本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 4 No. 14 '80. 10

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報　第14号　目次

文化と橋……理事……向井　清…1

明石海峡大橋主塔基礎洗掘防護工実験（その２）……第二建設局設計課……加島　聡…2
同上　垂水工事事務所……古屋信明

因島大橋塔工事施工報告……第二建設局坂出工事事務所……竹内覚夫…8
第三建設局向島工事事務所……池田　博

伯方大島大橋岩盤試験……第三建設局今治工事事務所……山県　守…15

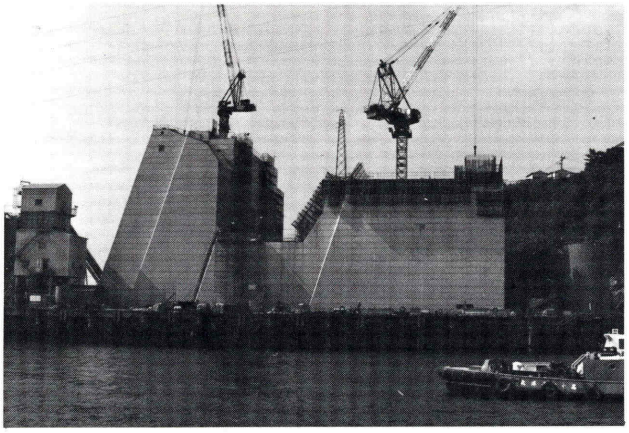
吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法（下津井瀬戸大橋１Ａ）……設計部設計第三課……金光　宏…21
第一建設局鳴門工事事務所……大町武司
設計部設計第三課……樋口康三

因島大橋風洞試験……第三建設局向島工事事務所……中村　守…27
設計部設計第一課……岡野　哲

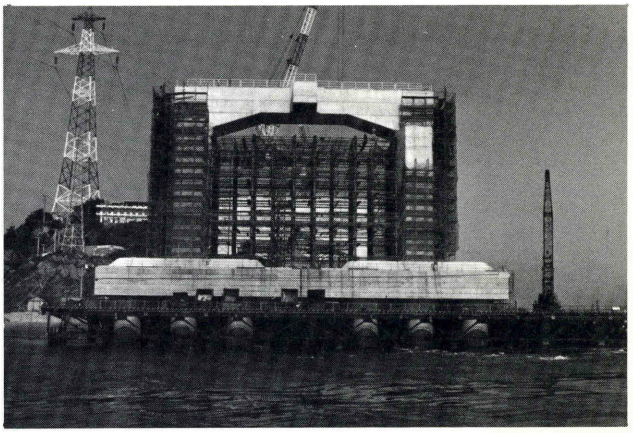
技術ニュース……36

本四技報　第15号（56・1）掲載予定

- 大型疲労試験
- 明石海峡大橋主塔基礎施工法検討
- 大気測定調査（その１）
- 南北備讃瀬戸大橋５Ｐケーソン設計製作
- トンネル構造アンカレイジの設計（その２）
- 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（その２）
- 因島大橋主塔設計製作



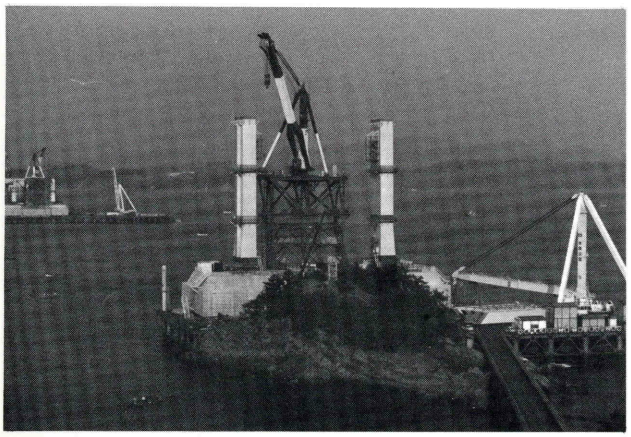
1Aアンカレイジ工事（55年9月）



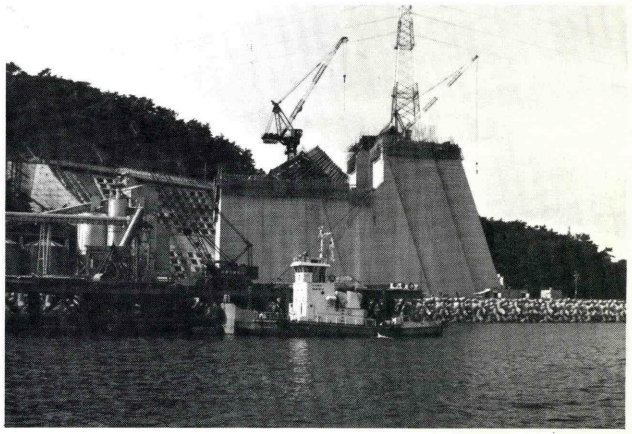
2Pラーメン部工事（55年9月）



3P塔架設工事（55年9月）



4P塔架設工事（55年9月）



5Aアンカレイジ工事（55年9月）

大鳴門橋関連工事(四国側)

孫崎高架橋工事

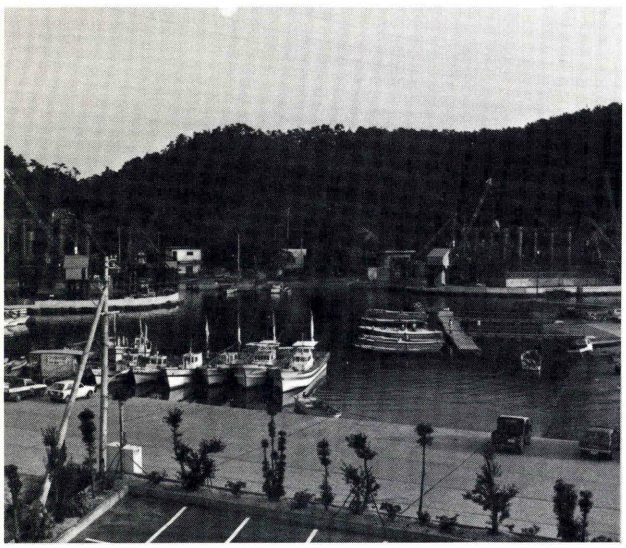


大鳴門橋５Ａを望む（55年９月）

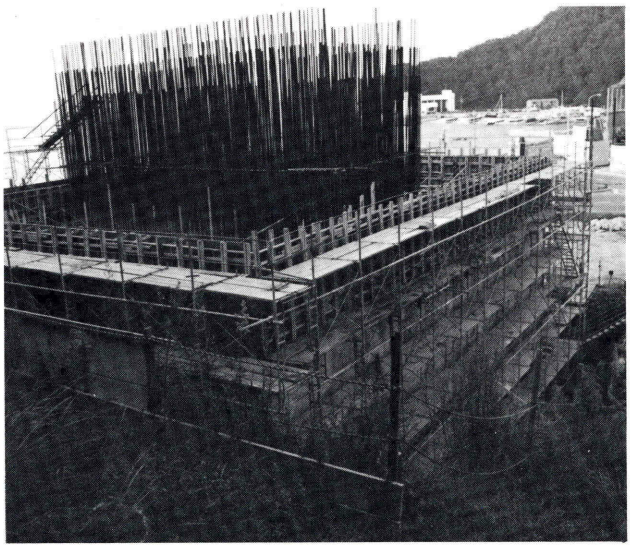


Ｍ　２Ｐ深礎杭工事（55年９月）

亀浦高架橋工事

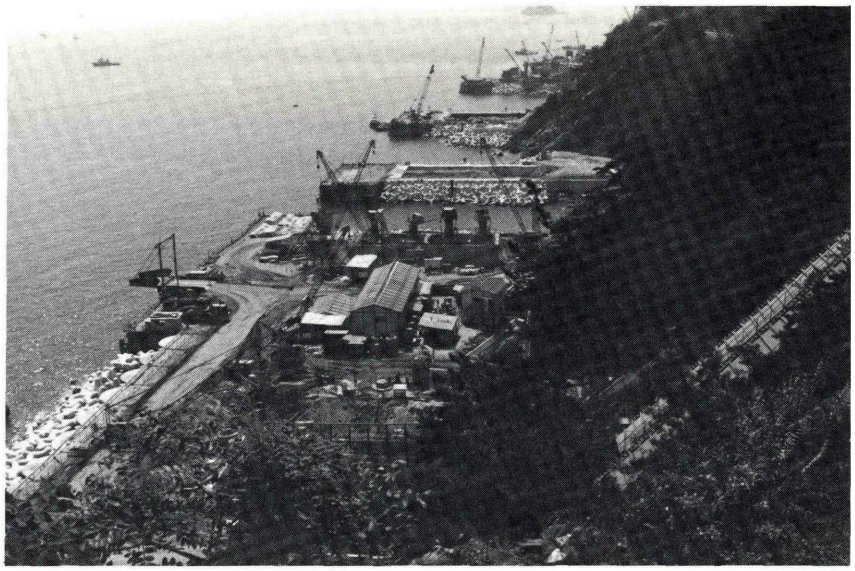


Ｋ４Ｐ，Ｋ５Ｐケーソン工事（55年９月）

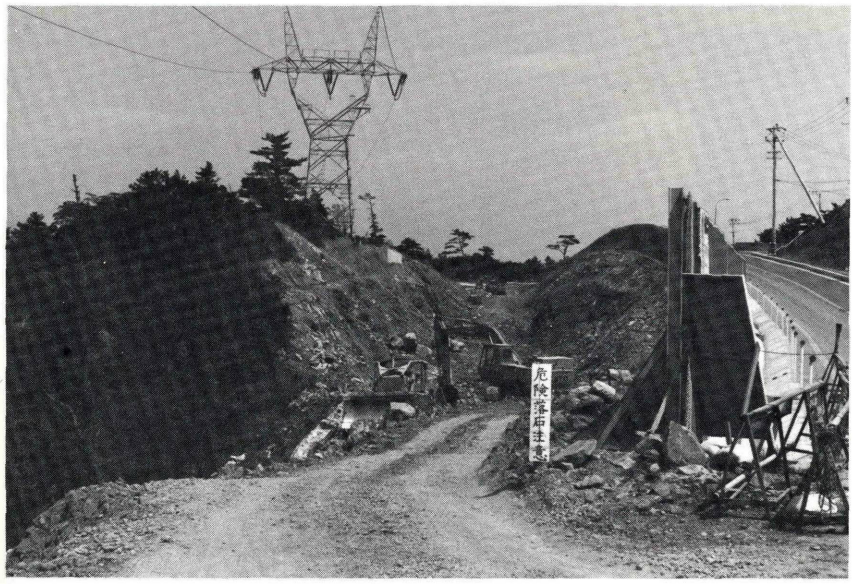


Ｋ８Ｐ躯体工事（55年９月）

大鳴門橋関連工事(淡路島側)



門崎高架橋工事
T1AからT7Pを望む（55年9月）



門崎高架橋第一工区及び
道路付替工事
うずしおライン二次付替（55年9月）



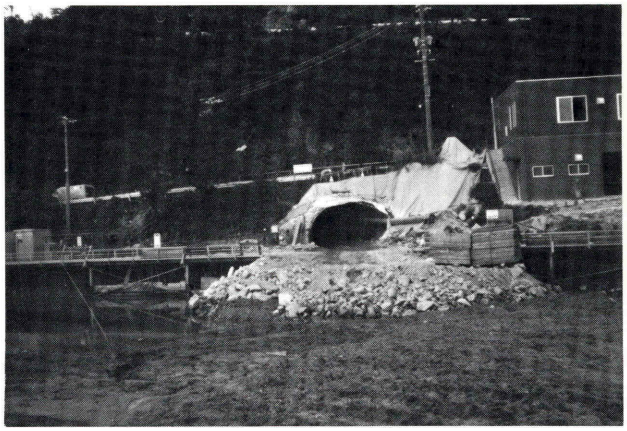
蛇の鰭作業基地
うずしおライン付替工事の残土
による埋立
（55年9月）

児島～坂出ルート

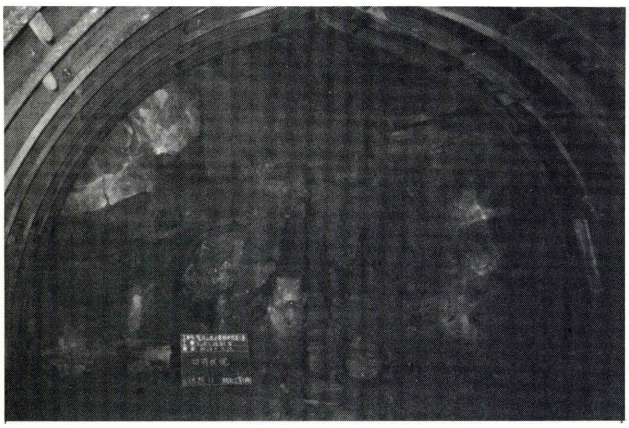
鷲羽山地区運搬用坑道工事



パイプルーフェ（55年７月）

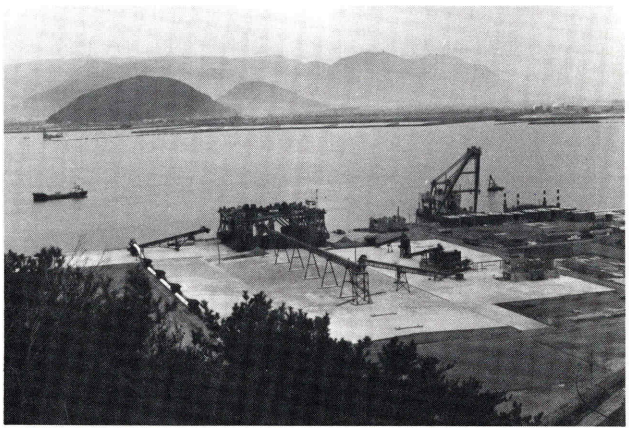


田之浦側坑口（55年８月）



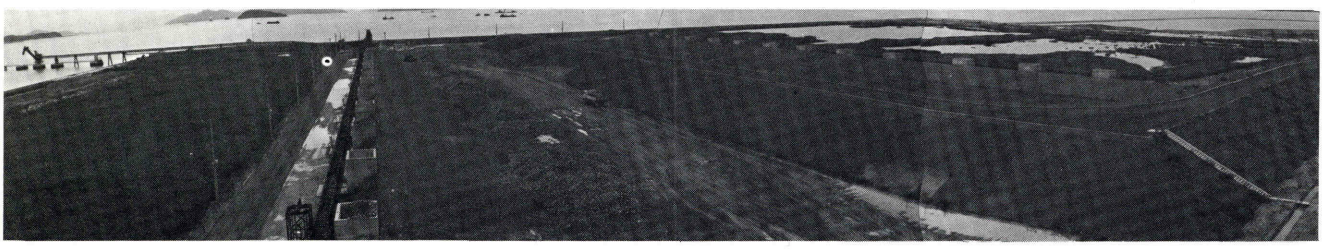
切羽状況（55年８月）

瀬居基地



海中コンクリート用供給設備（55年９月）

水島基地



太径粗骨材供給設備（55年９月）

文化と橋

Culture and Bridge

理事 向井　清
Kiyoshi Mukai

当今、文化という言葉が大はやりであります。さすがに、文化住宅、文化鍋の類の安手な使われ方は少なくなったのですが、文化人といった奇妙な名称が今も見かけられる如く、この言葉には何か多少のいかがわしさが、つきまとっております。

実際、文化の定義には30幾通りあるとする説もあり、とても一々つき合っていられない感じですが、勿論傾聴に価する考え方の少くないのも事実でありましょう。

その中の一つ、アルフレッド・ウェーバーの定義は仲々含蓄に富んでおり、人間性の深みに迫るものを持っているとして、しばしば引合いに出されております。

アルフレッド・ウェーバーはかの有名な社会学者のマックス・ウェーバーの4才下の弟で、1868年ドイツのエルフルトで生まれております。ハイデルベルグ大学の教授でありましたが、第二次大戦中はナチスの弾圧を受け、戦後、高令の晩年になって活躍、文化社会学を樹立して1958年90才で亡くなっております。その経歴を見ても地味でねばり強い思索を一生貫いた人柄が偲ばれます。

その説によれば、文明と文化を区別し、科学、技術に代表される学習可能な普遍性のある知的加工を文明と称し、風俗習慣、芸術、宗教等に見られる狭義の精神的形成を文化と定義しております。文化は社会成員の精神を不安から解放し、社会の活力の源泉となって文明の進展を与える役割を持つものと説明されています。

ここに言う文明と文化とは、言わば社会過程の表裏両面に現われるもので、これ等を人間性の多極構造と対応させて考えれば、様々の構造的説明が成り立つでありましょう。更に面白いのはこの文明・文化の表裏両面が、常にうまく調和均衡しているわけでなく、それぞれが、自らなる活動を行って、その結果、往々にして、交互に顕著なずれ込み現象を呈するという所であります。

このようなずれ込み現象は、歴史上大きな時代の変り目に見られるのですが、むしろこの事は、文明・文化の交互的ずれ込みのもたらす結果か、時代の進展とか、歴史の形成として理解されるといった方が正しいのかも知れません。とすると人間社会の歩みは、進歩としてよりむしろ循環運動としてイメージした方がよいとも考えられます。

中世後期から近世にかけて猛威をふるった宗教裁判の行きすぎや、最近声を大にして叫ばれている近代文明のひずみを見ると、西欧型世界におけるずれ込み方は特に激しいものがありますが、たしかに西欧物質文明300年のもたらした文化面との断差は質・量共に未曽有のものでありまして、その修復が果たして可能であるのかどうか、古代の農耕基盤の社会か爛熟期に達した時期に、全世界的に大宗教が続々と誕生して文化的修復を行い、その後の時代精神の流れを確定したようなわけに、今回は首尾よく行くのかどうか大きな疑問が残る所であります。

一口に言えば、人類発生以来の難問である欲望制御の可能性が、今度こそのっ引きならない形で問われているわけでありましょう。

しかし、こんな問題にあまり踏み込んでも仕方ありませんので、肝心の橋の話に移ることに致します。

本四連絡橋のような巨大な構築物となりますと、先ず、そこに注ぎ込まれる高度の技術力とか、それが生み出す大きな経済効果というものが強く思い浮びますが、これ等はいわゆる文明にかかわる事柄であって、その内容も一応明確であり、ここで事新らしく申し述べるまでもない所であります。

一方、橋の持つ文化的側面について考えて見ますと、それは他の建造物や、交通路におけるものとは大分趣を異にしたイメージを持っております。

橋が架かる事により、二つの分断されていた地域が結び合わされるという所から大きなイメージが浮ぶのでありますが、しかも二つの地域がただ陸続きになってしまうというのではなく、一つの細い、しかし強固な人智の結晶によって、それぞれ長い歴史を持ち、多くの人々によって受け継がれて文化が育った、二つの地域が結び合わされる。その事により、人間居住の大きな精神的拠り所となっている、それぞれの土地との地縁性が、大きな融合に向っておもむろに動き出して行く。ここに正しく新しい文化形成への一つの流れが始まるのであって、この大きな文化的流動への力を、凝集した形の上に鋭く象徴している所に、橋の姿の持つ深いロマンがあると考えられます。

橋の姿に、高度の美しさが求められる所以も、一つにはこのあたりにあると言えましょう。

殊に本四架橋の舞台が、日本歴史の最も壮大な展開の場であり、日本最美を誇る瀬戸内である所に、一段とこの橋の持つ魅力が深まるのを感ずるのであります。

しかし又、振り返って文明と文化とのかかわり合いの難しさを考えてみますと、明かに巨大な文明所産であるこの本四連絡橋が、幾百千万の関係住民の生活に大きなインパクトを与えた後に、その人々の心の中に新たな文化形成の重荷をじわじわと積み重ねて行く過程が思い浮ばれて、何か人智を超えた運命的なものの力を感じさせられるのであります。

明石海峡大橋主塔基礎洗掘防護工実験（その2）

Model Tests of the Scouring Protection around Main Tower Foundation of Akashi Kaikyo Bridge

第二建設局 設計課長 加島 聡
Satoshi Kashima
垂水工事事務所 工務技術課 古屋信明
Nobuaki Furuya

1．まえがき

明石海峡大橋の主塔橋脚建設予定地点では、自然条件が厳しく、水深45m、潮流速最大9ktに達し、設計施工上の困難を増しているが、他に例のない難条件の1つが橋脚まわりの洗掘現象である。そこで過去数年間、各研究機関の協力を得て各種水理実験を行ない、3次元流による洗掘現象の基本的性質、海底砂礫の特性が洗掘に与える影響、橋脚平面形状の影響、支持枠の有無による差違、洗掘防護のための捨石工の検討等を進めており、本四技報[1]、他[2),3),4)]に報告した通りである。

水理実験を含めた検討はその後も続けてきており、洗掘防護材料としてコンクリートブロックを用いた場合、これを捨石と併用した場合、洗掘原因の考察のために行なった流れの可視化実験、及びその結果による整流多孔板の適用等を実験してきた。その結果、コンクリートブロックと捨石の併用により橋脚はほぼ完全に防護でき、整流多孔板を配置するとさらに安定度が向上することがわかるなど、貴重な知見を得たのでここに報告する。

2．過去の検討概要[1)、2)、3)、4)]

2.1 現地の自然条件

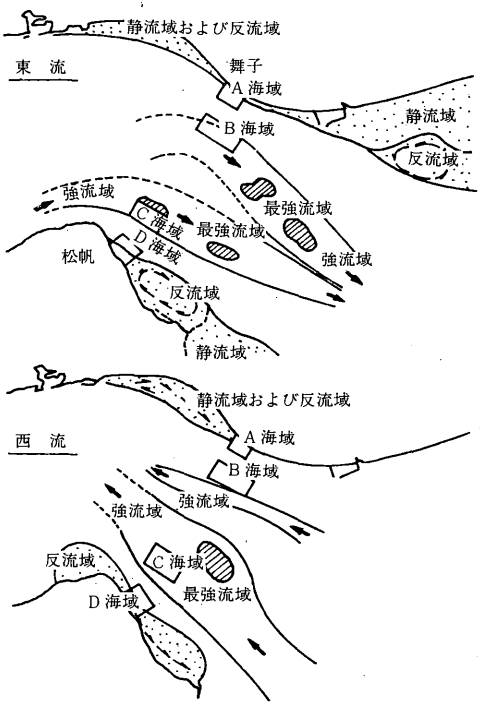
明石海峡における流況を図－1に示す。図－1でわかる通りC海域（松帆側主塔基礎）の方が最強流帯に近く、実測最大流速は約9ktである。また橋軸直角方向を基準にした潮流の迎え角は、主方向としては0°～±5°であるが、ばらつきが多いため、±30°までを考慮しており、洗掘は±30°の時の方が0°の場合より激しくなる。

海底底質条件は図－2に示す通りで、B海域の明石層は粘着力があって粒径も大きいため、洗掘への抵抗がある程度期待できるのに対し、C海域の砂礫層はほとんどそれが期待できず、無対策の場合はほぼ全厚（約12m）が洗掘で失われると結論されている。

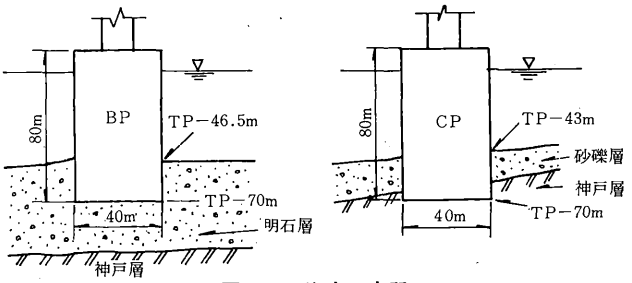
そのため、検討はC海域を対象にすることにした。

2.2 過去の検討概要

今までの検討概要は表－1に示す通りである。室内大型模型実験(1)の結果から一例を図－3に示す。図－3は捨石工を表－3のRun22と同じ範囲に平行四辺形に施工したケース（PL-5）である。ケーソンの安定には問題ないが洗掘域がケーソンの近くまで発達している。これは



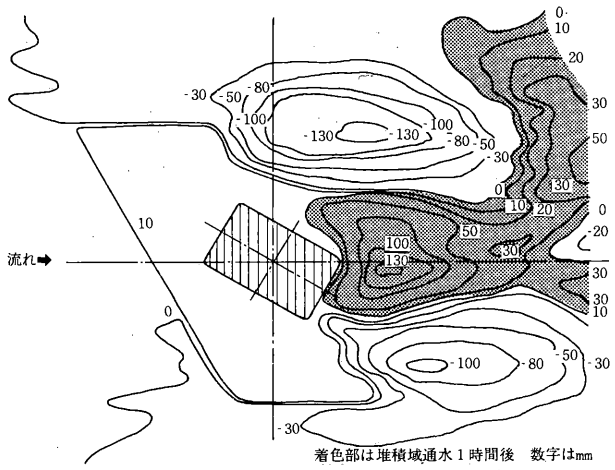
図－1 明石海峡流況平面図



図－2 海底の底質

表－1 今までの検討概要

項目	委託又は請負先	年度	摘要	
現地洗掘実験	本四公団	48～49		文献1)
室内小型模型実験	京大中川研究室	49～52		文献1)
室内大型模型実験 (1)	三菱重工㈱	51、53	1方向流 捨石	文献1)
同上 (2)	三井造船㈱	54	2方向流 コンクリートブロック工、捨石併用工、整流多孔板	今回報告
流れの可視化実験	三井造船㈱	54	1方向流	今回報告



図－３　洗掘形状（PL－5）

洗掘斜面を捨石が転落、あるいは掃流されてしまうためであり、捨石より重く、相互のかみ合せが期待できるコンクリートブロックの採用により、改善可能と考えられる。

また、主塔基礎の施工法によっては支持枠を用いることも考えられるが、支持枠部材がケーソン隅角部から生じる渦を破砕するため、捨石を併用すればほぼ完璧であることがわかった。そこでケーソン外周に整流多孔板を配置することが考えられる。以上を受けて室内大型模型実験(2)を計画した。

3.　室内大型模型実験（２）

3.1　実験条件

2.で述べたように実験はC海域を対象とし、実験条件を表－２の通りとした。相似則については、文献[1),2)]でも触れたように、レイノルズ数は砂粒レイノルズ数$\frac{u_{*}d}{\nu}>70$とすることにより、粘性の影響を無視できるとされているので、フルード数をあわせることにした。実験の縮尺は1/93.7であるが、実機の挙動を推測するには十分である。

表－２　実　験　条　件

項　　目	実　　機	模　　型
水　　深	45 m	0.48 m
潮　流　速	4.5 m/S	0.47 m/S
方　　向	２方向	２方向
迎　え　角	30°	30°
潮流継続時間	６時間/１方向	37分間/１方向
橋脚平面寸法	40　×　70 m	0.442 m × 0.749 m
海底底質粒径	d_{16} = 6 mm d_{50} =50 mm d_{84} =72 mm	d_{16}=0.12 mm d_{50}=0.38 mm d_{84}=0.82 mm
粒径標準偏差※	3.46	2.61
テトラポット 大きさ	A = 24 t/個 B = 48 t/個	A = 29 g/個 B = 59 g/個
捨石平均粒径	ϕ 0.7 m	ϕ 7 mm
備　　考		縮尺　1/93.7

※ $\sigma=\sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}}$

3.2　コンクリートブロック等を用いた場合[4),5)]

コンクリートブロックは種々実用化されているが、次のような理由から港湾構造物でよく用いられているテトラポットを採用した。

①　重心が低く、安定性に優れている。
②　脚が截頭円錐体のため、曲げ抵抗が大きい。
③　ブロック相互間のかみ合せが良好である。
④　形状が単純であり、製作・据付けが容易である。

なおブロックの大きさは、模型の入手面から実機換算で48ｔ及び24ｔとした。

実験ケース及び結果を表－３に示す。実験はRun22から始め、実験結果を観察して次のケースを決定し、順次Run 25まで行なった。結果の概要は次の通りである。

表－３　実験ケース及び結果（テトラポット等を用いた場合）

RUN	22	23	24	25
ブロック敷設範囲 ブロックB１層積 ブロックB2層積 ブロックA2層積 ブロックB1層積＋捨石	←→潮流 8a, 2a, 2b, 60°, 4b	346, ←→潮流, 600, 8a, 600, 4b	346, ←→潮流, 600, 8a, 600, 4b	346, ←→潮流, 600, 8a, 600, 4b
ブロック敷設面積	23165 cm²	19007 cm²	19007 cm²	19007 cm²
ブロック数	1355個	1494個	1574個	1088個
ケーソンまわりブロック最大沈下量	60mm	60mm	35mm	10mm (捨石部分)
ケーソン傾斜角	2°47′	6′	1′	0
最大洗掘深※	169mm	188mm	186mm	186mm

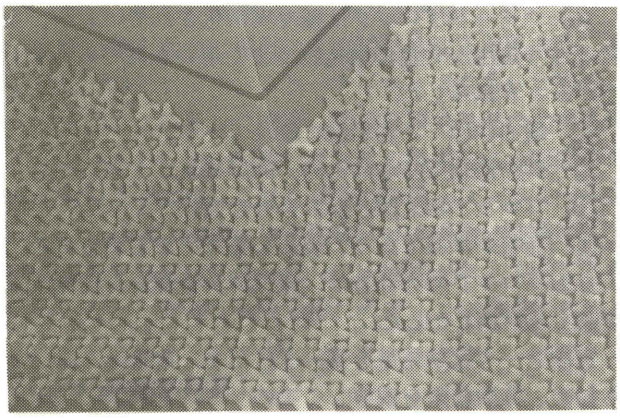
※砂箱内(2.8m×4.0m)に発生した洗掘孔のうちの最大深さ

(1) Run 22

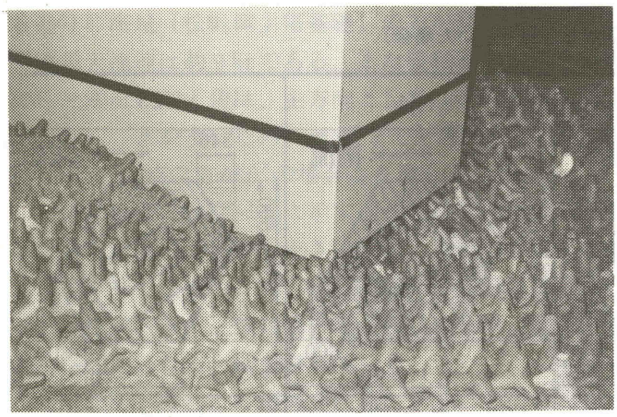
テトラの敷設範囲は、捨石工の検討で効果的であったPL－5と同じとした。その洗掘形状を図－4に示す。PL－5の1方向流とちがって、Run 22以降は2方向流であり、流れはまず左から右へと流れ、計2往復する。最後は右から左へ流れるため、ケーソン左側が堆積を受けた状態で実験が終了する。それを念頭において図－4を見ると、ほぼ対称な位置に4つの洗掘孔が生じているが、テトラの防護作用は十分に期待通りで、洗掘斜面がケーソン直近に及んでいないことがわかる。しかし、流れに対して突出したケーソン隅角部ではテトラの間から砂が吸出され、ここにテトラが落込み、ケーソンに傾斜が生じた。PL－5で生じていないのは、海底砂の粒度分布、粘着力の差、テトラと捨石の違いによる境界層内の流れの差、等が原因であると考えられる。隅角部のテトラの状況を写真－1、2に示す。なお、実機換算の洗掘深さは、次式で与えられる。

実機洗掘深≒実験値×93.7×0.7

ここで0.7 … 底質粒径のひずみの補正



写真－1　Run 22（実験前のコンクリートブロック設置状況）



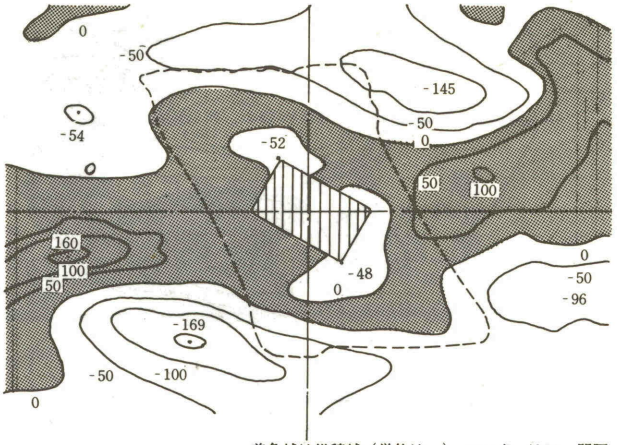
写真－2　Run 22（実験後）

(2) Run 23及びRun 24

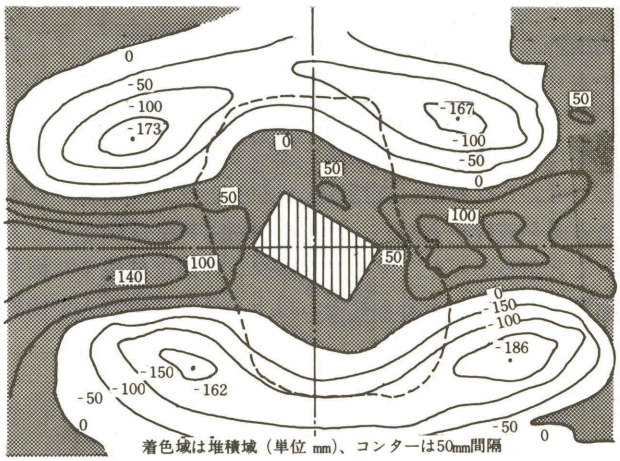
Run 22の結果から次のような改良を行なった。

① 鋭角部のテトラを省略して範囲を小さくする。

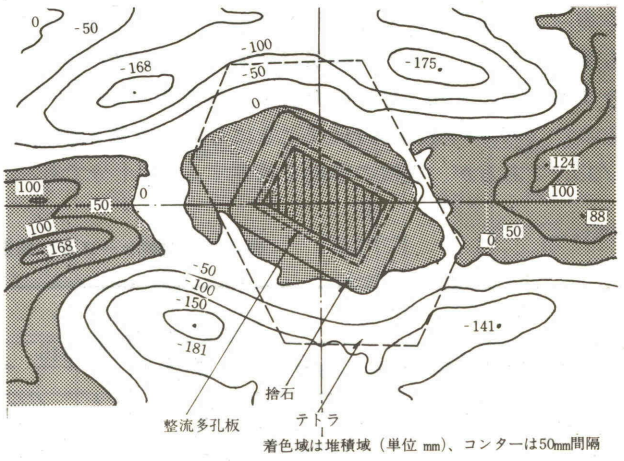
② ケーソン周辺からの砂の吸出しを防ぐため、ケーソン周辺はテトラを2層積する。



図－4　洗掘形状（Run 22）



図－5　洗掘形状（Run 25）



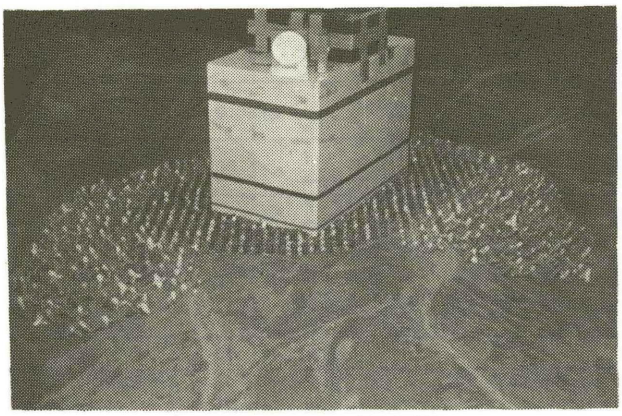
図－6　洗掘形状（Run 32）

③ ケーソン周りのテトラを、3脚の内2脚がケーソン壁に接するように配置し、空隙を小さくする。（Run 24のみ）

以上の改良により、表－3に示すようにケーソンまわりテトラの最大沈下量、ケーソン傾斜角は改善されていったが、ケーソンに傾斜が発生している点はまだ不十分である。

(3) Run 25

以上の結果から、ケーソン周辺の砂の吸出しを防ぐには、テトラの間を捨石で目つぶしすることが効果的と考

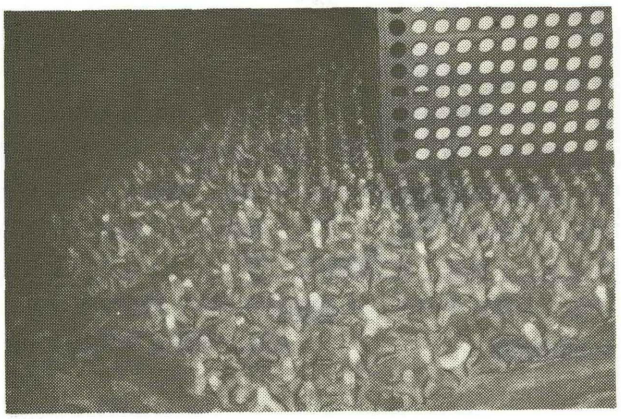


写真－3　Run 25（実験後）

え、Run 25を行なった。テトラは1層積とし、テトラ外縁の辺に接する位置（表－3参照）まで、ケーソンと平行な矩形内に捨石をした。その結果を図－5に示す。4つの洗掘孔の対称性はより明確となり、最大洗掘深も深くなっている。これは、ケーソン周辺部が写真－3に示すように完全に防護されたため、かえって水流のエネルギーが集中したからと思われる。しかしケーソンに傾斜が生じていないため、十分に満足できる結果である。

3.3　整流多孔板等を用いた場合[4),6)]

前述した通り、ケーソン外周に支持枠を設置し、あわせて捨石を施工するのは、洗掘に対して有効な組合せであるが、支持枠を用いない施工法も考えられるため[2),4)]、支持枠にかわるものとして整流多孔板を採用した。多孔板の検討は**4.**で述べる流れの可視化実験から始め、効果のありそうな事を確認してから、洗掘実験を行なった。可視化実験では多孔板を2種類比較したが、流れの緩和効果の高かった多孔板(2)を用いることにした。多孔板



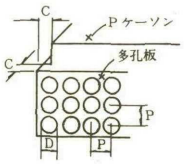
写真－4　Run 32（実験後）

表－4　整流多孔板の設計要素

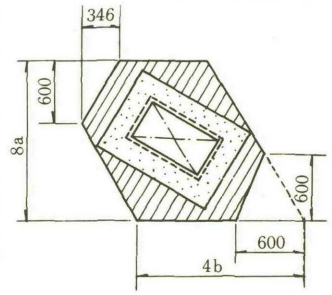
実材換算単位：m

項　目	ケーソンとの間隔 C	孔径 D	孔のピッチ P	D/P*	充実率
多孔板(1)	5	6	8	0.75	0.61
多孔板(2)	5	3	4	0.75	0.63

＊水槽等の整流多孔板として0.7前後がよく用いられる。



表－5　実験ケース及び結果（整流多孔板を用いた場合）

Run		32
根　入	ケーソン	11mm
	整流多孔板	0mm
防止工範囲 ブロックB1層積 ブロックB1層積＋捨石 （ブロックBは48t型テトラ）		
ブロック敷設面積		17,632cm²
ブロック個数		991個
ケーソン傾斜角		0
最大洗掘深		181mm

の設計要素を表－4に、多孔板等を用いたケース及び結果を表－5に示す。

Run 32は Run 25に多孔板を配置したケースで、即ち多孔板＋テトラ＋捨石を用い、Run 25に対する多孔板の付加効果を見る目的で実施した。その結果を図－6、写真－4に示す。図－6は図－5に良く似ており、多孔板の効果が明確でないのは水槽側壁の影響による一種の実験誤差と思われる。ただしケーソン周辺の安定度は向上しており、ほとんど変化が生じていなかった。

Run 32の多孔板の洗掘軽減効果が、支持枠より劣っていた理由には次のようなものが考えられる。

① 充実率が支持枠の0.5より大きいため、水流の透過が不十分であった。

② 支持枠では3次元に配された部材が渦を殺したが、多孔板は2次元の板部材しか存在していない。

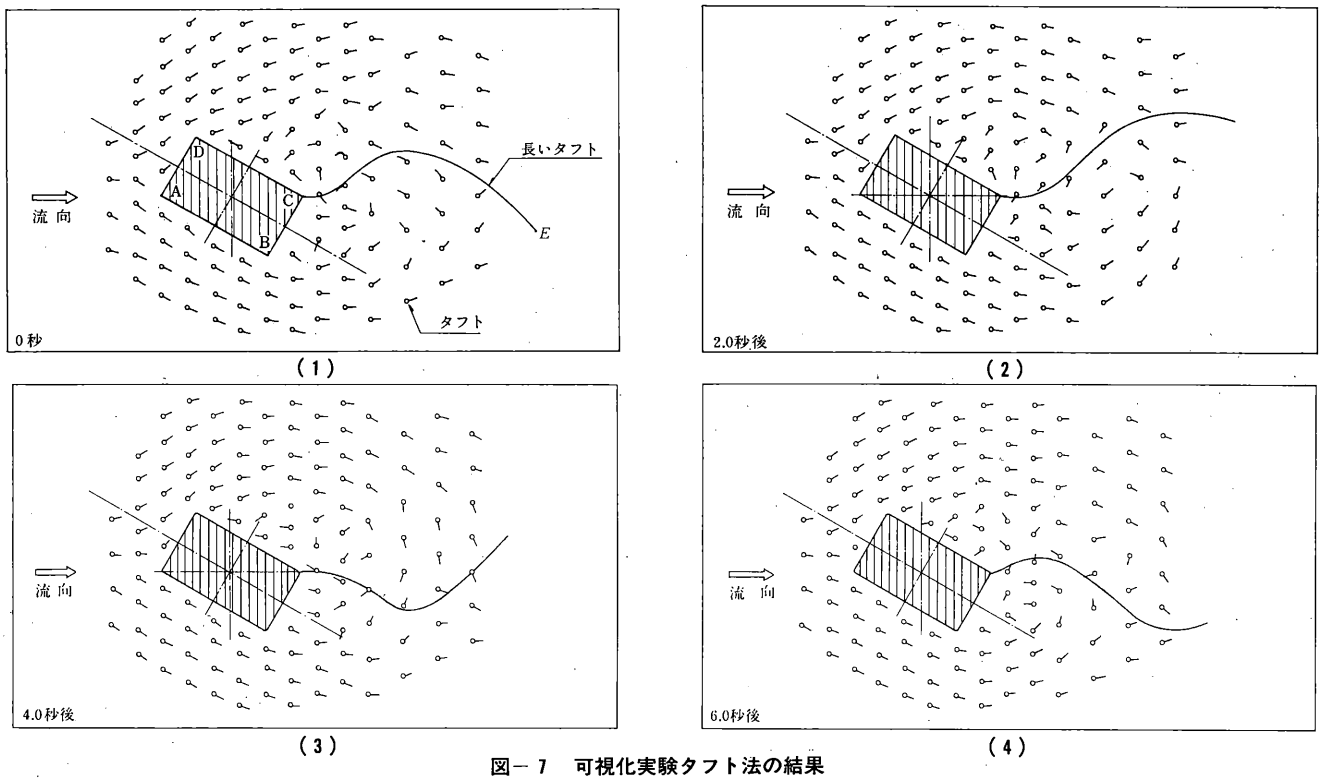
③ 構造の厚みが支持枠の24 m（実機）より小さい。

結局、ケーソン隅角部で発生する渦の大きさと部材の断面、配置の調和の問題に帰着するものと考えられる。

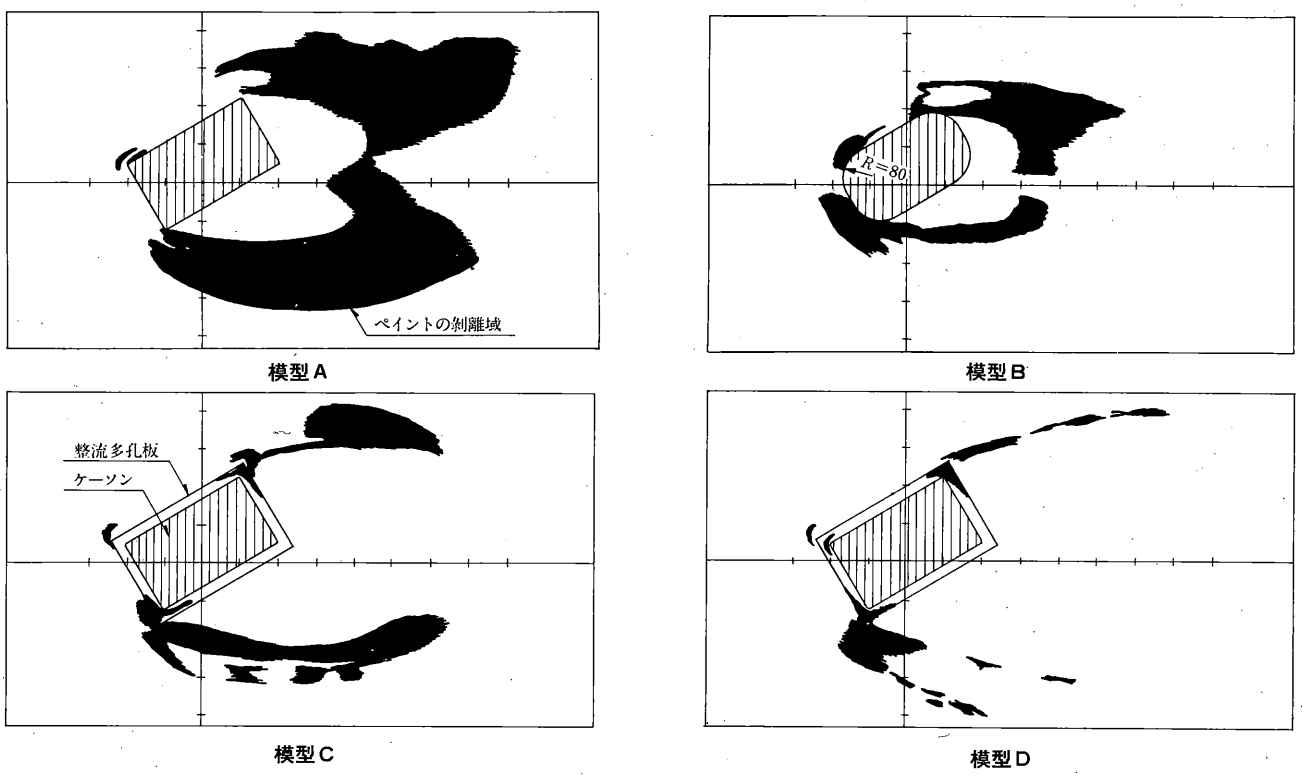
4.　流れの可視化実験[4),5)]

洗掘は通常の河川の移動床の場合には2次元流としての把握ができるが、本基礎ではケーソンによって周辺の流れが乱されて渦を生じ、3次元流としての効果が掃流力に加算されている。従って流れを観察し、本主塔橋脚の場合の流れの特徴が把握できれば、洗掘原因、その軽減策の検討に役立つことになる。また種々の洗掘軽減策を実験する場合、砂箱を入れての1/93.7の実験は時間とコストもかかるのに対し、流れの可視化実験はより手軽であるため、ケース数をこなせ、流況の観察から洗掘程度の推定も可能である。以上の理由で、流れの可視化実験を計画した。

実験方法を表－6に示す。



図－7　可視化実験タフト法の結果



図－10　可視化実験ペイント法の結果

4.1　タフト法

模型Aにおけるタフト法の結果を図－7に示す。ケーソン後方の長いタフトEが7～8秒の周期で大きく上下に波動する様子がわかり、これは隅角部B、Dから発生するカルマン渦によるものである。B、Dは強い加速流が生じたため、Run 22で砂の吸出しがあった所である。ケーソン後方のタフトの動きが変動する領域（死水域）は、流速が遅いため洗掘実験では堆積域になった所である。

なお、この時のストローハル数は0.086で、この種の矩形断面の迎え角30°の状態（Re数≒ 6×10^4）の測定例として珍しいと思うので、付記しておく。

模型Bの場合は、円弧の効果により流れの剝離点（カルマン渦発生位置）が後方にずれ、ケーソンの見かけ幅が減少したため、カルマン渦が弱くなる。ストローハル数は0.11であった。

模型C、Dの場合はいづれも、カルマン渦は著しく弱

表－6　流れの可視化実験の方法

縮尺	1/200（フルード則を適用）
潮流速	0.32 m/s（1方向流）
迎え角	30°
観察手段（水槽は側面、底面がガラスばりの回流水槽である。）	① タフト法 高さ20 mm の針の先に長さ30 mm の糸をつけたものをケーソン表面、海底にたくさん植えつけて、各点での流向を糸の向きにより観察する。 ② インク法 インクを流し出して、流れを観察する。 ③ ペイント法 ケーソン表面、海底に流動パラフィンを塗って25分間通水し、パラフィンのはがれ方から掃流力の大小を観察する。
模型種類	① 模型A 原型（200mm × 350 mm の矩形） ② 模型B 原型のコーナーを R80mm の円弧にしたもの。 ③ 模型C 原型 ＋ 整流多孔板(1) ④ 模型D 原型 ＋ 整流多孔板(2)

まり、ケーソン後方の死水域は安定した。タフトEは動かずに海底へたれていた。

4.2 インク法

模型Aの場合は、ケーソンに沿う流れが隅角部B、Dで曲げられ加速されて、その一部がカルマン渦にまきこまれる様子が観察された。模型のすぐ下流からインクを流すと、しばらくの間は死水域に淀んでいた。また模型先端では図－8に示すような馬蹄渦が観察され、洗掘の主原因の一つと考えられる。

模型Bでは、模型に沿う流れ、模型先端の流れともに模型Aとほとんど同じであった。

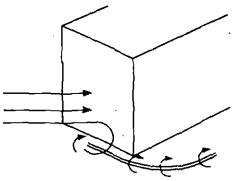
模型C、Dの場合を、図－9により説明すると、①は多孔板隅角部で加速された流れ、②は多孔板内に入った流れがケーソン隅角部で加速された後、多孔板で整流されて流出する流れ、③はケーソンと多孔板の間を通り、死水域へ放出される流れである。これは多孔板からほぼ直角に出ていくため、①と②を模型から遠ざけ、カルマン渦の発生を遅らせる効果がある。また多孔板は、②の流速を減殺する効果もある。

4.3 ペイント法

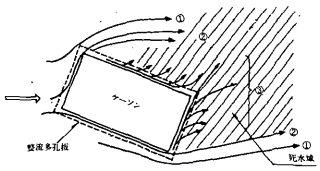
ペイント法の結果を図－10に示す。ペイントの剝離パターンは海底面における流体力（特にせん断力）の分布を示すものであって、多孔板の効果は一目瞭然である。

5. まとめ

室内大型模型実験(2)、流れの可視化実験をまとめると



図－8　馬蹄渦



図－9　整流多孔板まわりの流れ（インク法）

次の通りである。

① コンクリートブロック（テトラポット）のみでは洗掘防護工としては不十分であるが、ケーソン周辺に捨石工を併用すればほぼ完璧である。

② 整流多孔板に関しては検討が不十分であるが、形状、配置を工夫すればさらに洗掘防護の効果を期待できる。

③ 洗掘は水平面内のカルマン渦、鉛直面内の馬蹄渦と海底面におけるせん断力の協同作用によるものと考えられる。

6. あとがき

明石海峡大橋主塔基礎洗掘防護工に関しては、次のような問題が残っており、昭和55年度も検討を続けている。

① 実際の施工精度（テトラを整正積することはまず不可能）が洗掘特性に与える影響。

② 実際の施工順序（1次防護工→ケーソン沈設→2次防護工と考えている）が与える影響……（大きなブロックを置いたらそこからまた洗掘されていく）

③ 使用材料の組合せ、施工範囲、施工方法の検討。

④ 整流多孔板の系統的な検討等。

主塔基礎の設計上は砂礫層が洗掘されるものとしているが、重要構造物であるので安全上の余裕として洗掘から完全に防護することが望ましく、特に主塔基礎施工上の最も困難な作業であるケーソン沈設のためには、少なくともケーソン直近部の洗掘防護は絶対に必要である。今後も洗掘防護工に関する検討を進める予定であるので、広く皆様の御指導をお願いしたい。

最後に、各種実験に御協力頂いた三井造船㈱昭島研究所の方々に、紙面を借りてお礼申しあげる。

参考文献

1) 加島、田中　明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工実験　本四技報 No.7（1979.1）
2) 本四公団垂水工事事務所　明石海峡大橋検討概要書　（昭54.3）
3) 奈良平、加島　強潮流下の洗掘防止工模型実験　橋梁と基礎（1980.5）
4) 本四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55.3）
5) 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工に関する検討（その2）報告書（昭54.11）
6) 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止工に関する検討（その3）報告書（昭55.3）

因島大橋塔工事施工報告

Report of Tower Erection of Innoshima Bridge

坂出工事事務所　第三工事長　竹内覚夫
Kakuo Takeuchi
向島工事事務所　第一工事長付　池田博
Hiroshi Ikeda

1. まえがき

因島大橋塔工事は、昭和52年3月17日に契約を締結し、途中海事関係者の海上作業に関する同意が得られず、約9か月の工事一時中断があったが、昭和55年3月5日に無事竣工した。ここでは、塔架設工事の概要を報告する。

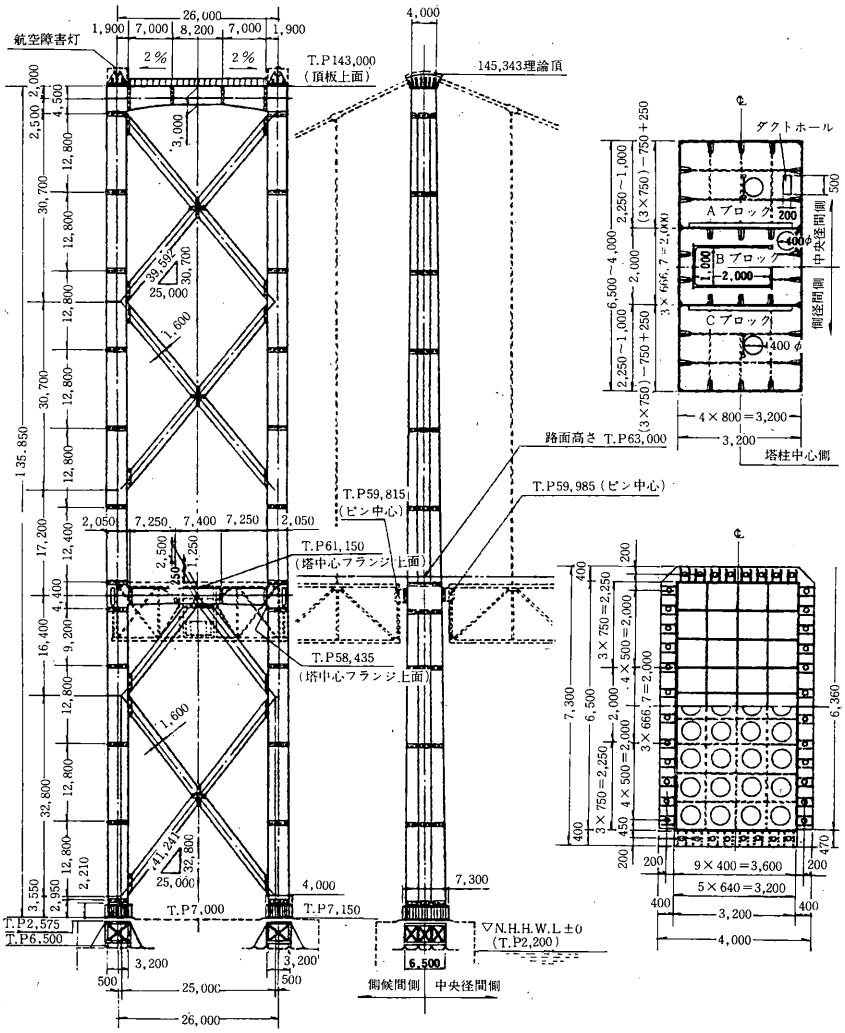
2. 工事の概要

架設工法は、作業の安全性、工程および精度の確保等を検討した結果、クリーパークレーン（以下C・Cという）による工法が採用された。架設順序は、因島側（3P）が完成した後、架設機械を向島側（2P）に転用して架設する方法がとられた。塔の構造、実施工程を図－1、表－1に示す。

3. 塔の架設

3.1 仮設備

塔の架設機械は、55t吊×25m C・C、55t吊水切三脚デリッククレーン、部材運搬立起設備、工事用エレベータ、フローティングクレーン（以下F・C）等が主要なものである。

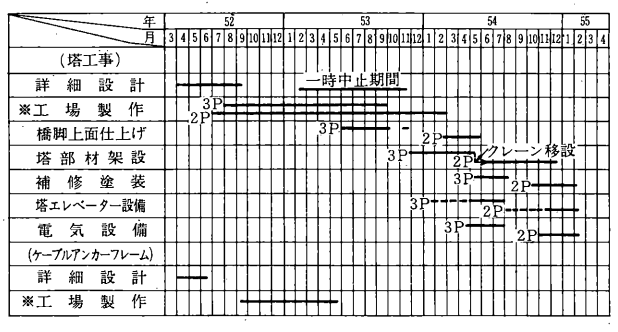


図－1　主塔構造一般図

3.2 橋脚コンクリート面の切削研磨

切削機は縦・横送りが可能な大型切削研磨機15KW4P、小型切削研磨機5.5KW4Pを用いた。仕上げ面の精度は、塔柱の鉛直精度を支配することを考慮して、左側塔では機械の性能、クセ、作業員の熟練を目的として、切削厚100㎜を2回に分割して施工した。右側塔は当初の計画どおり厚さ100㎜を1回で切削したが、ほぼこの程度の厚さが限界と考えられる。最終切削面は計画高さ＋2～3㎜、最終研磨＋1㎜、最後に±0.5㎜になるように仕上げた。アンカーボルト周辺部は、研磨機のアタッチメントを交換して機械施工が可能な範囲まで切削し、残りは手はつりとした。仕上げの計測には0.1㎜直読水準器、ストレートエッジ、電気水準器（トプコンL型）を用いた。

表－1　実施工程表



工期は当初2か月を予定したが3か月を要した。

表－2にコンクリート面の仕上げ精度を示す。

表－2　橋脚コンクリート仕上げ精度

項　目	許　容　値	仕上り結果 3P（因島側）	仕上り結果 2P（向島側）
仕上げ高さ	基準高（TP 7.150）に対し ±2.0 mm	右塔－0.30 左塔－0.40	右塔－0.30 左塔－0.55
平面度	仕上げ全面積に対し 2.0 mm以下	右塔 1.08 左塔 0.96	右塔 1.00 左塔 0.90
平面度（最大スキマ）	1.0 mm以下	右塔 0 73 左塔 0 56	右塔 0.50 左塔 0.57

3.3　塔本体の架設

塔の架設機械の容量は、塔のブロック重量から決まり、ブロック数は工期、工数に関係する。架設ブロックの構成は、1塔柱当り、塔柱68、水平材6、斜材14、サドル2基、塔頂クレーン2基の計92ブロックからなり、所要架設日数は約175日であった。図－2に因島側の工事フローチャートを、図－3にC･Cによる架設要領を示す。架設は特に工事安全に重点を置き、架設項目ごとに作業手順と管理項目を設定して作業を進めた。

3.4　底板の架設

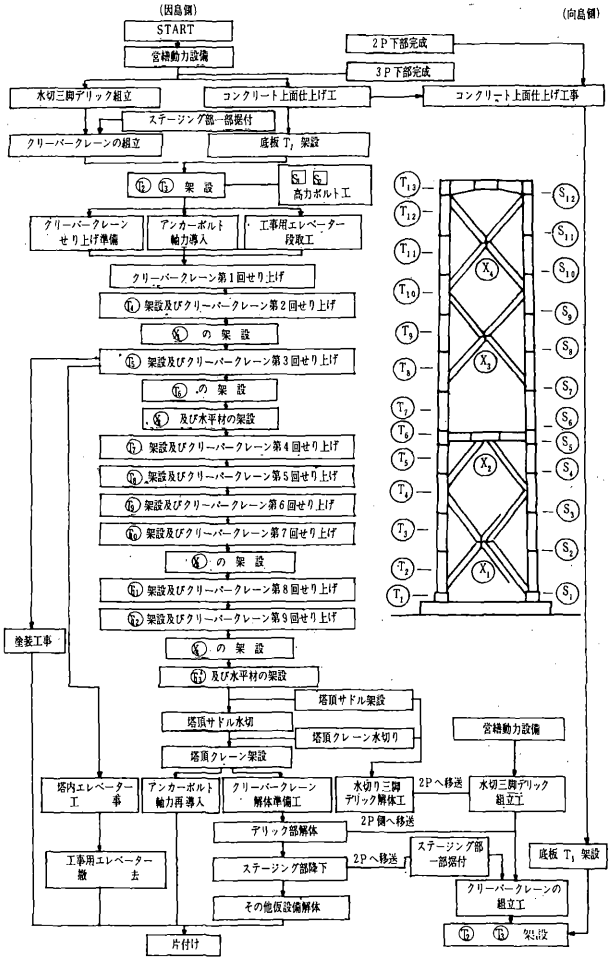
因島側は、仕上げられたコンクリート上面にセメントを厚さ3mm程度に散布し、C･Cにより据付けた。向島側は不陸を生じて逆効果となる恐れもあると判断し、セメントは散布せず、C･Cステージング一括移設の工程に合わせ、100t吊全旋回F･Cにより据付けた。底板のアンカーボルト孔は現場測定結果にもとづき孔あけを行ったためスムーズに据付けることができた。据付け位置の調整にはジャッキを使用した。

3.5　塔第1段ブロックの架設

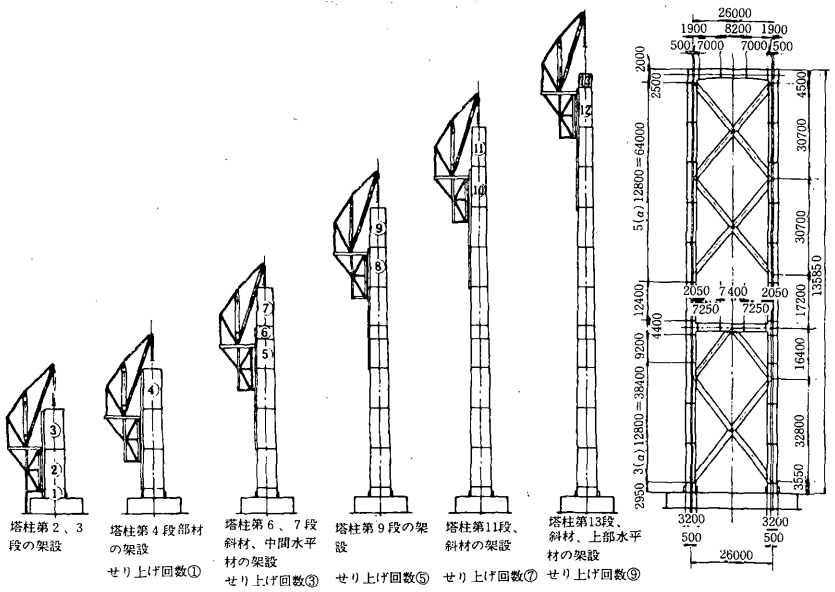
塔第1段ブロックの部材重量がC･Cの吊り能力を超えるため、因島側は300t吊F･C、向島側はC･Cの一括移設の工程に合わせ、700t吊F･Cで吊込み据付けた。

3.6　部材の水切、仮置き

塔部材は架設工程に合わせ、因島側は日立造船桜島工場、向島側は日本鋼管津製作所から台船で海上輸送し、いったん因島工場（日立造船）あるいは福山製鉄所（日本鋼管）に寄港し、付着した塩分を水洗して現地に搬入した。部材仮置数は、三脚デリックの作業半径、仮置場のスペースから1回の仮置部材数は12ブロックが限度であり、2段積みとし、塔柱中央の閉断面ブロックは塔内エレベータのレール等の取付け作業が行えるように仮置した。



図－2　塔柱架設工事フローチャート



図－3　クリーパークレーンによる塔柱第2～13段架設要領

3.7　部材の小運搬、立起し

架設機械の配置から水切三脚デリックの作業半径が不足するため、橋脚側部に桟橋を設置して軌条を敷設した。部材は前方と後方の2台の台車で支持し、後方台車を立起し装置と兼用した。引込み運搬は30HPのウインチを使用し、立起しは架設ブロック上端面に吊具を取付け C･Cの巻上げと引込みウインチの連係動作で行った。その

所要時間は１ブロック当り５～10分であった。

3.8　塔柱の架設

塔柱は、第１段ブロックを除きすべてC･Cにより架設した。塔柱の架設順序は中央の閉断面ブロック(B)を先行し、両側の開断面ブロック（A･C）を後付けした。塔柱２、３段はC･Cが地上設置の状態で、４段以降はC･Cを逐次せり上げながら架設した。架設は各段階ごとに鉛直度、塔柱間隔、メタルタッチなどを計測し、その精度を確認しながら進め、接合部の間隙には幅28～32mm、厚さ0.05～0.2mmのフィラーテープを挿入して調整した。標準部の架設サイクルは塔１段（６ブロック）当り約９日間であった。

3.9　斜材の架設

斜材の架設順序を図－４に示す。斜材がD_1～D_4の架設は塔柱４段、D_7～D_{10}の架設は塔柱10段、D_{11}～D_{14}の架設は塔柱12段の架設完了後に架設した。吊込要領は架設角度に合わせ、チェーンブロックで台付長さを調整して吊上げた。取付けは下部継手部の仮締めを行い、上端の塔柱継手部に治具を取付け、斜材との間にチェーンブロックを仕込み仮支持した。

3.10　水平材の架設

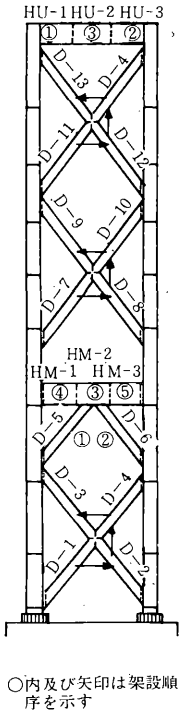
上、下部水平材の架設順序を図－４に示す。D_5、D_6の架設および仮支持は他の斜材の架設と同様とし、仮支持されたD_5、D_6の上にHM-2ブロックを架設した。HM-2の架設が終了するとスパン測量を行い、部材の小がえりや水平度の誤差を、チェーンブロックにより入念に調整した。

継手部の結合はHM２側から行い、ジャッキ等を使用して調整結合した。落し込部分の継手は作業性を考慮し、50mmのテーパーをつけた。

また、上部水平材は下部水平材と同様であり、その所要日数は上・下部水平材とも10日間を要した。

3.11　塔頂サドル、塔頂クレーンの架設

塔頂サドル、塔頂クレーンは塔柱と同じ要領で架設した。サドルの調整はケーブル工事に使用する各種治具を利用し、ジャッキ調整し芯を合わせた。



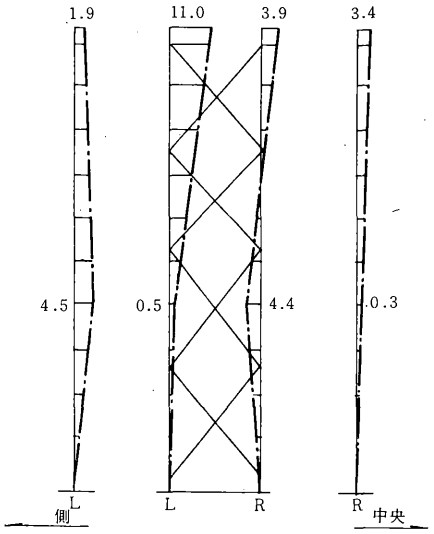
図－４　斜材、水平材架設順序

4.　塔の架設精度

特記仕様書に規定する要求精度を表－３に示す。架設精度は、各施工段階ごとに基本測量、橋脚コンクリート面仕上げ、架設途中の塔の形状、メタルタッチ率の各項目について精度を確認しながら架設を行った。向島側塔の最終形状の計測結果を図－５に示す。塔の高さは設計長に対し因島側＋9.3mm、向島側＋８mmで規定値以内に納まった。メタルタッチ率は、塔柱第１段のタッチ率が比較的低く、外板で55%、リブで55%であった。塔柱第２段以上のタッチ率は、外板で80～90%、リブで25～70%であった。

表－３　要　求　精　度

項目		許容差
測量	橋脚上面仕上	平面度：仕上げ全面積につき2mm以下 最大スキマ1.0mm以下 仕上げ高さ：±2.0mm
	底板据付位置 塔頂サドル位置	橋軸方向 橋軸直角方向 } 底板辺中央で2.0mm
	塔柱偏位置	高さ10mにつき1.0mm
	塔柱高さ	±1.0mm×N（ブロック数） 全高で±13mm以内
現場継手部の密着度	塔柱外板	最大スキマ 0.2mm 0.04mmの停止率50%以上
	塔柱リブ	最大スキマ 0.2mm 0.04mmの停止率25%以上



図－５　２P出来形測結果

5.　C・Cのせり上げ

塔架設でC･Cのせり上げ装置は最も特徴のあるものである。装置は、既架設塔柱上端の水平継手のボルト孔を利用し、天秤と受台をセットし、ステージングとの間にある片側４車ブロックにϕ32m×18本のワイヤ掛を行う。ワイヤロープはねじりを防止するために、Zより、Sよりを使用し、端末はロードセルに連結し、２台(30kg/台)

のせり上げ用ウインチでガイドレールに沿い巻上げる。C・Cの固定は、ステージング上段とガイドレールとにφ340 mmのピン２本を挿入して固定する。

6. C・Cの降下（解体）

C・Cのデリック部の解体をするのに、塔頂クレーン の巻上げ揚程が不足するのでC・Cを塔頂第11段まで降下させた。また、塔頂クレーンはケーブル工事専用のものであるため、デリック部材を解体するにはその吊能力、揚程が不足するので、改良を加えた後、デリック部約90tを塔頂クレーン２基で解体した。デリック部が解体され、約180 tになったステージング部分を、塔頂ブラケットとステージングのブロックにφ30mm×６本掛、φ32mm×４本掛を行い、C・Cのせり上げ用巻上げウインチ４台を用い、地上まで約114 mを一括降下させ、700 t吊 F・C で２Pに転用した。

7. アンカーボルトの応力測定

7.1 アンカーボルトの導入軸力管理を目的とした試験

(1) 概　要

アンカーボルトの材料試験は、各素材からそれぞれ４個のJIS ４号試験片を採取し、縦弾性係数、ポアソン比、降伏点（0.2%耐力）、引張強さ、伸び絞りなどの諸特性を測定した。

(2) アンカーボルトの軸力導入

ジャッキの圧力計の検定は、ナット締付トルクを一定にした場合の緊張軸力と残留軸力との関係にもとづいて軸力導入作業を行った。各ボルトの目標導入軸力を３Pでは140 tとして施工したが、１日経過した時点では有効軸力が137 tとなっていたので、これを導入軸力とした。

(3) 隣接ボルトの軸力減少

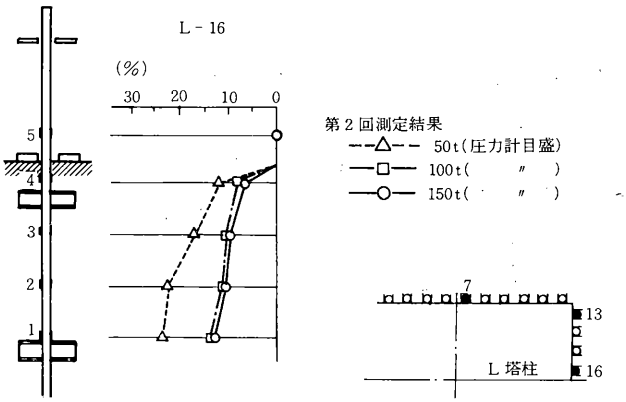
ボルトに軸力を導入した場合の隣接するボルトの減少軸力を図－６に示す。

7.2 構造解析を目的とした短期測定

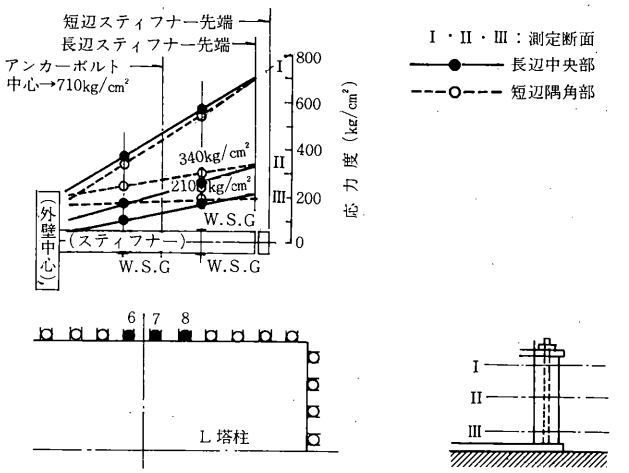
(1) アンカーボルトの長さ方向のひずみ分布

因島側のＬ塔柱※において、長・短辺中央部、隅角部の３か所からそれぞれ１本づつのアンカーボルトを選定し、５断面にWSG（ヒズミゲージ）を貼付し、軸力を作用させた場合のひずみ分布を測定した。測定結果を図－７に示す。図－７は、空中露出部の値を100 とし、他の測定点での減少量を示したものである。図中０～50tの値は低軸力時の付着現象が含まれているが、50～100 t は初期付着力は含まれていないと考えられる。

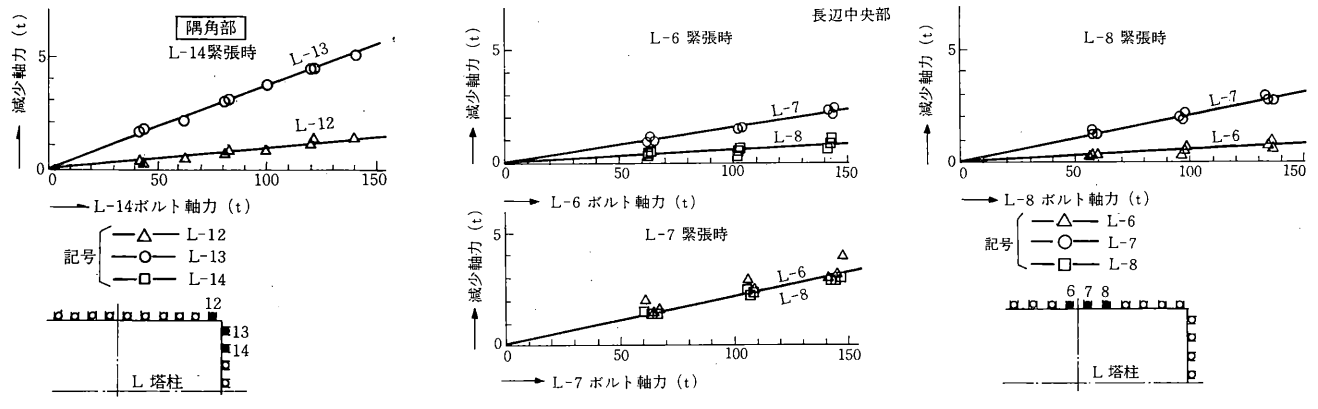
※ 海側に向かって左側（Left）



図－７　アンカーボルトのひずみ減少分布（３P）



図－８　補剛桁の応力分布



(1) 隅角部（３P）　　(2) 長辺中央部（３P）

図－６　軸力導入による隣接ボルト軸力への影響

(2) アンカーボルト締付時の塔基部の応力分布

アンカーボルト締付時に、その周辺の塔基部に生ずる応力を塔柱長辺、隅角部について測定したボルト6、7、8を同時に締付けたときの両側に配置してある補剛材の応力はその先端部で最大となる。各測定断面Ⅰ～Ⅲにおける補剛材先端部の応力度を、補剛材内の応力分布が直線であると仮定して求めると図－8のようになる。これらの値にもとづいて各断面のアンカーボルト1本当りの有効断面積 $A_e=140\,t/\sigma_{max}$（σ_{max}：各断面の先端での最大応力）から補剛材を含む応力分布を求めることができる。

(3) アンカーボルト締付時の塔基部の変位

因島側L塔柱で、アンカーボルト締付時にアンカーボルト本体、塔基部およびコンクリート基礎の変位を測定した。測定された結果を140 tに換算したものを表－4に示す。変位量からそれぞれのバネ定数を求めると表－5のようになる。表には設計で考えた各有効断面積、長さ、ヤング率から求めたバネ定数も設計値として付記した。これらの数値から塔完成時のアンカーボルトの軸力減少量および限界荷重 P_0（引張：浮上りが生ずる荷重、圧縮：ボルト応力が零となる荷重）を計算したものを表－6に示す。

表－4　アンカーボルト締付時の各部位の変位

単位：mm（140 t当り）

部　　位	L－7ボルト	L－13ボルト	設　計　値
アンカーボルト	＋ 3.535	＋ 3.283	＋ 3.755
塔　基　部	－ 0.207	－ 0.293	－ 0.321
コンクリート基礎	－ 0.046	－ 0.071	－ 0.208

正：伸び　負：縮み

表－5　変位量から求めたバネ定数

単位：$\times 10^{-4}$mm

部　　位	k_B	k_S	k_C	k_T	k_T/k_C
L－7ボルト	4.175	67.57	303.0	55.25	13.2
L－13ボルト	4.264	47.85	196.1	38.46	9.0
設　計　値	3.728	43.65	67.43	26.50	7.1

k_B：アンカーボルト　k_S：塔基礎　k_C：コンクリート基礎　k_T：被締付け部（塔基部＋コンクリート基礎）＝$(k_C^{-1}+k_C^{-1})^{-1}$

表－6　塔完成時の軸力減少量と限界荷重

部　　位	完成時の減少軸力	限界荷重 P_D*	
		圧縮の場合	引張の場合
L－7ボルト	－ 2.1	－ 1.988	＋ 151
L－13ボルト	－ 3.0	－ 1.400	＋ 156
設　計　値	－ 3.6	－ 1.133	＋ 160

＊アンカーボルト1本当りの外力、初期導入軸力を140 tとする。
圧縮：アンカーボルトの導入軸力が零となる場合
引張：塔基部の応力が零となり、浮き上りを生ずる場合

8. 高力ボルトの締付け

塔の継手に用いる高力ボルトはA種で、主要部材にはF 11T、付属部材にはF 10Tが使用されており、因島側は日鉄ボルテン、向島側は三星産業製品を使用した。締付トルク値はトルクレコーダーを使用し、ボルト全数について計測した。

8.1 施工実績

(1) 高力ボルト摩擦接合継手の試験

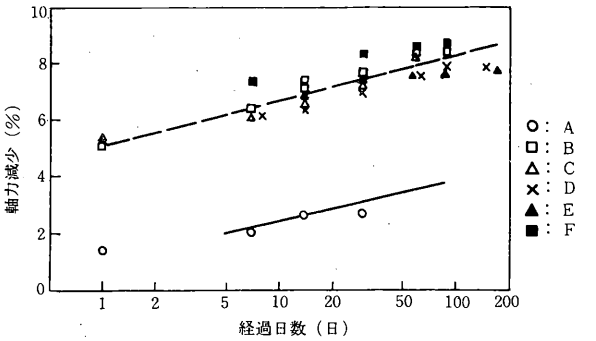
鋼橋等製作基準12・1・3に規定するすべり係数について、試験1：すべり試験、試験2：疲労試験、試験3疲労試験後のすべり試験の3種を行い、継手のすべり係数、繰返し荷重に対する摩擦接合面の耐久性、ボルト軸力の経時変化、繰返し荷重によるボルト軸力の変化等の影響を調査した。試験体を表－7に、試験結果の一例を表－8、図－9、10に示す。

表－7　試　験　体

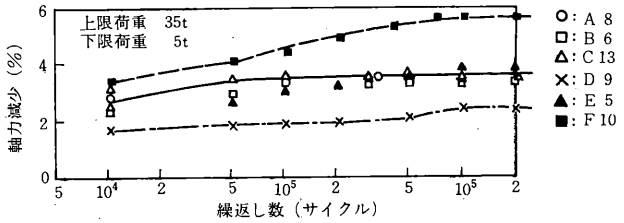
試験体No.	表面処理		
	ボルト	母材	添接板
$A_{1\,2}$	無塗装	GB→発錆	GB→発錆
$B_{1\,2\,3\,4\,5}$	りん酸Mn処理	ジンクリッチペイント	ジンクリッチペイント
$C_{1\,2\,3\,4\,5}$	りん酸Mn処理＋EP	ジンクリッチペイント	亜鉛溶射
$D_{1\,2\,3\,4\,5}$	りん酸Mn処理＋EP	亜鉛溶射	亜鉛溶射
$E_{1\,2}$	無塗装	ジンクリッチペイント	亜鉛溶射
$F_{1\,2}$	アルミメッキ＋EP	亜鉛溶射	亜鉛溶射

表－8　滑り試験結果のまとめ

継手種類	滑り係数（試験-1）	滑り係数（試験－3）					
		P_U=30t	33	35	37	39	41
A	0.49(n＝2)			0.56	0.51		
B	0.54(n＝5)			0.53	0.54	0.54	0.58
C	0.54(〃)	0.56	0.58	0.58			
D	0.62(〃)			0.61	0.66		
E	0.54(n＝2)			0.55			
F	0.64(〃)			0.66	0.61	0.72	



図－9　軸力の経時変化



図－10　疲労試験中の軸力減少（その１）

(2)　施工トルク値

実際の締付トルク値と目標トルク値との誤差および締付トルク値の変動係数を表－９に示す。この表からは安定した結果が得られている。また、表－10には締付個所別のトルク値の変動係数を示す。

表－９　施工トルク値

項目		3 P	2 P
目標値と施工平均値との誤差	平　均	0.98%	0.95%
	max.	3.1 %	3.8 %
	min.	0.0 %	0.0 %
トルク値の標準偏差	平　均	2.547	2.169
	max.	3.330	3.308
	min.	1.814	1.564
トルク値の変動係数	平　均	3.48%	2.89%
	max.	4.6 %	4.3 %
	min.	2.4 %	2.0 %

表－10　締付け箇所別トルク値の変動係数　(%)

位置	3　P			2　P		
	平　均	max.	min.	平　均	max.	min.
水平継手	3.47	4.2	2.4	2.64	3.2	2.4
Rib	3.43	4.3	2.6	2.62	3.3	2.1
縦継手	3.72	4.6	2.8	3.14	4.2	2.3
Conn.L	3.49	4.3	2.7	3.21	4.3	2.6
斜　材	3.46	4.0	2.9	2.59	2.9	2.1
水平材	2.97	3.4	2.7	2.40	2.9	2.0

9.　現場塗装

塗装時の温度、湿度および被塗物の制限は、鋼橋等塗装基準6･4、6･5、6･8によった。ゴンドラを使用する場合には、風速８m/s以下という制限を設けた。因島側は夏期に作業したため、塔内気温の上昇によりタールエポキシ樹脂塗料の有機溶剤のガス濃度が高まり、防爆換気ファン２台を昼夜連続で運転させても作業ができない日があった。向島側は冬期に作業を行ったため、季節風が強く、ゴンドラによる塔外面塗装作業が困難であった。また気温も5°C以下の日が多く、厚膜型エポキシ樹脂塗料の吸熱反応が進まず、仕上げ塗装を行う約４週間の稼働率は約20%に低下した。

塔の塗装は継手部を除く全面について、仕上塗装後、現地搬入されたが、現地の作業条件、気象条件を考慮すると、塔外面は仕上塗装までした方がよいが、塔内面の継手部とダイヤフラムとの空間、通路となる部分、タラップ等の仕上塗装は手もどりが生じ、中塗塗装程度までが望ましいと考えられる。また、特記仕様書で規定する現場塗装「塗装系６」の厚膜型エポキシ塗料を使用したため温度の制限があり、冬期の塗装は厚膜型ポリウレタンの使用が望ましいように思われる。実際の塗重ねは、厚膜型エポキシ１層60μ ２層を、ダレが発生するので５回に分けて塗装した。

塔部材は、現地搬入する直前に水洗いを行い、部材表面に付着した塩分量を簡易塩分測定法、定量分析法により測定した。向島側の部材は、外洋を航行して搬入されるため、因島側に比較して数倍の付着量であった。向島側の測定結果は水洗前最大4.7 g/m²、平均1.7 g/m²、水洗後最大0.062 g/m²、平均0.0105 g/m²の付着量であり、現地に搬入、仮置された状態の塩分付着量は水洗時の値とほとんど変わらなかった。

10.　制振装置

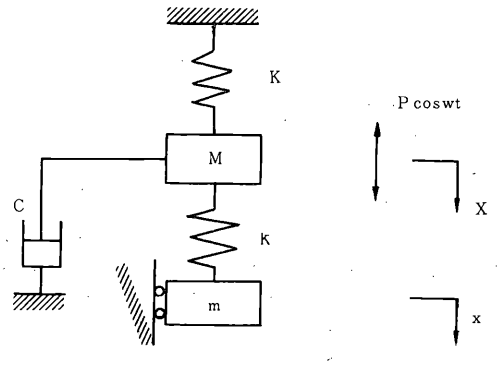
制振装置は契約上任意仮設物であることから、因島側はスライディングブロック方式、向島側は分岐索に片効きダンパーを有するダンパー重錘方式とした。

10.1　共振風速と塔頂の許容変位

独立塔の状態（塔、サドル、塔頂クレーン）において計算した固有振動数と共振風速は、１次：0.234 Hz、9.4 m/s、２次：1.252 Hz、50.1 m/sである。これに対し、塔頂振幅の許容値はＩＳＯ推奨規格にもとづいて設定している。

10.2　スライディングブロック

制振機構を図－11のような振動モデルに置き換える。



図－11　スライディングブロック振動モデル

この二質点系の連成時の固有振動数は次式の根として求められる。

$$mMw^4-\{m(K+k\alpha^2\cos^2\cdot\beta)+kM\cos^2(\theta-\beta)\}w^2+kK\cos^2(\theta-\beta)=0$$

また、この連成時の振動モードは次式で表わされる。

$$\frac{B}{A}=\frac{k\alpha\cos(\theta-\beta)\cos\beta}{k\cos^2(\theta-\beta)-mw^2}$$

A：塔頂振幅

B：スライディングブロック振幅

θ：スライディングブロックが水平となす角

β：ロープが水平となす角

スライディングブロックとスロープ間の摩擦係数 u と塔頂振幅 A の関係は

$$u=\frac{\pi}{4W\alpha\cos\theta\cos\beta\cos(\theta-\beta)}\times\frac{k\cos^2(\theta-\beta)-mw^2}{k}\times(p-cwA)$$

さらに摩擦係数とブロック変位の解も得られる。

制振装置の諸元は、塔頂許容振幅、ブロック重量、摩擦係数から決定される。当初は摩擦係数が大きく差動しなかったが、静摩擦係数を0.08に改良した結果、順調に差動した。

また、暴風時の塔の挙動がわからないので、一応答の静的な変位とブロック間には位相差がないものとしてロープ張力を決めた。

10.3 ダンパー重錘方式

(1) 制振目標の設定

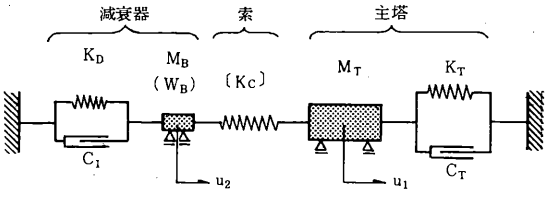
算出した共振風速（$V_0=9.8$ m/s）が架設時設計風速（$V_{EO}=44.3$ m/s）よりも高ければそのような状態は架設期間中に起きることを考慮しなくてよい。

$V_0 \leqq V_{ED}$ であれば、共振時の塔基部曲げモーメント M_{BO} を計算し、許容曲げモーメント M_e を越えていればこれを抑制するための制限目標 $R_e(M)$ を定め、さらに V_0 を作業限界風速 V_{ec}（=16 m/s $<$ V_{EO}）と比較して $V_0 \leqq V_{EC}$ であれば、振動が作業性を損わないようにするため、制限値以下に抑制する制限目標値 $R_e(A)$ を定める。

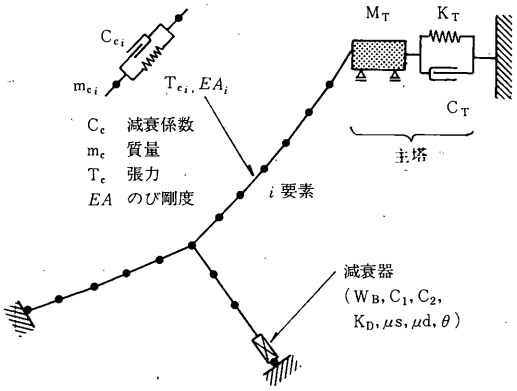
(2) 索系の解析プログラム（Prog 1, 2）

索系の解析プログラムは Prog 1、2 からなっている。

索とその張り方、重錘量を仮定して、それぞれの状態に最適なダンパーの減衰系数 $C_{1,opt}$ とその時の応答は図－12のような解析モデルから求められる。索系全体をサグを考慮した剛度〔K_c〕（Ernst 式による）をもつバネに置換し、索の自重や構造減衰は大勢を左右しないので



図－12 ダンパー重錘方式振動モデル



図－13 ダンパー重錘式解析モデル

無視し、減衰器は粘性抵抗型とした。これらの計算結果の中から、制振装置に必要な諸元を選定する。（prog 2）

Prog 2は線形の減衰抵抗力を仮定した計算であるので、図－13に示す解析モデルで定常応答を計算する。

索は多数の引張直線材に分割し、それらを Kelvin 型の粘弾性要素で表現し、索の質量は各節点に集中させる。索の剛度はサグを考慮した平衡状態の値を用い、振動中の剛度の非線形変動は無視する。（prog 1）

また、制振装置の効果を次式で定義する制振率 R で表わす。

$$R=\frac{A_{TO}-A_T}{A_{TO}}$$

A_{TO}：制振装置のない塔頂部の振幅

A_T：制振装置のある塔頂部の振幅

10.4 計 測

因島側の塔は完成後からケーブル渡海まで独立塔の状態が長期にわたること、また、向島側では架設途中の状態で台風期を迎えることになったため、季節風および台風時の塔の挙動、制振効果を計測し、資料を得た。結果は現在整理解析中である。

11. あとがき

架設作業は、当初70%程度の稼動率を見込んでいたが、因島、向島とも好天候に恵まれ（80%前後の稼動率）予定工程より1～2週間短縮することができた。架設作業が終了し、昭和55年1月初旬より向島側でゴンドラによる塗装作業を開始したが、例年にない季節風にみまわれ、稼動率も20%以下と極端に悪くなり、契約工期を若干延長せざるを得なかった。

参考文献

1) 吊橋等の架設工事における安全施工の検討報告書　本四公団　昭和54年3月

2) 辻　松雄、加納　勇、渡辺祐作　吊橋主塔架設時の耐風制振法　日本鋼管技報 No. 82

伯方大島大橋岩盤試験

In-Situ Rock Tests at Hakata-Oshima Bridge

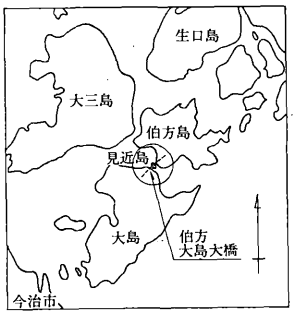
今治工事事務所　工務技術課長　山県　守
Mamoru Yamagata

1. はじめに

計画中の、伯方大島大橋は、愛媛県越智郡伯方町と宮窪町間に位置し、伯方島、見近島、大島を結ぶ。(図－1参照)

この橋は、図－2橋梁一般図に示すように、スパン割りが140 m＋560 m＋140 mの単径間2ヒンジ箱桁吊橋と、90 m＋145 m＋90mの3径間連続箱桁橋からなる。

岩盤試験は、桁橋と吊橋の共用橋台となる、見近島の4A地点で実施した。



図－1　案内図

2. 地質概要

見近島は、瀬戸内海多島海域に属し、比較的高角度な傾斜を有する斜面と、丸みを帯びた山頂からなる周囲1.5 km、面積7万m²、標高41 mの島である。

地質は、基盤をなす花崗岩類と、これらを覆う第四紀堆積物とからなる。

花崗岩類は、中粒黒雲母花崗岩～花崗閃緑岩、粗粒(角閃石)黒雲母花崗岩、脈岩類から構成され、第四紀堆積物は、崖錐堆積物及び海浜堆積物からなる。

断層、節理等の断裂系は、表－1の3種類に区分されるが、いずれも高角度の傾斜をもっている。

表－1　断　裂　系

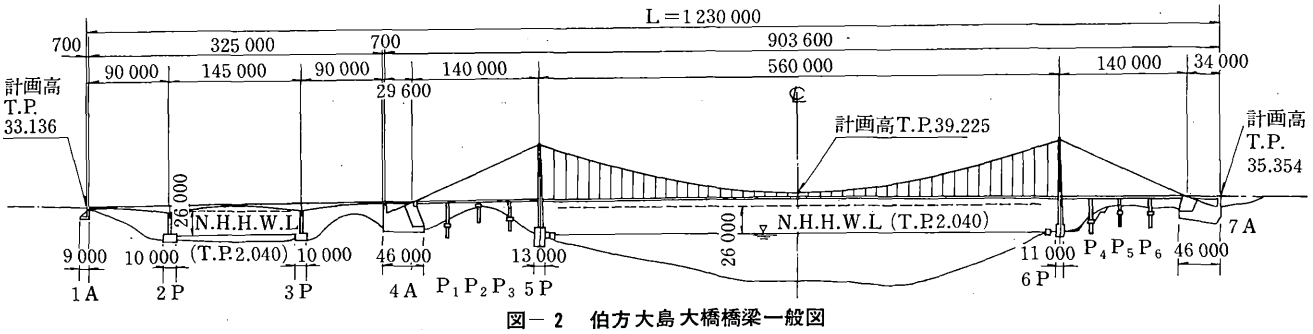
種別	走　向	傾　斜	備　考
①	N10°W～10°E	75°NE～90°	節理系、断層系共に共通
②	N60°W	70°NE	断　層　系
③	N60°E	70°SE	節　理　系

3. 岩盤試験

岩盤試験は、伯方大島大橋の下部工の設計、施工に必要な情報を得ることを目的として、4A地点に調査用横

表－2　試験地点の物性一覧表

試験種別	試験番号	岩盤区分 硬さ区分	割れ目区分	割れ目状態	総合	びょう貫入量 コンクリート $\bar{D}_4$(mm)	弾性波速度 V_P km/s	V_S (km/s)	密度 γ(g/cm³)	有効間隙率 n(%)
平板載荷試験	L_V-1	C	Ⅲ～Ⅳ	b～c	C_L	34.6	1.5	0.65	2.40	9.3
	L_V-2	D	Ⅲ～Ⅳ	b～c	D_H	42.0	1.5	0.65	2.44	8.1
	L_V-3	C～D	Ⅱ～Ⅳ	b	C_L	29.9	1.8	0.85	2.39	9.6
	L_H-4	C	Ⅲ	b	C_L	30.5	1.3	0.76	2.43	8.3
	L_V-5	C～(D)	Ⅱ～Ⅲ	b	C_L	35.0	1.8	0.85	2.43	8.2
	L_H-6	D	Ⅱ～Ⅲ	b	D_H	45.5	1.3	0.76	2.43	8.7
ロックせん断試験	R-1	E_1	Ⅰ～Ⅱ	b	D_M	55.0	0.5	0.26	2.14	19.3
	R-2	E_1	Ⅰ～Ⅱ	b	D_M	38.0	0.5	0.26	2.26	14.8
	R-3	C	Ⅲ	b	C_L	29.0	1.0	0.52	2.41	9.1
	R-4	C	Ⅱ	a～b	C_L	39.7	1.0	0.52	2.43	8.2
	R-5	C	Ⅰ	a～b	C_L	39.7	1.0	0.40	2.35	11.1
	R-6	D	Ⅱ	b	D_H	52.4	1.0	0.40	2.44	7.6
	R-7	D～C	Ⅲ	b	C_L	42.1	1.0	0.40	2.44	8.0
	R-8	D	Ⅲ	b	C_L	36.7	1.0	0.40	2.40	7.5
動的載荷試験	D-1	D～C	Ⅱ	b	C_L	－	1.5	0.65	2.40	9.1
	D-2	D～(C)	Ⅱ～Ⅲ	b	C_L	－	1.4	0.85	2.41	9.1
支持力試験	B-1	D	Ⅱ～Ⅲ	b	D_H	32.2	1.5	0.65	2.40	9.3
	B-2	C	Ⅲ～Ⅳ	b～c	C_L	23.1	1.8	0.85	2.42	8.8



図－2　伯方大島大橋橋梁一般図

表－3　岩盤区分と横坑内観察、測定値の関係

岩盤区分	風化変質の程度	硬軟の程度（細区分）	割れ目間隔と状態（細区分）	ショア硬度 S_h	山中式土壌硬度 Y_h (mm)	コンクリートびょう貫入量 D_h (mm)	シュミットハンマー S_t (%)	間隙率 n (%)	密度 γ_t (t/m³)	E_{sp} (kg/cm²)
D_L	長石はほとんど変質粘土化。石英細粒化	手の平での指圧砕でおおむね粉末状。一部砂状。 (E_2)	割れ目間隔不明か50cm以上。割れ目面密着(b～c) （Ⅰ）	＜4	＜27	＞100	－	35～43	1.90	50～300
D_M	長石類は一部のカリ長石を除きほとんど変質。雲母の一部を除き結晶形失われる	指圧砕で石英カリ長石の粒子細片を残す砂状。粒子は硬い。 (E_1)	割れ目間隔不明か30～50cm程度 割れ目面密着(b～c) （Ⅰ～Ⅱ）	5～12	28～32	70～99	－	20～35	2.10	300～800
D_H	雲母の黄金色化がみられ、周辺褐色粘土化。斜長石の大部分は変質、粘土化。	指圧砕はなんとか可石英周辺に長石を残す。各粒子硬く礫状～砂状。 (D)	割れ目間隔15～30cm程度 (a～b) （Ⅱ～Ⅲ）	13～25	33～36	30～69	＜10	14～20	2.20	800～1,500
C_L	黒雲母の黄金色化は認められるが、カリ長石の粘土化は余り認められない。斜長石は変質。	指圧砕で一部砕ける粒子は硬い。礫状～細片状。 (D～C)	割れ目間隔5～50cm程度 割れ目状況明りょう (a～b) （Ⅱ～Ⅳ、d）	26～39	＞37	＜29	11～20	10±	2.40	1,500～3,000
C_M	斜長石の変質進む。	ハンマーで軽くたたいて割れる。 (C)	割れ目間隔5～15cm程度 き裂面に沿って粘土をはさむ。 （Ⅳ～Ⅴ、C）	40～49	－	－	21～30	5±	2.50	3,000～6,000
C_H	斜長石、黒雲母若干変質。	岩片は割合硬質。 (B)	割れ目間隔5～30cm程度。面密着。き裂面に沿って薄い粘土をはさむ。 （Ⅲ～Ⅳ、d）	50～60	－	－	＞31	3±	2.60	6,000～12,000

坑（総延長46m）を掘削し、その中で実施した。

岩盤試験は、表－2（試験地点の物性一覧表）に示すように、平板載荷試験、ロックせん断試験、動的載荷試験、支持力試験等を行った。

調査対象岩盤は、D_M、D_H、C_L クラスとした。（表－3参照）

以下に各試験方法および結果を述べる。

3.1　平板載荷試験

(1)　方法

試験は、D_H級岩盤で2点、C_L級岩盤で4点実施した。

載荷は、直径60cmの剛体載荷板を用い等変位法とした。載荷方向は、水平と鉛直の2種とした。

図－3は、鉛直載荷の場合の載荷試験装置を示す。

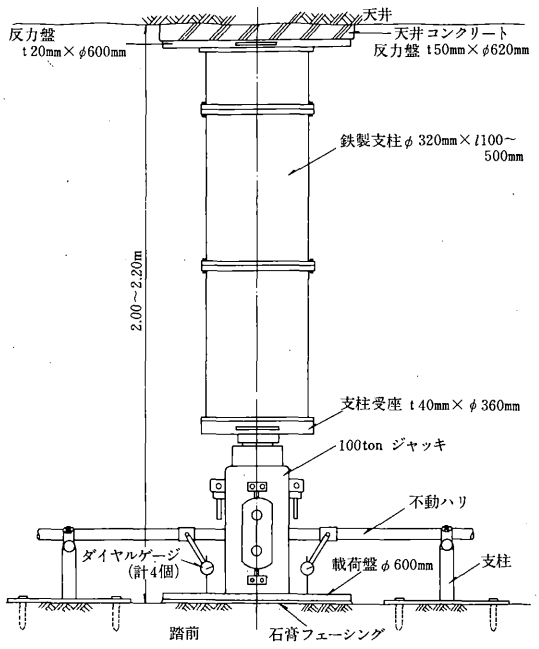
載荷パターンは、設計荷重を参考に、荷重段階70.8t/m²、141.5t/m²、283t/m²を決め、変形係数、クリープ係数、くり返し載荷による弾性係数等が得られるパターンとした。図－4に載荷パターンを示す。

各段階荷重で、1時間のクリープ測定を行った。

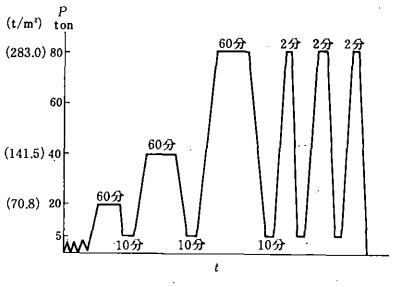
載荷荷重速度は、5t/2分とし、除荷速度は、10t/2分とした。

(2)　試験結果

試験結果から荷重－変位曲線（$P-\delta$曲線）を作成し、剛体載荷、半無限体のブシネスクの式を用いて変形係数 E_{dl}、接線係数 E_{tl}、割線係数 E_{sl} を算出するとともに、残留変位量 δ_R、60分クリープ量 δ_C を求めた。



図－3　鉛直載荷試験装置図

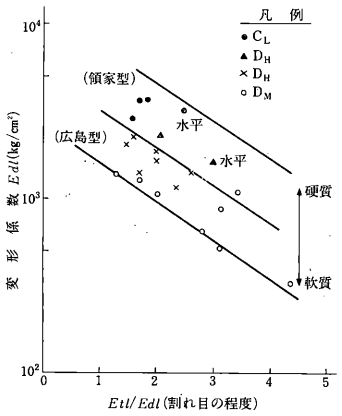


図－4
平板載荷試験の
載荷パターン

岩盤区分 D_H級、C_L級の E_{dl}、E_{tl}、E_{sl}は次の範囲であった。

表－4　平板載荷試験結果

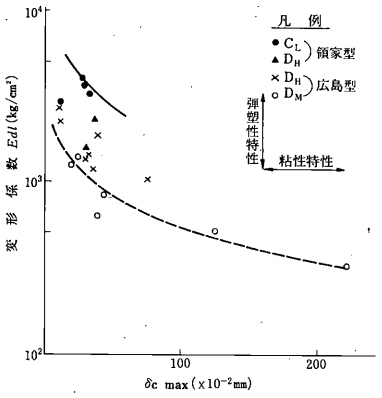
	D_H 級（kg/cm²）	C_L 級（kg/cm²）
変形係数 E_{dl}	1,500～2,300	2,800～3,900
接線係数 E_{tl}	4,600～4,700	4,500～7,900
割線係数 E_{sl}	3,400～4,200	4,000～7,200



図－5
E_{dl}～E_{tl}/E_{dl}
関係図

図－5に E_{dl}～E_{tl}/E_{dl} 関係を示すが、E_{dl} が低くなる程 E_{tl}/E_{dl} は大きくなる傾向がある。領家型と広島型の違いは試験対象とした岩盤等級がズレているために、はっきりと述べることは出来ないが、傾向として領家型花崗岩は広島型に比較して、同一の E_{dl} に対して割れ目度が多いか、また、同一の割れ目度に対して硬質であるようである。

図－6は、E_{dl} と $\delta_{c\,max}$ との関係をみたものであるが、支持地盤とする C_L、D_H クラス岩盤のクリープは短時間で収束する傾向をもつようである。

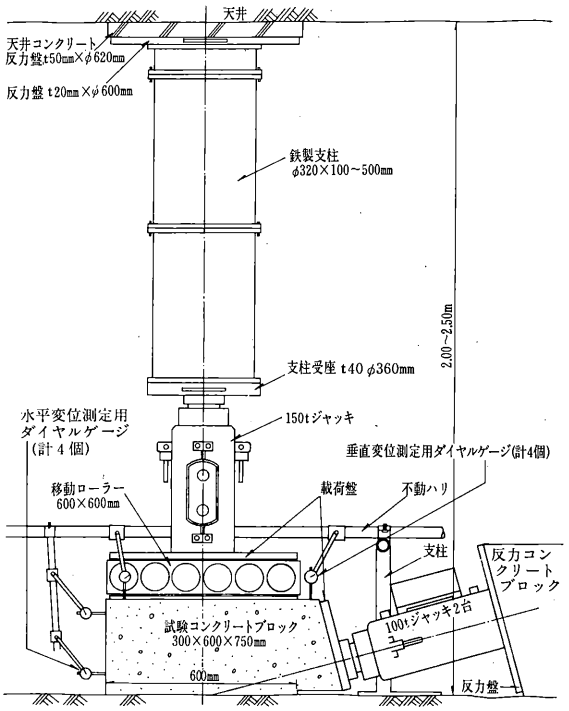


図－6
E_{dl}～$\delta_{c\,max}$
関係図

3.2　ロックせん断試験

(1)　方　法

試験は、ロックせん断方式とし、せん断定数を求める目的で D_M 級岩盤で2点、D_H 級で1点、C_L 級で5点実施した。10cm程度の岩の切り出しを行い、それにコンクリートブロックをキャップさせ、図－7に示すような試



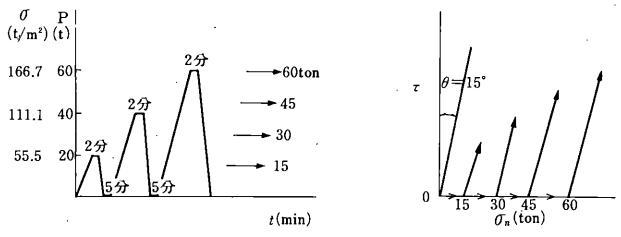
図－7　ロックせん断試験装置図

験装置で行った。

載荷用のジャッキは鉛直載荷用に150t 1台、傾斜荷重用に100t×2台を用いた。傾斜荷重の傾きは水平に対して15°とし、鉛直載荷装置とブロック面の間にはローラを設置し、回転モーメントの生じにくいようにした。

変位測定用のダイヤルゲージは1/100mm精度、ストローク長50mmを用い、鉛直変位用としてブロック上面に4個、水平変位用として前面に4個、計8個設置した。

載荷パターンを図－8に示す。予備荷重として3段階（20、40、60t）のくり返し鉛直荷重を加え、試験条件の一律押し固め効果と弾性係数の測定をねらって行った。次に所定の定鉛直荷重（15、30、45、60tの4シリーズ）を加えて定荷重を保ったまま傾斜荷重を増加させた。



図－8　ロックせん断試験の載荷パターン

鉛直荷重の載荷速度は2.5t/2分、傾斜荷重の載荷速度は9t/5分で5分持続した後、次の荷重増加に移るパターンをくり返しながら増加させた。（水平荷重速度は、0.48kg/cm²/min.）

完全せん断後も引続き、荷重変位の測定を行い、残留せん断強度を求めた。

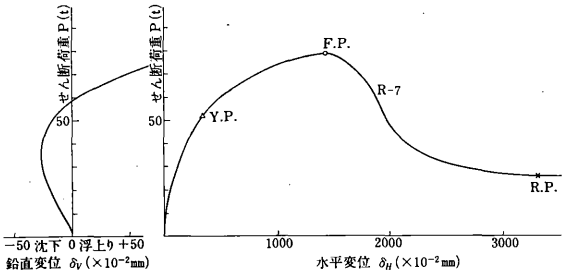
(2) 試験結果

図－9は、ロックせん断試験の $P-\delta$ 関係図の一例を示すが、この図より降伏点（Y.P.）、破壊点（F.P.）、残留点（R.P.）等の特異点を求めた。

次に、これらの特異点に対応する応力関係（鉛直応力 σ、せん断応力 τ）を求め、$\tau-\sigma$ 図（図－10参照）を作成し、岩盤区分別の強度定数（τ_0、ϕ）を求めた。（表－5参照）

また、せん断時の水平方向変形係数 E_{dh} 及びせん断K値（破壊点での応力 τ と水平変位量 δ_H との比）も合せ求めた。せん断K値は、D_M 級で $K=5\sim10$kg/cm^3、C_L 級で $K=15\sim20$kg/cm^3 であった。

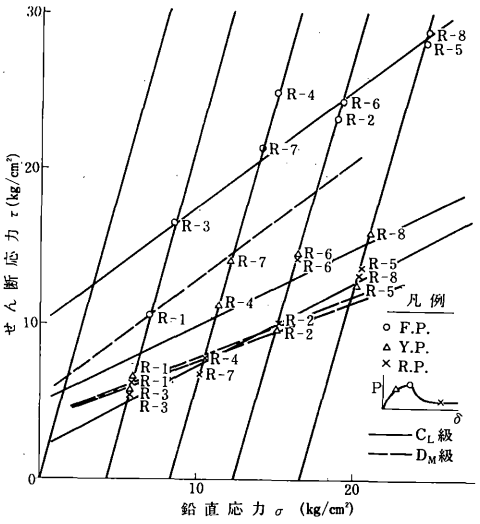
E_{dh}（降伏点と原点の割線係数）は、D_M 級で $E_{dh}=(1\sim1.9)\times10^3$kg/cm^3、$C_L$ 級で $E_{dh}=(1.9\sim3.2)\times10^3$kg/cm^2 であった。



図－9　$P-\delta$ 関係図

表－5　強　度　定　数　表

せん断強度（定数） ＼ 岩盤区分		D_M 級	C_L 級
破　壊　点（F.P.）	τ_0 (kg/cm^2)	5	10
	ϕ (度)	38	38
降　伏　点（Y.P.）	τ_0 (kg/cm^2)	4	5
	ϕ (度)	21	27
残　留　点（R.P.）	τ_0 (kg/cm^2)	4	2
	ϕ (度)	22	29

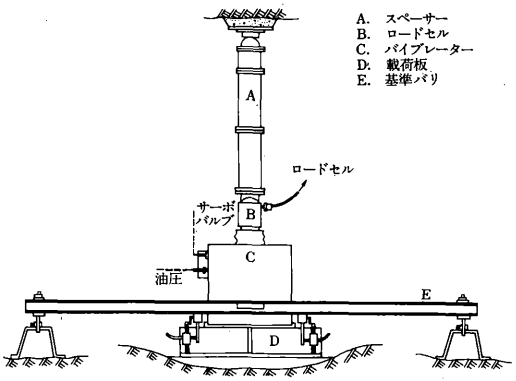


図－10　$\tau-\sigma$ 関係図

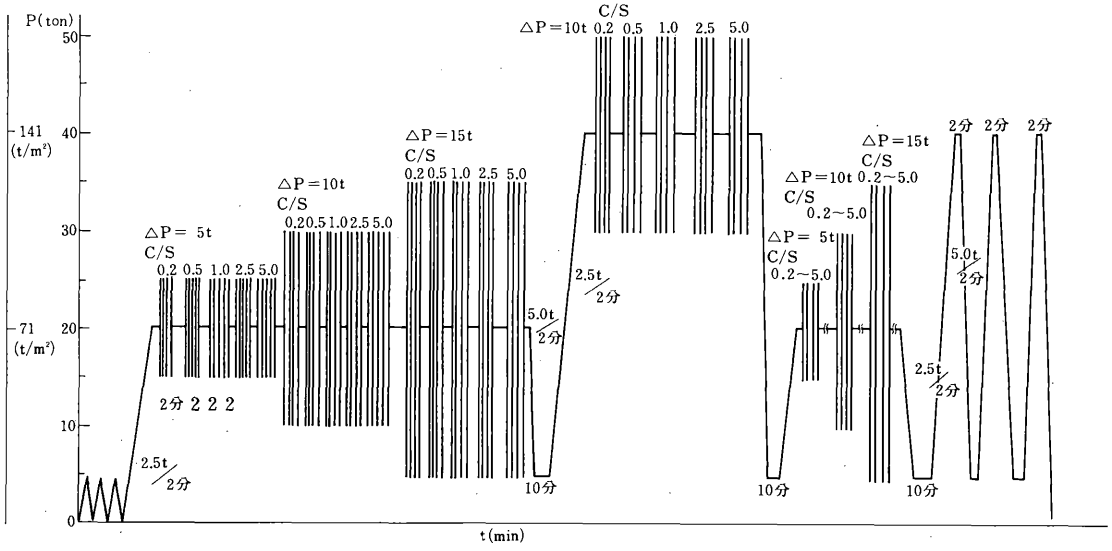
3.3　動的載荷試験

(1) 方　法

試験は、C_L 級岩盤で2点、図－11に示す動的載荷試験装置を用いて、地震時に実際に生じうる応力水準及び周波数帯域などを考慮し、動的繰り返し弾性係数 E_d（地震時）と、地盤と構造物の動的応答解析を行うに必要な動



図－11　動的載荷試験装置図



図－12
動的載荷試験の載荷パターン

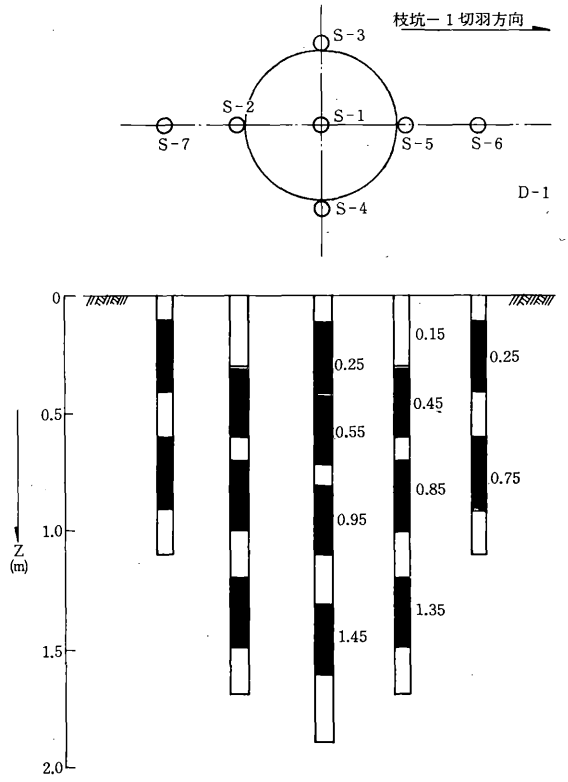
的バネ定数、粘性減衰特性等を求める目的で実施した。

各荷重段階において、その25～75%程度の繰り返し荷重と周波数を種々変えて与え、載荷板及び周辺の地表面変位と地盤内のひずみ挙動を測定した。

これらの試験結果より、上記の定数、岩盤の周波数依存性の有無、繰り返しによる押し固め状況、残留変形の増大の有無、深さ方向の変位の状況などを調べた。

図－12は載荷パターンを示す。

D－1で地盤内ひずみを測定したが、図－13は、ひずみ計埋設位置とその容量を示す。



位　置	標点距離	容　量(μ)	数　量 (ヶ)
中　心 (S－1)	Z＝300mm	±6000 ±3000 ±1000	2 1 1
載荷板周辺 (S－2～5)	〃	±6000 ±2000 ±1000	8 4 4
中心より60cm (S－6.7)	〃	±1000	4
計	—	—	24

図－13　ひずみ計埋設位置及び容量

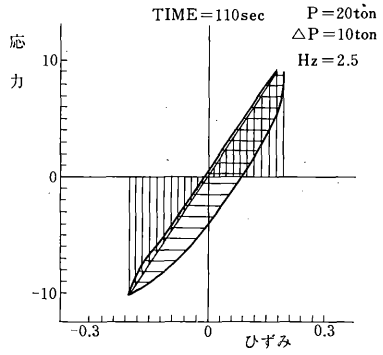
(2)　試験結果

図－14は、試験結果の一例を示すが、これらの結果より、次の諸定数を求めた。動的くり返し荷重による弾性係数 E_d は(1)式により求めた。

$$E_d = \frac{(1-\nu^2)\,\pi r \sigma_d}{2\,W_d} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

等価減衰定数 h は(2)式により求めた。

$$h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{W\eta}{W_E} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$



横縞＝W_η：1応力周期の間に物質内部で消費されるエネルギー
縦縞＝W_E：ひずみが最大になった時の弾性ひずみエネルギー

図－14　応力－ひずみ図

また、変位の載荷圧に対する位相おくれ角 δ は(3)式により求めた。

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{1}{\pi} \cdot \frac{W_\eta}{W_E}\right) = \tan^{-1}(2h) \quad \cdots\cdots (3)$$

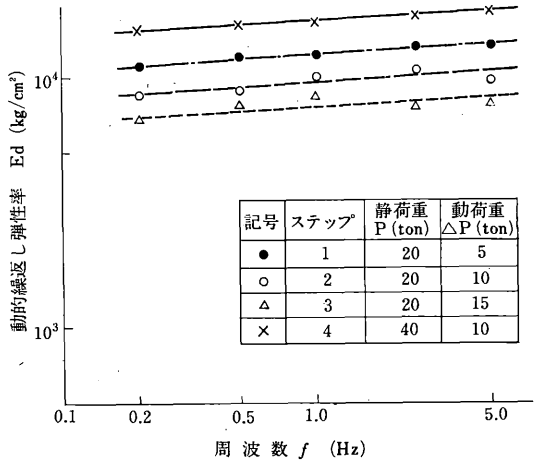
ここに、ν はポアソン比、r は載荷板の半径、W_d は動的変形量、σ_d は動的応力である。

ヒステリンスループを、Voigt形の粘弾性力学モデルで現わすことができるとして解析を進めたが、実測のヒステリシスループは、一般に図－14にみられるように弾塑性的性格の強いループであった。

各諸定数の範囲は次のようであった。

E_d＝6,700～17,900kg/cm²、h＝10～23%、δ＝11～25°

図－15は、動的くり返し弾性率 E_d と荷重周波数 f との関係をみたものである。



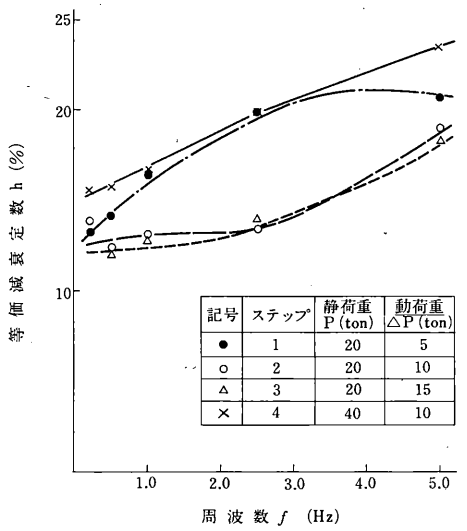
記号	ステップ	静荷重 P (ton)	動荷重 △P (ton)
●	1	20	5
○	2	20	10
△	3	20	15
×	4	40	10

図－15　E_d～f 関係図（試験番号D－2）t＝60sec.

E_d は、P の増大とともに、同一荷重 P においては片振の小さいもの程大きい値を示した。また、各ステップとも f が増加する程若干大きくなる傾向がみられた。

次に等価減衰定数 h と荷重周波数 f との関係であるが、図－16に示すように、各ステップとも周波数 f が増加する程大きな値となっており、h の周波数依存性は、E_d よりも比較的明瞭であった。

このことは、ヒステリシスループは f の増加とともに



図－16　$h \sim f$ 関係図（試験番号D－2）t＝60sec.

拡大することを示しており、E_dの変化と合わせて考えると、fが増加する程ループの勾配（E_d）は直立に近づきループは拡大してくることを示している。

表－6は、各種の弾性係数を比較したものであるが、地震時の弾性係数は、動的応力水準が低く応力振幅が大きい場合には接線係数 E_{tl} に近い値を示すが、動的応力水準が高くなると、E_{tl} 値の2倍以上にもなる値を示す。

表－6　各種弾性係数の比較

静的載荷	変形係数 E_{dl}(kg/cm²)	荷重 P＝20t (71t/m²)	4,000
	接線係数 E_{tl}(kg/cm²)	荷重 P＝40t (141t/m²)	6,800
動的くり返し弾性率 E_d(kg/cm²)		P＝20t △P＝5～15t	6,700～13,200
f＝0.2～5.0Hz		P＝40t △P＝10t	15,100～17,900
動弾性係数 E_{df}(kg/cm²)		—	41,000

道路橋のような規模の橋梁設計の場合には、地盤の地震時の弾性係数は、くり返し曲線から得られる接線係数 E_{tl} から決めてもよいと思われる。

地中内ひずみ測定結果については現在解析中なので別の機会に紹介することにする。

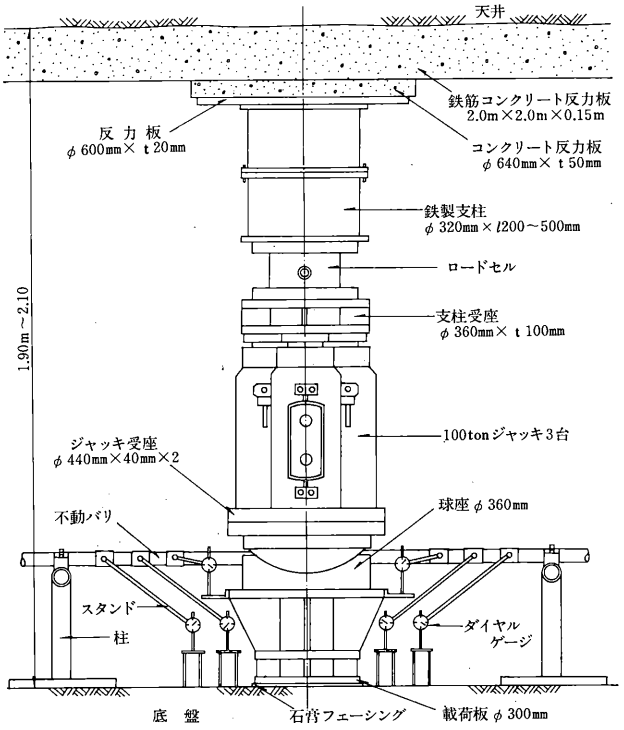
3.4　支持力試験

試験は、D_H級岩盤とC_L級岩盤でそれぞれ1点実施した。

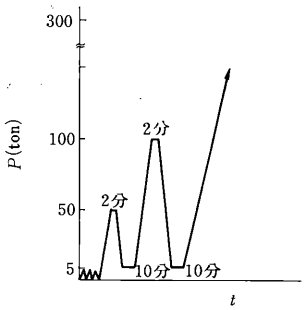
平板載荷法で、破壊するまで載荷し、降伏強度、ピーク強度及び残留強度を求めた。

図－17に試験装置を示す。載荷板にはϕ30cmの剛体円型鉄製板を用い、ジャッキは300t分離式油圧ジャッキを用いて420 kg/cm²までの荷重がかけられるようにした。反力は横坑の天井を利用し、反力を広く分散させ、反力盤の変位を極力小さく、かつ均一になるよう2m×2m×厚さ15cmの鉄筋コンクリートを打設した。

図－18に載荷パターンを示す。



図－17　支持力試験載荷装置図



図－18　支持力試験載荷パターン

載荷速度は2.5t/2分で、降荷速度は5t/2分とした。

試験終了後、試験地盤を掘削し、破壊領域、塑性領域、及び弾性領域の観察、硬度測定、測量等を行った。

この試験結果は現在解析中で別の機会に紹介する。

4.　おわりに

動的載荷試験を行うことによって、風化花崗岩の地震時における地盤特性を明らかにすることができた。

また、支持力試験も実施し支持力特性の一部が明らかになってきているが、現在はまだ解析中で、今回紹介するまでに到らなかった。

動的載荷試験計画を立案するにあたり、電力中央研究所地盤耐震部の日比野室長、藤原主査研究員らの御指導を得た。ここに深く感謝の意を表したい。

また試験を担当した中央開発株式会社のスタッフの方々には、いろいろご面倒をおかけした。この場をかりてお礼を申し上げたい。

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）

Calculation Method of Ultimate Resisting Pull Strength of Tunnel Type of Anchorege for Suspension 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

1. まえがき

引張力を受ける各種土木構造物の地盤からの極限引き抜き耐力を計算によって推定する場合の算定式は、概括すると、①浅い**定着**の場合（すべり面が地表面までに及ぶ全般破壊を想定）は、$W\cdot\gamma$の重量項と$C\cdot\varphi$に起因する地盤のせん断強度項（又は構造物と地盤の摩擦強度項f）で、一方②深い**定着**の場合(局部破壊)は、①に地盤の支圧強度項qを追加して構成されるようである。したがって極限引抜き耐力の推算精度、つまり算定法は、破壊形態・すべり面と地山の**歪みの適合条件**を勘案し、$W\cdot\gamma\cdot C\cdot\varphi\cdot f\cdot q$をいかに適確に評価しうるかにかかっているといえよう。しかしながらこれらのことは経験の積み重ねと整理とによって次第に明らかにされ、解決が図られる筋合いのものである。よって、本題の下津井瀬戸大橋１Aの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については、これに言及する前に、次に揚げる資料を先に提示させていただき、本題はそれらの知見を踏まえたそれからの題目にしたいと思う。

(1) 引張力を受ける各種土木構造物の地盤からの極限引抜き耐力の算定法の事例
(2) 吊橋トンネル式アンカレイジの既往施工例。
(3) 下津井瀬戸大橋１Aの極限引抜き耐力の算定法に係る設計体系の年度別推移。

2. 引張力を受ける各種土木構造物の地盤からの極限引抜き耐力の算定法の事例

2.1 アースアンカー

アースアンカーの大部分は根切りのための山止め壁のタイバックとして、切バリに代って用いられている。このような使用によって大土工方式の掘削に伴う省力化と工期の短縮、さらに構造物の箱抜きなどの繁雑さを避けることができるほか、プレストレスを与えた場合には周辺地盤の沈下が小さくなるため、公害問題の対策として有効である。

2.1.1 アースアンカーの極限引抜き耐力の算定法

極限引抜き耐力の算定法はまだ完全に確立されていないが、通常はP.Habib(仏) が提案した式を使用している。すなわち、土被り厚とアンカー径との比をかなり大きくとり、比較的深い位置にアンカーを定着させた場合の**一般構成式**は、アンカー周面の摩擦抵抗とアンカー拡孔断面位置での支圧抵抗の和よりなると考えられている。

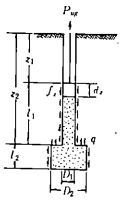
図－１に示すモデル化したアースアンカーの極限引抜き耐力P_uは次式で表わされる。

$$P_u=\pi D_1\int_{z_1}^{z_1+l_1} f_z\,dz+\pi D_2\int_{z_2}^{z_2+l_2} f_z\,dz+qA \quad \cdots (1)$$

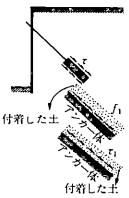
ここで、P_u：極限引抜耐力（t）
D_1：アンカー径（cm）
D_2：拡孔部アンカー径（cm）
f_z：深さzにおける単位面積あたりの摩擦強度（t/cm²）
q：アンカー拡孔部分での単位面積あたりの支圧強度（t/cm²）
A：アンカー拡孔部分での有効な支圧面積（cm²）

摩擦系アンカー（τ 又は f）:摩擦系アンカーは、作成したアンカー周面の摩擦抵抗によって、アンカーのうける引張力を地面に伝達させるものである。通常は、アンカー周囲部分の土のせん断強度τ_1のほうが、アンカーコンクリートと土の摩擦強度f_1より小さいので、f_1はτ_1によって考えるべきであろう。（図－２）

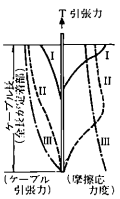
(1)式でアンカーの極限引抜き耐力を求めるとアンカーの長さl_nに比例して極限引抜き耐力P_uが大きくなるが、実際には歪みの適合条件の関係でこの考え方には問題が



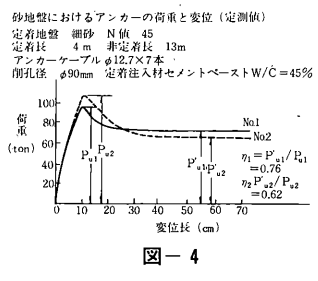
図－１ アンカーの引抜き耐力



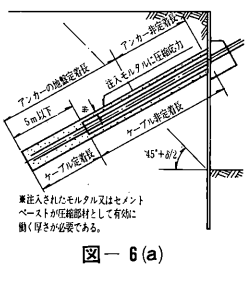
図－２ 摩擦系の支持機構



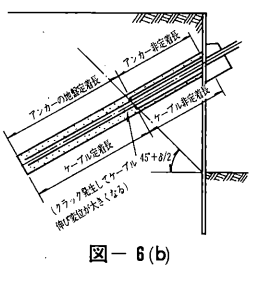
図－３



図－４



図－６(a)



図－６(b)

ある。というのは、力が加わったときの摩擦応力度の分布は、引抜き力の増加に伴って、図－3のような変化を示すと考えられる。すなわち、摩擦応力度が地盤固有の摩擦強度を超過し、地盤が破壊されて、次第にアンカーの先端部分の摩擦応力度が増大していく、そして、この摩擦応力度の分布面積が最大のときが最大のアンカー引抜き耐力となると考えられる。

したがって、(1)式のようにアンカーの長さの増加に比例してアンカーの引抜き耐力が増加すると考えるのは危険側にあるように思われる。図－3でわかるように、定着長を2倍にしたからといって、引抜耐力は2倍にならないからである。したがって、定着長1m増加するごとに何%の引抜き力の低減を考えるかが、アースアンカーに関しての引抜き耐力の検討には必要である。図－4は最大引抜き耐力に達した後、更に引き抜いた場合の荷重一変位の関係であるが、これでもわかるように、最大耐力を経過した後、更にアンカー定着部が変位すると、その耐力は歪みの適合条件からかなり低下する。その低下率は、地盤条件、工法にもよるが、従来の実験結果では砂質系地盤の場合50%～80%程度のものが多い。

定着長が長い場合（10m以上）には、非定着部の近くの定着部はかなり変位しているものと考えられるので、最大摩擦応力度よりもかなり低下した摩擦応力度となっている。

したがって、定着長を5mで引抜き実験した結果をもとに定着長を10mに設計変更する場合には、ケーブル先端より5mまでは実験により求められた摩擦強度を用いて、5mより10mまでの摩擦強度は摩擦強度の1/2程度の値を使用して、定着長10mとしての引抜き耐力の検討をしたほうがよい。

例えば図－5のように定着長10mに引張り力が働いた場合を考えれば、緊張端側の5m区間の中央点の伸び$\triangle l$は0.75Pの引張力に対応したものとなる。

ここで使用するケーブルをϕ12.7mmのＰＣストランドを束ねたケーブルとして、0.6P_uまで緊張したとすれば、このときの伸び$\triangle l$は約3cmとなる。ケーブルと注入モルタルは一体化して変位していると考えられる。ここで図－4のNo.1テスト結果を再び見れば、最大荷重後の変位量が3cmも進むと、荷重が急激に低下しているのがよくわかる。このNo.1の結果では、η=0.76となっている。この低下の率は同じ条件でテストしたアンカーNo.2ではη_2=0.62と、かなりバラツキが大きいので、先に並べたように、50%低減率を考えておいたほうがよい。

図－6 (b)のように定着長が長くなる場合は、注入されたモルタルとケーブルとの摩擦耐力は比較的余裕があるので、図－6(a)のように5m以下にして、定着長内にシースを使用し、ケーブル非定着長を延ばして、地盤定着長内の注入モルタルに圧縮力が導入されるようにし変形歪を小さくするのも一方法であろう。

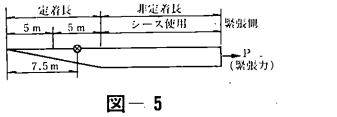
Stump Bohr社の複式アンカーと単一アンカーの引張り試験結果[4](図－7、図－8)ではこの傾向が顕著にみられる。わが国の摩擦系アンカーはStump Bohr社でいうところの単一アンカーであるが、その場合は、アンカーの上部から塑性状態になり、荷重の繰返しに伴って残留ひずみが大きくなる。一方、複式アンカーの場合はほぼ弾性的な変形を示している。

以上のように、いろいろ問題点はあるが、通常施工されているアンカー体の長さ10m程度までの摩擦系アンカーでは(1)式によって極限引抜き耐力P_uを求めても問題はないであろう。

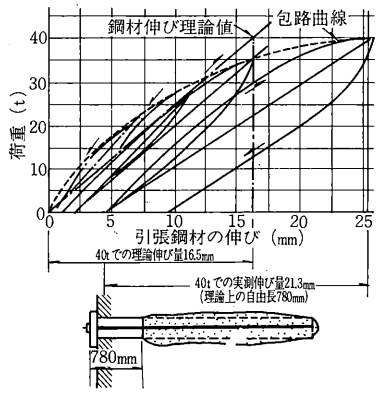
さて、アンカーコンクリートの単位面積あたりの摩擦強度(f)は、地盤の特性によってきまるが、アンカーの施工法によっても変化するので、原位置試験で確認しなければならない。

特に注入式のアンカーについては、注入、加圧および削孔の良否の影響が大きいと思われるので設計上留意すべきである。

表－1はアースアンカー協会で統計的にまとめたfの値であるが、この値はほとんどがPSアンカーやグラウトアンカーなどの加圧形アンカーの引抜き試験によって



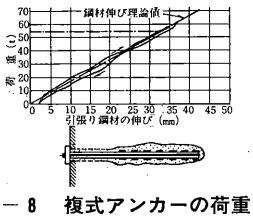
図－5



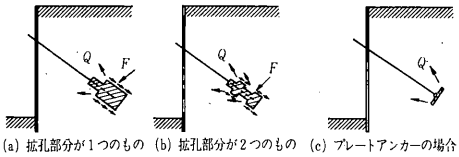
図－7 単一アンカーの荷重一伸び曲線

表－1 アンカー周面の摩擦強度

地盤の種類			摩擦強度(kg/cm²)
岩盤	硬岩		15～25
	軟岩		10～15
	風化岩		6～10
	土丹		6～12
砂レキ	N値	10	1.0～2.0
		20	1.7～2.5
		30	2.5～3.5
		40	3.5～4.5
		50	4.5～7.0
砂	N値	10	1.0～1.4
		20	1.8～2.2
		30	2.3～2.7
		40	2.9～3.5
		50	3.0～3.0
粘性土			1.0 C

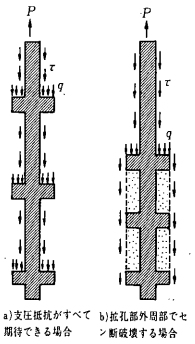


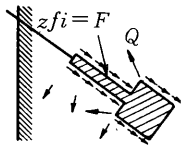
図－8 複式アンカーの荷重一伸び曲線



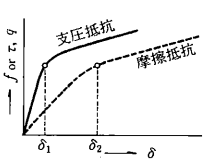
図－9 支圧系の支持機構

図－10 複数個の拡孔部をもつアンカー

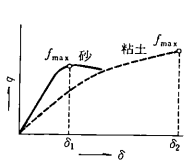




図－11 摩擦＋支圧の支持機構



図－12 摩擦抵抗と支圧抵抗



図－13 コンクリート面と土の摩擦抵抗

求められた値であり、無加圧形アンカーの極限引抜き耐力を算定する場合に、表－1の値をそのまま使うことは避けるべきであろう。また、例え加圧形アンカーでも、土被りが4m以内では後に述べるように、**限界深度**の関係で表－1の値をそのまま使うことには問題がある。

無加圧形アンカーの摩擦強度fは、表－1の値を低減して用いるとか、くいの周面摩擦抵抗の考え方を準用して、$\tau = N/5 + 3\,(t/m^2)$とするなど、種々の検討方法がある。また次の式によって求まるτも一つの目安になると考えられるが、特に無加圧形アンカーの場合は、引抜き試験によってτを決定するのが最良の方法であるといえる。

$$\tau = K_0 \gamma z \tan\phi + c \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

ここで、

K_0：土質によって定まる係数（K_0=0.5～1.0）
γ：土の単位体積重量（kg/cm³）
z：深さ（cm）
ϕ：土の内部摩擦角（°）
c：土の粘着力（kg/cm²）

K_0は静止土圧係数をとるべきであるという考え方もあるが、アンカー体の形状を考えると、粘土でK_0=0.5、砂質土で最大K_0=1.0となる係数と考えるほうが実情に合うであろう。

支圧系アンカー（q）：支圧系アンカーは、拡孔部分の断面に働く受働土圧(支圧)によって、アンカーの受ける引張力に抵抗するものである。（図－9）

これらには、アンカー体に拡孔部分が1個のものもあるが、いくつもあるものでは、その支持機構は複雑となる。

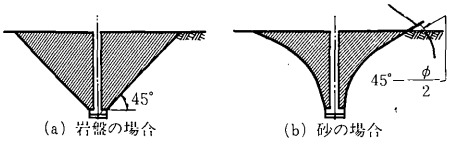
図－10に示すような拡孔部を複数個もつアンカーでは、支持地盤の性質と拡孔部の間隔によって、おのおのの拡孔部の支圧強度qが期待できる場合と、拡孔部の外周面における地盤のせん断強度できまる場合とが考えられる。このように拡孔形アンカーの場合は、設計法の確立のためには摩擦系アンカー以上に研究課題が多いといえる。しかし、プレートアンカー(図－9(c))のようにアンカーの受ける引張力を完全に支圧にのみ依存しているものもある。

支圧抵抗qは、現在のところ確実な算定法がなく研究段階であるが、いくつかの提案式は諸外国にある。例えばクイの支持力公式を準用して求める方法とか、プレシオメーターテストによって求める方法などであるが、実用的にはまだ問題点もあり、その結果の信頼性も確認されていない。したがって、確実な値は原位置試験に頼らざるをえないし、その原位置試験においても、摩擦抵抗と支圧抵抗をどのように分離するかという試験方法上の問題点が残っている。

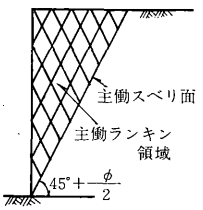
摩擦（f又はτ）＋支圧（q）の複合系アンカー：一般に使用されているアースアンカーは、摩擦系が多く、支圧系は比較的少ないといえよう。しかしながら、実際には支圧系といっても、拡孔形となれば、そのアンカーコンクリート周面積も多くなり、したがって、摩擦抵抗力もかなりあると考えられ、引張り力Tが作用すると、摩擦力＋支圧力というような両者の複合系となることが多いと思われる(図－11)。

地盤中におけるアンカーの支持機構を、摩擦系、支圧系、および両者の複合系とに分けて考えたが、実際には摩擦力にしても、支圧力にしても、すべり面と地山の歪みの適合条件との関係で与えられるものである。摩擦抵抗力が最大となるためには、一般に、支圧力最大時の変位よりかなり多くの変位が必要であろう。（図－12）

このように考えると、アンカーコンクリートと地盤面との相対変位が少ない場合には摩擦力は小さく、支圧力でほとんど受け持つ形となり、ある程度変位が増して摩擦力が増大し、$F \fallingdotseq Q$のケースとなるものと思われる。また砂と粘土では摩擦力最大における変位がかなりちがうこと（図－13中$\delta_1 < \delta_2$）も考え合わせると、粘性土地盤や軟弱なシルト地盤では、摩擦力の取り方に注意しなければならない。したがって摩擦τによる抵抗と支圧qによる抵抗を考えた場合、その抵抗が最大値を示すときの変形には明らかな差があり、それぞれの最大抵抗を



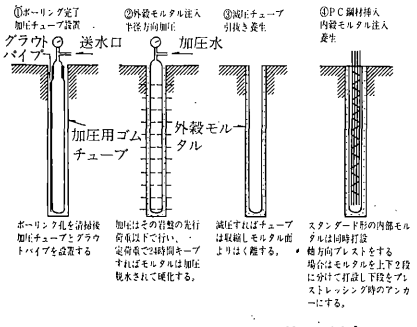
図－14　浅いアンカーのせん断破壊面



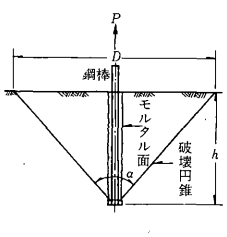
図－15　主働すべり面

表－2　地盤によるP_0、α、fの値

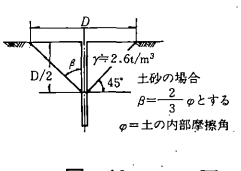
地盤条件	岩盤		砂または砂礫		堆積粘土
	しっかりした岩盤	風化し、キレツの多いもの	N＞25	N＝10～20	
P_0(kg/cm²)	12～15	10～12	5～8	4～5	2
α	0.8～1.0	0.6～0.8	0.4	0.3	0.1～0.2
f(kg/cm²)	10～15	7～8	1～2	0.5～0.8	0.5



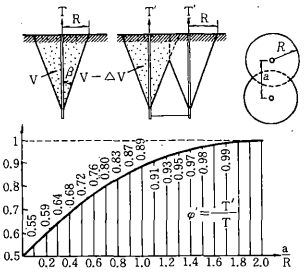
図－16　ＰＳアンカー施工順序



図－17　岩盤の破壊円錐



図－18



図－19

$R_{\tau max}$、 $R_{q max}$とすると、

$$P < R_{\tau max} + R_{q max}$$

となると考えられる。したがって、摩擦と支圧の両方を期待する拡孔形アンカーでは(1)式をそのまま採用するについては、τ（またはf）、qのとり方に注意する必要がある。わが国においては拡孔形アンカーの実績が少なく、その極限引抜き耐力については、摩擦系アンカー以上に理論的、実験的究明度が低いのが現状といえよう。

2.1.2 アースアンカーの定着

アースアンカーの定着とは、引張り材からの引張り力Tをアンカーを通して地盤に伝達するためにアンカーを地盤のある深さに定着させ、所要の引抜き耐力が生ずるようにすることをいうが、アンカーをどの位置に定着するかは地盤の強さのほか限界深度、主働すべり面などをも考慮して決定しなければならない。また、永久構造物に使用するアンカーについては、引抜き試験時の荷重－ひずみ関係による定着地盤の適否の判定だけでなく、長期的なクリープ変形をも考慮して定着地盤の適否を決定しなければならない。

(a) 限界深度

限界深度とは、アンカーに極限引抜き力を加えた場合に地盤内のせん断破壊面が地表面に生じないための最小深さであるが、浅いアンカーの場合では極限引抜き耐力を検討する際に十分この点に留意しなければならない。例えば、アンカー体の摩擦抵抗および支圧抵抗より求まる極限引抜き耐力よりも、図－14に示す上部の土の重量γとすべり面におけるせん断抵抗の和のほうが小さく、それによってアンカーの極限引抜き耐力が決まることがある。特に風化して亀裂の多い岩盤や砂れき、砂などでは十分に検討する必要がある。

保国らの球根部をもつアンカーの模型実験によると、球根部の径（R）と施工深度（H）の比が$H/R = 8 \sim 10$以下の場合には、球根部から発生したすべり面が地表面に及ぶ破壊が起こり、$H/R > 8 \sim 10$の場合にはすべり面が地表面に現われないと報告されている。前者を全般破壊、後者を局部破壊と表現すると、この全般破壊から局部破壊に移る境界の深さが限界深度である。一般に、アースアンカー工法においては、アンカー体を限界深度以深に設置するほうが有利であろう。

一方、全般破壊の生ずる範囲での極限引抜き耐力は、送電用鉄塔基礎における極限引抜き耐力P_uの算定式を準用することができるとされているが、送電用鉄塔基礎の算定法にはアースコーン法、せん断法、対数ら線法、などがあり、このうちのどの算定式を採用するかによって結果は異なる。

(b) 主働すべり面

山止め工や擁壁のように土圧を受ける構造物では図－15のような主働すべり面を考えなければならない。主働すべり面内では、山止め壁や擁壁の変形によって主働ランキン状態になっていると考えられる。したがって、主働すべり面と水平面とのなす角は$\theta = 45° + \phi/2$であり、スベリ面は平面と考えてよい。

主働ランキン状態ということは、土中の応力が塑性平衡状態にあることを意味しているので、主働すべり面内

表－3 PSアンカー試験結果一覧（岩盤の場合）

試験地点	地盤 名称	地盤 工学的性質	PSアンカー 径 (cm)	定着長 (m)	加圧力 (kg/cm²)	鋼材	設計引抜き力	試験の結果 最大引抜き力 (t)	F_1=最大引抜力/設計引抜力	平均引抜せん断抵抗 (kg/cm²)	設計荷重作用時の変位 (cm)	実施年月
長野県	花崗岩	コア採取率80%	12.0	2.5	14.0		30～45 t/2.5m	195以上	4.3～6.5	21.0以上	0.26(T=45t)	40.2～40.4
木曽上松	花崗岩マサ土	$N \geqq 50$	11.0	5.0	13.0		—	147	—	8.2	0.25(〃)	〃
宮崎県 東臼杵郡	古生層 砂岩		12.0	2.0	0		—	72	—	9.6	—	39.2～39.3
			12.0	2.0	15.0		—	200以上	—	26.7以上	—	〃
			12.0	6.0	18.0		—	〃	—	〃	—	〃
和歌山県 有田市	緑色片岩	c=7 kg/cm² ϕ=40° コア採取率 50～70%	11.5	3.0	12.0	16 ϕ12.8	—	265以上	(2.5)	32.4以上	—	42.11
			11.5	4.0	12.0	17 ϕ12.8	—	290以上	(〃)	23.6 〃	—	〃
			11.5	5.0	12.0	19 ϕ12.8	—	〃	(〃)	18.3 〃	—	〃

表－4 岩盤アンカー実験結果総括表

種別		埋込み長さ (m)	カップラー個数(個)	鋼体長さ(m) a_1	a_2	a_3	引抜き荷重(最大荷重) (+)	最大載荷重 (+)	円錐の頂角	鋼体周面付着応力 (kg/cm²) τ_1	τ_2	τ_3	モルタル周面摩擦応力 (kg/cm²)	カップラー反力(t) C_1	C_2	C_3	ナット反力 (+)	カップラーナット反力の反力効果(%)	備考
風化花崗岩	C_1	1.0	0	1.0			11.0	8.2	128°00′	8.8	—	—	4.3	—	—	—	5.0	61	岩盤が破壊して引き抜ける
	C_2	1.7	0	1.7	—	—	34.8	33.9	117°34′	13.6	—	—	7.7	—	—	—	22.4	66	同上
	C_3	1.9	1	0.9	1.0	—	64.0	60.0	130°20′以上	10.8	14.5	—	12.6	22.8	—	—	30.0	88	破壊寸前
	C_4	3.0	1	2.0	1.0	—	68.0	67.3	92°20′以上	8.7	22.0	—	—	23.4	—	—	25.0	72	引抜けず
	C_5	4.0	2	2.0	1.0	1.0	80.0	67.6	—	3.8	18.2	19.0	—	42.0	12.8	—	0	81	同上
	C_6	5.0	2	3.0	1.0	1.0	70.0	70.0	—	7.8	13.6	18.0	—	20.0	10.2	—	0	—	同上

に含まれる部分でのアンカー体抵抗は無視しなければならない。

(c) クリープ変形

アースアンカーのクリープ変形については、試験データも少なく不明の点が多いのが現状である。

高速道路羽横線の工事において、三浦層に定着したＰＳアンカーの長期計測試験が行なわれているが、その報告によると、極限引抜き耐力の約1/3の緊張力を導入して、約180日間の長期計測を行なった結果、その間のクリープ変形量は約30分間のクリープテストによって推定した変形量の約55%であった。

一般的に岩盤に定着したアンカーでは、岩盤やアンカーコンクリートのクリープ変形およびアンカー引張り材のリラクゼーションなどは、アンカー引張り材の伸びに比して小さく、プレストレスの減少は少ないと思われるが、特に緊張力の減少が問題になる場合や、砂、砂レキなどクリープ変形が若干大きいと思われる層に定着した場合には、再緊張などについて事前に考慮しておく必要がある。

2.2 ロックアンカー

2.2.1 ロックアンカーの施工法

特別のカップラーを使用しない簡易な工法と、孔壁にプレストレスを導入するＰＳアンカー工法とを説明する。

a) 標準工法　岩盤にボーリング孔を掘り、鋼棒を挿入してモルタルをてん充する。鋼棒には、ナットやカップラーを付けて付着をよくする。

b) ＰＳアンカー工法　この工法は基礎地盤コンサルタントとフランスのメナール研究所が協同開発した工法で、橋りょう基礎には多用されている。施工の概要を手順にしたがって図－16に示す。

このＰＳアンカー工法の特徴は次の点にあるといわれている。

i) 地盤に先行圧力を加えることにより、アンカーと地盤との間に圧縮応力が働き、せん断抵抗が増大する。

ii) モルタルは加圧され、地盤に定着した状態で硬化するので摩擦強度（fまたはτ）が増す。

iii) 周辺地盤は加圧により締め固められ、強度増加を期待できる。

iv) モルタルは加圧のもとで硬化して、強度が上昇する。

v) モルタルに加圧することにより、孔壁の形に左右されることなく、十分いきわたる。

2.2.2 ロックアンカーの極限引抜き耐力 P_u の算定法

ロックアンカーの極限引抜き耐力は図－17において、次の要素から決まる

i) アンカー鋼棒の耐力

ii) アンカーモルタルの耐力

iii) アンカーモルタルと岩盤の間の摩擦強度

iv) 頂角αをもつ破壊円錐の岩盤の重量

このうち、i)については、ii)以下の耐力を上回る材質・断面のものを設計することが可能である。

ii)については、一般にモルタル強度が岩盤強度を上回るため、設計上の問題にならない。

iii)については、iv)の耐力を発揮する前に破壊をきたすことがあり、岩盤の種別ごとに試験が必要になる。

iv)については、岩盤の強さによって破壊円錐の頂角αが異なる。もちろん、アンカーの最大耐力は破壊円錐の岩盤の重量を超えることはない。

以上の関係を数式で表わすと、

$$P_u = \sigma_{ta} A_s \leqq f \cdot 2\pi r^2 h \leqq \gamma \frac{\pi}{3} D^2 h$$

ここに、

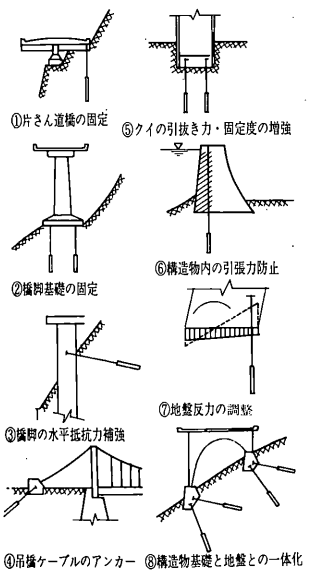
P_u ：アンカーの極限引抜き耐力

σ_{ta} ：鋼棒の引張り強さ

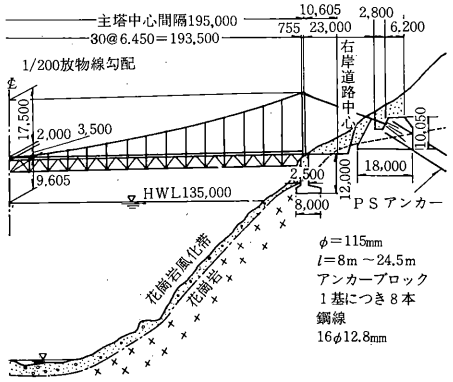
A_s ：鋼棒の断面積

f ：モルタルと岩盤との摩擦強度、ただしモルタル強度より弱いものとする。

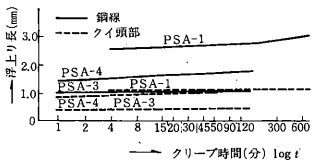
r ：アンカーモルタルの半径



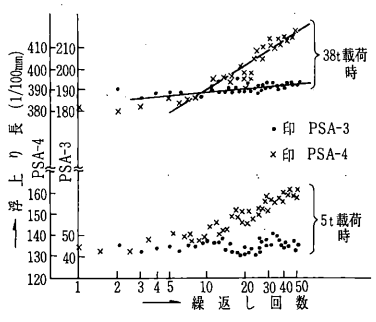
図－20　橋りょう基礎への応用



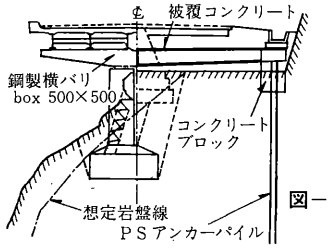
図－21　高山橋側面図



図－22　クリープ曲線(20ｔ載荷)



図－23　急速繰返し荷重試験(32t⇄5tサイクル)



図－24　片さん道橋概要図

h ：アンカー長
γ ：岩盤の単位体積重量
D ：破壊円錐の直径

既に説明したPSアンカー工法においては、第2項の$f \cdot 2\pi rh$ に代わるものとして次式を提案している。

$$P_u \leqq 2\pi r(P_0\alpha + f)(l - l')$$

ここに、

P_0：PSアンカーで孔壁に加えられる有効な半径方向の先行圧力（kg/cm²）
α ：アンカー側面のせん断抵抗の増加係数
f ：モルタルと地盤との摩擦強度（kg/cm²）
l ：PSアンカーの全長（cm）
l' ：PSアンカーの非定着長（cm）

多数の実験の結果、P_0、α、fについて、表－2を得ている。

2.2.3 ロックアンカーの定着

アンカー体の長さlの中心点より上部の土荷重が設計荷重より大きいことが必要である。（図－18）

岩盤が円錐コーンの形で破壊を起こすとしたときの重量は、岩盤の滑動傾斜角を45°と仮定すると、次のようになる。

$$W = \frac{1}{3} \times \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot \frac{D}{2} \times \gamma = \frac{\pi D^3}{24} \cdot \gamma$$

単独アンカーと近接アンカーとでは図－19のように影響する体積の減少が考えられるので、アンカー耐力の逓減を考える必要がある。

単独アンカーの耐力をTとすれば、逓減されたアンカー耐力T'は、$T' = \psi' T$として次の図－19より求めることができる。

a＝アンカーのピッチ
R＝影響円錐の半径（アンカー長とβにより求める）

2.2.4 アンカーの確認実験

岩盤に対し、施工したPSアンカーの引抜き試験の結果を表－3に示す。また、通常のアンカー形式（標準工法）の場合を表－4に示す。

2.2.5 構造物基礎への応用

岩盤アンカーが構造物基礎に利用される例は多い。アンカー工法の種類には関係なく、その応用法は共通なので、PSアンカー工法の場合を例にとって説明する。応用例を概念的に図－20に模式図として示す。

2.2.6 実橋への適用例

(1) 高山橋の建設

高山橋は、淀川水系の高山ダムの湛水池に建設された中央支間長195m、幅員7mのつり橋である。ケーブルのアンカレイジを重力式とする代わりにPSアンカーを岩盤に定着する方法を利用した。

PSアンカーは、図－21の側面図に示すようにアンカレイジに8本セットされた。PSアンカーが受けもつ滑動抵抗力は、常時の滑動に対する安全率を1.5とするとき1,152tであり、1本当り144tになる。PSアンカーの極限引抜き耐力に対し、設計引抜き力が安全率4をもつとすると、PSアンカー1本の極限引抜き耐力は576tを必要とする。

この設計値に対し、安全率4を確保して、地盤条件ごとに次の設計引抜き力を採用し、定着長を定めた。

マサに対し7.22t/m、風化花崗岩に対し14.4t/m、花崗岩に対し20.0t/m。

PSアンカーの断面は、孔径115mm、鋼線はϕ12.8mm、PC鋼より線16本を外殻と内殻に8本づつ挿入して引張力を伝達し、フレシネーコーンで定着した。

定着完了後、設計値の1.5倍の張力を加えてその耐力を確認している。

(2) 国道10号線延岡可愛地区片さん道橋

この地点の岩盤は中生代の粘板岩で全般的に風化が進んでいる。

直径30cmの剛体円板を用いた載荷試験を行い、岩盤の強度および変形特性を確認し、PSアンカーの耐力試験も実施した。

耐力試験では、アンカーの種別4種について、引抜き試験、クリープ試験、繰返し載荷試験を行った。

クリープ試験では、20tと32tで載荷し30分維持した。

繰返し載荷では、32tから5tの間で急速繰返しを行った。その結果を図－22、23として示す。

これらの試験の結果、長期にわたり十分安定して使用することができると判断できて、図－24に示す片さん道橋を設計、建設した。

この設計では、死荷重反力は、コンクリートブロックを使用したカウンターウエイトによって負担させ、活荷重反力のうち負の反力をPSアンカーで負担させている。

アンカーの性質はアンカー自身の構造はもちろんであるが、その地点の岩盤条件に大きく左右されるので、現物実験でその性質を確かめることが望ましい。

すでに説明した延岡の片さん道橋での実験の結果、PSアンカーの繰返し載荷に対する性質を改善するのに、アンカーモルタルを上・下部と二度に分けて打ち、上部モルタルの打設はPC鋼線を緊張した状態で行う。

このことにより、上部モルタルは圧縮力が導入され、その結果、圧縮力の範囲内での引張り力に対しては変位の少ない安定したものを得ることができる。図－23においてPSA－3の種別で示されるものがこれに相当する。

あとがき

本稿は紙面枚数の関係で「引抜き力を受ける各種土木構造物の地盤からの極限引抜き耐力の算定法の事例」の一部を残して次号に引継がれることになったが、お許し願いたい。

次号では、残された一部に加え、表題の「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」について記載する予定にしている。

因島大橋風洞試験

Wind Tunnel Tests of Innoshima Bridge

向島工事事務所　第三工事長付　中村　守
Mamoru Nakamura
設　計　部　設計第一課　岡野　哲
Satoshi Okano

1. まえがき

本州四国連絡橋尾道・今治ルートの向島、因島間を結ぶ因島大橋は、図－1に示すような中央径間長770 mを有する四車線2ヒンジ吊橋である。

因島大橋の吊構造部の設計は、昭和46年度に行われた計画設計[1]以降の実施設計[2]（その1）、（その2）[4]を経て、詳細設計が昭和54年度に完了した。

吊橋補剛トラスにとって、耐風設計は非常に重要である。補剛トラスに対する空気力や耐風安定性に関しては、従来より多くの研究が行われてきたが、補剛トラスのような複雑な構造物に対してそれらの理論的解析が困難なため、最終的には風洞試験によって推定せざるを得ない。そのため因島大橋の補剛トラスについても各設計段階において風洞試験を行い、耐風安定性を確認しつつ設計を進めてきた。

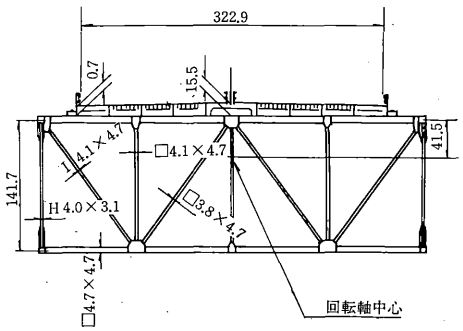
本報告は、因島大橋の耐風設計に関する調査研究経緯を整理し、今後の資料とすることを目的として、因島大橋の風洞試験による耐風性検討結果の概要を述べたものである。

2. 補剛トラス発注までの検討経緯

因島大橋補剛トラスの耐風安定性に関する風洞試験は、昭和46年度に計画設計断面に対して実施して以降、詳細設計開始までの期間に、各設計段階における設計案に対して建設省土木研究所および民間風洞において実施してきた。昭和51年度には、補剛トラス鉛直材の部材単体の耐風性調査を建設省土木研究所で、昭和51～52年度には補剛トラス架設時の耐風性調査研究を京都大学で実施した。ここでは、これらの検討概要を述べる。（表-1参照）

2.1 昭和46年度

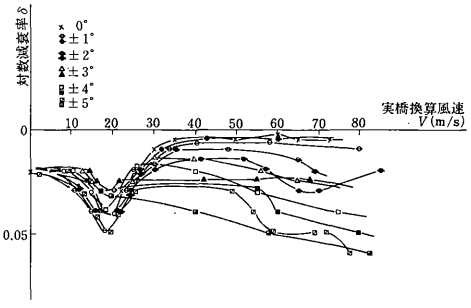
計画設計断面（図－2参照）について、三菱重工㈱において、バネ支持模型試験ならびに三分力試験を実施した。[3] その結果、0°～±5°の迎角範囲で実橋換算風速88 m/sまで動的不安定現象は現われなかった。



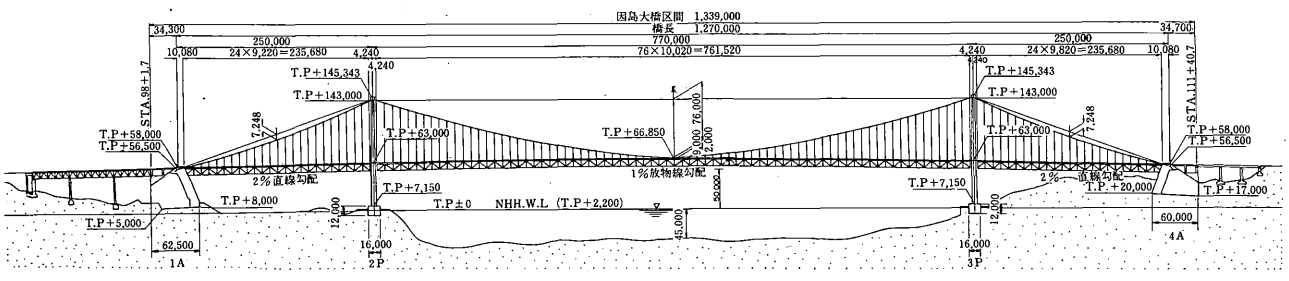
図－2　計画設計風洞模型断面図

2.2 昭和47年度

建設省土木研究所において、図－2と同一の断面（HS－72－EA 10：原形）と原形に自転車道を追加した2種の断面および原形のグレーチングを一部閉塞した断面（HS－72－EA 13）について、三分力試験とバネ支



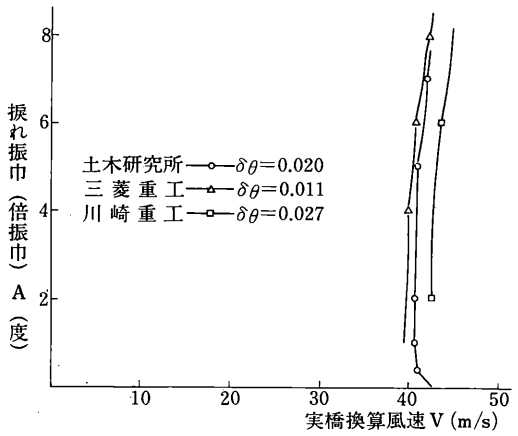
図－3　風速と対数減衰率の関係　(HS-72-EA-10)



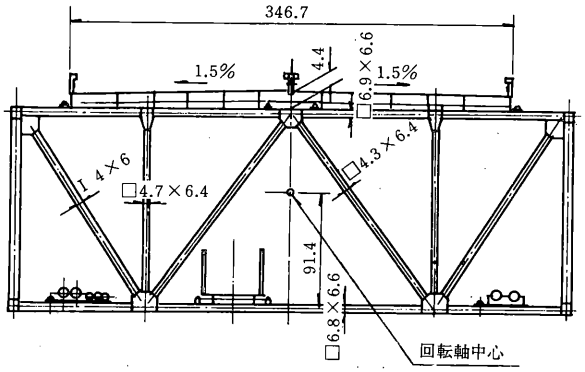
図－1　因島大橋一般図

表－1　因島大橋補剛トラス風洞試験検討経緯（46～53年度）

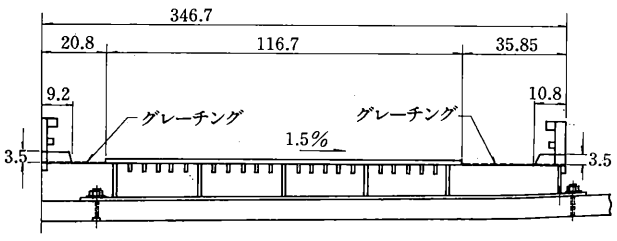
	年度	46	47	48	49	53	
	対象とした断面	計画設計	計画設計	計画設計(改)	実施設計(その2)	実施設計（その2）(改)	
振動条件(実橋)	重量 (t/m)	16.64	16.64	20.31	21.18	19.94	19.94
	極慣性モーメント(tms^2/m)	154.1	154.4	141.1	229.4	224.7	224.7
	ねじれ振動数 (Hz)	0.459	0.459	0.384	0.384	0.388	0.388
	たわみ振動数 (Hz)	0.218	0.218	0.176	0.176	0.181	0.181
	振動数比	2.11	2.11	2.18	2.18	2.14	2.14
断面構成(基本形)	グレーチング幅 (m)	C 1.0	同左	C 1.2	C 0.7	C 1.05	C 1.05
		S 1.75	〃	S 1.95	S 1.5	S 1.55	S 1.55
	自転車道	なし	〃	2.5m幅	2.5m幅	4.0m幅	4.0m幅
	公共添架物	〃	〃	あり	あり	なし	あり(電々のみ)
	検査車レール	〃	〃	なし	なし	上下弦材の外側に各1本	
	地覆（中央分離帯部）	〃	〃	〃	あり	なし	なし
	地覆（路側部）	〃	〃	〃	〃(衝立状)	〃	〃
	路面横断勾配 (%)	1	〃	1.5	2.0	2.0	2.0
	鋼床版縦桁 (本)	4（通風孔あり）	〃	4（通風孔なし）	4	3	3
VARIATION		－	自歩道付2種	床構造9種	－	自歩道有無3種 床構造7種	電々有無
模型名		－	HS－72－EA	HIS－2－1	HS－74－E	HS－78－E01	i－1F－D
実施場所		三菱重工	土研	三菱重工	土研	土研	電々公社 (日立造船)
模型縮尺		1/63.5	1/63.5	1/60	1/62.6	1/62.6	1/62.6



図－4　実橋換算風速と振幅の関係（HS-72-EA13）



図－5　模型断面（HIS-2-1・基本断面）

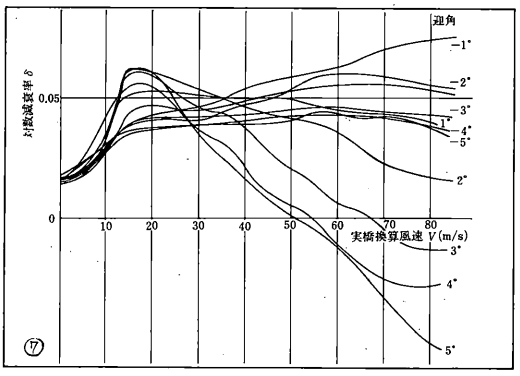


図－6　床構造の一例（HIS-2-3）

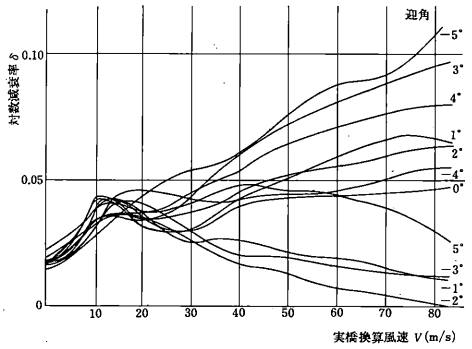
持模型試験を実施した。[4]結果はEA13を除きいずれの断面も十分安定であり、試験風速の範囲内で不安定現象は現われず、自転車道を併設することによって耐風性はそこなわれないことが示された。一方、他の風洞を使用して同一基準にもとづく比較試験を行ったところ、どの風洞でも自励振動は試験風速の範囲内では発生せず、応答特性は良い一致を示した。結果の一例を図－3、図－4に示す。

2.3　昭和48年度

計画設計断面を若干変更し、公共添架物・自転車道を配備した断面を基本断面として、床構造を変化させた10種類の断面についてのバネ支持模型試験を三菱重工㈱の小型風洞において実施した。また基本断面については、三分力試験および六分力試験を行った[5]。図－5、6に基本断面（HIS－2－1）の模型断面図と地覆を追加した床構造模型の一例（HIS－2－3）を示す。その結果、基本断面では正の迎角で限界風速が一部許容限界を侵すが、試験条件と試験所要値の誤差を考慮して修正評価すれば、限界風速は全迎角で許容限界を上まわるとの



図－7　風速と対数減衰率の関係（HIS-2-1、倍振幅2度）



図－８　風速と対数減衰率の関係（HIS-2-3、倍振幅２度）

報告がなされている。また床構造を変えた試験結果から、地覆を設置することにより限界風速が高くなる傾向がみられた。図－７、８には、風速と減衰率の関係の一例を示す。

2.4　昭和49年度

実施設計（その２）の設計案にもとづいた断面に関して、建設省土木研究所においてバネ支持模型試験（模型名ＨＳ－74－Ｅ）を実施した。[6]　計画設計断面との断面の主な相違点は次のとおりである。

①　中央分離帯に地覆を設け、外側防護柵部に落下物防止板および橋側歩道を意識した歩板を設置。
②　路面横断勾配を1.5％から２％に変更。
③　自転車道、電々管路等の公共添架物を追加。
④　グレーチング幅を変更。

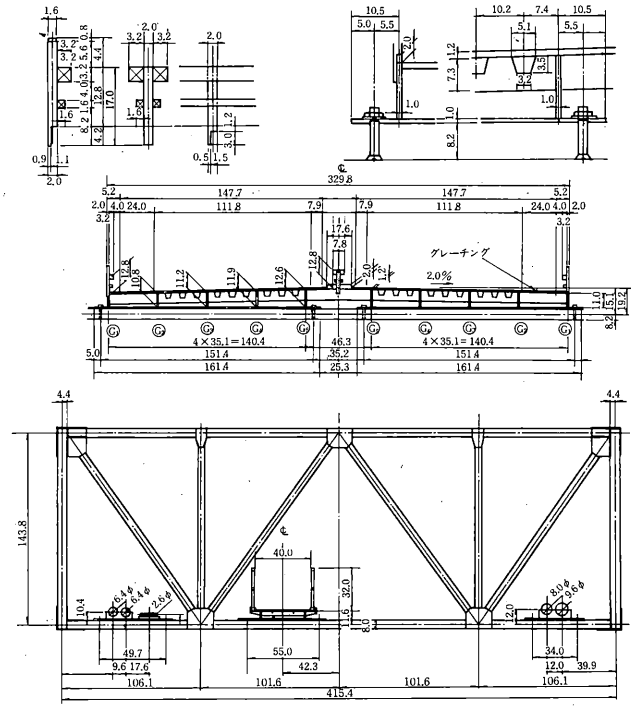
試験の結果、迎角－5°～＋5°の範囲で自励振動は発生せず、耐風安定性は十分であること、若干の断面変更と添架物の有無で耐風性が大きく変化する可能性のあることが示された。図－９に模型断面図を図－10に実橋換算風速と減衰率の関係を示す。

2.5　補剛トラス鉛直材の耐風性調査

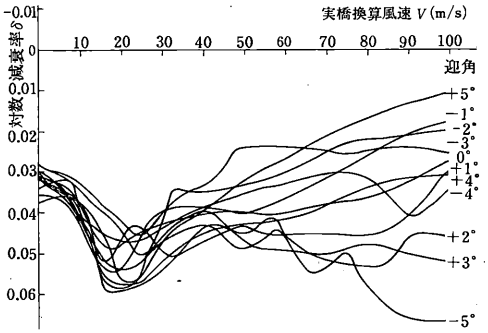
因島大橋補剛トラスの鉛直材断面は、実施設計時はフランジ幅／ウェブ高（B/H）が0.44のＨ形であったが、B/H が0.5の断面について行われた既往の実験結果から設計風速以下でギャロッピングを起こすことが懸念された。そこで、この鉛直材の耐風性を検討するために縮尺1/3の空力弾性模型を用いた風洞実験を建設省土木研究所で実施した。[7]

実験は一様流および乱流のもとで鉛直材軸力載荷および無載荷の状態について行った。その結果、いずれの場合も迎角0°（風向＝フランジに直角）ではギャロッピングにより、その他の迎角では渦励振による曲げ振動、ねじり振動によって疲労許容応力度を上まわるような応力を発生させる振幅が生じることが判明した。

この結果を受けて、詳細設計では鉛直材断面を箱形にするとともにフランジ幅を拡げ、曲げ、ねじれの剛性を大幅に増加させている。風速と振幅の関係の一例を図－11に、一様流無載荷時の曲げ振動について迎角と最大振幅およびそのときの風速との関係を図－12に示す。



図－９　実施設計風洞模型断面（HIS-74-E）

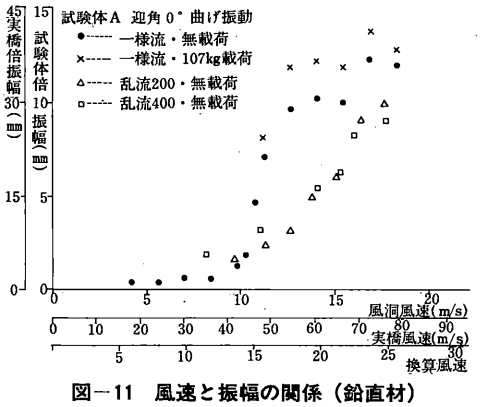


図－10　風速と対数減衰率の関係（HIS-74-E）

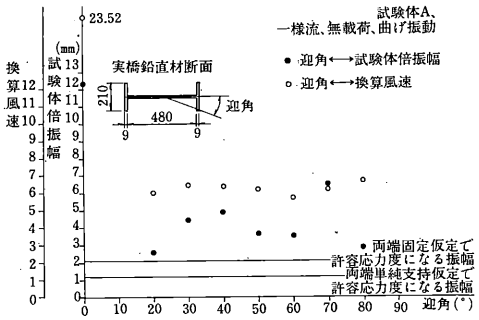
2.6　昭和53年度

因島大橋補剛トラスの断面は実施設計終了後、主構は基本的に同一のまま、主に下記の点を変更した。

①　鋼床版設計要領案（昭和53年３月：本四公団）の施行に伴ない、縦桁本数を従来の４本から３本に変更するとともに縦桁高さを高くした。
②　自転車歩行者道の幅員を2.5ｍから４ｍに拡幅。
③　上下弦材の側方に検査車レールを設置。
④　公共添架物は、電々管路のみに変更。



図－11　風速と振幅の関係（鉛直材）



図－12　迎角と振幅、迎角と風速の関係（鉛直材）

⑤　補剛トラス鉛直材断面をH型からBox断面に変更。

⑥　中央分離帯地覆、路側部の歩板・落下物防護板を削除しグレーチング幅を変更。

⑦　舗装厚・鋼床版の変更に伴なう死荷重変動による振動特性の変化。

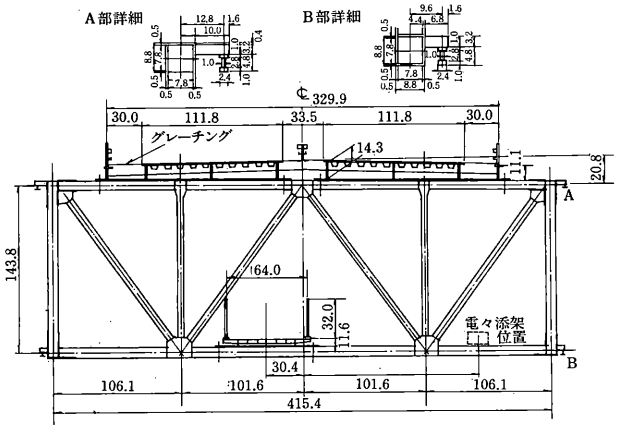
上記の変更を行った実施設計最終設計案に対して、建設省土木研究所および日本電信電話公社において風洞試験が実施された。

(1)　建設省土木研究所における試験（第一次試験）[8]

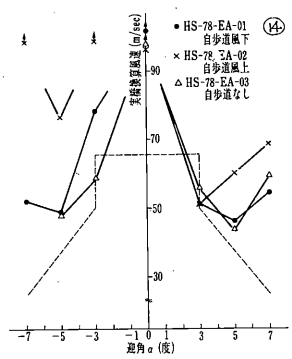
土木研究所では電々管路の無い基本断面に対して、自歩道の有無による2種の断面についてバネ支持模型試験を実施した。図－13に実施設計最終設計案基本断面の模型断面図を示す。試験の結果、図－14に示すように正の迎角領域で限界風速が許容値を下まわることが判明した。一方自歩道の添架による影響は、正の迎角では比較的小さく、負の迎角領域ではむしろ限界風速を向上させるような結果が得られた。

(2)　日本電信電話公社による試験[9]

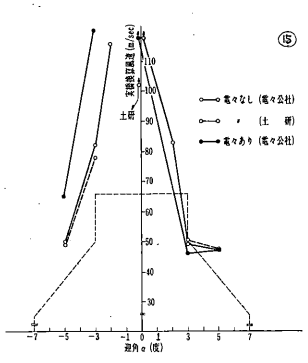
電々公社においては、電々管路添架による耐風安定性への影響度を調査する目的で、基本断面に電々管路を添架した断面についてバネ支持模型試験と三分力試験が実施された。試験は日立造船㈱の風洞で行われた。その結果、電々管路添架による限界風速の低下は正の迎角領域では非常に小さく、負の迎角領域では逆に向上することが判明した。また基本断面については上記風洞での結果と土木研究所風洞での結果は良く一致していることが確認された。図－15に電々公社による実験結果の一部を示す。



図－13　実施設計最終設計案模型断面図（基本断面）



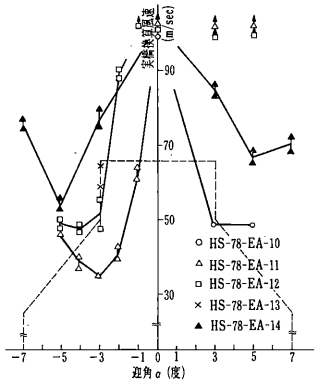
図－14　限界風速と迎角の関係（53年度土研第1次試験）



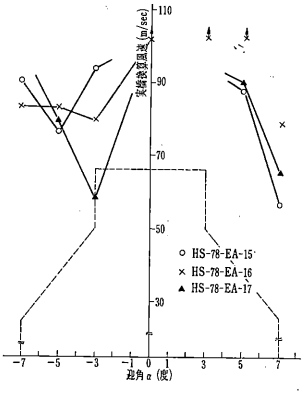
図－15　限界風速と迎角の関係（電々添加物の影響）

(3)　建設省土木研究所における試験（第二次試験）[8]

第一次試験の結果が良好でなかったため、最終設計案の耐風性を改良するために、表－2に示す変更案について追加試験を実施した。(2)の結果を受けて基本断面に電々管路を添架したものを基本形とし、地覆の有無及び地覆高の変化、検査車レールの有無、鋼床版縦桁高さの変化が耐風性に及ぼす影響を見ようとしたものである。試験結果より、路側部の地覆がない場合は正の迎角で、高い地覆を設置した場合には負の迎角で自励振動が発生し、中位の高さの地覆の場合中間の結果を示すことから、適当な地覆形状を選ぶことにより耐風性が改善されることが明らかになった。図－16、17にこれらの限界風速と迎角の関係を示す。



図－16　限界風速と迎角の関係（53年度土研第2次試験）



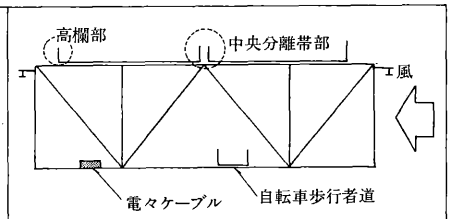
図－17　限界風速と迎角の関係（53年度土研第2次試験）

2.7　補剛トラス架設時耐風性の検討[10]

補剛トラス架設時の耐風安定性に関して、主として剛体部分模型を用いて、二次元バネ支持実験による検討を行った。実験の対象となった断面の基本形は、実施設計断面から自転車道および添架物を除外したものである。架設系の実験では、架設段階（100％、94.5％、71.5％架設）に応じて振動条件を変化させ、これらの空力特性への影響を検討した。

実験にあたっては、橋軸方向に不均一な架設時実橋断面を二次元模型にモデル化するために、吊構造物については等価質量と等価慣性モーメントの考え方を導入した。

表－2　模型の種類（53年度土研第2次試験）



昭和53年度土研 第2次実験 基本形			
模型番号	高欄部	中央分離帯部	特　徴
HS-78-EA-10			基本断面（自歩道上流電々ケーブル下流）
HS-78-EA-11		HS-78-EA-10と同様	HS-77-EA-10に落下物防止板と外側地覆を付けたもの。
HS-78-EA-12		HS-78-EA-10と同様	HS-78-EA-10に落下物防止板を付けたもの。
HS-78-EA-13		3.2　R＝2.0　8.8	HS-78-EA-12に中央部地覆を付けたもの。
HS-78-EA-14		HS-78-EA-13と同様	HS-78-EA-13の落下物防止板の高さを低くしたもの。
HS-78-EA-15	HS-78-EA-14と同様	HS-78-EA-14と同様	HS-78-EA-14の側面検査車レールをとったもの。
HS-78-EA-16	HS-78-EA-13と同様	HS-78-EA-13と同様	HS-78-EA-13の側面検査車レールをとったもの。
HS-78-EA-17	HS-78-EA-14と同様	HS-78-EA-14と同様	HS-78-EA-14の上弦材に添接板をつけたもの。

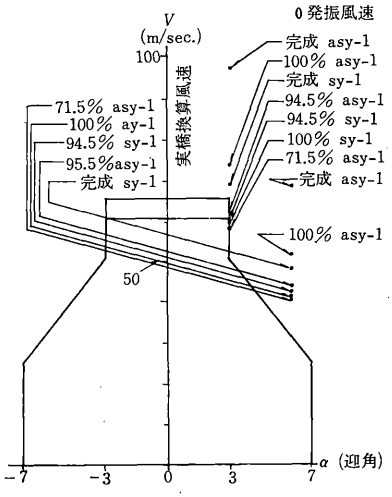
それらを実橋と相似させることにより、振動条件の相似性を確保しているものと仮定した。また、二次元バネ支持実験の結果から実橋の空力特性を評価する際には空力特性の振幅依存性に起因する評価誤差を少なくするため、実験より得られた空力特性を実橋のモード関数により修正する手法が用いられている。図－18に上記の手法により、実験結果から推定された各架設段階における0発振限界風速と迎角の関係を、また、図－19には、架設長に対する0発振風速の変化を示す。これらの結果より、対称モードの振動に対しては、100％架設系で、逆対称モードに対しては71.5％の架設系で0発振限界風速が最小となることが判明した。

3. 補剛桁詳細設計に伴なう風洞試験[11)]

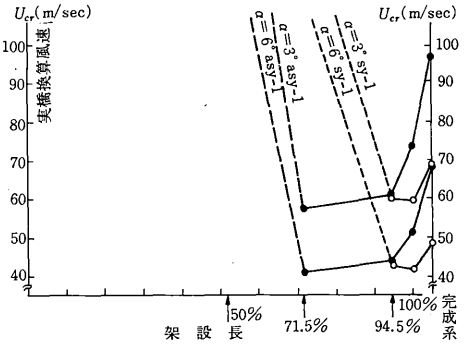
3.1 目的および検討経緯

因島大橋補剛桁は、昭和54年3月に、因島大橋上部工実施設計（その2）で設計された断面を基本に、一部修正（鋼床版縦桁本数と縦桁高の変更、検査車レールの追加等）を行った断面で発注した。

詳細設計では、検査路・管路の追加、自転車歩行者道の変更、防護柵、落下物防護工等の検討を行った。これ



図－18
各架設段階におけるフラッター（0発振）限界風速と迎角の関係



図－19　架設長と0発振限界風速の関係

ら付属構造物・細部構造等の形状決定、配置決定に際し、補剛トラスの空力特性の変化に対して、個々の場合の耐風安定性を検証し、適切な配置・形状を得ることを目的として二次元バネ支持風洞試験を行った。また、本州四国連絡橋耐風設計基準にもとづき、設計風荷重の算定のための抗力係数の妥当性を検証することを目的として三分力試験を行った。ここでは、これらの風洞試験の結果を報告する。

試験は、大きく三回に分けられる。第一回は、主に橋軸方向検査路を設けたことによる影響および検査車レールの影響に着目して行った。第二回目は自転車歩行者道の位置および高欄構造の変更による影響ならびに照明柱配置形式に関連して、中央分離帯部自動車防護柵の形状差に着目した試験を行った。第三回目は、主に路側部の落下物防護設備に着目して行った。

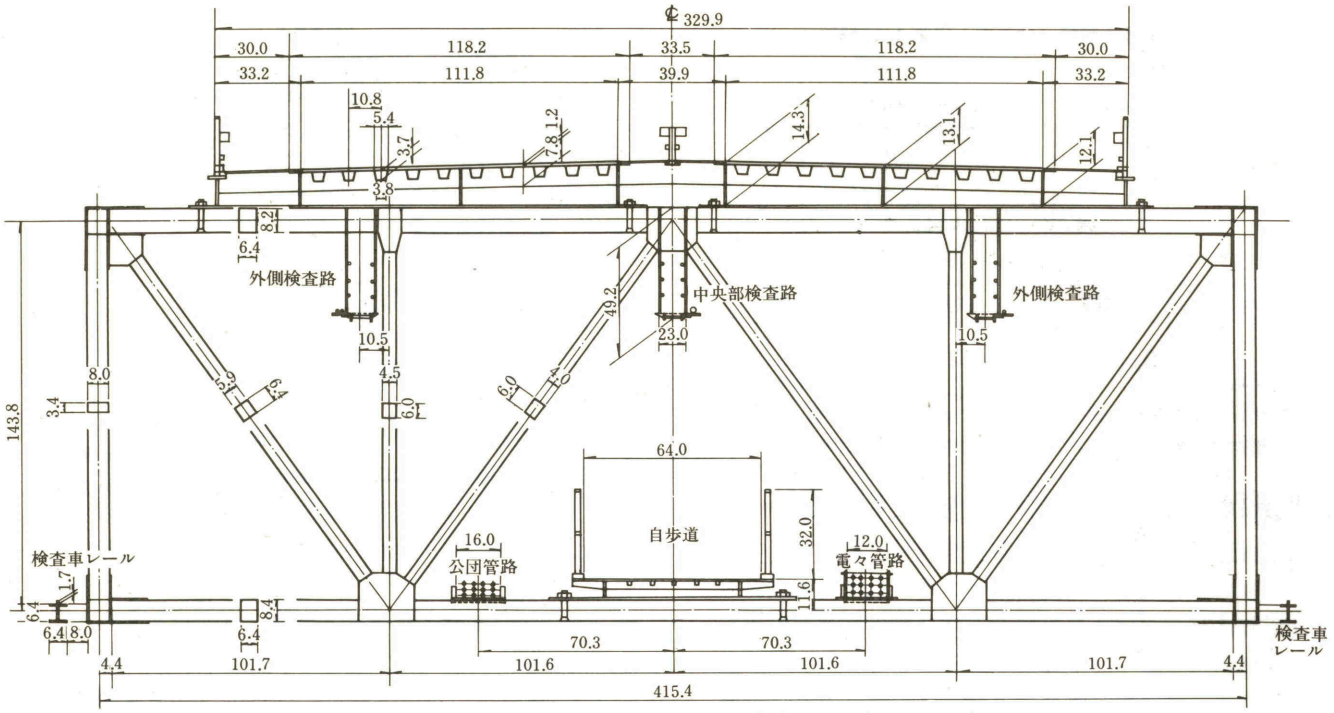
なお、各段階の試験においては、その後の微細な構造変化や、詳細設計の結果振動条件が多少変動することを考慮して、所要の限界風速に対して十分に余裕のある断面を選択すべく、試験ケースを設定した。

3.2 模型・試験設備および試験ケース

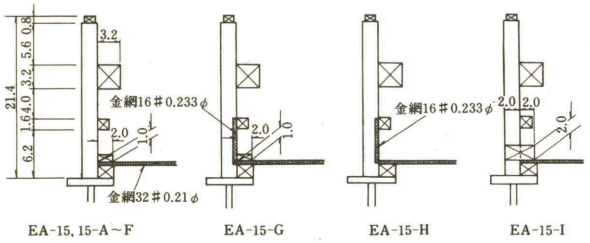
(1) 模型

模型は、実橋を代表する部分として、中央径間中央部の10パネルをとり、風洞試験基準を満足するように模型縮尺1/62.6とし、模型長1.6mとした。

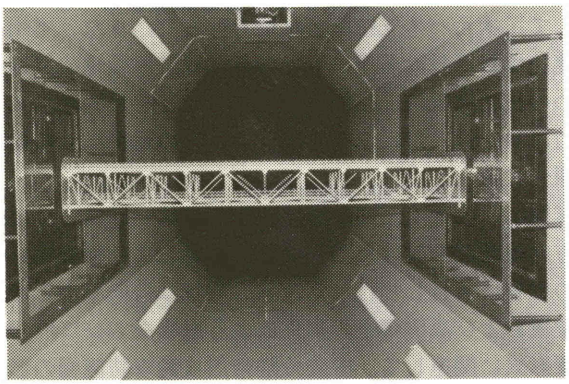
供試模型の基本断面図を図－20に示す。オープングレ



図－20　因島大橋詳細設計二次元風洞模型断面図（EA-15-Ⅰ）



図－21　路側端部の構造詳細図



写真－1　バネ支持模型実験・模型懸垂状態

ーチング部は、実物とほぼ充実率の等しいメッシュとした。図－21に耐風安定化対策を兼ねた落下物防護設備（地覆）の模型を示す。

(2)　試験設備

試験は、日立造船(株)技術研究所のゲッチンゲン型風洞で実施した。本風洞の測定部寸法は、幅２ｍ、高さ2.5ｍである。

(3)　試験ケース

二次元バネ支持試験ケースを表－３に示す。三分力試験は、一連の二次元バネ支持試験で得られた最終形状（ＥＡ－15－Ⅰ、Ｊの２種）について、それぞれ－15°～＋15°の範囲で1°毎に行い、特に迎角0°における抗力係数C_Dについては、試験風速 7.5m/ｓ～21m/ｓの間で約2.5ｍ毎の測定を行った。

3.3　試験条件

表－４に、実橋条件、模型の幾何学的相似性とともに実橋との空力的相似則を保つために要求される模型の所要値および試験値を示す。実橋条件については、自歩道、添架物の大幅な位置変更に伴なう極慣性モーメントの変化は考慮し、他の変化は微細として無視した。

3.4　試験結果およびまとめ

(1)　バネ支持試験

図－22～23に各模型における限界風速と迎角の関係を示す。図中の点線は耐風設計基準[12]において自励振動の限界風速がこの領域内にあってはならないと規定されている範囲で、α＝－3°～3°間は設計風速（因島大橋補剛桁の場合54.9m/s）の1.2倍の風速である。図－24(1)～(2)には実橋換算風速と発現したねじり振動振幅の関係の一例を、図－25(1)～(6)にはねじり振幅A_θ＝1°について実橋換算風速と減衰（構造減衰＋空力減衰）の関係（$V-\delta_\theta$曲線）の一例を示す。

これらの結果より、試験を行った迎角の範囲では、以下のようなことがいえる。

①　ＥＡ－15、ＥＡ－15－Ａ～Ｊのいづれの断面も発振風速は、許容限界風速を上まわっており、耐風性は十分であるといえる。

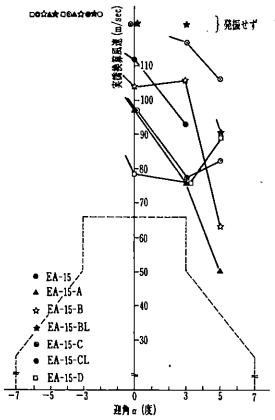
②　検査路と公団管路の添架により発振風速は正の迎角で低下する。一方中央分離帯グレーチング部の地覆を除去すると、正の迎角では発振風速が上がり、

表－3　二次元バネ支持実験ケース一覧表

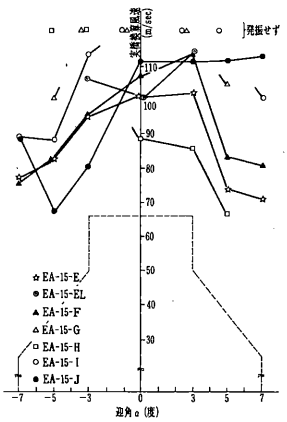
番号	模型名	添架物配置および風向	測定迎角(°)	付属物形状（寸法は実橋寸法：単位mm） 自転車歩行者道	検査路	側面検査車レール	下面検査車レール	公共添架物	公団管路	中央分離帯部	備考	
①	EA-15	9000 1900 風	0、±3	2000	なし	なし	H300×150	(橋軸中心より9000mmの位置)	なし	単列ポスト(その1)		第一回
②	EA-15-A	9000 9085	0、±3、±5						110φ、5列2段 (橋軸中心もり9085mmの位置)	送水管 地覆	①に検査路3条、管路添架	
③	EA-15-B,BL	BL B	0、±3、±5							送水管	②から中央分離帯地覆削除	
④	EA-15-C,CL	CL C	0、±3、±5			H300×150 上弦材					③の上弦材に検査車レール	
⑤	EA-15-D		0、±3、±5			H150×100					④の検査車レール比較案	
⑥	EA-15-E,EL	EL E 4000 3250	0、±3、±5 ±7 0、±3、±5	金網 地覆 2000	公団管路	なし	H400×400 下弦材	(同上) (橋軸中心より4000mmの位置)	89.1φ、4列3段 (橋軸中心より3250mmの位置)		③より自歩道、管路の形状、位置変更	第二回
⑦	EA-15-F		0、±3、±5 ±7							複列ポスト 送水管	同上複列ポスト案	
⑧	EA-15-G	4400 4400	0、±3、±5		公団管路 送水管		H400×400 30キロレール 下弦材	(同上) (橋軸中心より4400mmの位置)	(同上) (橋軸中心より4400mmの位置)	単列ポスト(その2)	⑥より管路位置変更路側金網	第三回
⑨	EA-15-H		0、±3、±5								⑧より端部地覆削除	
⑩	EA-15-I		0、±3、±5 ±7								⑧の地覆高増加	
⑪	EA-15-J		0、±3、±5 ±7								⑩＋防護フェンス	

表－4　二次元バネ支持試験条件

	実橋値		模型所要値		実験値	
	EA－15 EA－15－A～D	EA－15－E～J	EA－15 EA－15－A～D	EA－15－E～J	EA－15 EA－15－A～D	EA－15－E～J
重量	20.15 t/m/Br		8.227 kg/model		8.159kg/model	8.353kg/model
極慣性モーメント	227.15 t·m·s²/m/Br	223.55 t·m·s²/m/Br	2.367 kg·cm·s²/model	2.329 kg·cm·s²/model	2.365 kg·cm·s²/model	2.300 kg·cm·s²/model
振動数（Hz） たわみ	0.1814		—		1.72	1.79
ねじれ	0.3879		—		3.68	3.77
振動数比(ねじれ/たわみ)	2.14		2.14		2.14	2.11
構造減衰 たわみ	—		0.03		0.05	0.055
（対数減衰率） ねじれ	—		0.03		0.031	0.03
風速倍率	—		—		1/6.61	1/6.44



図－22　限界風速と迎角の関係（$V_{cr}-\alpha$ 線図）



図－23　限界風速と迎角の関係（$V_{cr}-\alpha$ 線図）

負の迎角では発振しないまでも空力減衰が低下する。（ＥＡ－15、15A、Ｂ）

③　上面検査車レールを取りつけることによって、迎角0°、3°で発振風速が下がり、負の迎角では逆に空力減衰が上がっている。またレールの寸法を小さくしても耐風性は良くならない。（ＥＡ－15－Ｂ、Ｃ、Ｄ）

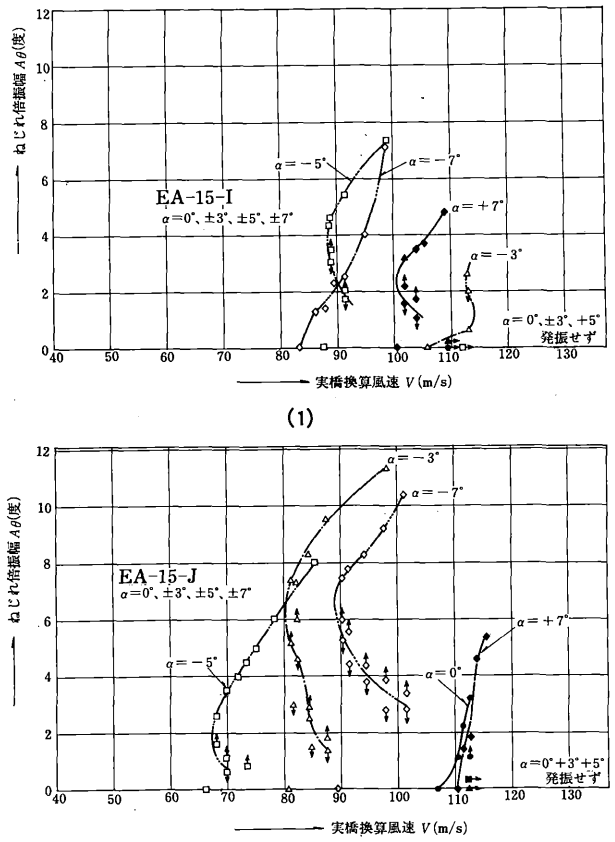
④　風向の影響については、正の迎角では自歩道が風上にある場合の方が風下にある場合より安定性が高く、負の迎角ではこの傾向が逆転する。これより自歩道を中央に配置して断面を対称化する方が有利と思われる。（ＥＡ－15－Ｂ、ＢＬ、Ｃ、ＣＬ）

⑤　自歩道を橋軸中心に移動したことにより、風向の違いによる発振風速の差が小さくなり、また正負迎角での発振風速の差も小さくなっている。（ＥＡ－15－Ｃ、ＣＬ、Ｅ、ＥＬ）

⑥ 中央分離帯防護柵の形式差による影響は少ない。正の迎角で複列ポスト形式の方がやや発振風速が上がっているが、これは、単列ポストの直下にあった帯板を徹去し、複列ポスト間の床もグレーチング化したことによるものと思われ、(b)の傾向と同様中央分離帯部の閉塞度の影響と思われる。(EA−15-E、EL、F)

⑦ 床版端部に地覆を兼ねた耐風安定化のための板をつけると、正の迎角での耐風性が大きく向上し、逆に負の迎角で若干低下する。この傾向は地覆高さが高いほど大きく出る。(EA−15−G、H、I)

⑧ 落下物防護フェンスの影響は、正の迎角では小さく、一方負の迎角ではフェンスをつけることによって発振風速が下がる。(EA−15−I、J)

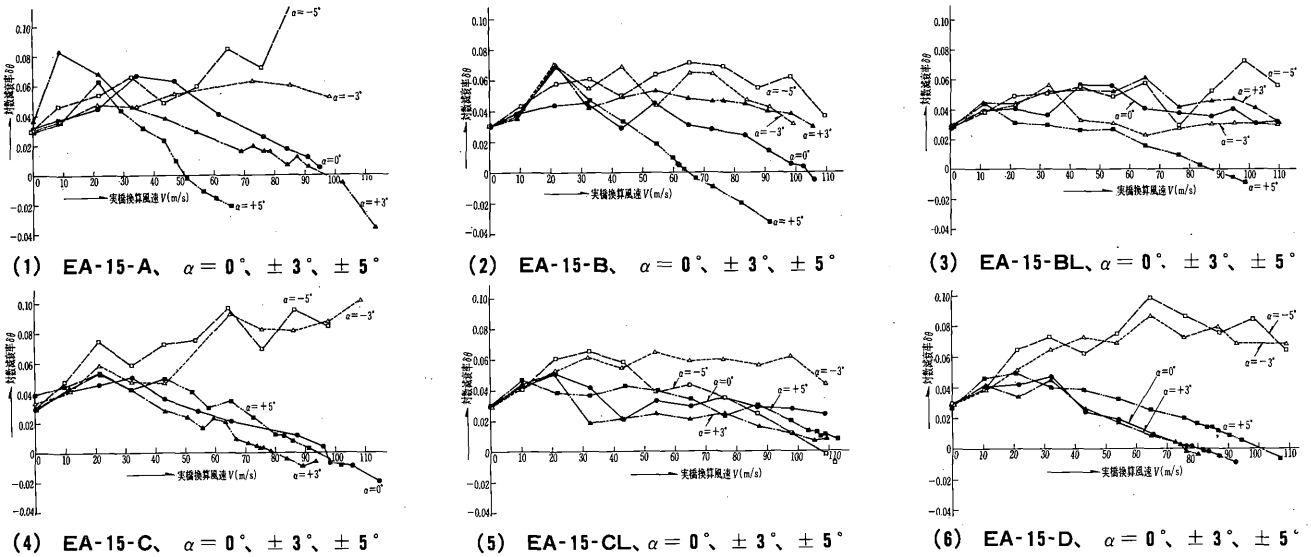


図−24 風速と定常振幅の関係（$V-A\theta$ 曲線）

(2) 三分力試験

模型EA−15−I、Jの迎角 $\alpha=0°$ における抗力係数 C_D および揚力係数の勾配 $dC_L/d\alpha$ を表−5に示す。また図−26、27に迎角 −15°～15° の範囲における抗力係数 C_D、揚力係数 C_L、モーメント係数 C_M を示す。両ケースとも揚力係数の勾配は±15°の範囲で正であり、ギャロッピングに対し安定であるといえる。また空気力と迎角の関係は、両ケースで大差なく、防護フェンスの有無による静的空力特性の変化は小さいといえる。

表−6には、抗力係数の測定値、計算値および設計値の比較を示す。表中の計算値は、耐風設計基準[12]に示された単床補剛トラスに対する計算式により充実率から求めたものである。表より、模型において実測値と計算値は、防護フェンスの有無にかかわらず非常に良い一致を示しており、風荷重の算定に充実率より求めた抗力係数を使用することの妥当性が確められた。



図−25 風速と減衰率の関係（ねじり振幅 $A\theta=1°$）（$V=\delta\theta$ 曲線）

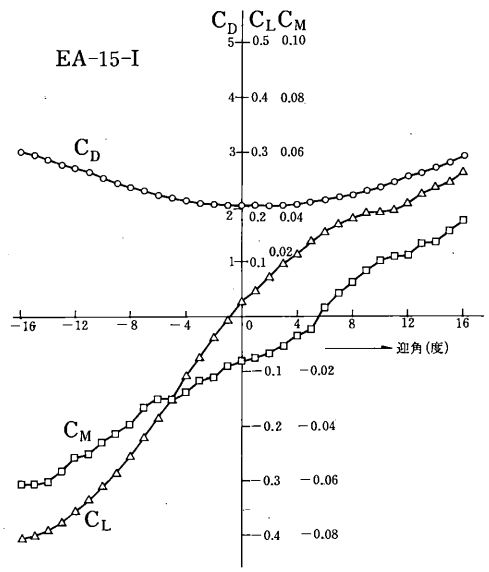
表−5 三分力試験結果

測定風速 (m/s)		7.6	10	13	16	19	21	平均
EA−15−I（フェンスなし）	$C_D(\alpha=0°)$	2.023	2.027	1.996	2.005	2.008	1.997	2.009
	$\frac{dC_L}{d\alpha}(\alpha=0°)^{1/rad}$	−	1.573	−	−	−	1.667	−
EA−15−J（フェンスあり）	$C_D(\alpha=0°)$	2.051	2.065	2.054	2.045	2.044	2.051	2.052
	$\frac{dC_L}{d\alpha}(\alpha=0°)^{1/rad}$	−	1.656	−	−	−	1.564	−

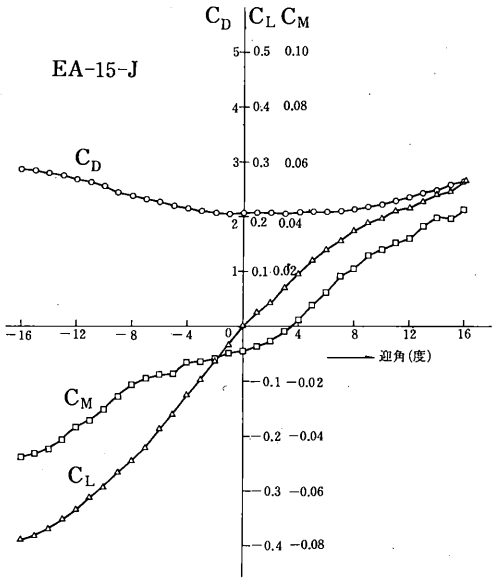
表－6　抗力係数の比較（EA－15－I，EA－15－J）

	模型					詳細設計使用値	
	有効投影面積 A_n(m²/model)	充実率 ϕ	抗力係数 C_D（$\alpha=0°$）			充実率(実橋) ϕ	抗力係数(計算値※1) C_D
			①実測値	②計算値※1	①／②		
EA－15－I（フェンスなし）	0.1339	0.4521	2.009	2.004	1.002	0.411	2.10
EA－15－J（フェンスあり）	0.1453	0.4226	2.052	2.072	0.990	0.398	2.14

※1　$C_D = 1.1\sqrt{3/2\phi}$



図－26　三分力係数曲線（EA-15-I、$V=10.34$ m/s）



図－27　三分力係数曲線（EA-15-J、$V=10.34$ m/s）

4. あとがき

因島大橋の補剛トラスは現在詳細設計が完了し、昭和55年7月より主構の製作を開始した。以上の一連の試験・検討により因島大橋補剛トラスの完成断面は、十分な耐風安定性が得られた。

因島大橋補剛トラスは、幸いその断面構成上耐風安定性に対しては、比較的余裕のある断面形状であったようであるが、付属物やディテールのわずかな変更により、かなり大きく耐風性状が変化するものであることを痛感させられた。

因島大橋補剛トラスの架設は、工期の短縮を図るため、各パネル毎に鋼床版の一部を補剛トラスとほぼ同時に架設しながら逐次剛結してゆく工法を計画しており、従来のトラス補剛吊橋に比較して架設時の耐風安定性がより重要な問題となっている。今後は架設時の耐風安定性を検証するため二次元バネ支持試験および三次元空力弾性模型による風洞実験等を予定している。

最後に、風洞試験を実施していただいた建設省土木研究所、京都大学、日本電信電話公社、三菱重工㈱、日立造船㈱の各担当者の方々および公団の前担当者の方々に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

1) 本州四国連絡橋公団：因島大橋上部構造計画設計、昭和46年11月
2) 本州四国連絡橋公団：因島大橋上部構造実施設計（その2）、昭和50年　月
3) 本州四国連絡橋公団：因島大橋風洞実験（その1）昭和47年3月
4) 建設省土木研究所（本四公団委託）：本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告、昭和48年3月
5) 本州四国連絡橋公団：因島大橋風洞実験（その2）昭和48年11月
6) 建設省土木研究所（本四公団委託）：本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告、昭和50年3月
7) 建設省土木研究所（本四公団委託）：本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告、昭和52年3月
8) 建設省土木研究所（本四公団委託）：本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告、昭和54年1月
9) 日本電信電話公社：因島大橋の風洞実験報告書、昭和53年11月
10) 京都大学（本四公団委託）：因島大橋架設時の耐風性に関する研究（その1）、（その2）、昭和52年3月、昭和53年3月
11) 本州四国連絡橋公団：因島大橋風洞試験二次元バネ支持試験(II)報告書、昭和54年12月
12) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)・同解説、付録　本州四国連絡橋風洞試験基準

技術ニュース

電波吸収材の室内実験

海峡部橋梁が原因となるレーダ電波障害軽減対策の1つとして、本四公団は昭和51年度から副生フェライトを用いた電波吸収材の研究を進めている。これは、副生フェライトをエポキシ樹脂またはゴムと混合したもので、これまでの研究の結果、厚さ約2㎜に成形したものを金属面に貼付けた場合、約20dB（電力比1/100）の吸収性能を有することが明らかになった。

昨年度は、橋梁部材モデルとして、角柱および平板に電波吸収材を施工し、電波吸収材の効果を正確に評価する実験を、日本電気㈱が所有する日本有数の電波暗室―幅9m×長19m×高さ8m、音響測定の無反響室を想像すればよい―で実施した。平板は表面のわん曲のため、良好な結果が得られなかったが、角柱の実験では、理論値と非常に良い一致を示す結果が得られ、電波吸収材の効果を確認した。

また、電波吸収材の性能面の開発と併せて、耐久性試験を実施している。促進耐候試験、塩水噴霧試験、大気暴露試験のこれまでの結果では、エポキシ樹脂を使った供試体の一部に欠陥が見られた。

今年度は、電波吸収材の貼残し部分の効果、シート型吸収材の継目の効果および耐久性についての調査研究を実施している。

伯方・大島大橋および撫養橋の環境影響評価

55年度着工が予定されている伯方・大島大橋および撫養橋については、同陸上部関連区間を含めて環境影響調査報告書をまとめ、このほど関係機関に提出した。

「建設省所管事業に係る環境影響評価に関する当面の措置方針」（53.7.1 建設事務次官通知）によれば、環境影響評価の時期は一般有料道路にあっては事業認可のときまでに行うこととされており、本四道路にあっては明石以北を除いてその時期を過ぎているのであるが、当該地はいずれも国立公園特別地域であるため、自然公園法に基づき工作物新築についての環境庁協議が必要であることから、その添付資料としての環境影響評価報告書のとりまとめを行ってきたものである。

従って、報告書の作成、取扱い等は基本的には先述の当面の措置方針に準拠して行っているが、内容構成（目次）そのものは児島・坂出ルートの評価書にならっているし、また、取扱いについても伯方・大島大橋と撫養橋とでは若干異なるがおおむね先きの3橋のときのやり方を参考とするなど、建設省、環境庁等関係機関と常に連絡を密にし指導を仰ぎながら、それぞれの実態に即した対応を進めている。

上部構造設計基準・同解説（昭和55年6月）の制定

上部構造設計基準・同解説　昭和52年8月版を今回改訂した。これは前回以降の調査研究および道路橋示方書の改訂を取り入れたものである。主な改訂点は次のとおりである。

(1) 主ケーブル用溶融亜鉛メッキ鋼線の許容応力度を6400kg/cm²に変更。
(2) ハンガーロープの設計法を改め、許容応力度、設計荷重を変更。
(3) SM58、SMA58の許容応力度を一部改訂。
(4) 圧縮応力を受ける板および補剛板の使用板厚および許容応力度を改訂。
(5) 摩擦接合用高力ボルトについてF11Tを削除。
(6) 建設省通達「道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工について」に従い、鉄筋コンクリート床版厚を変更。
(7) 大鳴門橋が鉄道単線載荷に変更になったことにより疲労許容応力度に乗ずる係数を変更。
(8) ロングレール縦荷重を変更。

大型鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する模型実験

「大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領（案）54.11」の作成に当っては、せん断力を受ける部材の算定法、及び柱脚鉄骨アンカー部の設計等において新しい設計概念が導入されている。本実験はこれらの新しい概念に対する妥当性の確認と今後の設計方法検討のための資料入手を目的として以下の模型実験を行う。

(1) 断面300㎜×300、h=400のコンクリートブロックにH100×100のH鋼を埋め込んで押抜き実験（12ケース）を行い、スタッドの効果、破壊性状を求める。
(2) 鋼板の両面にスタッド（ϕ22）を打ち押抜き実験（10ケース）を行い、スタッドコンクリートの曲げ応力を測定する。
(3) 橋脚供試体（断面450×450、h=1,900、フーチング1,500×800×400(h)）を行いて水平繰返し載荷実験（6ケース）を行い、橋脚とフーチングとの結合挙動の把握とせん断耐力の確認を行う。
(4) はり供試体（断面350×500、l=4,000）のRC、SRC供試体を用いて破壊実験（10ケース）を行い、せん断耐力およびせん断力に対する設計方法の確認を行う。

なお、SRC橋脚の模型実験は他機関（土研・道公）においても実施されており、本実験はそれらと重複のないように調整されたものであることを付記しておく。

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	岡留紘
	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
	竹名興英	田中嘉博
	徳原靖久	長尾和守
	中田貴己	樋下敏雄
	平山純一	松本敏治
	山崎良二（海洋架橋調査会）	

本四技報　第14号

発　行　昭和55年10月15日
監　修　本州四国連絡橋公団
発行所　財団法人海洋架橋調査会
東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル　〒105
電話03(436)－3896
発行者　村上永一
印　刷　中井編集デザイン事務所

定価 800円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

