H 90 / C_M 60 / C_L 40* / D 25* C t/㎡ 90 60 40* 25* φ(°) 40 37.5 37.5 32.5 μ 0.6 0.6 0.6 0.6 ＊SB 1/Aの地盤条件の特異性はないようなので上表の海峡部の数値をそのまま用いることとした。	C_L、D岩のC値は歪みの適合条件の関係で0扱いする。（以下各年次同様） 	C、μ　C　0 	下方 側方 上方 Wcos θ（共づれ岩含まず）　0　0	83,250 t（浮力無視） $F_s=3.5 \geqq 3.5$ $F_s=\frac{\mu \cdot W\cos\theta + CA}{T - W\sin\theta}$
48.11	1. 多段サイロットリングカット工法（坑尻→坑口）（坑尻→上）（人力、発破、鋼製シュート） 2. 鋼製支保工、覆工コンクリート 3. φ 5㎜×516×61str. 4. 13.6×14.0m 	1. wedge type 2. 4.8、4.8 3. タイロッド＋碇着板＋PCケーブル＋背面碇着板 4. 前面碇着方式 5. 35° 	同上	同上		C、μ　0.5C　0.2C 	Wcos θ（共づれ岩含まず）　0　0	185,500 t（浮力無視） $F_s=5.3$（Cの項については概限せん断強度として④の値を3倍している。） $F_s=\frac{W\cos\theta + \mu \cdot W\cos\theta + \frac{3CA}{T}}{T}$
49. 5	1. 多段サイロットリングカット工法（人力、発破）（坑尻→坑口）（坑尻→上） 2. 鋼製アーチ支保工、覆工コンクリート 3. φ 5mm×523×61str.,7列10段 4. 11.4×14.0m 	1. Wedge Type 2. 0、4.4、4.4 3. タイロッド＋前面クロスガーダー＋PCケーブル＋背面碇着板 4. 前面碇着方式 5. 38° 	同上	同上		C、μ　0.5C　0 	Wcos θ（共づれ岩含まず）　0　0	110,000 t（浮力無視） $F_s=3.26>3.0$ $F_s=\frac{W\sin\theta + \mu \cdot W\cos\theta + CA}{T}$
52. 8	1. 上半先進ベンチカット工法（坑尻→坑口）（坑尻→上）（シャトルマッカー、ドーザショベル） 2. 側壁：PSアンカーorロックボルト＋吹付コンクリート　アーチ部：覆工コンクリート 3. φ 5mm×520×61str.,7列9段  4. 10.0×13.0m	1. Anchor Head Type 2. 26.6、16.7、16.7 3. タイロッド＋前面クロスガーダー＋引張材＋背面クロスガーダー 4. 背面碇着方式 5. 38° 	同上	同上	共づれ岩  上載岩 T.P. 47.7 	tan φ (or μ)　C　0 C·tan φ(or μ)　0　0  tanφ (or μ)　0　0 	Wcos θ（共づれ岩含む）　0　0 Wcos θ（上載岩、共づれ岩含む）　0　0	case 1 88,270 t case 2 71,700 t （浮力考慮） $F_s=\frac{2.61}{2.12} \geqq 2.0$ $F_s=\frac{W\sin\theta + \tan\phi(\text{or}\,\mu)\cdot W\cos\theta + CA}{T}$ 81,200 t （浮力考慮） $F_s=2.4 \geqq 2.0$ $F_s=\frac{W\sin\theta + \tan\phi(\text{or}\,\mu)\cdot W\cos\theta}{T}$
55. 2	1. 上半先進下半ベンチカット工法（クローラジャンボ、バックホウ）（坑口→坑尻）（坑口） 2. ナトム工法 3. φ 5.37mm×552×44str.,5列9段 4. 6.7×11.1m 	1. Anchor Head Type 2. 24、9.5、18.4 3. タイロッド＋前面クロスガーダー＋引張材＋背面クロスガーダー 4. 背面碇着方式 5. 38° 	同上	同上	共づれ岩  上載岩 T.P. +35 共づれ岩 	$C_2\tan\phi$ (or μ)　tan φ (or μ)　0 tanφ(or μ)　$C_2\tan\phi$(or μ)　0  tan φ (or μ)　0　0 	Wcos θ（共づれ岩含む）　$K_0\gamma \cdot z$ ($K_0=1/2$)　0 Wcos θ（上載岩、共づれ岩含む）　0　0	case 1 87,500 t case 2 80,000 t （浮力考慮） $F_s=\frac{2.71}{2.48} \geqq 2.0$. $F_s=\frac{W\sin\theta + \tan\phi(\text{or}\,\mu)\cdot W\cos\theta + CA}{T}$ 69,400 t （浮力考慮） $F_s=2.15 \geqq 2.0$ $F_s=\frac{W\sin\theta + \tan\phi(\text{or}\,\mu)\cdot W\cos\theta}{T}$
55.12（発注設計）	1. 上半先進下半ベンチカット工法（クローラジャンボ、バックホウ）（坑口→坑尻）（坑口） 2. ナトム工法 3. φ 5.37mm×552×44str.、5列9段 4. 6.7×11.1m 	1. Wedge Type 2. 15、11.3、0.0 3. 4. 同上 	同上	同上	共づれ岩 	$C_2\tan\phi$ (or μ)　C　0 	Wcos θ（共づれ岩含む）　0　0	67,800 t （浮力考慮） $F_s=2.1 \geqq 2.0$ $F_s=\frac{W\sin\theta + \tan\phi(\text{or}\,\mu)\cdot W\cos\theta + CA}{T}$

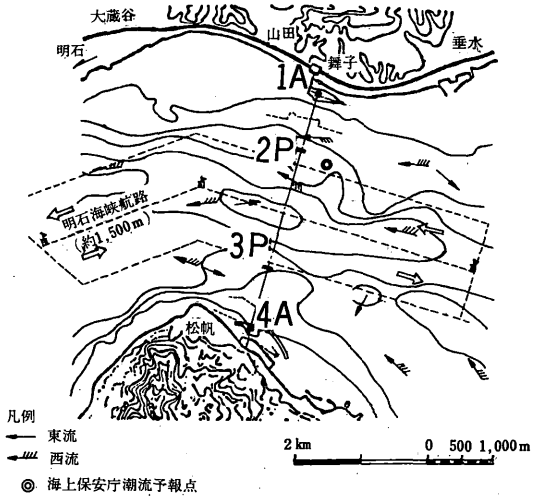
明石海峡大橋主塔基礎の施工法検討

Main Pier Construction Method for Akashi Kaikyo Bridge

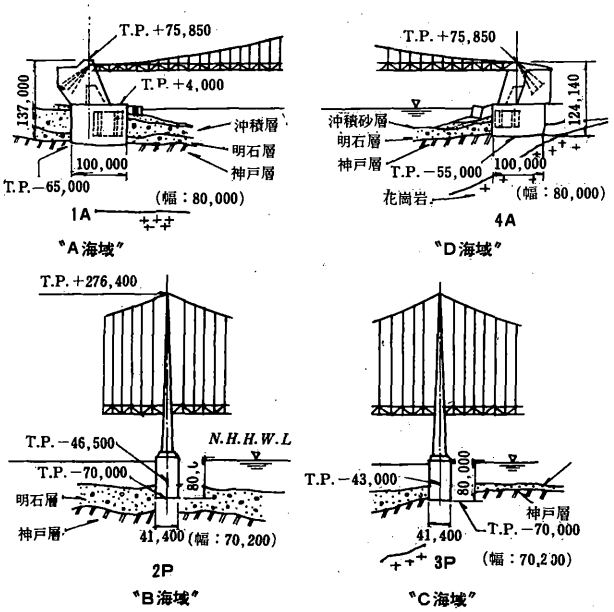
垂水工事事務所　所　長　奈良平 俊彦
Toshihiko Narahira
第二建設局　設計課長　加島 聰
Satoshi Kashima

1. まえがき

明石海峡大橋は幅4kmの海峡に建設される890－1,780－890mの3径間2ヒンジ吊橋である。これを支える4つの基礎は海峡部に建設されることになり、各基礎の設計施工上の特徴はつぎの通りである。（図－1、2参照）



図－1　明石海峡大橋基礎位置図



図－2　明石海峡大橋下部工概要

1A（舞子側アンカレイジ）

水深5～10mのところに築島し、その中に平面寸法100×80mのケーソンをT.P.－65mまで根入れさせる必要がある。ケーソンは陸上と同じ条件で施工することになるが、大断面で深い基礎をいかに施工するか、又途中の弱い粘性土層（約10m）にどう対処するかが問題であり、現在オープンケーソン工法、ニューマチックケーソン工法、地下連続壁＋逆巻工法が検討されている。

2P（舞子側主塔基礎）

海岸より1,100m沖に位置し、水深約50m、最大潮流速8knotの水理条件で明石層に支持される平面寸法40×70m、根入れ約25mの海中基礎である。厳しい水理条件下でのその施工法が課題である。

3P（松帆側主塔基礎）

淡路島北東岸より1,200m沖に位置し水深約45m、最大潮流速9knotの水理条件で神戸層に支持される平面寸法40×70m、根入れ約25mの海中基礎である。施工法の中でも特に建設地点の海底面は細かい砂礫層であり、ケーソン設置時の洗掘防止対策、急潮流下でのケーソンの係留が最大の課題である。

4A（松帆側アンカレイジ基礎）

水深10～20mのところに築島し、その中に平面寸法100×80mのケーソンをT.P.－55mまで根入れし、神戸層に設置する。その大断面ケーソンの施工は1Aのそれと同じであるが、神戸層の下層の花崗岩が橋軸方向に約30°傾斜しているために、その支持力および滑動の検討が課題である。

すべての基礎が既往の吊橋基礎に比べ、厳しい条件下で施工されることになるが、その中でも特に厳しいのが3Pの主塔基礎の施工であり、垂水工事事務所で重点的に検討しているものである。

ここでは3Pの施工法の検討概要をまとめている。

2. 主塔基礎検討経緯

明石海峡大橋主塔基礎は大水深急潮流の中に建設される代表的な基礎である。

1970年に公団が発足して以来、水深20mを越える海洋基礎構造建設の対象は南備讃瀬戸大橋と明石海峡大橋であり、ケーソンの構築方法と、それを沈設するための海底地盤特に岩盤の掘削方法がその課題となった。

海底岩盤の掘削方法は①ロータリー式掘削機によるも

のと②水中発破で破砕してグラブバケットで浚渫するものの2通りが主として検討されてきた。いずれも公団が機械器具の改良や種々の実験を積重ねた成果で、前者は大鳴門橋の下部工で、後者は備讃瀬戸大橋でそれぞれ実用化され、その成果が評価されている。一方、ロータリー式掘削機と類似のもので、振動騒音の少ない陸上の場所打杭を対象としたリバースサーキュレーションドリルの発達も著しく、海底岩盤の掘削に有効である事に着目し、舞子沖地質調査工事では径1.5mのリバース掘削機を使用している。

鋼製（又はコンクリート）ケーソンを製作して建設地点に運搬し、所定の位置に沈設することは基礎建設工法の基本となる。

ケーソンの曳航と設置の方法には次のような方法がある。

①仮底蓋付オープンケーソン工法

ケーソンに仮の底板を設けて浮上させて曳航し、建設位置で底板を開放して注水設置する方法である（例：TACOMA NARROWS 橋）。

②ドームドケーソン工法

ケーソンの頂部に半円形のドームを取付け、ケーソンの中に空気を圧送することによって浮力を得させるもので、区画を設けて多室とし、それに対応する複数のドームを開閉することによって沈下を調節するものである（例：Salazar 橋）。海底に設置後、修正のために空気を送り込んで再浮上することが可能である。

③二重壁オープンケーソン工法

ケーソンの壁を二重壁構造とし、底のある二重壁部によって浮力を持つようにしたもので、所定の位置に曳航した後、注水によって設置される（例:Mackinac橋、備讃瀬戸大橋）。海底に設置後ポンプ排水によって再浮上することも可能である。

④台船併用オープンケーソン工法

ケーソンを大型の台船に載せて曳航し、建設地点でケーソンに組込まれたスパッドを投下して位置を固定し、台船を撤去した後ケーソンを注水設置する。

ケーソンを所定の位置に設置するにはどの工法によってもワイヤー又はチェーンによる係留が必要である。

海底に設置されたケーソンは掘削沈下によって所定の深度まで沈設するか又は、ケーソンを下げないで継足によって所定の深度まで根入れされる。

明石海峡大橋主塔基礎建設地点は水深が深く（45m）、明石海峡の最強潮流域（最大4.5m/s）に位置している。その上、基礎の支持地盤である明石層や神戸層の上部に沖積砂礫層があって、これが海底面を形成していることから、主塔基礎ケーソン設置後は、ケーソンによる潮流の乱れのためにこの沖積砂礫層が10数mも局所洗掘を受けることが実験によって推定されている。[1] そのため、主塔基礎施工法を検討するにあたっては、強潮流大水深下でいかにケーソンを設置するか、その後の掘削沈設やコンクリート打設の作業期間中いかにケーソンの姿勢を保持するか、洗掘からいかにケーソンを防護するかが最大の問題点となる。

明石海峡大橋主塔基礎施工法については種々検討しているが、その主な検討経緯は表－1に示す通りである。支持枠併用オープンケーソン工法は調査当初から検討されている工法である。鋼管継足ケーソン工法は北海油田のコンクリート製プラットフォームにヒントを得て著者が昭和52年8月に考案したものであり、ケーソンを海底面に設置し、掘削沈下させない点が特徴である。ケーソン設置後、ケーソン外周の鋼管ガイド部を利用して柱列鋼管を建込むことによって土留壁を形成し、それに囲まれたケーソン直下を掘削、コンクリート打設して所定の位置に根入れするものである。その際、柱列鋼管を掘削機と同時に沈下させる方法は昭和41年ごろの田之代沖での大口径掘削試験工事での実積を応用したものである。単体ケーソン工法（ここでは、支持枠を併用せずにケーソンが単独であるという意味で単体ケーソン工法と呼ぶ）は外国の吊橋で実積（表－2参照）があるということより検討を行なった。

本橋においてはそれらの三例を紹介するものである。

表－1　主塔基礎施工法検討経緯

工法＼年度	48	49	50	51	52	53	54	55
支持枠併用オープンケーソン工法	━	━	━	━	━	━	━	━
単体ケーソン工法							━	━
鋼管継足ケーソン工法					━	━	━	━

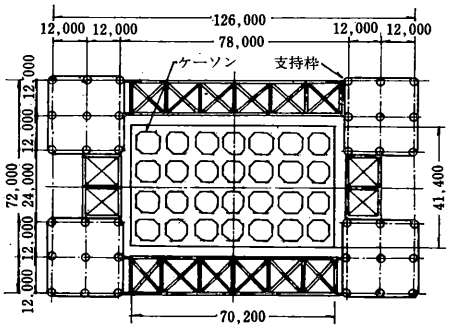
表－2　外国の吊橋におけるドームドケーソン工法（代表例）

橋梁名	水深(m)	潮流(m/s)	支持地盤	基礎平面寸法(m)	根入長(m)
San Francisco Oakland Bay Bridge	−21.3	3.3	泥岩	59.1×27.6	42.7
Tagus Bridge	−27.4	2.2～2.4	玄武岩	23.8×40.8	51.8

3. 支持枠併用オープンケーソン工法

支持枠併用オープンケーソンは図－3に示すように41×70mのケーソンの外周に72×126mの支持枠が設置されている。その施工フローはつぎの通りである。

①支持枠の組立 ⟶ ②台船による支持枠の曳航 → ③位置決め、スパッド降下 ⟶ ④支持枠根固め

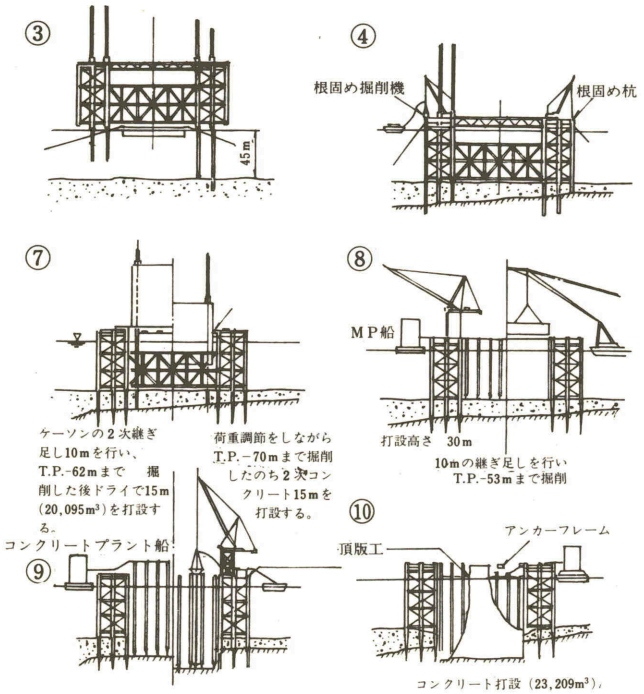


図－3　支持枠併用オープンケーソン工法の基礎平面図

→ ⑤ケーソン製作、艤装 → ⑥台船によるケーソン曳航 → ⑦支持枠内へのケーソン引込、降下 → ⑧側壁内コンクリート打設およびケーソン継足し → ⑨掘削、沈下 → ⑩底板、頂版コンクリート打設

(注)洗掘防止工は支持枠曳航前に事前に施工する。

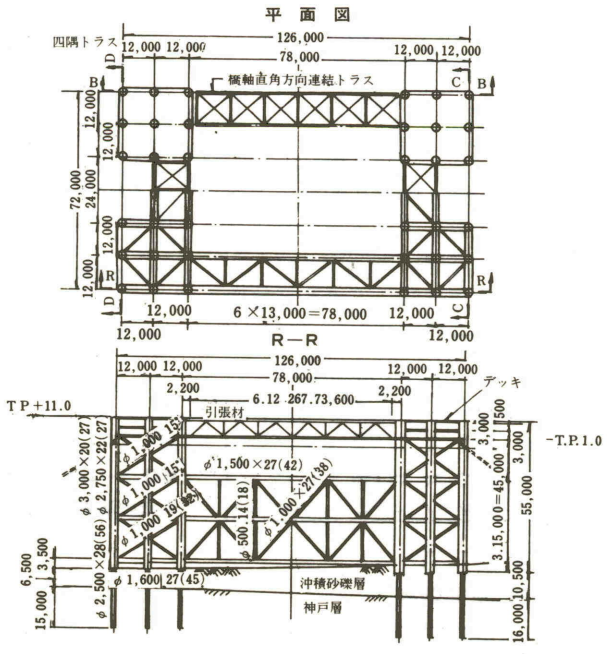
その概要は図－4に示す通りである。



図－4　支持枠併用オープンケーソン工法概要図

3,1　支持枠組立

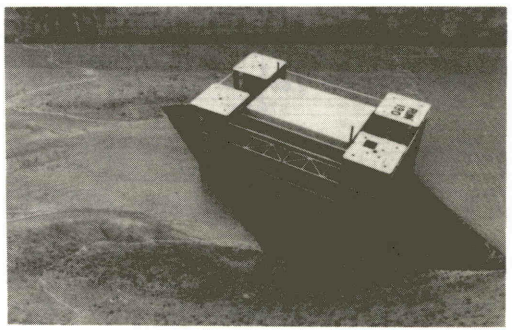
支持枠の組立は造船所で行なう。その寸法図は図－5に示す通りであり、鋼重は15,000tである。



図－5　一体支持枠寸法図

3.2　洗掘防止工

支持枠曳航前にケーソン外周に捨石又はブロックを約23,000m²施工する。写真－1は支持枠併用オープンケーソンに関する模型（縮尺1/93.7）による洗掘防止工実験の結果である。それによると、支持枠がケーソン隅角部に発生する渦を破砕するために洗掘はほとんど生じていない。



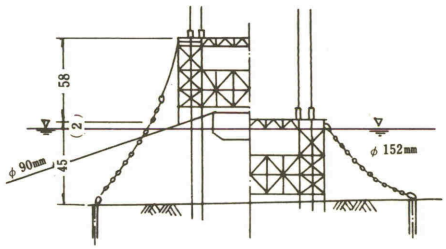
写真－1　洗掘防止工実験(支持枠併用オープンケーソン工法)

3.3　台船による支持枠の曳航

110×56×8.5mの大型台船に支持枠を搭載して10,000HPの主曳船1隻と5,000HPの補助曳船2隻の船団編成によって設置地点まで曳航する。

3.4　位置決め、スパッド降下

台船上で位置決めされた支持枠は潮止まり前にスパッドを海底近くまで降下させておき、スパッド（φ2.5m、8本）を着底させ、位置を再確認の後上昇プレロードに移る。支持枠重量がスパッドに支えられた後、台船を撤去し、支持枠の根固中の安定のためにφ152mmアンカーチェーンを24本、図－6のように取り込む（スパッドによって自立は可能であるが、支持枠の水平変位が大きい事やスパッド先端での地盤の進行性破壊を考慮して係留を考えた）。支持枠の受ける潮流力は6,700tである。



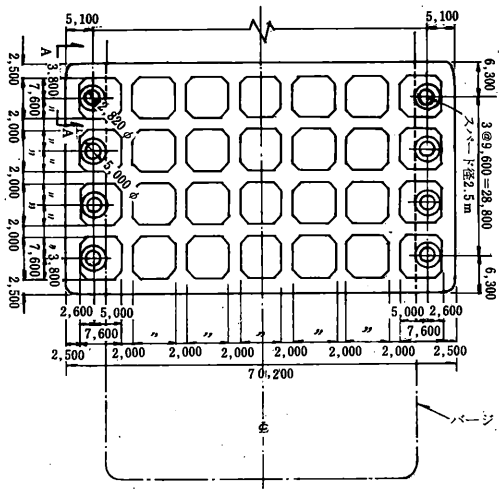
図－6　アンカーチェーンの取込図

3.5　支持枠根固め

36本のコーラルについて根固め杭（約3,000t）が施工される。

3.6　ケーソン製作、艤装

ケーソンの重量は約26,000tで、スパッド位置は図－7に示す通りである。ケーソンは造船所で製作、艤装される。



図－7　台船上のケーソンとスパッド

3.7　台船によるケーソン曳航

大型台船にケーソンを塔載して設置地点まで曳航する。所要馬力は約11,000HP である。

3.8　支持枠内へのケーソン引込み、降下

曳航してきたケーソンを支持枠内に引込み、台船撤去時に支持枠と同様に上昇プロレードを行なう。そしてケーソンを降下させることになるが、その際のスパッドの座屈長が長いこと又降下時間が長い（約3時間）ため、その間に潮流が変化することは留意すべき点である。

3.9　オープンケーソンの掘削沈下

ケーソン着底と同時にジャッキ、スパッド等を撤去する。そして第1次側壁コンクリート打設、ケーソン継ぎ足し後、リバース掘削機等によって掘削し沈下を行う。掘削方式は表－3に示す通りで、全掘削土量は約77,000 m³である。掘削時に必要なクレーン等を支持枠上に設置できるため施工性は良い。

表－3　支持枠併用オープンケーソン掘削方法

地　質	方　法
明石層	（リバース）＋（水ジェット）
神戸層	〃
刃口直下	（発破）＋（砕岩棒）＋（水ジェット）

3.10　コンクリート打設

現場コンクリート打設量は表－4に示す通りである。

表－4　現場コンクリート打設量　(m³)

打設箇所	打設区分	打設量	合計
底版	1次底版コンクリート（水中打設）	9,900	25,500
	2次底版コンクリート（気中コンクリート）	15,600	
側壁	気中打設	50,200	90,400
	水中打設	40,200	
頂版	気中打設	43,600	43,600
合計			159,500

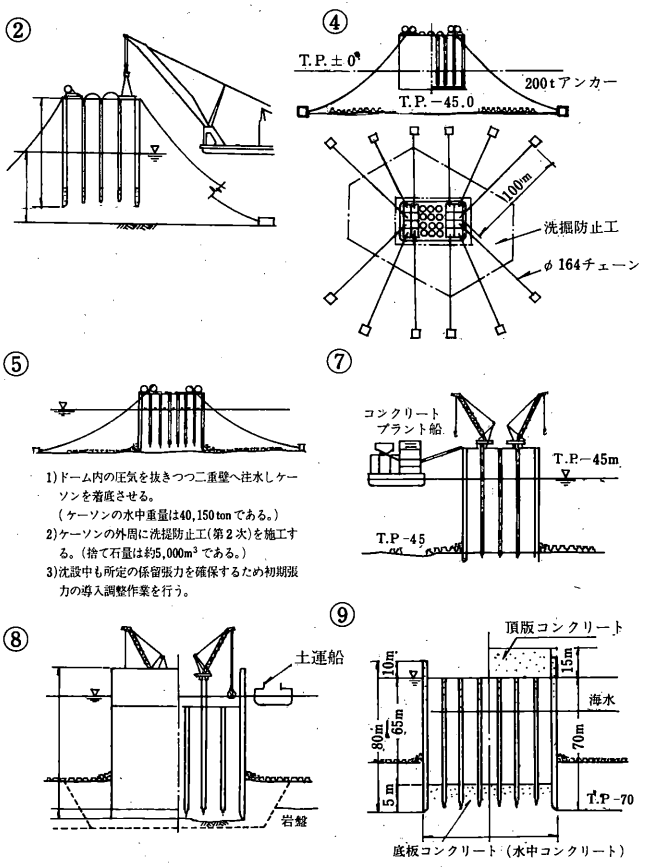
4.　単体ケーソン工法

単体ケーソン工法は外国で施工例の多いドームドケーソンと児島－坂出ルートにおける岩盤の事前発破の組み合わせを潮流が厳しく、支持地盤が軟岩である明石海峡で検討したものである。その施工フローはつぎの通りである。

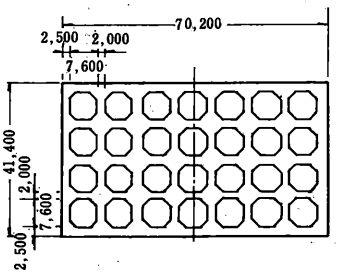
①事前発破 → ②ケーソンの製作 → ③曳航 → ④係留、位置決め → ⑤沈設、洗掘防止工 → ⑥クレーン設置 → ⑦隔壁内コンクリート打設 → ⑧ケーソン掘削沈下、構築 → ⑨底板、頂版コンクリート打設

（注）全体的な洗掘防止工は事前発破完了後に施工する。

その概要は図－8に示している。図－9には平面図を示している。



図－8　単体ドームドケーソン工法概要図



図－9
単体ドームドケーソン工法の基礎平面図

4.1　事前発破

明石海峡を対象として建造された大型ＳＥＰに6台の海底発破用穿孔機を塔載して堆積層下の軟岩の神戸層に

穿孔装薬を行なう。起爆は無線遠隔起爆によって行なわれ、堆積層下の軟岩の神戸層は6～8回の起爆によって破砕し、海底面の形状は変化しない。その作業工程は備讃瀬戸大橋下部工での実積を参考にして行なうことができる。発破の目的は岩盤を破砕し、ケーソンの掘削沈下を容易にさせることである。

4.2 ケーソン製作

ケーソンは造船所で建造するが、沈設時に必要な高さ60m（完成時は80m）を作ることは進水時の安定性、ウェットドックの深さから限界があり、分割して建造し出渠後海上で継足すことになる。すなわち40m部分を進水させ、継足作業海域で係留し、バラストコンクリートを打設して安定を増し、20m部分の鋼殻は小ブロックに分けて建込まれ、海上で継足されることになる。

4.3 曳　航

曳航時の安定を確保するための最少吃水22mで 8,000 HPの主曳船1隻と4,000HPの補助曳船2隻の船団編成によって設置地点まで曳航する。

4.4 係留、位置決め

係留はϕ164程度のチェーンが必要となる。係留時の最大索張力は約1,400tであり、それに見合ったアンカー、ウィンドラスを必要とする。

4.5 設　置

位置決め完了後（ケーソン内気圧P＝1.5kg/cm²）、注水して海底に設置し（P＝2.2kg/cm²）、排気する。設置は潮止り時に行なわれこの時の精度は繋留索の操作によって確保される。

4.6 ケーソン掘削、沈設、構築

ケーソンを設置した後、側壁と隔壁にコンクリートを打設し、グラブ掘削によって掘削して沈設を行なう。掘削方法は段取替による手間を最少限にするためにクライミングクレーン（50t吊）を用いたグラブ掘削が適当と思われる（図－8）。なお、グラブ掘削の困難な隔室周辺および隔壁直下の掘削は水ジェットによる補助掘削を併用するものとした。ケーソンの残りの20mの鋼殻はケーソンが約10m沈下した時点で継足される。最終的なケーソンの鋼重は約24,000tである。

表－5　現場コンクリート打設量　(m³)

打設箇所	打設区分	打設量	計	摘要
底版	1　次(水中コンクリート)	9,900	25,500	区分、数量は支持枠併用と同じ
	2　次(気中コンクリート)	15,600		
側、隔壁	1次～3次　〃	90,400	90,400	①は海上継足前、②は曳航前、③は沈設後に打設
頂版	〃	43,600	43,600	
計			159,500	鉄筋　4,800t

4.7 コンクリート打設

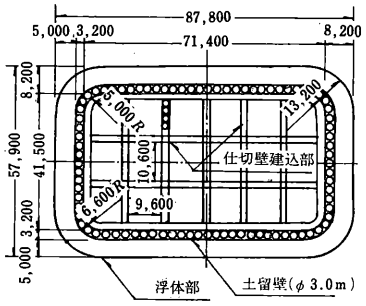
コンクリート打設量は表－5に示す通りである。

5. 鋼管継足ケーソン工法

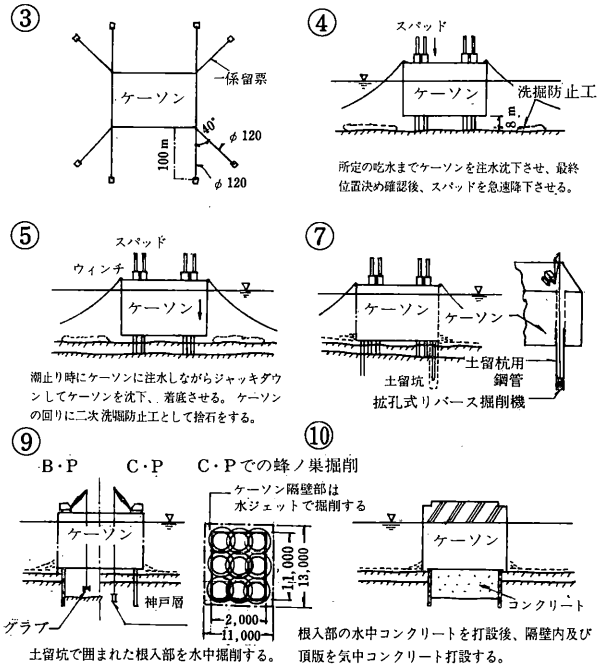
鋼管継足ケーソンは図－10に示すようにケーソン本体の外周に土留杭用ガイド部、底を閉じた浮体部を有する構造となっている。その施工フローはつぎの通りである。

①ケーソン等のドックでの製作、艤装 → ②曳航 → ③係留 → ④位置決め、スパッド降下 → ⑤プレロード → ⑥ケーソン着底 → ⑦土留杭施工 → ⑧スパッド撤去 → ⑨土留杭で囲まれた継足部掘削 → ⑩継足部、隔壁および頂版のコンクリート打設

（注）洗掘防止工はケーソン曳航前に事前に施工する。その概要は図－11に示す通りである。



図－10
鋼管継足ケーソン工法の基礎平面図



図－11　鋼管継足ケーソン工法概要図

5.1 ケーソン製作

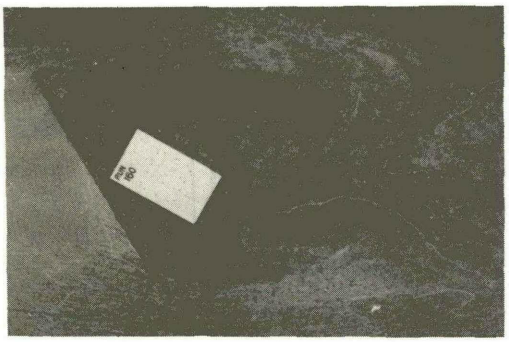
ケーソンの重量は約25,000tでスパッド、上載荷重を考慮すると約31,000 tとなる。ケーソン外周に底付きの浮体部を取付けることによって吃水が小さ

くなり、既存のドックで製作可能である。

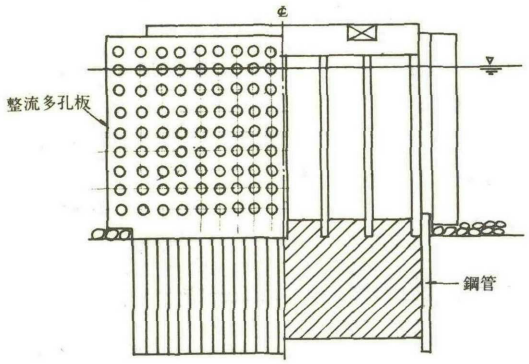
5.2 洗掘防止工

洗掘防止工は種々検討を行なっているが、水槽実験の一例は、ケーソン外周にϕ50～95cmの捨石を、3層に約23,000m²の範囲に敷設すればケーソンの掘削沈設中の安定が保てることを示している（写真－2）。

図－12の想定図に示すように、ケーソン外周の浮体部の外壁を北海油田の石油貯蔵施設のような穴あき壁とすることによってもカルマン渦を弱めて洗掘防護効果が期待できる。このような整流多孔板の応用を目的とした水槽実験の一例は、捨石（約47,000m²）を併用すると洗掘がほとんど生じないという実験結果[3]を示している。その整流多孔板の構造を工夫することによって船舶の衝突防護工とすることも可能である。



写真－2　洗掘防止工実験



図－12　整流多孔板を有する鋼管継足ケーソン想定図

5.3 ケーソン曳航

艤装の完了したケーソン（吃水：14.6m）は10,000HPの主曳船1隻と5,000HPの補助曳船2隻の船団編成によって設置地点まで曳航する。

5.4 係　留

現地に曳航されたケーソンは図－11に示すように8本の係留ワイヤー（ϕ120mm）によって係留される。係留検討時の潮流速は3.1m/sec.、風速は15m/sec.である。係留ワイヤーはケーソン着底後に撤去可能である。

5.5 位置決め、スパッド降下

ケーソンに注水して海底上8mのところまで沈下させ、潮止まり時に鋼管ガイド部又は浮体部にとりつけた12本のスパッドを自由落下させる。

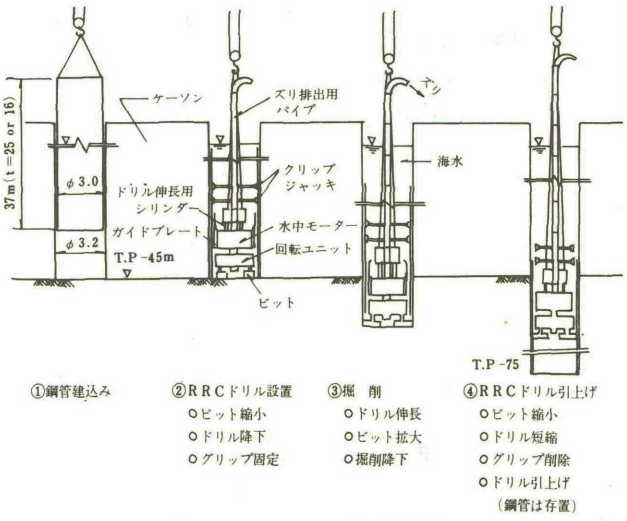
5.6 プレロード、ケーソン着底

ケーソン2重壁内に注水して重量を増加させ、神戸層にスパッドを根入れする。そして、ケーソンをスパッドに沿って降下させ、着底させる。プレロード時の昇降装置の保持能力は3,700tである（実積の最大は4,800t）。着底後はスパッドのせん断抵抗力によって約5,000tの潮流力に対しても十分安全となるように設計している（この時点で係留ワイヤーを撤去可能）。

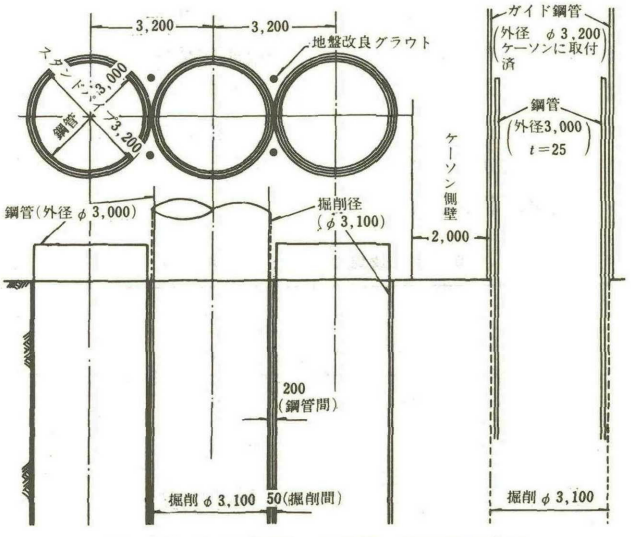
5.7 土留杭施工

土留杭は継足部掘削時の土留機能を有すると共にケーソンの支持杭としても機能する必要がある。

ϕ3.2mのガイド鋼管内にϕ3.0mの鋼管を挿入し、その下端にロッドレスリバース掘削機をとりつけ、明石層の崩壊を防ぐ目的で鋼管を掘削（掘削径：3.1m）に追従させて最終的に神戸層まで到達させる（図－13参照）。明石層および神戸層の掘削深度はそれぞれ12、18mである。



図－13　土留杭掘削要領図



図－14　ガイド鋼管、土留杭、掘削径の関係

この掘削機による掘削試験は昭和52年にジェームス山で神戸層を対象にして実施している(掘削径：2.5m)。

掘削完了後、土留杭内にコンクリートを打設する。土留杭の施工をケーソン外周に沿って順次実施する。その土留杭間のすき間は根入部で約20cmあるが、図－14に示すようなジェットグラウトを杭間に施工することによって、土砂の崩落を防ぐことになる。

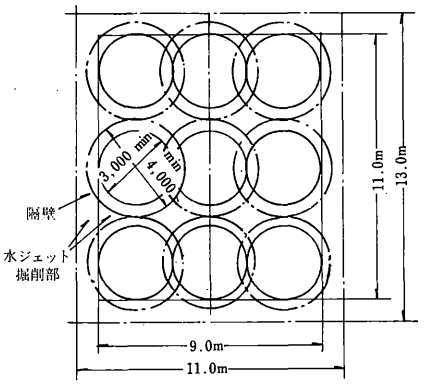
以上のようにケーソンの姿勢を固定したままスパッドから土留杭へとケーソン重量が移行するのがこの工法の特徴となっている。

5.8 スパッド撤去

スパッドおよび昇降装置は土留杭でケーソンを支持できるようになった時点で撤去される。

5.9 継足部掘削

土留杭掘削と同じように拡孔式掘削機を用いて、図－15に示すようなパターンで掘削する。掘削孔間の残部が崩落しない場合は水ジェットで補助掘削することになる。



注）φ3mで掘り下がり、φ4mで掘り上りながらリーミングをする。1ステージは5mとする。

図－15 掘削パターン

5.10 コンクリート打設

コンクリート打設量は表－6に示す通りである。根入れ部は水中コンクリート、隔壁部および頂版は気中コンクリートである。

表－6 継足ケーソン現場コンクリート打設量 (m^3)

打設箇所	打設量	摘　　要
土留杭	18,400	土留杭根固用、トレミーコンクリート
継足部	86,000	プレパックド・コンクリート
側隔壁	46,200	気中コンクリート
頂　版	59,900	〃
計	210,500	鉄筋　5,700 t

6. まとめ

各施工法のまとめを表－7にしている。各工法それぞれ長所短所があり、現時点では工法決定をしていない。どの工法にも共通していることであるが、強潮流下での係留方法、特に国際航路と基礎中心との距離が接近しているC海域の場合には係留期間を短かく、索長を短かくすることが最大の課題である。施工法は将来の海峡部での試験工事をふまえて決定する必要がある。

7. あとがき

この報文は昭和48年以降の調査をまとめた参考文献(1)および(2)を参考にしてまとめたものである。

参考文献

1) 本州四国連絡橋公団 垂水工事事務所、明石海峡大橋検討概要書、昭和54年3月
2) 本州四国連絡橋公団 垂水工事事務所、明石海峡大橋主塔基礎施工法検討概要書、昭和55年3月
3) 本州四国連絡橋公団 垂水工事事務所、明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工に関する検討（その4）、昭和55年6月

表－7 各施工法の比較

	支持枠併用オープンケーソン工法	単体ケーソン工法	鋼管継足ケーソン工法
製　作	造船所で一体製作可能	海上で2回継足(20m)が必要	造船所で一体製作可能
曳　航	大型台船によって2回 所要馬力：約19,000HP	ドームを利用して自力浮上 所要馬力：約9,000HP	浮体部を利用して自力浮上 所要馬力：約10,000HP
係　留	φ152mmアンカーチェーン24本	φ164程度のアンカーチェーン12本	φ120mmアンカーチェーン8本
海底への設置	支持枠および8本のスパッド(φ2.5m)をガイドにして設置	繋留索で位置の調整を行ないながら設置	12本のスパッド(φ3m)をガイドにして設置
掘削沈設	オープンでケーソンを掘削沈下	オープン又はドームでケーソンを掘削沈下	ケーソンは設置したまま固定、土留壁築造と掘削
作業スペース	支持枠および沈設中のケーソン	沈設中のケーソンおよび台船	固定したケーソンと浮体部
構　造	鋼　材：41,000t コンクリート：139,100m^3	鋼　材：24,000t コンクリート：159,500m^3	鋼　材：31,000t コンクリート：210,500m^3
外郭寸法	72×126m	41×70m	58×88m
工　期	約 3.5年		

大鳴門橋主塔風洞実験

Aerodynamic Stabilities of Ohnaruto Bridge Tower

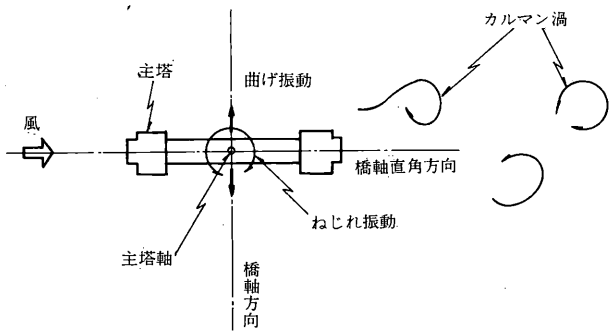
第一建設局　設計課長　田中淳之
Atsuyuki Tanaka

1. まえがき

一般に、長大吊橋の主塔は、橋軸方向に可撓な構造として設計されているが、特にケーブルが主塔に架設されるまでの間は、さらに撓み性に富む上端自由の自立状態におかれている。

このような状態の主塔に、橋軸直角方向から風が吹いたとき、主塔断面の後流に規則的な渦（カルマン渦）が発生し、この規則的な渦に起因する交番揚力により、主塔は橋軸方向に曲げ振動あるいは主塔軸を中心とした捩れ振動が生じるといわれている。この現象は、一般に渦励振振動とか風琴振動と呼ばれているもので、渦の発生周期が構造物の固有周期と一致するとき、構造物は共振する。（図－1参照）

たとえば、英国のフォース道路橋の主塔では塔高140mまで架設したとき9m/sの風で塔頂片振幅が1mにも達したといわれている。



図－1

この架設時の危険な状態は、架設作業の障害となるばかりでなく、主塔および架設クレーンなどに損傷を与える恐れがあるので、十分な制振対策が重要な課題となる。

この渦励振振動は、主にケーブルが張渡された後には一般に発生しないといわれており、振動の発生が主塔架設時からケーブル架設用吊足場（キャットウォーク）完成頃までのある期間に限られているため、仮設的な対策（スライディングブロック制振装置、トラローブなど）を講じて制振するのが通常である。

主塔に発生する渦励振振動は、主塔全段架設完了時の曲げ振動について過去にいくつかの研究例、実験例があるが、以下に示すような理由により、従来の研究結果をもとに大鳴門橋主塔に発生する渦励振振動特性を精度よく推定することは現状では極めて困難であると考えられる。

① 主塔の塔柱断面形状は橋ごとに異なるので、その空力特性は各主塔により異なる。特に大鳴門橋の塔柱断面は、T字型断面を有する主塔である。

② 渦励振振動という現象自体、基本断面（たとえば円形、正方形など）についてすら定性的にはある程度判明しているものの、定量的にはその発生メカニズムの複雑さ、微妙さのため、未だ未解明のところが多く、過去の実験例についても実験結果はバラツク傾向にある。

③ 主塔は斜材、水平材などの各種断面を有する部材を組合せた複雑な形状をしており、さらに以下のように流体力学的に3次元性を有しているため、定量的にはもち論、定性的にも不明なところが多い。

a) 高さ方向に塔柱断面は変化し、かつ、腹材の位置、形状が影響する。

b) 塔の頂部では流れが三次元である。

c) 架設初期には細長比が小となるため、全体にわたって流れの三次元性が強くなる。

さらに大鳴門橋の場合、架橋地点が本四ルート中最も風が強い地域にあるので、約6割高さ架設完了時点より、曲げの渦励振振動が発生する恐れがあり、さらに架設が進んだ状態では、通常は発生しないと考えられる捩れの渦励振振動まで発生する可能性がある。

上記架設途中時の主塔の耐風安定性、および捩れ振動については過去に実験例は少なく、全段架設完了時の曲げ振動に比べてその空力特性は不明なところが多く、風洞における模型実験に頼らざるを得ないのが現状である。また、大鳴門橋主塔の3P側は、近くに島または陸地がないため、制振装置の取付け方が難しく、今回採用したオイルダンパ方式が過去にも例が少ないことから、その効果について何らかの実験的検証を行ない、制振装置の信頼性を確認しておく必要がある。

したがって、以上のような背景をふまえ、次に示す項目を目的とした風洞模型実験を実施した。

① 大鳴門橋主塔架設時の耐風安定性を実験的に調査し、制振装置設計のための資料を得る。

② 制振装置の効果を実験的に調査し、同装置の信頼性の向上をはかる。

本文は、以上の目的で実施した風洞模型実験の概要について報告する。

2. 架設時主塔の耐風性状(風洞実験Ⅰ：制振装置無し)

2.1 実験装置および模型

(1) 風　洞

三菱重工業㈱長崎造船所の耐風拡散汎用風洞を縦型（高さ10m×幅3m）の密閉風路にして使用した。この風洞の主要目を表－1に示す。

(2) 模　型

風路の大きさ、実験目的、相似則等を検討して橋脚の一部を含む縮尺1/38の3次元弾性体模型を使用した。

模型は、実機主塔に相似な剛性を有する鋼製の剛性棒のまわりに木製の外形材を支持金具を介して取付ける方式とした。外形材はブロックに分割し、隙間を極薄のゴムでシールドすることにより、外形材は剛性を持たず、かつ空気の出入りがないようにした。また、模型の重量は剛性棒に鉛製の付加調整ウエイトを取付け、実機の重量分布に相似させた。なお、主塔模型は3種の高さの架設途中段の状態（図－2のSTEP1～3）を再現できるようにするとともに、同縮尺の架設用クレーン模型が剛性棒を介して取付けられるようにした。写真－1、2および図－2に模型の概要を示す。

(3) 支持装置

主塔模型は、風路床面上に設けられた回転可能な円板上に橋脚部を取付け、その上に支持される。また、模型の直角方向にストリングを張り、その先端に模型の減衰特性を自由に制御可能な電磁ダンパが取付けられる。なお、電磁ダンパは加振機としても使用できる。

2.2 実験方法

風洞内に支持された模型に一様流の風を吹かせ、風速と模型に発生する振動振幅（曲げおよび捩れの1次振動）との関係を調べ（V－Aテスト）、渦励振振動振幅の発生風速および発生最大振動振幅を求めた。なお、模型の振動振幅は、あらかじめ振動モードを計測しておき、風を吹かせたときには塔頂の振動振幅のみを計測することにした。

2.3 実験条件

(1) 実験ケース

i） 主塔架設段階

STEP 1：8段架設完了時（塔高 72.95m）
STEP 2：10段　〃　（　〃 96.95m）
STEP 3：全段　〃　（　〃 125.93m）

ii） 主塔架設用機械設備の影響

クリーパクレーン、クレーンレール、工事用エレベータが主塔に取付く影響

iii） 風向の影響

iv） 構造減衰の影響

(2) 実験条件

本実験の模型が満足すべき相似則および実験条件を表－2、表－3に示す。また、図－3は架設各段階における模型の曲げおよび捩れに対する1次の振動モード図であるが、図からわかるように実験値は理論計算値とよく合っており、模型の精度は十分満足すべきものと考える。

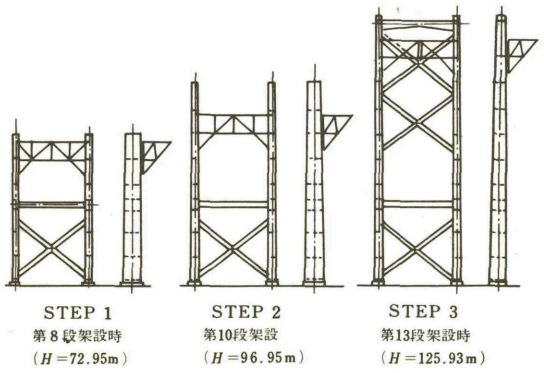
2.4 実験結果および考察

風速と塔頂片振幅の実験結果（V－A曲線）の代表的な例を図－4、図－5に示す。

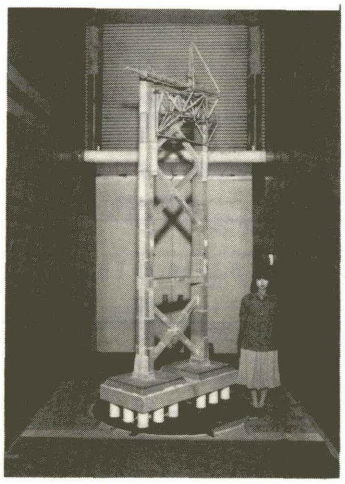
一般に渦励振振動振幅は、構造物の持っている質量減

表－1　耐風拡散汎用風洞諸元

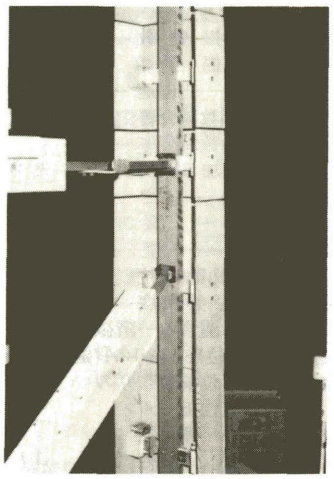
耐風拡散用風洞要目								
風洞	測定部断面	3m×10m　回転式	送風機	形　式	1段軸流形	電動機	形　式	サイリスタ電動機
				最大風量	840 m³/s		出　力	1150 kW 510V
	測定部風速	1～28m/s		有効圧力	100 mm/Aq		制御方式	サイクロコンバータ式 サイリスタ制御
				風量調整	回転数制御			



図－2　主塔架設段階



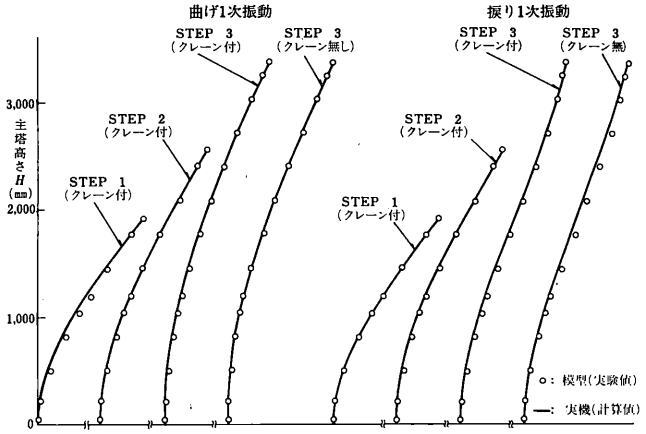
写真－1　主塔模型概要



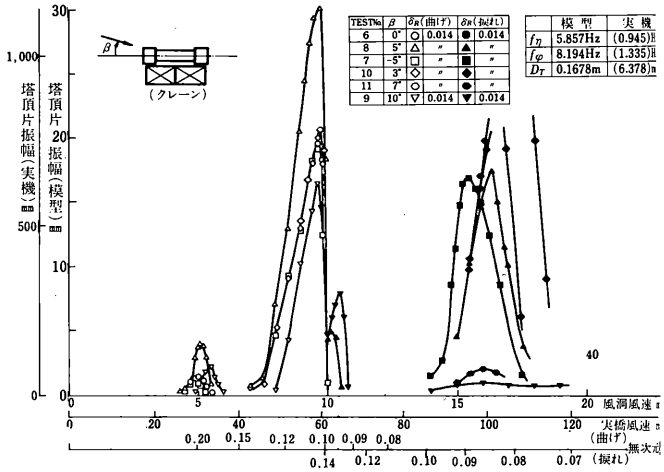
写真－2　剛性棒と外形材の取付け

表－2　相　似　則

	項　　目	曲げ振動	捩れ振動
相似パラメータ	質量又は質量慣性モーメント比	$\frac{Me}{\rho D^2}$	$\frac{Ie}{\rho D^4}$
	無次元振動数	$\frac{f\eta D}{V}$	$\frac{f\varphi D}{V}$
	対数減衰率	$\delta\eta$	$\delta\varphi$
	フルード数	$\frac{gD}{V^2}$	$\frac{gD}{V^2}$
主塔全体系	寸法（長さ：Dp/Dm，高さ：Hp/Hm）	n	n
	風速倍率　Vp/Vm	$\sqrt{n}$	$\sqrt{n}$
	振動数　fp/fm	$1/\sqrt{n}$	$1/\sqrt{n}$
	等価質量　Mep/Mem	n^2	—
	等価質量慣性モーメント　Iep/Iem	—	n^4
	振動変位（曲げ：yp/ym 捩れ：$\theta p/\theta m$）	n	1
	振動速度（曲げ：$\dot{y}p/\dot{y}m$，捩れ：$\dot{\theta}p/\dot{\theta}m$）	$\sqrt{n}$	$1/\sqrt{n}$
	振動加速度（曲げ：$\ddot{y}p/\ddot{y}m$，捩れ：$\ddot{\theta}p/\ddot{\theta}m$）	1	$1/n$
部材	質量（単位長さ当り）　Mp/Mm	n^2	—
	質量慣性モーメント（単位長さ当り）　Ip/Im	—	n^4
	曲げ剛性　$(EI)p/(EI)m$	n^5	—
	捩れ剛性　$(GJ)p/(GJ)m$	—	n^5



図－3　振動モード図



TEST No.	β	δR(曲げ)	δR(捩れ)
6	0°	0.014	0.014
8	5°	〃	〃
7	-5°	〃	〃
10	3°	〃	〃
11	7°	〃	〃
9	10°	0.014	0.014

	模型	実機
$f\eta$	5.857Hz	(0.945)Hz
$f\varphi$	8.194Hz	(1.335)Hz
D_T	0.1678m	(6.378)m

図－4　$V-A$ 曲線〔STEP 1、クレーン付、$\beta=-5,0,3,5,7,10°$〕

注）　記号説明

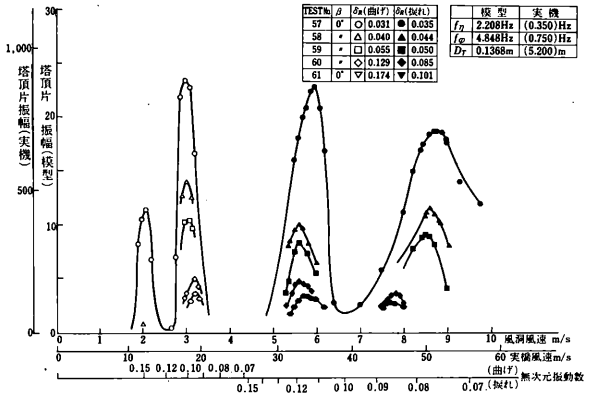
Me：等価質量 $\left(=\frac{\int_0^1 M(\xi)\Phi_\eta(\xi)^2 d\xi}{\int_0^1 \Phi_\eta(\xi)^2 d\xi}\right)$
$\xi = x/H$, x：高さ方向軸，H：主塔高さ
$\Phi\eta(\xi)$：曲げ振動モード
$M(\xi)$，質量分布
Ie：等価質量慣性モーメント $\left(=\frac{\int_0^1 I(\xi)\Phi_\varphi(\xi)^2 d\xi}{\int_0^1 \Phi_\varphi(\xi)^2 d\xi}\right)$
$I(\xi)$：質量慣性モーメント分布
$\Phi\varphi(\xi)$：捩れ振動モード
ρ：空気密度
D：代表長さ
$f\eta$：曲げ振動数
$f\varphi$：捩れ振動数
V：風速
$\delta\eta$：曲げ対数減衰率
$\delta\varphi$：捩れ対数減衰率
g：重力加速度
H：高さ
添字 p：実機
添字 m：模型
y：曲げ振動変位
θ：捩れ振動角度
$\cdot$：時刻に関する一階微分
M：部材単位長さ当りの質量
I：部材単位長さ当りの質量慣性モーメント
I：曲げ剛性
GJ：捩れ剛性

表－3　実　験　条　件

項　　目			STEP 1（クレーン有り）	STEP 2（クレーン有り）	STEP 3（クレーン有り）	STEP 4（クレーン無し）
等価質量 Me ($kgsec^2/m^2$)		①	4.916×10^3	3.470×10^3	4.454×10^3	3.434×10^3
		②	3.404 ± 0.068(2%)	2.403 ± 0.048(2%)	3.085 ± 0.062(2%)	2.378 ± 0.048(2%)
		③	3.377	2.355	3.026	2.342
等価質量慣性モーメント Ie ($kgmsec^2/m$)		①	$1{,}044.23\times10^3$	825.36×10^3	975.48×10^3	879.38×10^3
		②	0.501 ± 0.010 (2%)	0.396 ± 0.008 (2%)	0.468 ± 0.009 (2%)	0.422 ± 0.008 (2%)
		③	0.503	0.403	0.472	0.424
振動数	曲げ (Hz)	①	0.945	0.618	0.306	0.350
		②	5.824 ± 0.291 (5%)	3.811 ± 0.191 (5%)	1.887 ± 0.094 (5%)	2.155 ± 0.108 (5%)
		③	5.952	3.899	1.940	2.220
	捩れ (Hz)	①	1.335	0.824	0.721	0.750
		②	8.231 ± 0.412 (5%)	5.082 ± 0.254 (5%)	4.443 ± 0.222 (5%)	4.621 ± 0.231 (5%)
		③	8.464	5.240	4.599	4.789
振動数比		①	1／1.413	1／1.333	1／2.355	1／2.144
		②	1/(1.413±0.071)(5%)	1/(1.333±0.067)(5%)	1/(2.355±0.118)(5%)	1/(2.144±0.107)(5%)
		③	1／1.422	1/1.344	1/2.371	1／2.157
振動数	曲げ	①	1	同左	同左	同左
		②	6.16 ± 0.31（5%）	同左	同左	同左
		③	6.03	6.02	5.99	5.99
	捩れ	①	1	同左	同左	同左
		②	6.16 ± 0.31（5%）	同左	同左	同左
		③	5.99	5.98	5.96	5.95

注）表中①、②、③は下記の内容を示す。

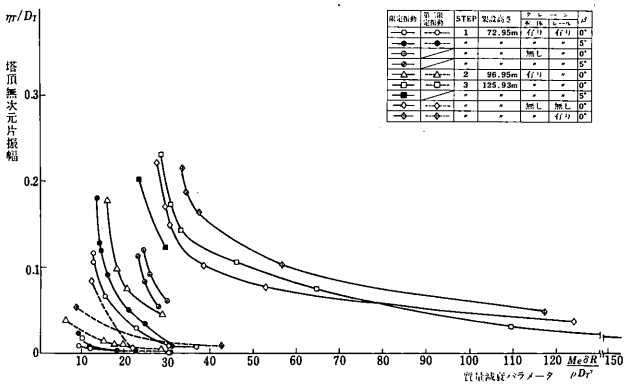
①：実橋　　②：模型の所要値　　③：模型の実験値



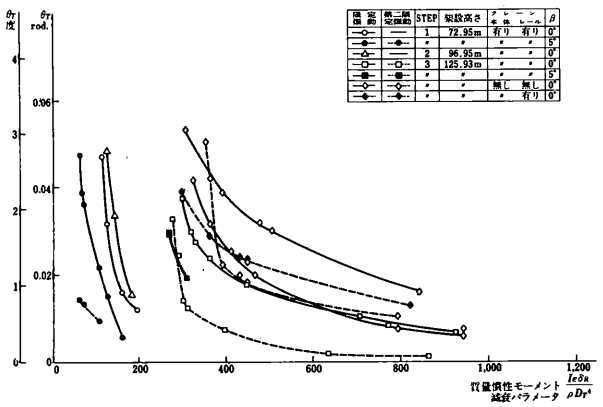
図－5　$V-A$ 曲線〔STEP3クレーンなし、レールなし、$\beta=0°$〕

衰パラメータあるいは質量慣性モーメント減衰パラメータと関係づけられる。図－6、図－7は、縦軸に塔頂無次元片振幅（η_T/D_T、またはθ_T）、横軸に質量減衰パラメータまたは質量慣性モーメント減衰パラメータをとり、曲げ振動および捩れ振動について今回の実験結果を整理したものである。

以下に、今回の実験結果について考察する。



図－6　質量減衰パラメータと無次元振動振幅の関係〔曲げ振動〕

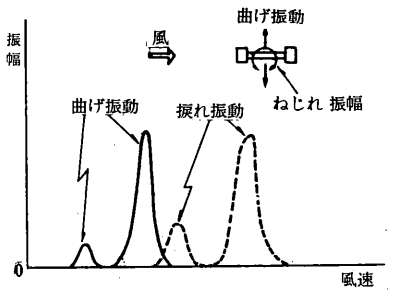


図－7　質量慣性モーメント減衰パラメータと無次元振動振幅の関係〔捩れ振動〕

(1)　耐風特性の概要

今回の実験結果の全般的な耐風特性の概要を図－8に

図－8
耐風特性概要



示す。この図からわかるように、まず低風速で曲げの限定振動が発生し、これより高い風速で捩れの限定振動が発生する。また、それぞれの限定振動の発生する風速の1/2～3/4の風速にて、それぞれ同じ振動モードの限定振動（以降、この振動を〝第二限定振動〟と呼ぶ）が発生する。

上記の振動は、発生する風速および応答曲線から考えて主塔後流に発生する周期的な渦（カルマン渦）に起因した交番揚力による振動（渦励振振動）と考えられる。

以上に示す耐風特性の概要は、従来の主塔の耐風特性と定性的に同じである。

(2)　限定振動の発生風速

各架設段階別に、限定振動の最大振幅が発生する風速（以降、共振風速と呼ぶ）の無次元振動数を表－4にまとめて示す。

今回の大鳴門橋主塔に発生する限定振動の共振時無次元振動数は、過去の試験結果（表－5参照）と比較すると、曲げの限定振動については、十字型塔柱断面（▨）を有する主塔の共振時無次元振動数（約0.12）と矩形型塔柱断面（▨）を有する主塔の共振時無次元振動数（約0.09）との間の値（約0.09～0.105）となっているようである。

一方、捩れの限定振動については、過去の実験例では共振時無次元振動数は約0.07～0.16とバラツイており、さらに十字型と矩形型の塔柱断面との差は明らかでないが、今回の大鳴門橋主塔は約0.08と過去の実験例の中では小さな側の値と考えられる。

表－4　共振時無次元振動数　（風向は橋軸直角方向）

架設段階			曲げ振動		捩れ振動	
STEP	架設高さ	クリーバークレーンの有無	第二限定振動	限定振動	第二限定振動	限定振動
1	72.95m	有	0.20	0.105	—	0.08
2	96.95m	有	0.175	0.10	—	0.08
3	125.93m	有	0.145	0.09	0.105	0.08
3	125.93m	無	0.15	0.10	0.12	0.08

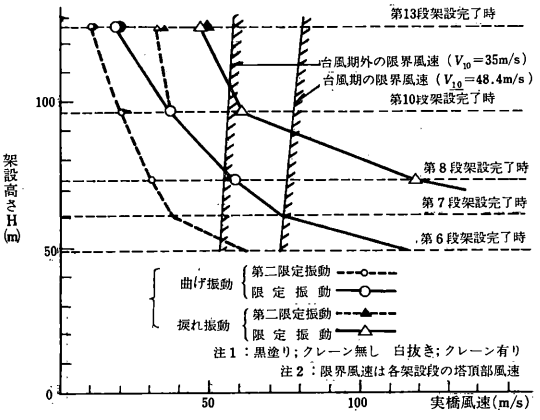
注）表中の値は無次元振動数を示し下式で定義する。

$$\text{無次元振動数}=\frac{fD_T}{V_R}$$

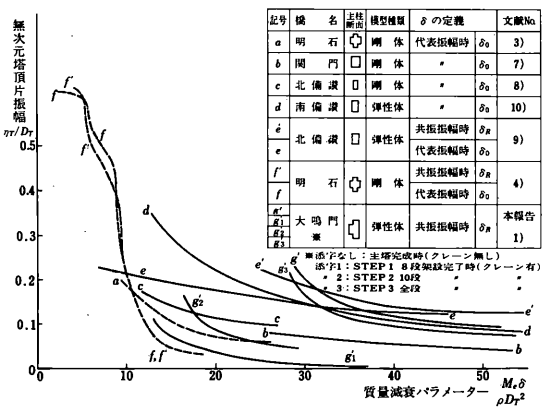
ただし　f　：固有振動数
D_T　：それぞれの架設段階における主塔シャフト塔頂幅（橋軸方向）
V_R　：共振風速

表－5　過去の試験結果

文献 No.	対象橋名	主塔シャフト断面（実橋塔頂部）	主塔高さ	模型種類		曲げ振動		振れ振動	
				縮尺	模型高さ	第2限定振動	限定振動	第2限定振動	限定振動
1	セバーン橋	2.7 (単位: m) / 5.2	118 m	弾性体模型		0.21	0.11	—	0.16
				1／55	2.15m				
2	明石大橋	7.5 / 12.2	265 m	剛体模型		—	0.12	—	0.12
				1／500	0.53m				
3	明石大橋	7.0 / 11.8	261 m	剛体模型		—	0.12		
				1／100	2.61m				
4	関門橋	3.3 / 4.0	131 m	弾性体模型		—	0.08 ～ 0.10	—	0.07
				1／125	1.05m				
5	関門橋	2.8 / 4.6	135 m	弾性体模型		—	0.08	—	0.11
				1／100	1.35m				
6	関門橋	3.2 / 4.2	134 m	剛体模型		—	0.09		
				1／60	2.23m				
7	北備讃瀬戸大橋	6.0 / 6.6	171 m	剛体模型		0.145	0.09		
				1／115	1.49m				
8	北備讃瀬戸大橋	6.6	174 m	弾性体模型		0.15	0.08	—	0.11
				1／100	1.74m				
9	南備讃瀬戸大橋	5.2 / 7.5	184 m	弾性体模型		0.18	0.09	0.12 ～ 0.17	0.09 以下
				1／100	1.84m				
本報告	大鳴門橋	4.0 / 5.2	126 m	弾性体模型		0.145 ～ 0.20	0.09 ～ 0.105	0.105 ～ 0.12	0.08
				1／38	3.31m				



図－9　限界風速と共振風速



図－10　質量減衰パラメータと振幅の関係

図－9は各架設段階における共振風速と限界風速の関係を示したものである。なお、ここでいう限界風速とは、台風期においては V_{10}=48.4m/s（既往最大風速）、また台風期外においては V_{10}=35m/sをもとに、各架設段塔頂部の風速を計算した値である。

(3) 限定振動の発生振幅

1) 過去の実験例との比較

今回の大鳴門橋主塔の実験結果を過去の実験結果と比較するために、図－10に両結果をまとめて示す。

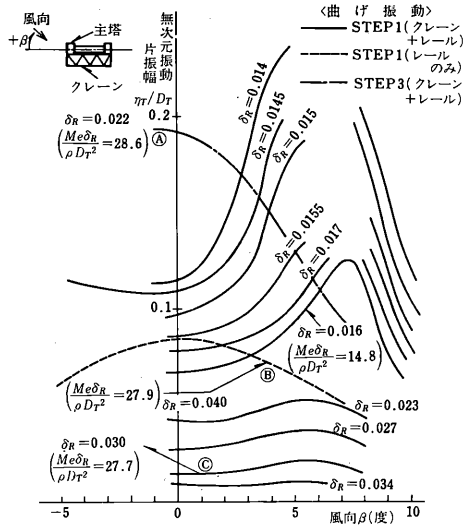
図－10よりわかるように、過去の実験結果では共振風速時の対数減衰率 δ_R が不明のものが多く、一概には比較できないが、これらの実験結果の中では大鳴門橋主塔の無次元振動振幅は大きい方と考えられる。たとえば関門橋と比較した場合、無次元振動振幅は約2倍以上の値となっている。（図中の b と g' の比較）

2) 風向特性

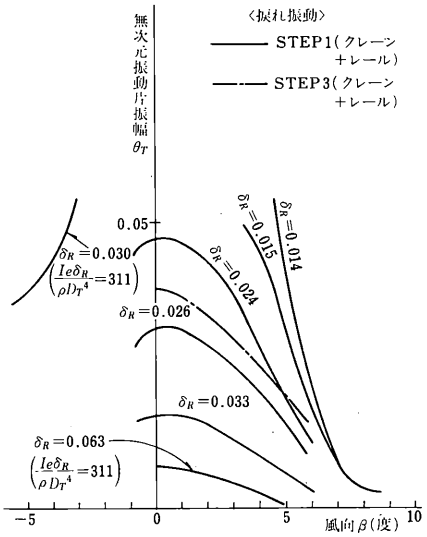
図－11、12に曲げおよび捩れ振動に対する風向特性を示す。この図から次のことがわかる。

① 主塔本体のみの状態では、風向0°の場合が最も限定振動が大である。

② クレーンを取付けた状態でもSTEP 3に対する曲げおよび捩れ振動については、風向0°の場合が最も限定



図－11　風向特性



図－12　風向特性

振動振幅が大である。

③　STEP１にクレーンを取付けた状態の曲げ振動については、風向0°よりも5°の場合の方が発生する限定振動振幅は大きくなり、耐風安定性が悪いようである。

これらの結果より、主塔自体は風向0°の場合の方が最も耐風安定性が悪いようであるが、クレーンを取付けた場合にはその取付位置、風向によりクレーンの主塔耐風安定性に与える影響が異なり、結果として上記のような風向特性が生じたものと考えられる。

3)　主塔架設用機械設備取付けの影響

主塔に取付くクリーパークレーン、クレーンレール、工事用エレベータ等が主塔の耐風安定性に与える影響について調べる。以下に概要を記す。

①　クレーンを主塔に取付けた場合の影響としては、まず構造的にはクレーンを取付けることにより質量が増し揺れにくくなる。また、空力的には今回のトラス構造のクレーンの場合には、主塔まわりの流れが乱され、励振力を弱める効果があり、主塔の耐風安定性を向上させるようである。(図－11で質量慣性パラメータ約28の場合の曲線Ⓑと©を比較)。

②　上記①の空力的な低減効果は、風向5°よりも風向0°および－5°の方が大きいようである。

③　曲げ振動の場合、STEP１、２では顕著にクレーンによる低減効果があるが、STEP３のように塔が高くなると、この効果は少ないようである。(図－6のSTEP１～３参照)。

④　一方、捩れ振動の場合、STEP１～３までクレーンの影響はあまり顕著でない。(図－12の曲線のように、曲げ振動の場合程、顕著な風向特性がない点からの推測)。

注):　図－７でSTEP１､２とSTEP３では急に無次元振動振幅が増加しているのは、図－３の振動モード図に示されるように、STEP３の捩れのモードは中間部がやや反曲するような振動モードである。このため、捩れ振動に対して寄与する空気力が増大したものと考えられる。

⑤　上記③、④の原因として、各架設STEPの塔高に対するクレーンの相対的取付位置が主塔耐風性状に影響を及ぼすものと推測される。つまり、曲げ振動の場合はクレーンの取付位置である約70～80%高さの空気力が支配的であるのに対し、捩れ振動の場合はクレーンの取付位置以下の70%以下の高さの空気力の方が支配的でないかと考えられる。

⑥　クレーンレールの影響は、明らかにレールを取付けることにより振動振幅が大になる（耐風安定性が悪くなる）ようである。これは、レールが充腹断面であり、かつレールの橋軸方向幅が約1.5m（3Pの場合）と主塔主柱幅（塔頂で約5.2m)の約30%と大きいため、レールの取付けにより主塔後流のウエイク幅が広くなり、励振力が増したためと考えられる。(図－６、７参照)

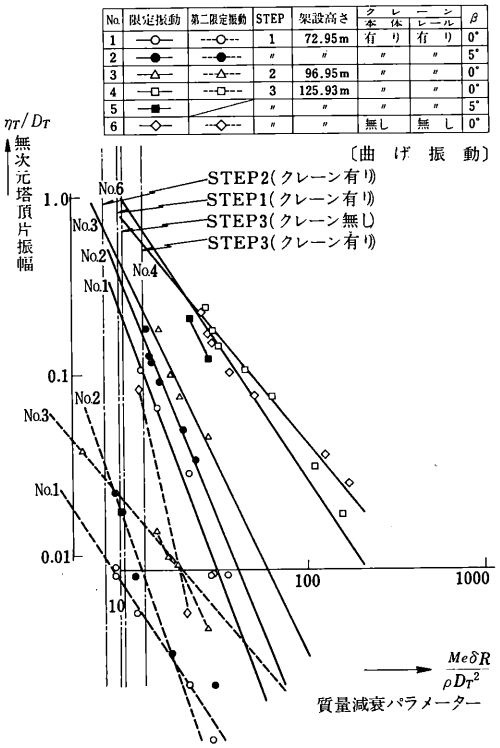
⑦　工事用エレベータの影響は、５%以下であり殆んど有意差はない。これは同エレベータが主塔暴露幅内に取付けられていることと、細い部材のトラス構造であるためと考えられる。

以上、主塔に取付く仮設備が主塔の耐風安定性に及ぼす影響を調べたが、今回の実験結果からだけでは定性的な傾向しかつかめなかった。さらに詳細に調べるには、主塔に作用する励振力分布を計る等の検討を実施する必要がある。

4)　制振対策の要否

上記1)～3)に限定振動振幅について定性的な特性を示したが、模型の対数減衰率を完全には実機に相似（対数減衰率$\delta=0.01$）にできなかったこと、また、架設高さが高い状態では振動振幅が非常に大きくなり、模型破損の恐れもあり、最大振幅をつかめなかったために、定量的に精度よく制振装置無しの主塔に発生する限定振動振幅を推定することは困難である（実験では実機換算の塔頂片振幅1.5mで中止した)。

ここでは、とりあえず図－13に示すように、今回の実験結果より指数回帰計算を行ない、外挿して概略推定すると、限定振動振幅は表－６のようになる。たとえば、



図－13　質量減衰パラメータと振幅の関係

全段架設完了時（クレーン無し）における塔頂片振幅は、曲げ振動で約5 m、振れ振動で約6 mの限定振動が発生するようであるが、このような状態では到底主塔は耐えられない。

以上の推定値は前述のように大担に外挿したものではあるが、この発生振動振幅推定値と図－9の共振風速推定とあわせ考慮し、各架設段における制振対策の要否を検討すると表－7のようになる。これより、制振対策は以下の架設段より行なえば十分と考えられる。

① 台 風 期：第7段架設完了以降

② 台風期外：第8段　〃

表－7　制振対策の要否

架設段階	架設塔高さ	曲げ振動		捩れ振動		制振対策要否の総合判断
		第二限定振動	限定振動	第二限定振動	限定振動	
第6段以下	48.95m以下	×	×	×	×	×
第7段	60.95m	?	×(○)	×	×	?(○)
第8段	72.95m	△	○	○	×	○
第10段	96.95m	△	○	○	○	○
第13段	125.93m	?	○	○	○	○

×印：共振風速が限界風速以上であり、制振対策は不要である。

△印：共振風速は限界風速以下であるが、振動振幅が許容振幅以下であり、制振対策は不要である。

○印：共振風速が限界風速以下であり、振動振幅が許容振幅以上であるため、制振対策が必要である。

?印：共振風速が限界風速以下であるが、発生する振動振幅の推定が困難であり判別困難。

（）：台風期のみの場合を表示。（）以外は台風期、台風期外共通して示す。

3. 制振装置の効果（風洞実験II：制振装置付き）

別途実施の加振機による振動模型実験によって得られた制振装置の効果が、果して空力的振動に対しても効果が得られるか否かを検証する目的で、風洞内で実験した。

3.1 実験装置および模型

(1) 風洞、模型および支持装置

風洞実験Iに同じ。

(2) 制振装置

制振装置はロープ、重錘、ダンパから成っており、主塔模型と同じ相似則により縮尺した。

なお、ロープは、軸剛性を相似したピアノ線に鉛球を等間隔に取付け、質量分布を相似させた。また、実機のダンパは、オイルダンパであるが、模型では小さな減衰力が比較的精度よく得られる電磁ダンパを製作して用いた。

3.2 実験方法

供試体（主塔および制振装置）を図－14に示すように配置し、実験を行なった。

3.3 実験ケースおよび実験項目

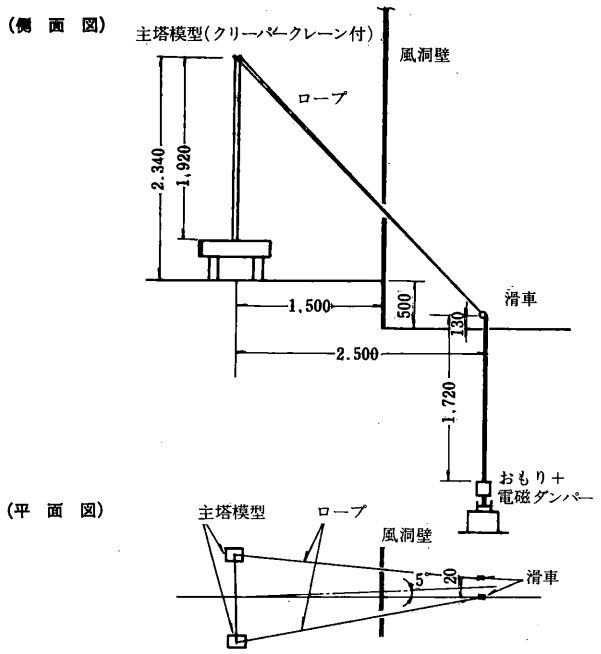
(1) 実験ケース

i） 主塔架設段階：風洞実験Iの

表－6　実機に発生する限定振動振幅概略推定値　（表中の値は主柱振動片振幅）

架設段階 段数(高さ)	クレーン	振動種類		風 0°	風 5°	許容振幅※
8 (72.95m)	有	曲げ	第二限定振動	0.05m	0.12m	0.120 m (e)
			限定振動	1.6m	2.4 m	
		捩れ	第二限定振動	—	0.3 m	
			限定振動	6.3 m	1.1 m	
10 (96.95m)	有	曲げ	第二限定振動	0.18m		0.317 m (e)
			限定振動	4.0 m		
		捩れ	第二限定振動	—		0.216 m (e)
			限定振動	6.9 m		
13 (125.93m)	有	曲げ	第二限定振動			0.295 m (d)
			限定振動	2.8 m		
		捩れ	第二限定振動	5.1 m		0.313 m (e)
			限定振動	2.4 m		
	無	曲げ	第二限定振動			0.215 m (d)
			限定振動	4.9 m		
		捩れ	第二限定振動	5.2 m		0.272 m (e)
			限定振動	6.1 m		

※許容振幅は(a)塔柱（塔基部）の応力度、(b)アンカーボルトの応力度、(c)コンクリートの応力度、(d)作業性（ただし共振風速が16m/s以下の場合のみで0.1g以下）、(e)クリーパークレーンの塔内補強の設計条件（曲げ振動：0.4g以下、捩れ振動0.6g以下）、(f)クリーパークレーンの強性変位制限（ただし捩れ振動の場合のみで0.13m以下）等を考え定められた。表中許容振幅値の肩の文字は許容振幅値を決定した上記項目を示す。



図－14 模型設置図

STEP 1、STEP 3 の 2 種

ii) クリーパークレーンの有無の影響

iii) ロープ径 ：40φ、60φ の 2 種

iv) 重錘の大きさ：10、20、30 ton の 3 種

v) ダンパ特性 ：線型の両効き、片効き、2 乗の両効き、片効きの 4 種

(2) 実験項目

i) 塔のみの自由減衰波を計測し、塔のみの減衰値の依存性を調べる。

ii) 制振装置を付けた状態で、共振風速における塔頂最大振幅を計測する。

iii) 上記と同様の状態で、風速を変えた場合の塔頂最大振幅の変化を計測する。

iv) ii)、iii) の最大振幅を評価するために、風を吹かさない状態で塔頂部の自由減衰波形を計測する。

3.4 実験結果および考察

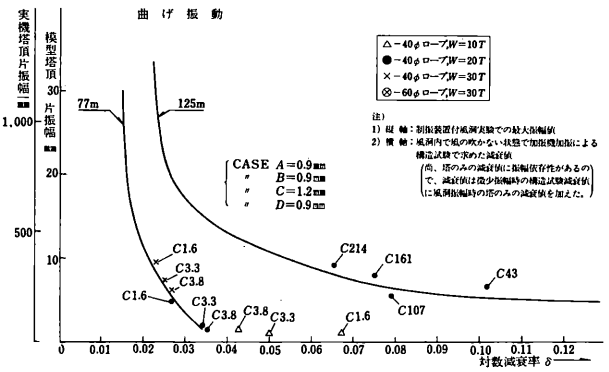
(1) 風洞内での制振効果

図－15は曲げ振動の場合について、制振装置のない状態（図中実線）と制振装置を取付けた状態（図中△、●、×、⊗印）の減衰率―振幅曲線を示したものであるが、両者はほぼ一致している。（捩れ振動についても同様）。

以上から、風洞実験に先立ち別途実施の振動模型実験において得られた制振装置の減衰値は、風洞実験においても（すなわち空気力に対しても）主塔の構造減衰とほぼ同様に有効な減衰作用を生じることが確認できた。

4. まとめ

以下に、今回の実験により明らかにされた主要な結論を列挙する。



図－15 塔頂最大振幅と対数減衰率(δ)の関係(曲げ振動)

(1) 大鳴門橋主塔の場合は、無次元振動数が0.10付近で曲げの限定振動が発生し、無次元振動数が0.08付近で捩れの限定振動が発生する。また、それぞれの限定振動の発生する風速の1/2～3/4の風速にて同じモードの限定振動（第二限定振動）が発生する。

(2) 上記振動は 6 割高さ架設完了時の主塔剛性が比較的大きい状態でも発生し、架設高さが高くなるにつれて発生する振動振幅は大となる。その発生振動振幅は実機の対数減衰率を 0.01 と仮定したとき、全段架設完了時（クレーン無し）で塔頂片振幅は曲げ振動で1.5m以上、捩れ振動で3°以上となる。（対数減衰率0.01に完全に対応する振幅の測定は、模型破損の恐れから上記振幅の値で中止したため以上という表現とした）。

(3) クリーパクレーンのレールは主塔の耐風安定性を悪くするが、クリーパクレーンは主塔の耐風安定性を向上させる効果があるようである。

(4) 捩れの限定振動のうち、低風速（無次元振動数で0.12付近）で発生する限定振動は、高風速（無次元振動数で0.08付近）で発生する限定振動よりも大きい場合がある。この捩れ振動は、低風速で発生し、かつ、振動振幅も大きいことから、今後注意を払う必要がある。（図－5参照）

(5) 制振装置（オイルダンパ＋重錘方式）を設けることにより、上記の曲げおよび捩れの限定振動を制振できる見通しを得た。

以上の結果は、一様流中でのテスト結果であり、実際の自然風中（乱れの成分が含まれている）の実機応答特性とは異なることが考えられる。一般に乱れの成分は渦励振振動を低減せしめる効果があるようであり、上記の一様流中の実験結果がそのまま実際の主塔で発生するとは限らない。

現状では、この乱れによる渦励振振動振幅の低減効果は未だ推定法も確立されておらず、定量的に推定は困難であるため、今回は最も危険側（設計としては安全側）と考えられる一様流中の実験結果をもって制振対策を検討することとした。

しかし、上記乱れの効果が定量的に明らかになれば、適切、かつ安全な制振対策が可能となるが、この点については今後の大きな課題と考える。

5. あとがき

架橋地点の鳴門海峡は、両岸の陸上地形が急激に迫っているために風が収れんし、過去の台風で最大瞬間風速80m/sを記録している。また、春一番、季節風等についても、この縮流効果によって風速が増大するために、年間を通じて強風にみまわれている。さらに、橋軸直角方向から吹く風が卓越していることから、渦励振振動を受ける機会が極めて多い。

したがって、本橋の主塔架設中の耐風対策については、通常以上に安全、確実な対策が要求されている。

制振対策の設計条件設定にあたり注意すべき事項としては、主塔本体のみならず、主塔に取付くクレーンおよび取付部の塔内補強の設計条件にも大きな影響を及ぼすので、あらかじめこの点にも十分注目して制振対策を検討すべきである。

現在、現地の両主塔には、既にオイルダンパ方式の制振装置が設置されている。また、本年2月以降より実風による制振装置の効果を調査し、今後の制振対策の資料とするため、現地観測を予定している。

本文は、風洞実験のみについての報告であるが、制振装置の設計以降については、別の機会に報告したい。

最後に、本橋の主塔制振対策等について有益な御助言をいただいた土木学会・本四連絡橋耐風研究小委員会幹事会の先生方、本風洞実験の実施に御協力いただいた三菱重工業㈱長崎研究所の坂田弘氏、斉藤通氏、および同社広島造船所、広島研究所の関係者、ならびに本四公団の本社、第一建設局の関係者、および前担当者の保田雅彦氏に厚く御礼申し上げる。

参考文献

1) 大鳴門橋主塔風洞実験、昭和55年3月、本四公団
2) 明石架橋調査月報、昭和39年12月号No.4、神戸市
3) 長大吊橋に関する動的耐風設計法の研究、昭和48年3月、京都大学工学部土木工学教室橋梁工学研究室
4) 坂田弘他：長大吊橋主塔架設時の耐風安定性、三菱重工技報 Vol.14 No.3、昭和52年
5) 宇野名右衛門：吊橋主塔の耐風安定性実験、石川島播磨技報、昭和43年8月、別冊第1号
6) 中尾好昭他：長大吊橋架設時のタワーの耐風安定性、三菱重工技報 Vol.7、No.7、昭和45年
7) 関門橋設計施工調査書、昭和48年、建設省土木研究所構造研究室
8) 辻 松雄他：吊橋主塔の耐風安定性に関する風洞実験、土木学会年次学術講演会概要集、昭和48年
9) 北備讃瀬戸大橋主塔（No.3付）主塔架設時耐風対策の検討、昭和48年3月、社団法人 日本橋梁建設協会
10) 井上浩男他：吊橋主塔架設時耐風対策の一試案について、土木学会年次学術講演会概要集、昭和51年
11) 本州四国連絡橋耐風研究小委員会、本州四国連絡橋に関する調査研究報告書、昭和50年8月、土木学会

米国の航行安全に関する調査報告

Report of Vessels Security in USA

鳴門工事事務所 所 長 小川英信
Hidenobu Ogawa

1. まえがき

航路横断構造物や沿海構造物の航行船舶に与える影響及び船舶接触緩衝施設、電波障害対策その他の航行授助対策の実態を調査し、船舶の安全航行、海難防止対策等に資することを目的として、昭和55年8月17日から9月5日までの20日間にわたり米国を主に調査を実施した。

今回は主に米国の海上交通管制、橋に係る船舶事故例及び橋に係る航行安全関連の法律について、シアトル、バンクーバー、ニューヨーク、ワシントン、マイアミ、ニューオリンズ及びサンフランシスコの各都市を中心に現地調査を実施した。調査団は元海上保安試験研究センター所長の萩野芳造団長、他筆者を含めた本州四国連絡橋公団職員4名であった。今回の調査の正式報告書は、財団法人海洋架橋調査会・海洋開発研究委員会から公表される。従って、以下に簡単に要約して報告するものとする。

2. 米国の航行安全に関する現況と考察

米国の航行安全に関する現況について以下に(1)から(12)まで、その考察について(13)から(20)に箇条書的に記す。

(1) 橋梁に起因する船用レーダー障害は、米国においては問題となっていない。従ってその対策例はみあたらなかった。

(2) 航行船舶との観点から橋梁形式をみれば、各都市において次のような状況であった。

1) シアトル —— ワシントン湖においては、フローティング形式であるため、両岸に接近した個所に航路を確保している。

2) ニューヨーク —— イーストリバー、ハーレムリバーにおいては、19世紀末から建設された歴史的な古い橋が多く、吊橋、アーチ橋、旋回橋、昇開橋、等の形式をとって航路を確保している。

3) マイアミ —— ビスケイ湾においては、コーズウェイ形式をとっているが、航路部分は跳ね橋等で航路を確保している。

4) タンパ —— タンパ湾の主航路部は桁下高さの大きいトラス橋で航路を確保している。

5) ニューオリンズ —— ポンチャートレイン湖を横断する橋梁は、延長約40kmあるコンクリート形式の橋梁であるが、桁下高さが小さいため、5ヶ所に航路を確保している。そのうち4ヶ所は固定橋で、1ヶ所は跳ね橋である。

6) サンフランシスコ —— 長大吊橋とトラス橋形式により航路を確保している。

(3) 航行安全のための海上交通システムとして、大きく別けて外洋の船舶を対象にしたAMVER (Automated Mutual-assistance Vessel Rescue System 船舶相互授助自動救難制度) と沿岸、港湾面の船舶を対象にしたVTS (Vessel Traffic System、Vessel Traffic Service 船舶交通システム、船舶交通サービス) の2つがある。AMVERは対船通信施設と電算機を使用して、外洋及び沿岸の航行船舶との通信を行なう。VTSについては施設の面からみると次の5通りに大別できる。

1) 航路標識を使用して航路分離を行なうことによって沿岸、港湾、狭水道の航行安全を図る。

2) VHF及び電算機を使用して船舶との通信を行なうことにより、沿岸、港湾、狭水道の航行安全を図る。このシステムを特にVMRS (Vessel Movement Reporting System、船舶移動通報システム) という。

3) レーダーを使用して遠方及び視界不良時に画像監視により、沿岸、港湾、狭水道、着岸の航行安全を図る。

4) テレビを視認の補助として特定の場所及び夜間における画像監視により、沿岸、港湾、狭水道、着岸の航行安全を図る。

5) 光学眼鏡を使用した視認により、港湾、狭水道、着岸の航行安全を図る。

(4) VTSシステムは、米国においてはシアトル、ニューヨーク、ニューオリンズ、ヒューストン、サンフランシスコの5ヶ所の海域にあり、カナダにおいてはバンクーバーを含め5ヶ所の海域で実施されている。両国ともコーストガードにより運用されている。

1) シアトル、バンクーバー、トライツ地区のVTS —— この地区のVTSシステムは米国カナダ両国のコーストガード間において運営面で協力しており、航路分離、VHFによる船舶移動通報システム、それとシアトルでは4局のレーダーを、カナダ側は5局のレーダーにより運営している。さらにバンクーバー港ではライオンズゲイト橋に夜間の航行船舶監視のための高感度テレビがある。

2) ニューヨークのVTS —— マンハッタンの南のガバナーズ島のコーストガード基地内に、レーダー局とVTセンターがあり、サンディフックにある第2のレーダー局の画像もVTセンターへ送られてくる。VHFにより船舶移動通報システムが運用され、また高感度テレビがニューヨーク港内の見通しの悪い地点に設置され

て、画像がＶＴセンターに送られてくる。ガバナーズ島にはＡＭＶＥＲセンターがあり、大西洋の全海船の位置がコンピューターに入力されていて、海難発生に際しての救助要請のデーターバンクになっている。

3) ニューオリンズのＶＴＳ —— ニューオリンズではレーダーを使用せず、ＶＨＦ通信とコンピューターによる船舶移動システムだけで運営されていて、将来のシステムとしてロランＣによる自動通報システムが考慮されている。

4) サンフランシスコのＶＴＳ —— 船舶分離システムとＶＨＦとコンピューターによる船舶移動通報システム、それに2局のレーダーによる監視によるＶＴＳの運用がサンフランシスコ・オークランドベイ橋の中継地点になっているイエバ・ブエナ島にあるＶＴセンターで行なわれている。

(5) 橋に関連した航行援助施設として現地調査で視認したものは、橋梁灯及び霧笛であった。これらについては法律及びコーストガードの通達によって規定されている。橋梁灯は橋梁形式毎に設置すべき灯火の位置、照明角度及び灯色が定められている。

(6) 船が航行する水域にある橋脚には、必ず防衝施設が設けられている。ベラザノナローズ橋の橋脚部の防衝施設は石積であるが、それ以外は木製の防衝施設である。

(7) 船舶事故の主要な原因は人為的なミスと機械的な欠陥及び気象海象の悪条件に大別できるが、多くの事故はこれらの原因が重なり合って生じる場合が多い。

(8) サンシャインスカイウェイ橋の正式事故報告書は、事故発生後半年たった現在もまだ発表されていない。しかし入手した情報によると、事故発生時の気象情況は最大瞬間風速41m/秒で、激しい雨と雷と稲光りの天候で視界は零（別に、視界100m以内の情報もある）であった。今後の措置案としては次の様な検討がなされている。

1) 橋に近接している航路の折点位置を変更する。
2) 悪天候時に航路外に航行船舶が待機できる場所を設ける。
3) 船舶から船と橋との位置関係が解る施設を設ける。

(9) コーストガードは橋を新設する場合等の手続に関して、法律を主体にした橋梁設置要領に従って橋梁設置者に対して行政指導を行なっている。日本における海上交通安全法第30条又は第31条に規定する許可又は認可の申請手続と同様であるが、書式等を含めて日本に比べより詳細である。

(10) 橋梁灯の設置に関する法が、日本では法制化されていないが、米国では法制化されている。

(11) 航行環境の厳しい水域においては、コーストガードは橋梁の位置等について法律に基づく指導を行なっているが、一方航行船舶に対しても法律に基づく告示により、ＶＴＳ等の義務づけを実施している。例えば「バーウィックベイにおける告示」によれば、船舶はＶＨＦチャンネル13及び16を備えること、及びその通信方法並びに水域の航行方法等について詳しく義務づけられている。

(12) コーストガードの組織のうち、橋梁と係わり合う航行安全の業務を行なう組織は、本庁では海事環境整備部（Office of Marine Environment and Systems）橋梁課（Bridge Division）及び航行援助課（Aids to Navigation Division）であり、管区では管区司令官に直属した橋梁参事官（District Administration Specialist）等である。

(13) 今回の調査の各地域における橋梁直下を航行する船舶数は、瀬戸内海の航行船舶数に比べて著しく少なく感じられた。

(14) 気象海象に関してはゴールデンゲイト橋附近の霧の状況、すなわち霧の発生頻度が多く、しかも変化が急激で濃霧であること、及びマイアミ、タンパ及びニューオリンズ等の集中豪雨以外は、さほど厳しいものとは受けとれなかった。

(15) 橋梁形式は各々建設当時の社会的要請に応じて決定されているが、社会環境の変化により現在では必ずしも最適な形式とはなっていないと感じられた橋もある。

(16) ＶＴＳに関しては、太平洋、大西洋、メキシコ湾と距離的にも環境も異なるので、その地区の海上交通に適合する検討がなされている。特にカナダは積極的な姿勢が感じられた。

(17) 米国における橋に関連する事故数は多い様に感じられる。しかしその背景となる条件、例えば航路巾、航行船舶数及び大きさ、気象海象等が異なるので、単純にわが国のそれと比較するのは無意味であろう。

(18) タンパ湾内の航路巾は航行船舶が大きい割に非常に狭く感じられた。例えばサンシャインスカイウェイ橋における船舶事故時には、航路巾約240mに対し約20,000トン、長さ約 200mの巨大船が航行していた。

(19) 従来の防衝工は橋梁設置者が自主的に橋脚防護のため設けていたが、近年コーストガードがメリーランド大のハインズ博士に防衝工の研究を委託する等、船舶の大型化と航行船舶数の増加に伴ない、改めて船側からも防衝工の検討が行なわれていると感じられた。

(20) 米国においては橋梁の歴史が古いためか、コーストガードの歴史が古いためか、橋梁に関する法律等の規定が細部にわたるまで整備されている感じがした。

3. あとがき

本小文は紙数の関係もあり、箇条書き形式とし図とか写真等を省略した。従って具体的な例の記述も少なく、理解しにくい面があるかと思われる。しかしまえがきにも記したように正式報告書が別に公表されるので、くわしくはその報告書をご覧戴くことを期待したい。

本調査は米国カナダ両国の大使館を始め、海上保安庁、建設省及び米国に駐在機関のある多くの会社等多数の機関の各位にご尽力を戴いた。末筆ながらこれらの多くの関係各位に、紙上を借りて厚く御礼申し上げる。

技術ニュース

大鳴門橋塔架設工事

去る2月18日、塔頂サドルの架設終了とともに、4P主塔架設工事が完成した。3P主塔は、最終段（13段目）の架設を残すのみで、3月末には塔頂水平材の閉合を迎える。堤架設工事は、昭和55年1月15日に4P頂版コンクリート面の研磨作業に着手したことに始まり、水切りクレーンの設置に続きクリーパクレーンの設置と仮設備工が進められたが、期間中工事の一時中止というアクシデントを余儀無くさせられた。昭和55年7月27日ベースプレートの架設を行なって以来、左右の塔柱を各13段33ブロックと、左右の塔柱を繋ぐ水平材及び斜材を18ブロックに分割して架設した。4Pでは、上部水平部材の最終ブロックを昭和56年2月12日に架設し、ベースプレートの架設以来、約7ヶ月で架設を完了したことになる。

その間、主塔の耐風対策として、塔柱8段ブロック架設後、制振装置が取付けられた。この制振装置はテコを応用したオイルダンパー方式で、移動量をレンジ切換えによって3段階に調整できるため、ブロック方式に比して、コンパクトになっている。制振ケーブルは、主塔ブロック架設工程の進捗に合わせ、9段目及び12段目の2回盛替えが行なわれた。

塔頂の閉合が完了した4Pでは、2月24日にケーブル架設工事に使用する塔頂クレーンを設置し、現在クリーパークレーンの撤去作業を行なっており、4月中には4Pにおける全ての作業が完了する予定である。また、3Pの主塔架設工事は、約2ヶ月遅れで4Pを追っており、6月中には、大鳴門橋の主塔が完成する。

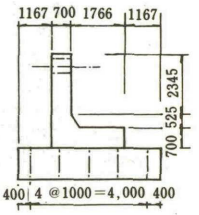
番ノ州高架橋上段柱模型実験

番ノ州高架橋の橋脚はI形断面の下段柱の上に道路桁を支持するための上段柱を有するRC構造として計画されている。このため地震時、上段柱はホイッピング現像を生じ、その耐震設計においては動的解析による照合が不可欠となる。と同時に動的解析においては合理的な耐震設計のために、コンクリートのひびわれを考慮したRCとしての非線形復元力特性を評価することが必要となる。このような背景から上段柱模型に対し静的載荷実験を行ない部材の復元力特性（スケルトンカーブ、履歴特性）を確認し、さらに終局耐力の観点からも耐震性を検討することとした。

実験は建設省土木研究所の加振機（最大加振力±125t、最大振巾±125mm）を使用した。供試体は縮尺1/4 1基および縮尺$1/4\sqrt{2}$ 6基の計7基であり、その種類は表に示すとおりである。載荷は降伏変位までは荷重制御、それ以降は$n\delta_y$（$n=1,2,\cdots\cdots$）に対し変位制御とし、繰り返し回数は1方向の場合3回、正負繰り返しの場合10回とした。（巻頭写真参照）

実験の組合せ

	縮尺	柱のぜん性	構造	載荷
1	$1/4\sqrt{2}$	70cm	RC(ハンチ有)	一方向
2			RC(ハンチ無)	正負繰返し
3			RC(ハンチ有)	
4			RC(太径鉄筋)	
5			SRC(スタッド無し)	
6			SRC(スタッドあり)	
7	1/4	100cm	RC(ハンチ有)	



$1/4\sqrt{2}$ 供試体の1例

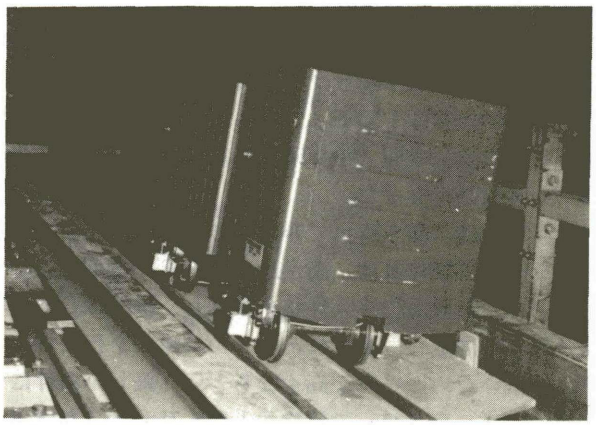
1/10模型車輌の脱線転覆実験

番ノ州地区では非常に厚い軟弱地盤上に、高さ60mを超える高架橋が建設される。従って、この高架橋は振動しやすく、地震時において列車が安全に走行できるかが大きな問題になっている。

昭和52年より、埼玉大学において、振動台上に設置した軌道上に実物貨車の1/5模型車両を走行させて、横方向振動を受ける車両の挙動を研究してきた。しかし、実際に模型車両を脱線転覆させて、現象のメカニズムを調査し、さらに脱線防止ガードレール等の効果を確認する必要が生じた。1/5模型車両では振動台の能力から、脱線転覆させることは困難であり、また、実際に脱線転覆させると実験装置が破壊される危険があるので、写真に示す1/10模型車両（ワラ1形貨車）を新規に製作して実験を行なうことになった。

停止状態で振動実験を行なったところ、2.5～3.5Hzの振動数で、車体のローリング振動から、片輪がレールより浮き上って、車両がロッキング振動し、さらに転覆に移行する経過が観察された。また、実験と平行してシミュレーションを行ない、現象の理論的解明を行なっているが、その結果によると、ロッキング開始と同時に入力波と車体の応答波形に位相差が認められ、これが大きな振幅を車体に生じさせる要因の1つであると考えられる。

今後、模型車両を走行させて脱線転覆実験を行なう予定になっており、理論解析と合せて、その結果が期待されている。



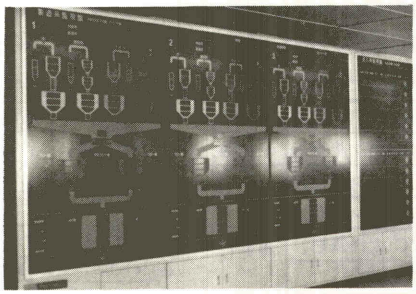
1/10模型車両（ワラ1形貨車）

技術ニュース

5Pケーソン、モルタル注入始まる

去る2月13日より南北備讃瀬戸大橋5P橋脚地点に出動していたモルタルプラント船「世紀」（最大排水量13,000t、常時モルタル注入量120m³/hr×2系列＝240m³/hr）による第1回目の本格的なモルタル注入が2月27日より3月2日にかけて行なわれた。注入は、5Pケーソンの内核部（コンクリート量23,400m³、計画モルタル注入量11,700m³、注入高TP+0.5m）について行なわれ、2月27日午後6時22分より3月2日午後2時26分の約68時間、実注入量にして11,015m³のモルタルの注入を無事完了した。

注入初日は、前夜来の厳しい寒波のため、モルタル注入用のホース内の水が凍りつく思わぬ出来事に見舞われ、予定より7時間遅れで注入が始まることになった。が、注入そのものは順調に進み、セメント、砂及び水の補給も計画通り（フライアッシュセメント10,000t：1日1～2回程度供給、粒調砂10,000t：1日1回程度供給、水4,800t:1回供給）であった。この結果、時間当り注入量は平均すると約1.60m³/hrで世紀の定格プラント能力の67%であった。



自動運転の状況を示すパネル

5Pケーソンはコンクリート硬化時の温度管理のため、内核部→二重壁部の順にモルタル注入される。二重壁部のモルタル注入量は、内核部と同程度の12,900m³であり、3月13日から注入の予定である。

本工事は、建設省、鉄建公団、本四公団と研究開発が引継れてきて、下部工工事のなかでも最も技術的評価が高く、それだけに本工事での成功がまたれていたものである。（巻頭グラビア参照）

南北備讃瀬戸大橋3Pケーソンが沈設完了

2月14日、備讃瀬戸に5Pに続き3Pケーソンが沈設された。3Pケーソンは平面寸法23m×57m、高さ13m、重量735tの単壁構造である。従って、沈設要領も5Pと異なりFCによる吊上げ運搬→設置という方法をとる。

沈設は当日午前8時、公団瀬居基地に仮置された3Pケーソンを1,300t吊FCにより吊上げ、同9時33分3P現場到着、同10時06分1,300t吊FCの係留完了、同時にケーソンの位置決め開始、同12時46分沈設完了というスケジュールで行なわれた。3Pケーソンは重量が軽いので、粗骨材が充填されるまでの期間、波圧、潮流圧に対する滑動抵抗の確保及び設置精度の確保のため、中央部に2本の鋼管を前もって建込み、それをガイドにして沈設を行なった。

設置精度はケーソン天端で、平面方向最大2cm、高さ方向最大4cmという満足すべきものであった。（平面設置許容誤差50cm）

斜張橋のケーブルの防錆のための高分子材料注入実験

斜張橋は一般にケーブル本数が多いので、その保守の軽減のために、その防錆方法は種々工夫をされているが、最近よく使われるものとして、ポリエチレン管を外管として現場でセメントミルクを注入する方式がある。しかし、大型疲労試験の結果として、本四斜張橋のような鉄道載荷による大きいくり返し荷重の加わるケーブルでは、モルタルにかなりクラックが生ずることが分った。

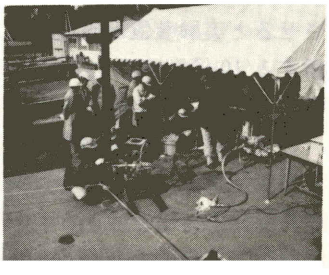
そこで可撓性のある注入材を開発することになった。注入材としては二液硬化形のゴム系高分子材料で、実績があり注入性が良く分解しにくいポリブタジエンポリオールをベースに基本配合は昭和55年末に開発された。高分子材料は比重は1でセメントの約1/2だが、粘性抵抗が大きいので、今回（昭和56年2月）はその注入性を確認する実験を行なった。

供試体Aは、高さ17mで非硬化形液で摩擦係数の測定を行ない、供試体Bは、高さ18mで外管に透明な塩ビ管を用いて、実装品で注入性状を観測し、供試体Cでは実際の施工を想定し、高さ41mのものに注入を行なった。気温が低いために粘度が高くなるという厳しい条件にもかかわらず、高さ41mで最終注入圧6.7kg/cm²で想像以上に注入性が良く、空気の巻込みも少く、このシステムの開発について自信を深めた。この実験成果を踏まえて、注入機の開発、適正注入速度等の検討を進めていきたい。

また本四斜張橋ケーブルのメンテナンスフリーを目標として、この高分子注入材ともに、7mmφ亜鉛メッキ鋼線と二重ポリエチレン管の開発を進めている。



供試体全景



供試体C注入口

本四技報編集委員会名簿（アイウエオ順）

編集委員長	浅間達雄	
編集委員	青木忠宗	奥川淳志
	蟹沢康人	川井幸一郎
	黒瀧義則	菅沼健次郎
	高木浩	高野誠
	竹名興英	田中嘉博
	中田貴己	長尾和守
	平山純一	松本敏治
	室谷貞雄	山下義之
	山崎良二（海洋架橋調査会）	

本四技報 第16号

発　行　昭和56年4月15日
監　修　本州四国連絡橋公団
発行所　財団法人海洋架橋調査会
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　蓑輪健二郎
印　刷　中井編集デザイン事務所

定価1,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION