本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 5 No. 18 '81. 10

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

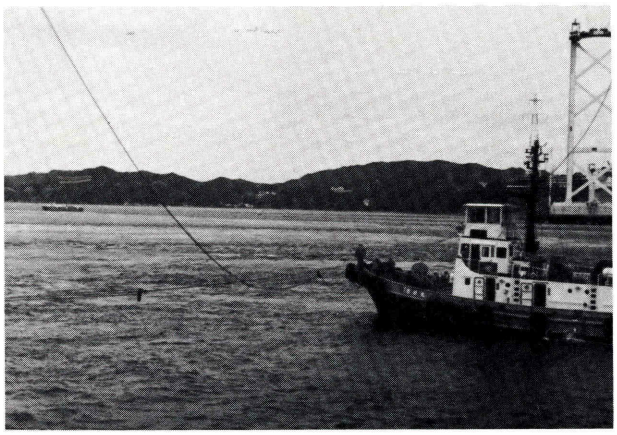
本四技報　第18号　目次

美観・安全性・経済性	第一建設局	大島　久	1
大鳴門橋ケーブルサドルの設計	第一建設局設計課	田中淳之	2
	企画開発部企画課	藤井裕司	
吊構造部を有する橋梁の変位制御に関する考察	設計部設計第三課	金光　宏	9
	同　上	樋口康三	
因島大橋ケーブル製作	第三建設局向島工事事務所	香川祐次	17
疲労許容応力の見直し	第三建設局向島工事事務所	旭　一穂	23
	設計部設計第二課	竹名興英	
	同　上	平野　茂	
伯方・大島大橋岩盤試験解析	第三建設局今治工事事務所	井上真三	30
技術ニュース			36

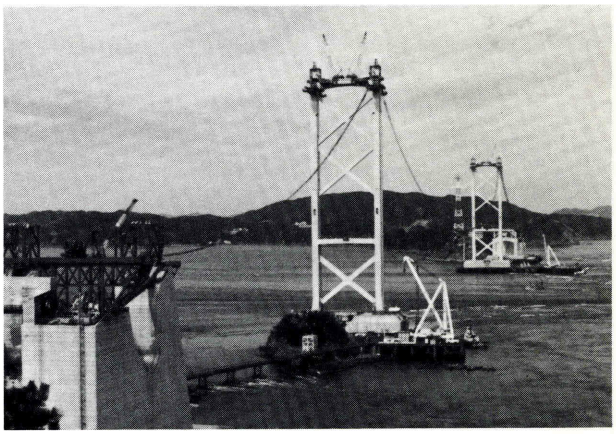
本四技報　第19号　(57.1)　掲載予定

- ●深層ケーソンに関する調査研究
- ●大鳴門橋アンカレイジの施工報告
- ●門崎高架橋の橋梁計画
- ●櫃石島橋、岩黒島橋の架設検討
- ●鷲羽山運搬用坑道の計測結果
- ●伯方・大島大橋の橋梁形式選定

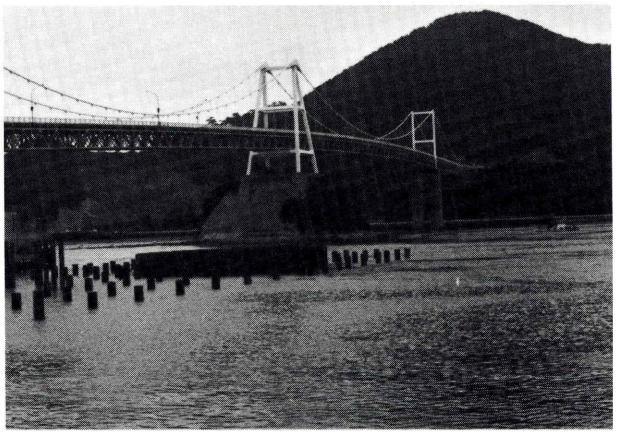
大鳴門橋関連工事



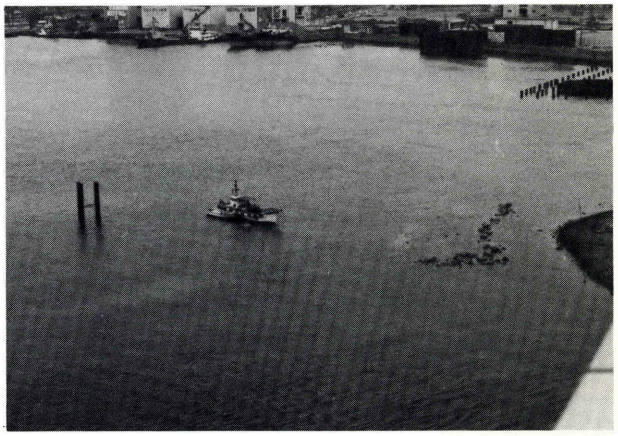
大鳴門橋パイロットロープ渡海作業　（56年８月）



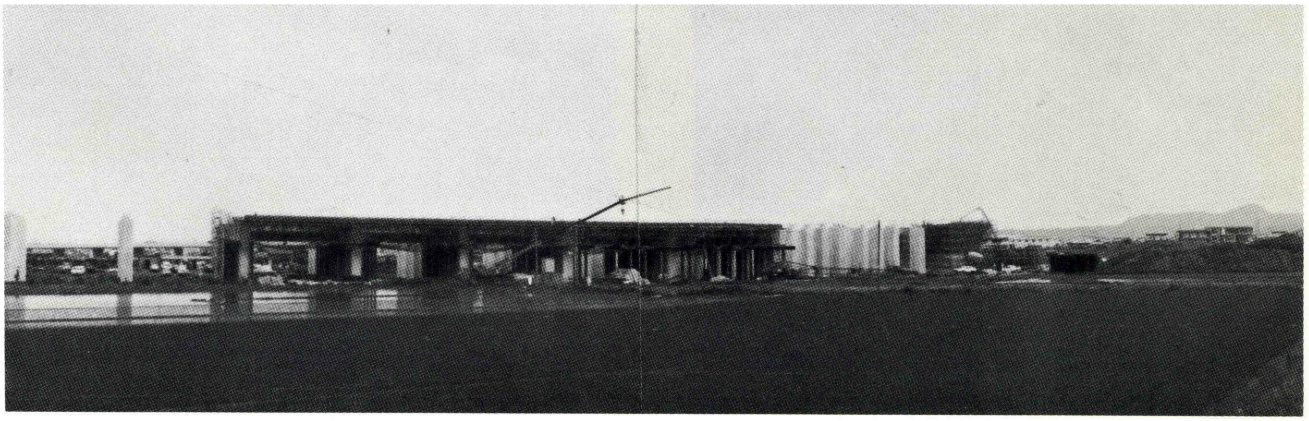
大鳴門橋パイロットロープ渡海完了　（56年８月）



撫養橋現場より小鳴門橋を望む　（56年７月）

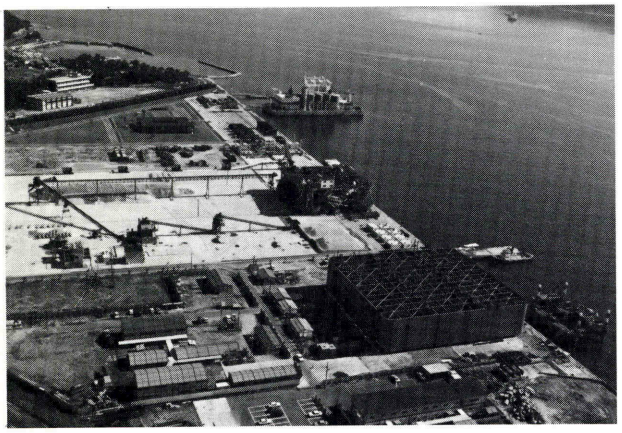


撫養橋下部工工事　（56年７月）

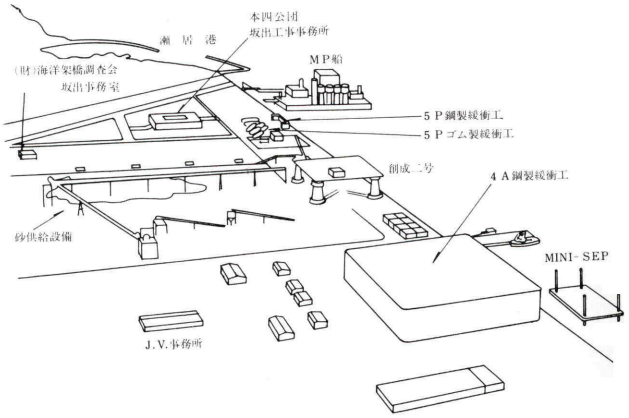


淡路島側陸上部志知川高架橋工事　（56年７月）

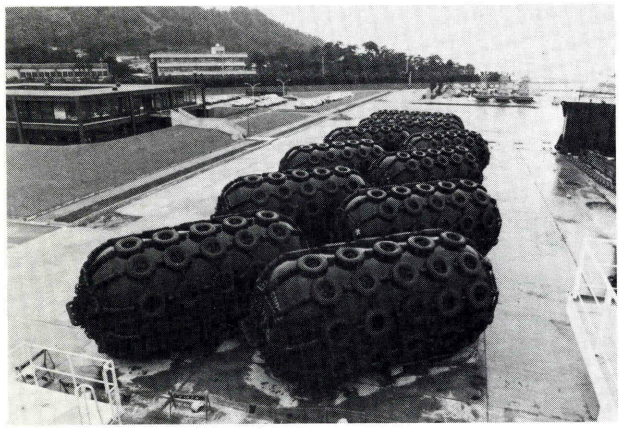
児島・坂出ルート



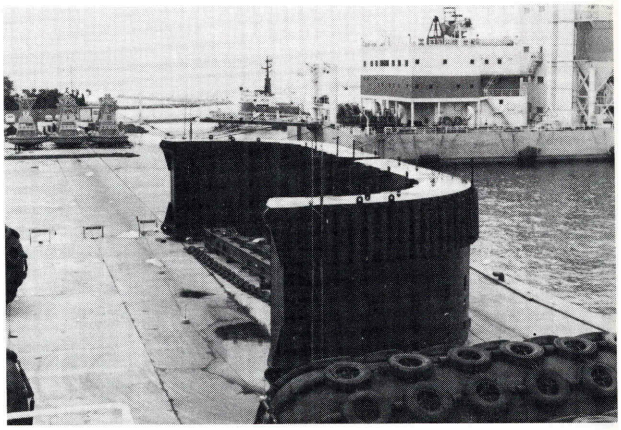
瀬居基地　（56年８月）



瀬居基地概略図



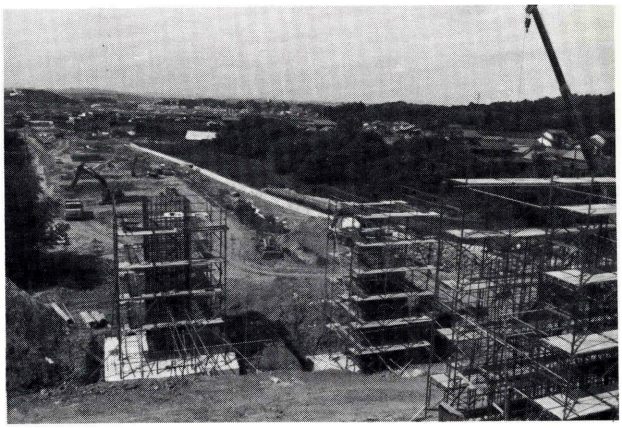
南北備讃瀬戸大橋５Ｐゴム製緩衝工　（56年８月）



南北備讃瀬戸大橋５Ｐ鋼製緩衝工　（56年８月）



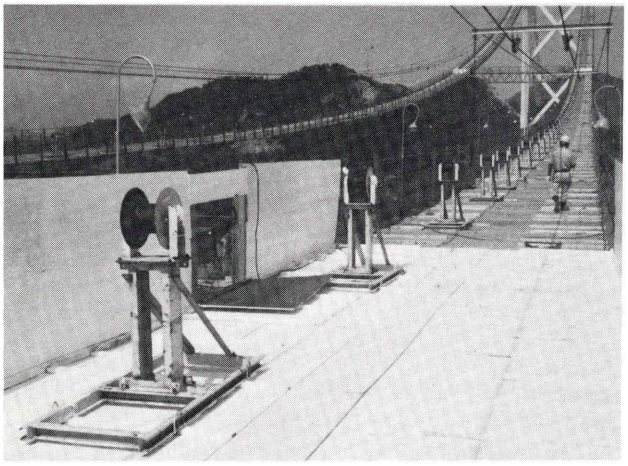
南北備讃瀬戸大橋３Ｐケーソンへのモルタル注入後のコンクリート表面はつり　（56年８月）



一般国道30号粒江高架橋工事　（56年８月）

尾道～今治ルート

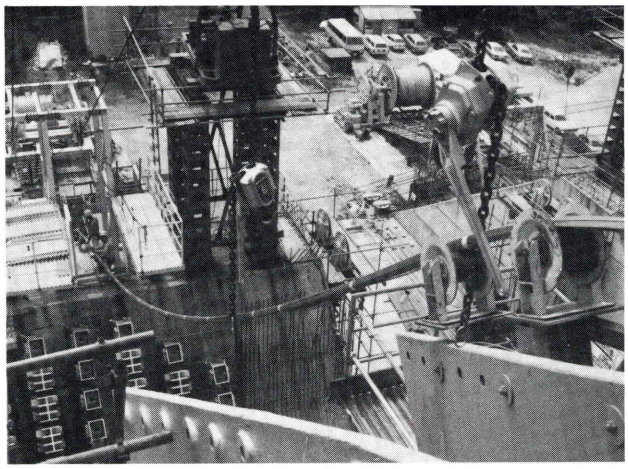
因島大橋ケーブル工事



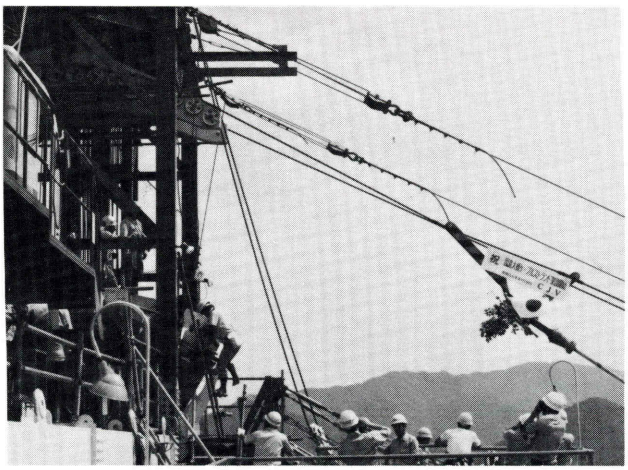
① キャットウォーク上にローラを設置し、ストランド架設準備完了　（56年８月）



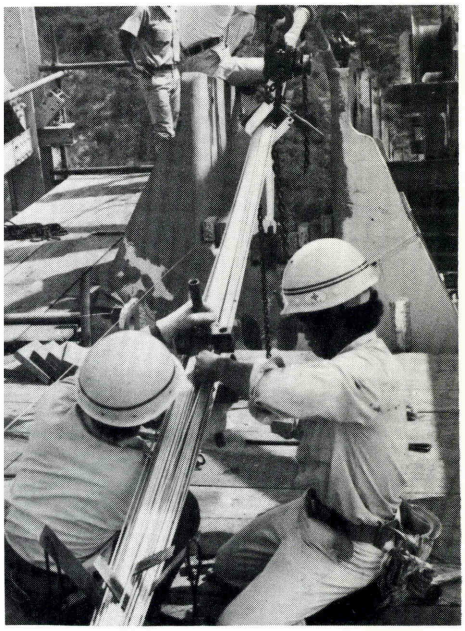
④ 塔頂サドルを越えるストランド　（56年８月）



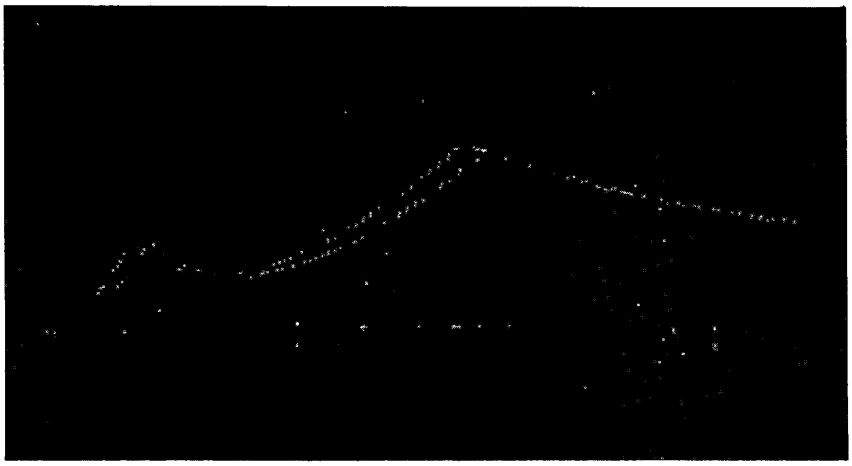
②ストランド引出し開始（右端上はアンリーラー上のリール、下はスプレーサドル）　（56年８月）



③塔頂に達したストランドの先端　（56年８月）



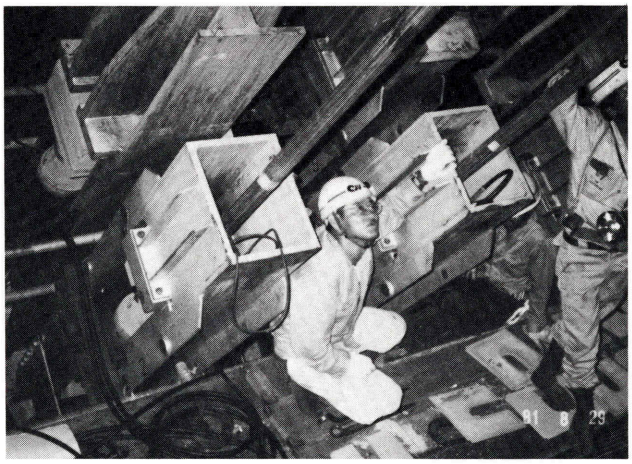
⑤ ストランドのサドル内の移設及び６角形から４角形への整形作業（56年8月）



⑥ストランド調整中の遠景(20W電球を6m
ピッチの千鳥状にとりつけた)(56年8月)

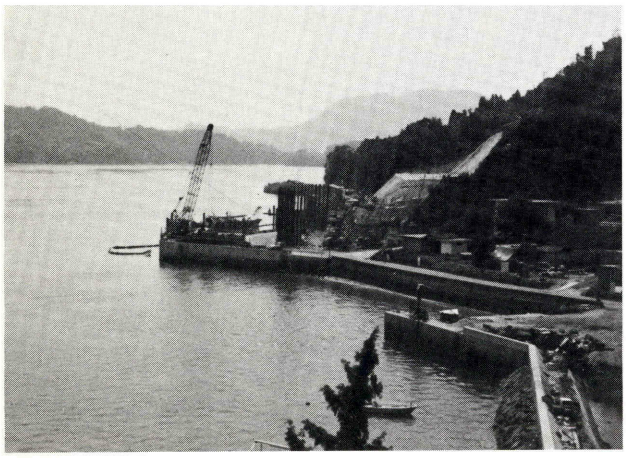


⑦ 調整を終ったストランドと調整をまつストランド
(56年8月)

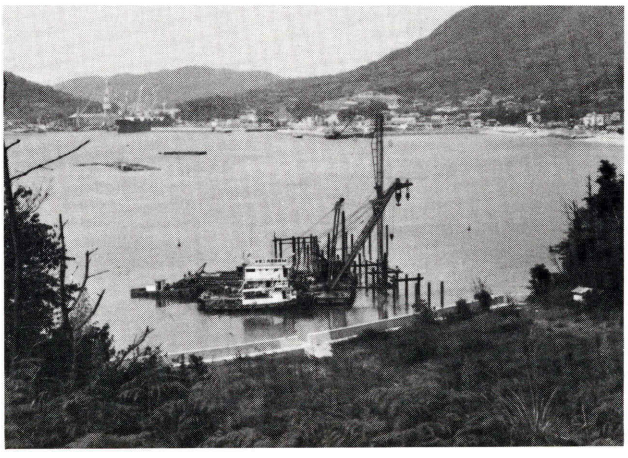


⑧ 碇着されたストランド、足元に調整用のシム板がある
(56年8月)

伯方・大島大橋の下部工事



県道付替と6P締切工の状況 (56年8月)



見近島桟橋工(杭打船での杭の打込み状況) (56年8月)

美観・安全性・経済性

Appearance・Safety・Economy

第一建設局　局長　大島　久
Hisashi Oshima

まえがき

構造物（道路・橋梁など）は、必要な機能をもつように設計・施工するものであるが、経済性も要求される。

経済性とは、建設費および将来の維持管理費を小さくすることであろう。

他方、構造物は美観や安全性が重視される。

美観と安全性は、経済性と反する一面をもっているので、美観と経済性および安全性と経済性とを調和することが必要である。

美　観

構造物を設計施工するとき、美しいものを作りたいという意識は、関係者のだれもが持つであろう。

道路切土面のラウンディング（頂部や側部での円滑なスリ付け）は、美観も目的として、国内の最近の工事では慣習的な手法となっており、本四道路の大三島橋関連区間では全面的に採用されている。

因島大橋と大鳴門橋のアンカレイジコンクリートの表面目地や塔の水平材の上向きのソリや塔柱と斜材の交点での曲率の取付などは、本四公団の他の吊橋にも適用される美観設計の標準手法となるであろう。

これらの美観設計によって経済性は影響されるが、慣用されるべき手法と考える。

「馬子にも衣裳」というように、美観のための加工をすることは容易であり、形状を工夫することは必要であるが、経済性からはマイナスとなる。

美観の評価は各人各様であるので、定性的・定量的な美観の基準化は困難である。

美観の設計例を豊富に記載した参考資料集を作り、美観設計の指針とすることが必要であろう。

松崎技師長の巻頭言（本四技報 Vol.5 No.17 '81.7）に記されているように「見ること」は美観を判断する良い経験となる。

Colin O.C他 〝BRIDGE APPEARANCE〟(Proc. of ASCE, Vol. 106、 No. ST 1, Jan. 1980)という論文の1部に、次のような報告が記されている。(数百人の技術者や一般人に、橋の写真を見せ、一人一人に面接してアンケートをとった。)

「フオース鉄道橋（ゲルバートラス）は、遠景からの外観は美しいが、近景からの景観は美しくない。単純な形式や統一のとれているものが美しい。」

本四公団の吊橋が完成した後に、アンケート調査をしたらこんな回答が多いのでないだろうか。

「本四公団の吊橋は、遠くから見ると美しい形をしているけれど、近くから見ると補剛桁のトラスや塔の斜材など構成が複雑で美しくない。しかし、良く見ると、美観上でいろいろ工夫している」と。

安全性

高強度の鉄筋やコンクリートが生産されるようになって、道路橋示方書の鉄筋コンクリート床版の設計基準が改訂された。

改訂示方書で設計した床版は、破損事故が続発し、数年経ずに示方書を再び改訂して床版厚を規制し、鉄筋とコンクリートの設計強度を低くおさえることになった。という事例がある。

構造物の設計施工では、仕様書や基準などによって安全性が確保される。仕様書や基準などの安全性は、経験をふまえて決められる。

最近の技術環境では、計算理論の発展、計算能力の進歩、模型などの実験技術の発達が目覚ましく、他方、新材料や新工法が続々と提案されている。これらの「新しい技術」を採用することが必要である。

「新しい技術」を採用する場合は、安全性の評価が重要である。

「新しい技術」を適用した構造物の安全性を判断する場合は、経験事例が少いということから、「新しい技術」の安全性を低く見積ったり、安全度に安全度を累積したりして、構造物の安全性を見込みすぎて、経済的でない判断をし易い。

現行の基準や仕様書の安全度の根拠を十分理解して、綜合的に判断することが大切である。

あとがき

美観について定性的・定量的な基準を作ることが難しく、「新しい技術」について安全性を決めることは経験事例が少いことから難しい。

美観と経済性を調和するには、優れた事例を蒐集した参考資料集を作り、指針とすることであろう。

「新しい技術」を用いた構造物の安全性と経済性を調和するには、現行の基準などの根拠を十分把握して、綜合的に判断すべきものである。安易に安全度を低く抑えるべきでない。

美観や安全性についての技術が一層発展することを期待する。

大鳴門橋ケーブルサドルの設計

Design of Cable Saddles on the Ohnaruto Bridge

第一建設局　設計課長　田中淳之 Atsuyuki Tanaka
企画開発部　企画課　藤井裕司 Yuji Fujii

1. まえがき

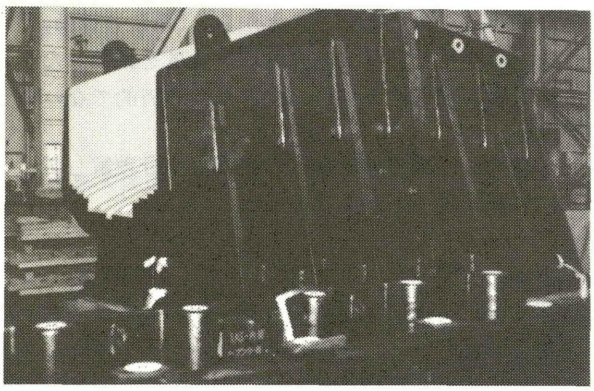
大鳴門橋（図-1）は、兵庫県淡路島と徳島県鳴門市大毛島を結ぶ、中央支間長876mの3径間2ヒンジ補剛トラス道路・鉄道併用吊橋であり、淡路島側にバックステイ径間を有することが、この橋の一つの特徴となっている。

主ケーブルの支承となるケーブルサドルは、主ケーブルを支持し、この大きな反力を塔頂あるいはアンカレイジ上に、均等かつ円滑に伝達させる役割を持つ構造物である。同サドルは、その設置箇所により、主塔サドル(3P、4P)、側塔サドル(2P)、スプレーサドル(1A、5A) などと呼ばれている。以上の目的に加え、側塔サドルは、アンカレイジの着力点を下げるため、ケーブルの方向を変える目的を持つ。また、スプレーサドルは、ケーブルアンカーフレームにケーブルを定着するために、ストランド単位に分割したケーブルを、各々の定着方向に誘導する役割を持っている。

本橋のサドルは、昭和55年2月から製作に着手し、翌56年6月には、すべてのサドルについて製作および架設を完了した。

本文は、製作に至るまでに実施された本橋サドルの設計の内、主としてスプレーサドルについて、FEM解析結果によるローラー・支承板の設計線圧の評価と、同構造を含むサドル構造細部の設計、ならびに国内では前例のない上沓2分割構造・結合ボルト方式の設計概要などを中心に報告する。

なお、サドルは一見、剛体に近い構造物と考えられがちであるが、今回の解析結果からも、サドルが大型化すると必ずしも剛体とは見なし得ず、特に線圧で受けるローラ接触部近傍の反力を均等分布で設計することには問題があることを示唆している。



写真－1　大鳴門橋スプレーサドル

2. 構造概要および設計条件

2.1 構造概要

表－1は、本橋サドルの構造概要をまとめたものである。以下に、主たる構造上の特色、形式選定の経緯等を簡単に述べる。

(1) スプレーサドル

①上沓は、製作上（特に長尺寸法の鞍部溝加工性）と、架設時重量軽減のための2分割架設の可能性を考慮し、2分割構造ボルト結合方式を採用した。

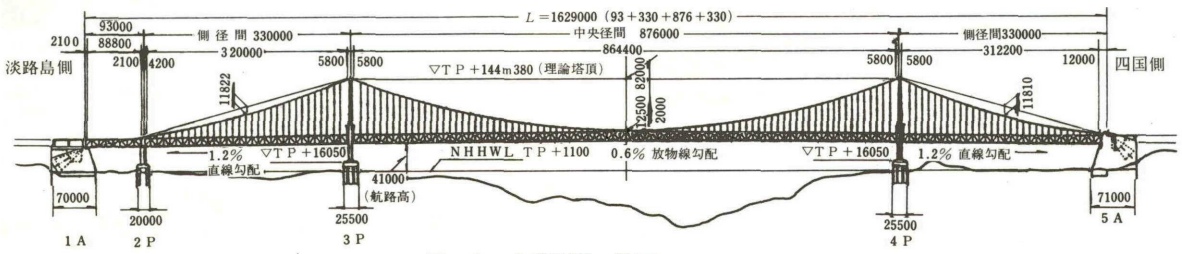
なお、後者の2分割架設については、コッター（ローラー間隔保持金物）と称する突起物が取付いた上沓を傾斜設置面に精度よく据付けることは極めて困難であることが以後の検討で判明したこと。また、上沓を一体とした重量と、下沓（ローラーおよび下底板）の重量とが大差ないことも含め、上沓は工場で一体化することとした。

②下沓（移動構造部分）は、SF55を母材とするロッカー形式の採用に至るまでに、重量軽減を意図して、以下に示す2案についても比較設計を実施した。

A）ふっ素樹脂系潤滑材（PTFE）による支承板支承

B）高硬度材による小型ローラー支承

A案は、ローラーがないため軽量化が可能であり、また、発錆の問題もなく、利点は多い。一方、B案は、高

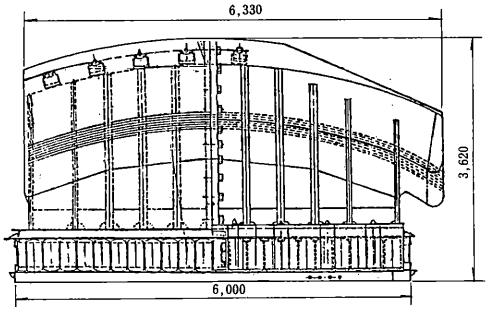


図－1　大鳴門橋一般図

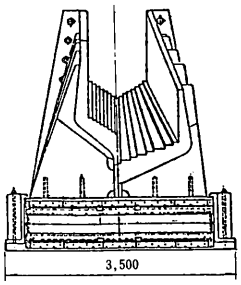
表－1　サドルの構造概要

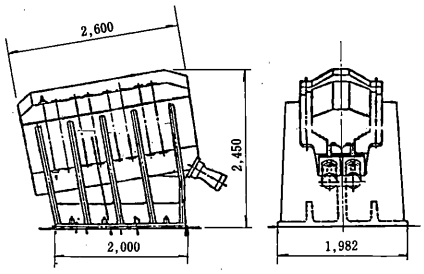
項目＼サドル種別		1A	5A	2P	3P（4P）
全体構造（分割の有無）		鋳鋼・鋼板併用構造（2分割ボルト結合）	同　左（〃）	全鋳造構造（無し）	同　左（〃）
主要寸法	全高	3,292	3,620	2,450	2,785
	全長	4,730	6,330	2,600	5,180
（単位;mm）	底面寸法（巾×長）	3,500 × 4,600	3,500 × 6,000	1,982 × 2,000	3,182×5,180
サドルの曲率半径	鉛直面	（主円）8,100　（複円）4,290	（主円）8,100　（複円）4,290	（主円）30,000	（主円）8,100　（複円）5,948
（単位;mm）	水平面	16,600（最外線）	16,627（最外線）	——	——
移動構造		ロッカー形式（ローラー径：450mm）	同　左（ローラー径；500mm）	側塔とボルト固定（半ロッカー塔）	主塔とボルト固定（フレキシブル塔）
支圧面の仕様	ローラー	SUS 410；7mm肉盛	SUS 410；8mm肉盛	——	——
	支承板	SUS 410；20mm板貼付	同　左		
主要材質		クラ部；SCW49 リブ、底板；SM50B ローラー；SF55	同　左	本体；SC46	本体；SCW49
鋼重*）（単位；t/基）		111	176	27	80
架設最大重量（単位；t）		上沓　;57 下沓（底板、ローラー）;49	上沓　;87 下沓（底板、ローラー）;79	21	78

*）；付属物を含む

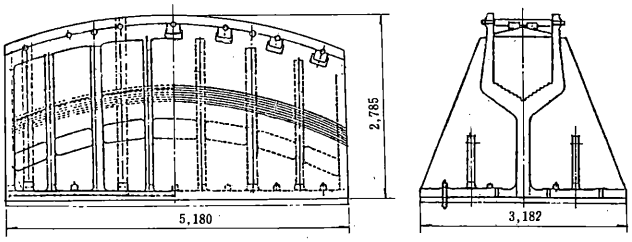


(a)スプレーサドル（5A）





(c)側塔サドル（2P）



(b)主塔サドル（3P、4P）

図－2　ケーブルサドル構造一般図

硬度の小型ローラー（高周波焼入れによるアーマーローラー、高硬度材のCWA肉盛ローラーなど）を用いて、軽量化を図るものである。

しかし、検討過程において、A案は、動摩擦係数が、すべり速度の値によって0.15～0.4 程度に増大し、問題を持つことが判明した。つまり、本橋アンカレイジの地震時ロッキング振動におけるサドルのすべり速度が、支承板の動摩擦係数をピーク値にする近傍にあることから、ケーブルとサドルの設計摩擦係数0.15を上廻る恐れを持っている。また、B案の場合は、大型サドルであるために、ある程度のローラーの変形は避けられない問題とすれば、これが靱性面から高硬度ローラーに及ぼす影響は果して大丈夫であるか否か、この段階では十分解明するに至らなかった。

A、B案ともに、以上のような危惧が残ることから、これまでの実績も踏まえ、SF55を母材とするロッカー形式を採用した。

③支承板とローラーの支圧面には、接触面近傍の支圧およびせん断強度上と、耐食性の上から、支承板には20mmのSUS410板を貼付け、ローラーには7mm(1A)～8mm(5A)のSUS410 の肉盛溶接を施した。

④サドルの水平ずれ止めキーは、関門橋、因島大橋ではサドル中央リブ直下型を採用しているが、今回の解析結果から、本橋ではキー部の応力集中を考慮し、荷重の集中する中央リブ直下をずらし、左右1対のキーを採用した。

(2)　主塔サドル

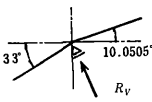
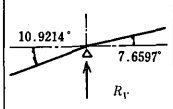
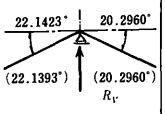
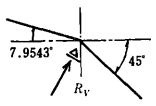
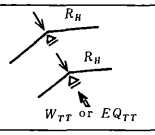
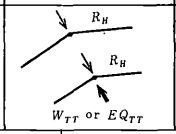
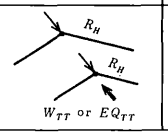
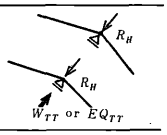
①サドルの構造形式としては、塔壁へのケーブル反力伝達機構上から、塔頂補強格子を介して間接的に伝達す

る間接型と、サドル自身に工夫を施して直接塔壁に伝達させる直接型とがある。本橋では、この2案について設計を実施し、両案ともに設計、製作上の可能性は得られたが、発注時期等の関係で従来からの計画どおり、間接型サドルの採用となった。直接型の思想は、Dルートの下津井大橋等に引継がれている。なお、本橋の直接型サドルの詳細は、文献3)を参照されたい。

②ケーブル曲率は、通常、単一円式が採用されるが、本橋のサドルでは重量の軽減、景観の向上等を図るため、複合円式としているのが特徴である。なお、スプレーサドルにも、鞍部寸法を短縮する目的で、複合円式を採用している。

表－2　設計条件

I　ケーブル反力　（単位：t/基）

荷重の組合せ ＼ サドル種別		1A	2P	3P（4P）	5A
面内反力 (R_V)	$D+L+T$	10,523	1,458	20,298	16,718
	反力方向				
面外反力 (R_H)	$D+W_{TT}+T$	20	120	840	100
	$D+EQ_{TT}+EQ_{(L)}+T$	130	300	320	180
	反力方向				

II　ケーブル諸元		III　ケーブル張力	
1)亜鉛メッキ素線径	5.37mm	1)死荷重水平張力（H_d）	21,996 t/ケーブル
2)1ストランド構成素線数	127 本/ストランド	2)最大水平張力(Hmax)	26,146 〃
3)ケーブル構成ストランド数	154本/ケーブル（ただし、1A－2P 154＋2本/ケーブル）	3)最大張力 （Tmax）	28,198 〃
4)ケーブル直径	840 mm	4)最大引張応力度（σ_t max）	63.7kg/mm²（σ_{ta}=64kg/mm²）

(3)　側塔サドル

①スプレーサドル部におけるケーブルのスリップ防止の上から、恰もケーブルバンドのように、上蓋締付けボルトにプレストレスを導入する構造を採用した。

②また、同様の目的から、2本のエキストラストランドを定着するために、サドル溝端部は特殊な構造を採っている。

2.2　設計条件

表－2に、本橋サドルの設計条件を示す。

3.　スプレーサドルの設計

3.1　スプレーサドルの基本線形

以下の基本方針により、サドル部線形を決定した。

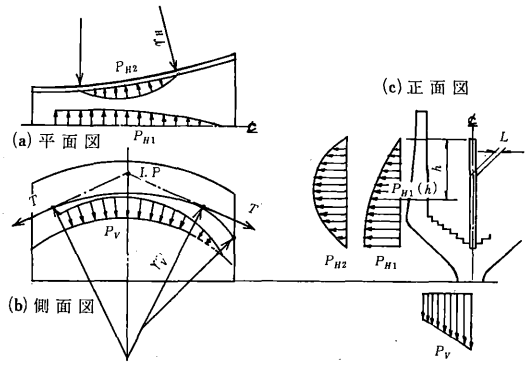
1)サドル鉛直面内の円の半径（r_V）は、サドル内ケーブル高さの8倍以上とする。また、サドルの長さを短かく（小型化）するため、主円と副円を組合せた複合円とする。

2)サドル水平面内の円の半径（r_H）は、サドル部でストランドが出来るだけ形崩れ、角折れを生じないように、その半径および円の開始点を決定する。水平面内の円の半径（r_H）は、単円とし、鉛直面内の円の半径（r_V）の2倍以上を目標とする。また、各ストランドの水平面内の円は、鉛直離脱点以内に完了させる。

なお、水平面内の円は、サドル底板に平行な面にあるものとする。

表－3　スプレーサドルの作用荷重

荷重分布



理論式

(1)ケーブル溝底面への底面圧（P_V：鉛直方向）

$$P_V = T / r_V \quad \cdots\cdots(1)$$

(2)底面圧に伴なうサドル側壁への側圧（P_{H1}：水平方向）

$$P_{H1}(h) = \frac{B \cdot L}{2 \cdot \mu}\left(1 - e^{-2\mu h/3L}\right) \quad \cdots\cdots(2)^{5),6),7)}$$

(3)水平スプレーによるサドル側壁への側圧（P_{H2}：水平方向）

$$P_{H2} = T / r_H \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに、

T：ケーブル最大張力　　h：ストランド天端からの距離

r_V：ケーブルの鉛直方向曲率半径　　L：スペーサー間隔

r_H：ケーブルの水平方向曲率半径　　B：ワイヤの単位長さ、単位高さあたりの重量

μ：サドル側面での摩擦係数＝0.15～0.20

3.2　作用荷重

スプレーサドルの設計に考慮する荷重を表－3に示す。

なお、底面圧に伴なうサドル側壁への側圧（P_{H1}）は、振動等によって摩擦が切れる場合も考えられるので、次の2ケースを計算し、対象とする構造部分に危険となる側で設計を行った。

ケース1：$P_V + P_{H1} + P_{H2}$

ケース2：$P_V + P_{H2}$

3.3 ＦＥＭ解析モデル

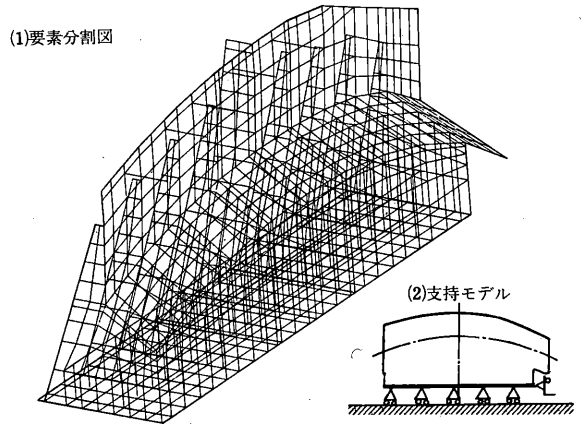
サドルの応力および構造上の問題点の有無を確認するため、次の２つのモデルによるＦＥＭ解析を行った。

① ３次元平板モデルによる全体解析(基礎を剛と仮定)

② ２次元モデルによる部分解析（基礎と連成）

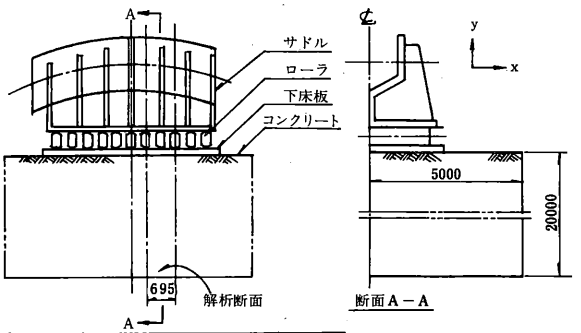
図－３、図－４に解析モデルを示す。

①の全体解析は、サドルの全体的な応力値レベルの照査と、全ローラーの反力分布状況を把握することを目的とした。また、②の部分解析は、サドルの細部形状をモデル化して、鞍部側壁の隅角部やローラー・キーの切込部などの局部的な応力集中箇所の応力照査と、サドル基礎部コンクリートとの連成を考慮したモデルで解析を行うことにより、より実際に近いローラーの反力分布を把握することを目的とした。



モデル	手　法	FEM3次元平板解析
	要素数	5A 1141　1A 1017
	節点数	5A 1086　1A 976
支持条件		底面固定

図－３
FEM全体解析モデル



モデル	手　法	ＦＥＭ平面解析
	要素数	1100
	節点数	1095
支持条件		基礎コンクリートと連成（鉛直方向接続、水平方向フリー）および底面固定

図－４
FEM部分解析モデル

3.4 サドル本体の設計

設計断面は、構造各部を近似モデルに置換した〝慣用手法〟によって求めた。なお、設計の応力値レベルは、計算精度、鋳鋼材料の信頼性、局部応力に対する余裕および剛性確保などを考慮して、許容応力度の70%近傍を目標とした。次に、このようにして求めた基本断面に対して、ＦＥＭ解析で照査し、局部的な修正を行うものとした。

(1) ＦＥＭ全体解析

1)主応力の最大値は、横リブおよび中央リブのごく一部に発生し、その応力は1,400kg/cm²(5A)～1,100kg/cm²(1A）程度である。これらの応力は、すべて許容応力度1,900kg/cm²(SM50)、1,700kg/cm²(SCW49) より小さい。

2)変位の最大値は、鞍部側壁上端が側圧により押し拡げられる方向に生じ、1.3mm(5A)～0.6mm(1A) 程度である。また、他の方向の変位は、この値の1/2以下である。

(2) ＦＥＭ部分解析（1A）

1)解析結果を図－５に示す。図－５より、最大主応力σ_{max}＝4,046kg/cm²が図－５(b)鞍溝部詳細に示す溝コーナー部Ⓐに発生している。この値をSCW49の降伏点（σ_y＝2,800kg/cm²）以下に下げるため、Ⓐ点のコーナー部のRを当初のR＝３mmからR＝10mmに、その他のコーナー部をすべてR＝５mmに変更することで、応力集中率を緩和させるものとした。なお、応力集中率の評価方法は、ＦＥＭ解析結果とNeuber手法[8]、光弾性手法[9]を用いた。

2)変位は、基礎コンクリートとの連成を考慮したモデルであることから、サドル載荷部のコンクリート面が弾性変形により、かなりの沈下が見られる。つまり、コンクリート上面における鉛直方向の弾性変位は、サドル橋軸直角方向に対して、中央部で3.6mm、側端部で2.8 mm生じている。また、鞍溝部中央点における変位は4.1mm(ただし、底板下面との相対変位は0.5mm) である。

3.5 ローラーおよび支承板の設計

(1) 設計線圧の決定

支圧力が、全ローラーに均等分布すると仮定した場合の線圧は、1Aで2.38t/cm、5Aで3.09t/cmである。(表-4)

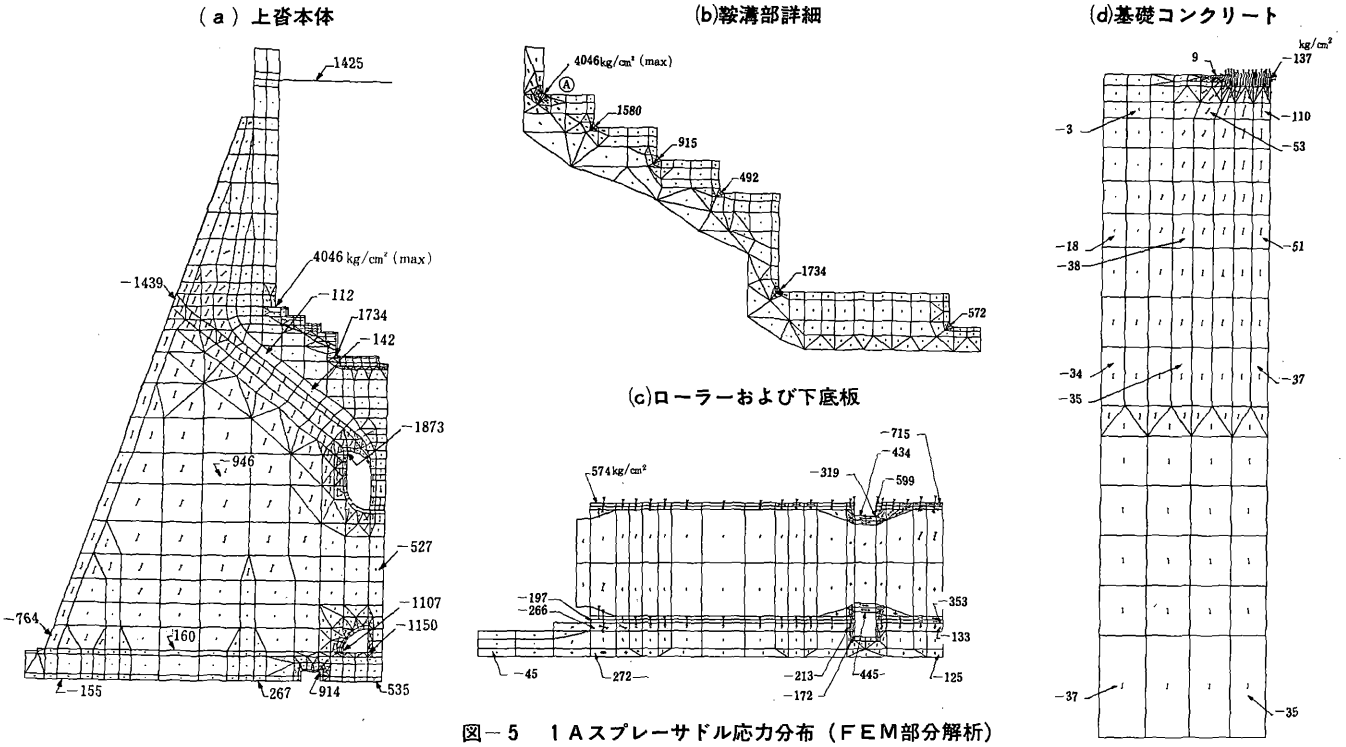
次に、ＦＥＭ解析結果による支圧力の線圧分布結果について、１Aサドルを例にとり、以下に述べる。

図－６は、基礎を剛と仮定したＦＥＭ全体解析によるローラー支承部の反力分布を示したものである。この場合、横リブ近傍のローラーに反力が集中し、かつ、ローラー軸方向の分布は、サドルの中央部にピーク値が生じている。

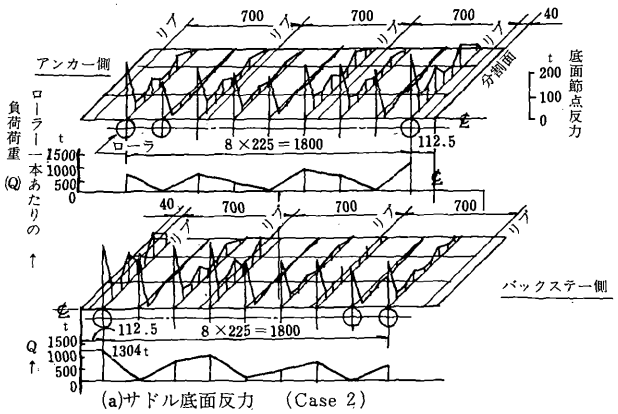
一方、図－７は、基礎コンクリートと連成させたＦＥＭ部分解析結果によるローラー支承部の反力分布を示す。前者の解析結果に比して、かなり反力分布は均等化されているが、未だ局部的にサドル中央部および端部に集中がある。

設計線圧は、基礎コンクリートと連成させた図－７を基にし、次に述べる評価から、ローラー全長にわたり、4.5t/cm（１Ａ）および５t/cm（５Ａ）とした。

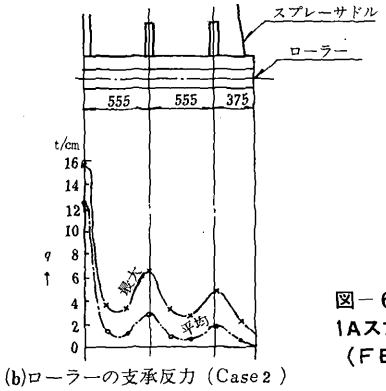
①ローラー端部の集中は、ローラーに微小なテーパーを付け緩和する。



図－5　１Ａスプレーサドル応力分布（ＦＥＭ部分解析）

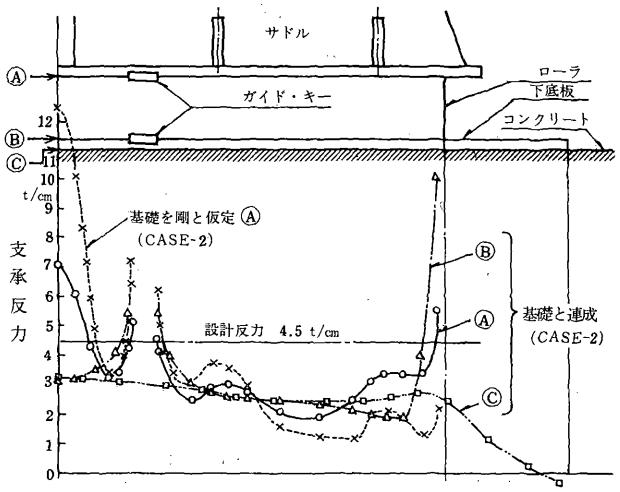


(a)サドル底面反力　(Case 2)

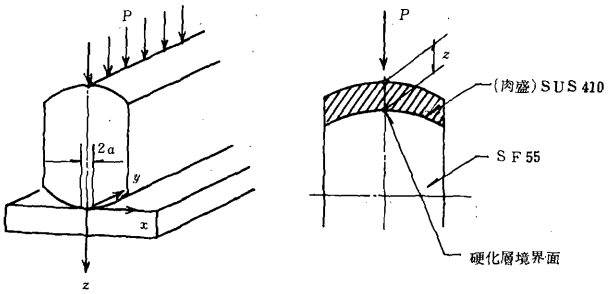


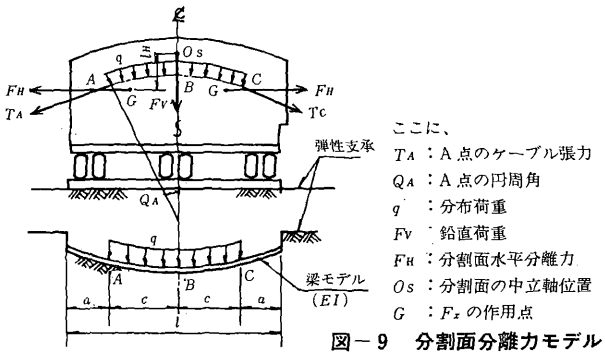
(b)ローラーの支承反力（Case 2）

図－6
1Aスプレーサドル支承反力
（ＦＥＭ全体解析）



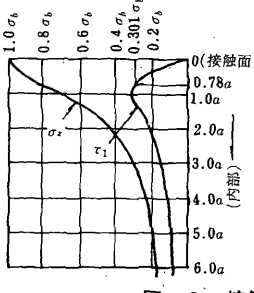
図－7　１Ａスプレーサドル支承反力（ＦＥＭ部分解析）





ここに、
T_A ：A 点のケーブル張力
Q_A ：A 点の円周角
q ：分布荷重
Fv ：鉛直荷重
F_H ：分割面水平分離力
Os ：分割面の中立軸位置
G ：F_z の作用点

図－9　分割面分離力モデル



$$\sigma_b = 0.418\sqrt{P \cdot E/\tau}$$
$$a = 1.52\sqrt{P \cdot \tau/E}$$
$$\sigma_z = -\sigma_b \cdot \frac{a}{\sqrt{a^2+z^2}}$$
$$\tau_1 = \sigma_b \cdot \frac{z}{a}\left(1 - \frac{z}{\sqrt{a^2+z^2}}\right)$$
$$\tau_{max} = 0.301\ \sigma_b$$
$$z(\tau_{max}) = 0.786\ a$$

図－8　接触部近傍の応力分布

②サドル中央部の集中については、ごく局部的なものであり、ヘルツ理論から許容線圧の2倍程度までは局部塑性領域にあると考えられる。

③一般に、ＦＥＭ解析結果による応力は〔2次元＞3次元〕の傾向にあり、基礎と連成させた3次元ＦＥＭ解析を今回は実施しなかったが、この結果は今回実施の基礎と連成させた2次元ＦＥＭ結果よりも、さらに応力は緩和する傾向にあると思われる。

(2) ローラーおよび支承板の仕様

表－4に示すように、ローラー母材をＳＦ55とした場合のヘルツ許容線圧は、1A、5A ともに3t/cm程度であり、設計線圧4.5t/cm(1A) および5t/cm(5A) に対して不足する。

この対処方法として、次の2案が考えられる。

①ローラー径を、さらに大きくすることにより、母材（ＳＦ55）のヘルツの許容線圧を高める。

②ローラー径は変えずに、設計線圧を満足する硬化層を肉盛溶接により形成する。

ここで、①のローラー径を大きくする方法は、ローラーの鋼重が増大すること。さらに、既に基礎コンクリートおよびケーブルアンカーフレームの施工が進んでおり、関連する吊橋部分の設計に及ぼす影響が大きく、実現困難である。したがって、②の硬化層肉盛溶接案で設計を進めた。

1)硬化層の所要硬度

設計線圧に対する所要硬度は、H_B 180、その時のブリネル硬さに対する安全率 S は2.07である。

2)硬化層の所要厚さ

ローラーと支承板の接触面近傍における深度方向の応力分布を図－8に示す。硬化層の所要厚さは、作用応力度（σ_b または τ_1）が母材の許容応力度（σ_{ba} または τ_a）以下になる深さで決定される。この場合、支圧応力度 σ_b よりも、せん断応力度 τ_1 の方が、深さ方向の作用応力度の低下が少ないため、母材の許容せん断応力度 τ_a で決まる。なお、ここで、母材の許容応力度は、肉盛溶接による熱影響を考慮して15%低減する。

3)硬化層の材質選定

硬化層の仕様決定に当っては、設計所要硬度を満足し、かつ、母材との溶接性、耐食性、経済性等を考慮する必要がある。

表－5は、候補となるステンレス系肉盛材質と強度定数の関係を示す。このうち、橋梁支承用ローラーの肉盛材として実績を持つものは、ＣＷＡのみであるが、これはローラーの小型化のために開発された高硬度材であり、本橋のローラー設計思想の場合には硬度が高すぎる。本サドルでは、種々検討の結果、設計線圧に最も対応しているＳＵＳ410を採用した。なお、この材料は、製鋼用圧延ローラーの肉盛に多く使われてはいるが、①設計上必要な H_B 180 以上の硬度が得られるか否か、②カーボン当量の多い母材ＳＦ55（ただし、Ｃ＝0.35%以下に抑えた）との溶接を直接行うことが出来ないため、低カーボンのバタリング層を必要とするが、その部分に溶接割れとか、熱影響による強度低下が生じないか否か、などの設計、施工上の問題の有無を確認しておく必要がある。そこで予め、溶接材料、熱処理温度等の条件を変えた数ケースの施工試験を実施して、肉盛仕様を決定した。

最終的な肉盛仕様は、下盛層、中盛層を各2.5mm施し、その上に設計肉盛厚の7mm(1A)～8mm(5A)の上盛層を施す。また、応力除去焼鈍温度は、母材への強度低下を考慮して600℃とした。なお、試験結果より、上盛層の硬度は $H_B \fallingdotseq 270$、シャルピー衝撃値 ≒7～8 kg-in/cm²、上盛層と下盛層の境界で $H_B \fallingdotseq 240$、さらに母材との境界層は、ほぼ母材の硬度と同じである。応力焼鈍温度との関係から、目標硬度に対し、高めの硬度となっているが、衝撃値から判断して、品質的には十分満足したものが得られたものと考える。

一方、支承板は当初ＳＵＳ410のクラッド鋼を考えたが、仕上げ加工精度上から、より安定したＳＵＳ410の板（t=20mm）をボルト接合するものとした。

なお、ＳＵＳ410の耐食性は、他のステンレスの中で最も良質なものとは言えないが、サドルは将来、アンカレイジ上屋内に収まることを考えれば十分である。この材質の選定は、主として、所要硬度と経済性の面から決定した。

表－4 ローラーおよび支承板の設計仕様

		単位	1A	5A	摘　要
ローラー諸元	ローラー長 l	cm	276.5 (245.7)	276.5 (245.7)	（ ）内は有効長 l_0
	〃 半径 r	〃	22.5	25.0	
	〃 本数 n	本	18	22	
線圧 P の評価	(1)全ローラー均等分布と仮定	t/cm	2.38	3.09	$P=Rv/n\cdot l_0$(単純平均)
	(2)同 上 ×1.1	〃	2.62	3.40	ＤＩＮ1073 複数ローラーの割増し
	(3)2次元FEM中央部max	〃	7.0	8.0	
	(4)2次元FEM評価線圧	〃	4.5	5.0	〝採用設計線圧〃
(4)による応力度	ヘルツの支圧応力度 σ_b	kg/cm²	8,566	8,566	$\sigma_b=0.418\sqrt{P\cdot E/r}$
	接触幅の半分 a	mm	3.34	3.71	$a=1.52\sqrt{P\cdot r/E}$
	最大せん断応力度 τ_{max}	kg/cm²	2,578	2,578	$\tau_{max}=0.30/\sigma_b$
	同上が生じる深度 Z	mm	2.62	2.91	$Z(\tau_{max})=0.786a$
設計仕様 母材	母材の材質	－	ローラー：ＳＦ55 支承板：ＳＭ50	同 左	
	ヘルツの許容支圧応力度 σ_{ba}	kg/cm²	7000(5950)	同 左	（ ）内は、肉盛溶接による15%低減値
	許容せん断応力度 τ_a	〃	2100(1785)	同 左	$\tau_a=0.3\ \sigma_{ba}$ （ ）内は肉盛溶接による15%低減値
	ヘルツの許容線圧 P	t/cm	2.93	3.25	$P=130r\times10^{-3}$
	母材の硬度 H_B	－	145 以上	同 左	
支圧面	硬化層の材質	－	ＳＵＳ410	同 左	ローラー：肉盛溶接 支承板：ステンレス板ボルト結合
	設 計 線 圧	t/cm	4.5	5.0	
	所要硬度 H_B	－	180 以上	同 左	
	ヘルツの許容支圧応力度 σ_{oa}	kg/cm²	8,700	同 左	
	硬化層の所要厚さ	mm	7	8	母材の τ_a＊=1785kg/cm² で決まる

表－5　ステンレス系肉盛材質と許容線圧

肉盛材質	硬度 H_B	ヘルツの許容支圧応力度 σ_{ba} (kg/cm²)	許容線圧(t/cm)		摘　要
			1 A	5 A	
SUS304	150程度	7,300	3.3	3.6	JIS(H_B187以下) オーステナイト系
SUS410	180 〃	8,700	4.6	5.1	JIS(H_B159以上) マルテンサイト系
SUS431	260 〃	12,100	9.0	10.0	JIS(H_B229以上) マルテンサイト系
CWA	440以上	18,000	19.8	22.0	

3.6　サドル分割面結合ボルトの設計

本橋のスプレーサドルでは、構造の大型化に伴ない、上沓を中央2分割した構造を採用した。かって、同種サドルでの前例もないことから、結合部分がサドルの弱点部とならないように、十分配慮するものとした。

(1)　解析モデルおよび理論式

サドルの分割面に作用する分離力としては、

①ケーブルの摩擦力による橋軸方向分離力（F_H）

{a)底面圧、b)底面圧に伴なう側圧、c)水平スプレーによる側圧、以上3種の作用力による分離力

②サドルの橋軸方向曲げモーメントによる引張線に作用する分離力

1)　①のF_Hの作用点がサドル分割面中心軸に対し、偏心しているために生じる曲げモーメント(M_H)

2)　鉛直力（F_V）による曲げモーメント（M_V）

が考えられる。なお、②の解析は近似的にサドルを等断面の真直梁に置換し、コンクリート弾性支承上に置かれた梁モデルとして解析する。

図－9は解析モデルを示すもので、理論式は次の通りである。

$$F_H = (1-\varphi)\,T_A\left\{\cos\theta_A - e^{-\mu_1(1+K)\theta_A}\right\} + \varphi\cdot T_A\left\{\cos\theta_A - \cos\alpha_B\cdot e^{-\mu_2(1+K)(\theta_A+\alpha_B-\alpha_D)}\right\} \quad \cdots\cdots(1)$$

$$M_H = \eta\cdot M_0 = \eta(F_H\cdot l_H) = 2F_H\cdot l_H\left\{\frac{\sin h\lambda l/2\cdot\cos\lambda l/2 + \cos h\lambda l/2\cdot\sin\lambda l/2}{\sin h\lambda l + \sin\lambda l}\right\} \quad \cdots\cdots(2)$$

$$M_V = q/\lambda^2\cdot\left\{\frac{\sin\lambda c\cdot\sin h\lambda l/2\cdot\sin h\lambda a + \sin h\lambda c\cdot\sin\lambda l/2\cdot\sin\lambda a}{\sinh\lambda l + \sin\lambda l}\right\} \quad \cdots\cdots(3)$$

ここに、

$\lambda = \sqrt[4]{k/4EI}$

φ ：水平スプレーの張力比率（＝水平スプレー相当張力/全張力）

K ：側圧係数

μ_1、μ_2：鉛直圧部および水平スプレー域部の摩擦係数（サドル～ケーブル間の摩擦係数μから求める）

α_B、α_D：水平スプレーの分割面および離脱始点における円周角度°

k ：基礎の弾性係数　　E ：サドルのヤング係数

I ：サドルの断面2次モーメント

(2)　設計結果

表－6は、分割面結合ボルトに作用する作用力とボルトの仕様を示したものである。

なお、設計上の仮定は、以下のとおりとした。

①　摩擦係数μが大なるほど分離力は大となるため、既往の実験データを基に、最大値0.4を採用した。

②　ボルトのプレストレス導入量は、ケーブル外力作用時に、分割面が分離力により隙間が生じないことを条件とした。

表－6　分割面結合ボルトの作用力と仕様

		単位	1 A	5 A	摘　要
作用力	F_H	t	2,077	2,657	摩擦係数μ=0.4
	M_H	t·m	704	696	
	M_V	〃	1,576	1,263	
ボルト仕様	ボルト径×本数	－	M64×30	M64×32	SNCM439
	プレストレス導入量	t/本	120	105	リラクゼーションを考慮（割増係数＝1.1）

4.　あとがき

大鳴門橋のケーブルサドルの詳細設計は、昭和54年11月から昭和56年2月までの長期にわたり実施されたものである。大型サドルの設計については、まだ未知の要素も多く、実績も少ないため、設計は慎重を期して実施した。本文が、今後の長大吊橋サドルの設計に参考となれば幸いである。

なお、本橋のサドルの設計は、鳴門工事事務所が担当して検討を進め、その基本原案に基づき、基本設計を綜合技術コンサルタント㈱および日本建設コンサルタント㈱が、次いで、詳細設計を新日本製鉄㈱・川崎製鉄㈱共同企業体が、それぞれ担当した。筆者らは、本橋サドルの設計・製作に従事した担当者を代表して、これらの経緯をまとめるに至ったものであるが、ここに前記各位に感謝するものである。

参考文献

1)　大鳴門橋主塔サドルの予備検討、昭和54年3月、本四公団
2)　大鳴門橋側塔サドル及びスプレーサドルの予備検討、昭和54年3月、本四公団
3)　田中、牧田：塔壁直接伝達型サドルの検討、橋梁と基礎、Vol.15、No.5　1981
4)　道路橋支承便覧、昭和48年4月、日本道路協会
5)　サドル底面圧の測定実験、本四公団
6)　堀川、石原ほか、長大吊橋の塔頂サドルと塔頂部の解析、川鉄技報　Vol.9　No.3，4
7)　平井：鋼橋Ⅲ、技報堂、1976
8)　ノイバー著、磯辺茂生訳：切欠応力論、コロナ社
9)　西田正孝：応力集中、森北出版、1973
10)　高力ボルト接合設計施工指針、昭和54年11月、日本建築学会

吊構造部を有する橋梁の変位制御に関する考察

Displacement Control Study of Bridges with Suspension Girder

設計部　設計第三課長　金光　宏
Hiroshi Kanemitsu
設計部　設計第三課　樋口康三
Kozo Higuchi

1. まえがき

吊構造部を有する橋梁としては吊橋、斜張橋がある。このうち吊橋は長周期構造物であることはよく知られているが、斜張橋においても桁が斜吊索で吊られたままの状態では長周期構造となる。このような長周期構造物は地震入力に長周期成分が比較的少ないため免震的であり、処理すべき慣性力は小さい。しかし反面地震荷重および風荷重による桁の水平変位は一般の橋梁に比して著しく大きい。このため桁の変位をほどよく制御する必要が生じるが、この場合その制御によって構造主系に悪影響を及ぼさないよう配慮することが肝要である。

本報告は桁の橋軸方向変位の制御方法として吊橋についてはステイ、斜張橋については皿ばね端部支承をとりあげその設計の考え方に考察を加えるものである。

2. 斜張橋における変位制御

2.1 桁の効果的な変位制御

(1) 変位制御の必要性

斜張橋は橋軸方向の桁の移動を吊橋と同じように端橋と中間橋脚の位置で拘束しない支承条件のいわゆる floating 状態では復元力がほぼ塔張の水平ばねのみに依存するため、桁と力学的にはほぼトラス部材と置換可能な可撓性斜吊索で構成される主構は**風荷重**によって橋軸方向に大きく剛体変位する。

設計においてはこの変位量に対し、桁端のクリアランスと橋梁伸縮継手の容量が定まるが、変位量の大きさによっては特に軌道の伸縮継手の設計が、継手性能の制約上非常に困難なものとなる。したがって主構の変位をほどよく制御することが必要となる。ここでほどよくと記したのは、変位制御を厳しくすると固有周期の関係で地震時慣性力が増大するため処理すべき地震荷重とのバランスを考えた変位制御が必要であることを意味するものである。

(2) 変位制御の方法

主構の変位制御方法としては、塔柱の撓み剛性を高め塔頂変位を小さくする方法があるが、橋梁の高い位置で変位制御するため、主塔の設計が過分なものとなる。そこで必然的に橋梁のほぼ重心位置にある桁にある種の変位拘束を行なうことになる。

桁の変位拘束の手段としては概念的には①ダンパー拘束、②剛拘束、③弾性拘束の3方法がある。

このうち①のダンパー拘束は地震荷重に対しては有効であるが non cyclic な**風**に対しては効きが悪い。

②の剛拘束はrigidなR C橋脚に支点を固定するものであるが、固定点が2支点以上にわたると温度伸縮の処理が難しく1支点とならざるを得ない。しかし、剛拘束によると橋梁が剛くなるため、(固有周期の関係で) 処理すべき慣性力が大きくなり、一方桁は上から斜吊りされているため主構の質量に比して鉛直下方の支点反力が小さく固定箇所の設計は非常に困難なものとなる。

③の弾性拘束(6,000t/m/端橋脚)の場合、その効果を検討するため、図−1に桁端で弾性拘束をした場合と、しない場合 (floating 状態) の固有振動特性を示すが、この図から、

1)桁の水平変位量には桁の剛体水平振動が圧倒的に支配的である。

2)この程度の弾性拘束の場合は2次以下の振動特性には殆ど関与しない。特に下部工の振動モードと連成しないため弾性拘束度(水平変位量)の算定は明瞭なものとなる。(ただし剛体水平振動の固有周期が 0.866sec. 以下になるような弾性拘束度合では floating 状態に対応する固有周期の振動モードと連成し、主構の応力性状にも関与することは十分考えられるが、このような拘束度合では剛拘束と同じ問題が生じるため、想定される弾性拘束の範囲では他モードとの連成はないと考えてよい。)

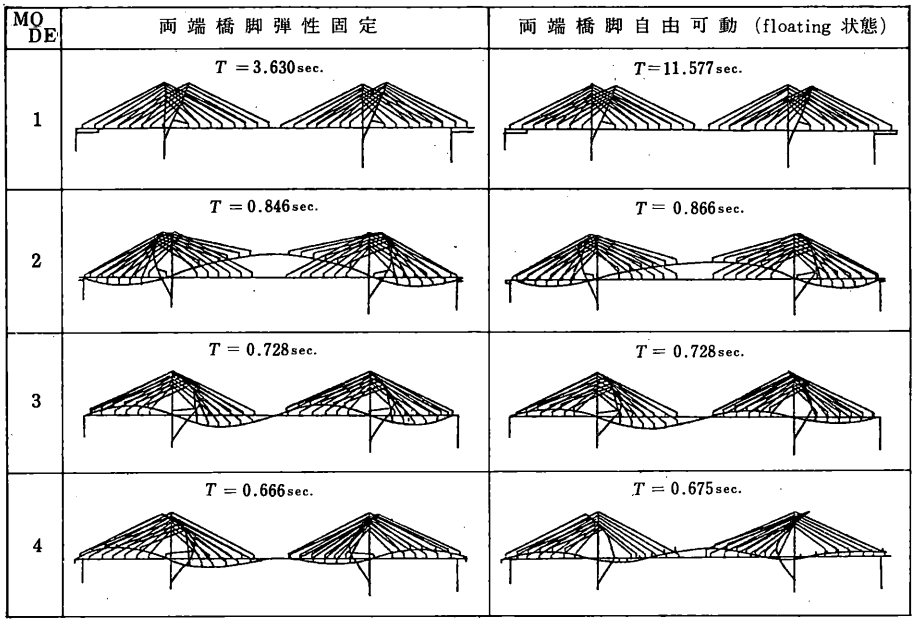
以上より本橋の場合、変位制御の手段としては弾性拘束が適当と思われ以下弾性拘束の設計手法について検討を進める。

(3) 弾性拘束の方法

弾性拘束手段と弾性拘束の大きさについて調査した一覧表を表−1に示す。

(A)は両**端橋脚**において皿ばねを用いた弾性固定であり皿ばねによる拘束ばねの大きさは、皿ばねの格納スペースさえ端橋脚において確保されれば任意に選べる。(B)1〜3は主塔を利用しての弾性固定であり、12,000〜24,000t/m 程度の弾性拘束は可能であるが主塔にリスクをかけることになる。(B)−4は中間橋脚に**副塔**を設け、それに固定する案であるが、副塔の脚柱アンカー部が、桁からの押え (鉛直反力) が小さいためかなり大がかりなものとなることが予想され、**主塔**の脚柱アンカー部の設計と競合し、その構造処理が複雑になる。

したがって弾性拘束は端橋脚位置での皿ばねによるも



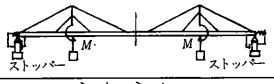
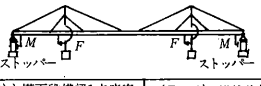
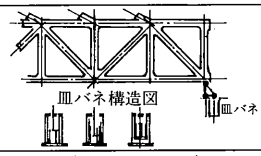
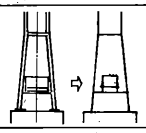
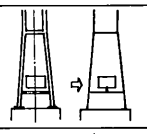
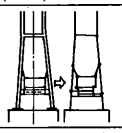
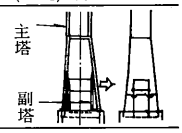
桁端変位のモード別寄与率

	両端橋脚弾性固定			両端橋脚自由可動		
MODE	変位(mm)	RMS(%)	ABS(%)	変位(mm)	RMS(%)	ABS(%)
1	-252.8	99.9	94.9	-760.5	100.0	98.4
2	2.2	0.0	0.8	1.3	0.0	0.2
3	0.3		0.1	- 0.1		0.0
4	3.0		1.1	2.3	0.0	0.3
5	-0.9		0.3	0.0	—	—
6	1.9		0.7	2.9	0.0	0.4
7	-3.4	0.0	1.3	- 4.8	0.0	0.6
8	0.0	—	—	0.0	—	—
9	-0.3	0.0	0.1	0.0	—	—
10	0.4		0.2	0.4	0.0	0.1
11	0.8		0.3	0.1		0.0
12	-0.1		0.0	- 0.1		
RMS	252.9	99.9		760.5	100.0	
ABS	266.4		99.9	772.6		100.0

RMS：2乗平均和　　ABS：絶対和

図－1　桁端で弾性拘束した場合としない場合の斜張橋の固有振動特性（岩黒島橋）

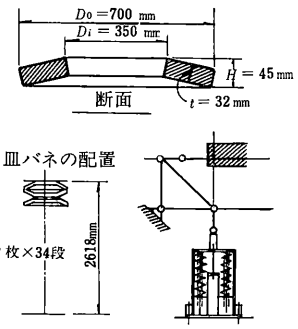
表－1　弾性拘束手段

	(A)両端橋脚弾性固定	(B)塔柱弾性固定　（岩黒島橋の場合）			
耐震構造モデル					
耐震固定構造		(B-2)主塔下段横梁2点沓案 	(B-3)主塔下段横梁1点沓案 	(B－4) 塔柱片持横梁案 	(B－4) 副塔案 
換算バネ強さ	3,000 t/m × 4 ＝12,000 t/m ＊	21,270 t/m	14,400 t/m	12,000 t/m	12,000 t/m
一次固有周期	3.63 sec ＊	2.44 sec	2.96 sec	3.24 sec	3.24 sec
地震時上部工水平変位	0.255 m ＊	0.156 m	0.189 m	0.207 m	0.207 m

＊ (B)案との比較のため12000 t/mの皿バネを用いた場合の値であり、(A)案でのバネ強さは任意の値にすることが可能である。

表－2　櫃石島橋、岩黒島橋で計画中の皿ばね

バネ定数　t/m		3000
一枚の形状	D_G　mm	1700 ϕ
	D_i　mm	350 ϕ
	t　mm	32
	H　mm	45
1組の組合せ		2 × 34
1台の組合せ		5組並列
無荷重時高さ　mm		2618
1台分使用枚数		340枚
材　質		SUP10

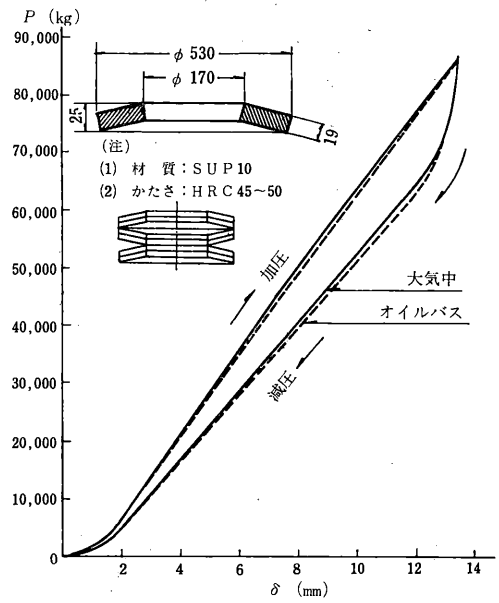


のがi)主塔にリスクをかけない、ii) 任意のばね拘束度が選定できる、の2点から有効である。

(4)　皿ばね

皿ばねは中心に穴のある円板を円すい形に加工して底のない皿形にしたばねであり衝撃緩衝用に主として用いられてきた。皿ばねの特徴としてi) 比較的小さなスペースで大きな荷重がうけられる、ii) 並列に重ねたり、直列にしたりすることにより、一種類の皿ばねで任意のばね特性を得ることが可能である、の2点があげられる。

櫃石島橋、岩黒島橋で計画中の皿ばねの仕様を表－2に示す。さて、皿ばねの静的加減圧試験から得られる $P-\delta$ 曲線の一例を図－2に示すが、履歴曲線には摩擦によるエネルギー損失の生じる影響が表われている。これまでに述べたように、本橋梁は主構の剛体一次振動が卓



図－2　$P-\delta$ 断面

越する橋梁振動系のため系の構造減衰は主塔に関するものが支配的でありかなり小さいことが予測される。（計算では $h=2\%$ としている）

したがって履歴特性から得られる損失エネルギー比を振動問題における減衰定数の関係

$$y_m / y_{m+1} = e^{2\pi h} / \sqrt{1-h^2}$$

および損失エネルギー比 α（$\alpha=\Delta W/W$）より

弾性拘束の大きさ (皿ばね端部支承) (t/m)	周期 T_1(秒)	桁端の変位 (m) W	$W+T$ (±30°)	$W(L)+L(W)+T$ (±30°)	EQ	$EQ+L(EQ)+T$ (±20°)	BK
0	13.49	2.027	2.169	0.735	0.281	0.396	0.224
247	12	1.604	1.746	0.606	0.281	0.395	0.177
768	10	1.114	1.255	0.470	0.281	0.395	0.123
1.727	8	0.713	0.852	0.357	0.281	0.394	0.079
3,798	6	0.401	0.537	0.267	0.281	0.392	0.044
9,717	4	0.178	0.305	0.196	0.281	0.386	0.020
12,000	3.63	0.147	0.271	0.191	0.255	0.358	0.016
18,004	3	0.100	0.217	0.165	0.211	0.314	0.011
41,680	2	0.045	0.139	0.126	0.140	0.243	0.005

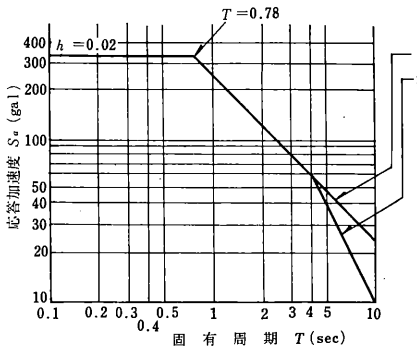
表－3
弾性拘束の大きさと桁端の変位：m（硬質ゴムストッパーの無い場合）

構造バネ：(floating): 937 t/m (主塔)
換算質量　：4,318 t·m/sec²
BK　　：　210 t
W　　：1,899 t (基本風速43m/sec)
EQ　　：本四スペクトル
　　h =0.02　ただし 4 sec 以上では Sd = Const.
W(L)　：30m/sec

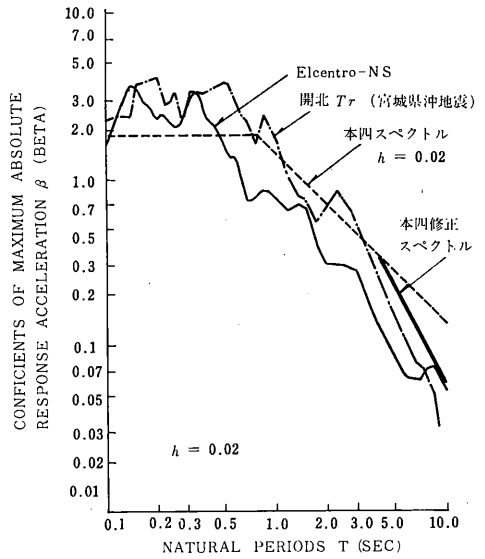
表－4　弾性拘束の大きさと処理すべき橋軸方向水平荷重
（硬質ゴムストッパーの無い場合）

弾性拘束の大きさ (t/m)	周期 (秒)	処理すべき橋軸方向水平荷重：t $\frac{W}{W+T}$	$\frac{EQ}{EQ+L(EQ)+T}$	BK
0	13.49	1,899	264	210
247	12	1,899	334	210
768	10	1,899	480	210
1,727	8	1,899	750	210
3,798	6	1,899	1,332	210
9,717	4	1,899	2,994	210
12,000	3.63	1,899	3,299	210
18,004	3	1,899	3,996	210
41,680	2	1,899	5,972	210
		1,899	8,000	210

構造バネ (floating) ：　937 t/m (主塔)　　W　：1,899 t (基本風速43m/sec)
換算質量　　：4,318 t·m/sec²　　EQ：本四スペクトル h =0.02
BK　　：　210 t　　ただし 4 sec 以上では
Sd =Const.



図－3
応答加速度スペクトル曲線
（地震動の最大加速度が180gal の場合）



図－4

$y_m / y_{m+1} = 1 / \sqrt{1 - 2\alpha}$

の2式から $\alpha \ll 1$、$h \ll 1$ とすれば $h = \alpha / 2\pi$ となる。

したがって皿ばねの使用により実験で α を確認すれば上式で求まる付加減衰も安全側の効果として期待できることが判る。

2.2　皿ばね端部支承を有する斜張橋の振動特性

皿ばね端部支承による弾性拘束の大きさに対応し、風、地震等の荷重による桁端変位量を表－3に、処理すべき橋軸方向水平荷重を表－4に示す。

表から固有周期 T が4.7sec付近より長周期の領域では暴風時、それより短周期の領域では地震による変位の方が大きいことが判る。

なお本計算は図－1を作成したデータとは若干異なることを付記しておく。

また、表中、地震による変位は周期13.49secと3.63secに対しては全体系の振動解析結果によるものであるが、それ以外は両者の結果からの有効換算質量（4,318t·m／sec²）と構造ばね(Floating状態での主塔による構造ばね937t/m) を用い、これに弾性拘束ばね(皿ばねによるばね) を加え、1質点一ばね系の簡易モデルにより算定したものである。この際、全体系における高次モードの影響を補正するため応答値を1.1倍している。これは2.1で述べたように桁端変位量に桁の剛体水平振動が圧倒的に支配的な本橋の場合、十分信頼できる手法である。

また、地震応答解析には図－3のスペクトル（以下本四修正スペクトルという）を用いたが、これは実態に即した変位応答値を算定するため、本四スペクトルが岩盤上のスペクトルであり、4 sec. 以上の長周期成分は余り含まれていず、T＝4 sec. 以上の長周期領域での応答変位スペクトルはconst. であるという工学的判断を加えたものである。（図－4参照）

なお本四スペクトルではこの領域では安全側の判断として応答速度スペクトルをconst. としている。

2.3　皿ばね端部支承の設計の考え方

表－5　皿ばね端部支承の設計の考え方　（昭和54年度本四連絡橋の耐震・地盤に関する調査研究報告書）

		a	b
		荷　　重	伸縮量制限（桁端の変位制御量）
常　時	皿ばね沓	1) $W(L)+L(W)+T(\pm 30℃)$ $+SD+ER$	伸縮継手の格定伸縮量から隣接橋梁の伸縮の影響分を差し引いた残分。
異常時	皿ばね沓 or 皿ばね沓＋硬質ゴムストッパー＊	次の荷重の組合せのうち不利なものとする。 2) $W+T(\pm 15℃)+SD+ER$ 3) $EQ+L(EQ)+T(\pm 20℃)$ $+SD+ER$	

SD：支点移動の影響　　ER：架設誤差

＊硬質ゴムストッパーはこれによって変位制御をするしないに拘らず必ず設けるものとし、変位制御のため桁端が硬質ゴムストッパーに接触変位する場合は、硬質ゴムストッパーの衝突緩衝効果の見積り誤差等を配慮して軌道伸縮継手に損傷を与えないために第2段の shock absorber 的な構造処理を行なうものとする。
なお、硬質ゴムストッパーのばね特性は、固有周期の急変を避けるため緩和区間を有するバイリニアー型とする。

皿ばねを用いた場合のばね端部支承の設計の考え方を以下に記す。この中では皿ばね端部支承の汎用性を図るため硬質ゴムストッパーとの併用も考慮して検討を加えた。

(1)　設計方法

桁端の橋軸方向の変位制御は皿ばねと硬質ゴムストッパーを用いることとし、設計の考え方は表－5に示すとおりである。表に示したように硬質ゴムストッパーは異常時の荷重にのみ用いてよいと考えた。実際の設計においては伸縮装置、桁端 Clearance の制約内で、橋脚反力が小さくなるよう皿ばね端部支承のばね強さを選定することが必要である。

(2)　地震時の応答解析法（桁端変位、桁端反力の算出法）

W、L、T 等の荷重に対しては静的な力の釣合い問題として取り扱えるので地震に対する考え方を以下に記す。

計算にあたって、全橋モデルの自由振動解析結果から桁端の水平変位に関する振動モードは主構の剛体1次振動モードが卓越することが判然としており、全橋モデルを1算点系モデルに置換する。地震時の応答解析法としては応答スペクトル法および時刻歴応答解析法があり、桁端が硬質ゴムストッパーに接触しない場合は通常の解析手法となるので**桁端が硬質ゴムストッパーに接触する場合**の取り扱い方を以下に記す。

(i)応答スペクトル法

解析にあたって以下の**仮定**を用いる。

a)　介在する硬質ゴムストッパーのバネとしての緩衝作用のため主構質量 M と端橋脚質量との衝突は生じないものとする。言いかえれば主構の速度はストッパーとの接触前後で急変せず、衝突力は作用しないと考える。

b)　橋梁振動系の構造減衰は主塔に関するものが支配的であり、系の減衰定数 h は $h=0.02$ とする。

c)　最大応答速度を生ずると同時に質点 M は硬質ゴムストッパーを含む合成水平ばねで支持された無減衰の自由振動に移行するものとする。

上記a)、c)の仮定により解析法は以下のように非常に簡単なものとなる。すなわち、

最大応答変位を生じる際の1自由度系の変位は、

$X=A\sin\omega t$

ここに A は $T=2\pi\sqrt{M/K}$（T：ストッパーに接触しないときの系の固有周期、M：主構の質量、K：皿ばね＋主塔ばね）

により応答変位スペクトル S_d として求まる。

で表わされ、速度最大時の系の運動エネルギーは、

$E_m=\frac{1}{2}M(A\omega)^2$

となる。一方変位最大＝速度0となるときのばねに貯えられる歪エネルギー E_k は次式となる。

$E_k=\frac{1}{2}\bar{K}x^2$

（$\bar{K}$：皿ばね＋主塔ばね＋硬質ゴムストッパーによるばね、x：ストッパーを考慮した場合の桁の水平変位）

したがって $E_m=E_k$ とおくことによって x が算出され、橋脚に作用する反力 P はばね反力として $P=Kx$ として求められる。

(ii)　時刻歴応答解析法

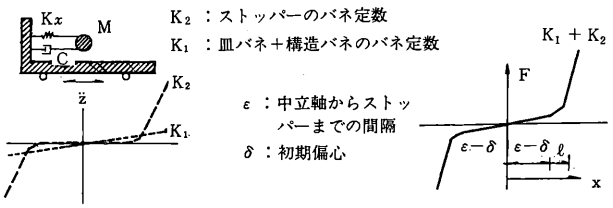
解析にあたっての**仮定**は(i)－aに加え以下のとおりである。

a)　硬質ゴムストッパーと主構のはくりはゴムが粘弾性のためゴムが復元する前に起るが、解析上ゴムは完全弾性体とする。すなわち Tri-linear の水平ばねに支持された系に置換する。

b)　(i)－bの理由により系の減衰係数 C は主構質量 M に対し $C=2\omega Mh$（$h=0.02$）とする。

この場合もa)の仮定により非常に簡単な問題となり、振動方程式は次式となる。

$M\ddot{X}+C\dot{X}+\bar{K}X=-M\ddot{Z}$



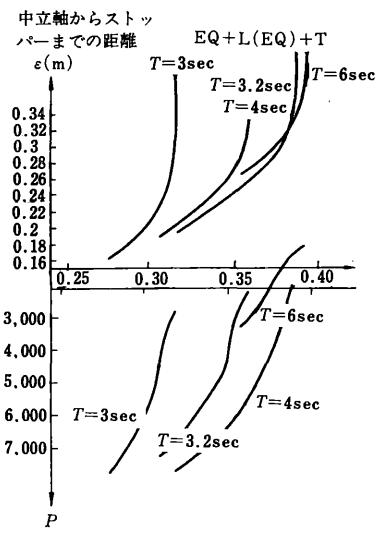
この手法は先の応答スペクトル法と異なりストッパーを考慮した場合の振動系の固有周期の変化を考慮できるため、実際の設計においては(i)の応答スペクトル法で基本反力を求め、(ii)の時刻歴応答解析法でその値を照査することが望ましい。

(3)　算定例

(1)、(2)に示した皿ばね端部支承の設計法に基づき、応答スペクトル法により各周期に対応する伸縮継手の容量と端橋脚の異常時水平反力の関係を求めて表－6に示す。入力は前述の本四修正スペクトルを用い、かつ橋梁全体

表－6　伸縮継手の容量と端橋脚の異常時水平反力　$W+T$: $T=\pm30°$　$EQ+L(EQ)+T$: $T=\pm20°$

皿ばねの弾性拘束の大きさ (t/m)	同期 T_1 (sec)	常時荷重による皿ばね伸縮量から決まる伸縮継手容量 ①$W(L)+L(W)+T$による皿ばね変位(m)	②伸縮継手容量(m)	異常時荷重による変位の照査（皿ばね+ストッパー(m) ③$W+T$	④$EQ+L(EQ)+T$	②に③、④の補正を施した伸縮継手容量(mm) ⑤	異常時荷重による端橋脚の水平反力(t) ⑥$W+T$	⑦$EQ+L(EQ)+T$	⑤のストッパー位置を100mm upした場合の伸縮継手容量および端橋脚水平反力(t) ⑧変更伸縮継手(mm)	⑨$W+T$	⑩$EQ+L(EQ)+T$	ストッパーのない場合の伸縮継手容量および端Pier水平反力(t) ⑪伸縮継手(mm)	⑫$W+T$	⑬$EQ+L(EQ)+T$
0	13.49	0.735	1,778	0.811		(1,930)	1,271		(2,138)	1,174		(4,646)	0	
247	12	0.606	1,520	0.682		(1,672)	1,343		(1,880)	1,233		(3,800)	216	
768	10	0.470	1,248	0.546		(1,400)	1,418		(1,606)	1,282		(2,818)	482	
1,727	8	0.357	1,022	0.432	0.388	(1,172)	1,491		(1,376)	1,307		(2,012)	735	
3,798	6	0.267	842	0.363	0.354	(1,034)	1,513	3,199	1,088 (1,162)	1,331	938	(1,382) 1,092	1,020	744
9,717	4	0.196	700	0.256	0.315	938	1,766	7,683	1,058		3,440	1,080		1,875
12,000	3.63	0.191	690		0.305	918		7,417	1,014		2,649	1,024		2,148
18,004	3	0.165	638		0.276	860		7,731	930		3,193	936		2,827
41,680	2	0.126	560		0.227	762		8,814	794		5,210	794		5,064



伸縮継手容量算定においては隣接橋梁分として308mmを考慮　EQ：本四スペクトル（ただし>4.0においては変位スペクトルconstとしている。）　＊（　）は $W+T_1$ により決定

系の高次モードの影響を補正するためスペクトルの値を1.1倍している。(1)に示した設計方法でばね端部支承の容量を定めるにあたりこの表は非常に参考になる。

3. 吊橋における変位制御

3.1 変位制御の必要性とステイの役割

既往の吊橋では補剛桁の捩れ剛性が小さく、自励振動が逆対称1次の捩れ振動モードで発現することが多く、耐風設計上これを抑制するため、ケーブルと補剛桁の相対移動を拘束するステイを設置させることが多かった。

しかし本四連絡橋の吊橋では補剛桁の捩れ剛性が相当大きいため、最低次の捩れ振動モードが対称1次振動であり、自励振動の発現を抑制する目的でのステイの効果はあまりない。

一方、ステイのない吊橋では、斜めに風が吹くと補剛桁には橋軸方向に相当大きな風荷重が作用し、ハンガーのみの拘束ばねが小さいため橋軸方向に大きく変位する。設計においてはこの変位量に対し桁端のクリアランス、ウインドタングの容量、橋梁伸縮継手の容量が定まることになる。したがって①桁の変位量に伴なうこれらの構造処理が設計上困難となる場合、桁端変位量を抑制するためにはステイの設置は有効な手段となる。なお、前述の斜張橋の弾性固定とは異なり、ステイはあくまでケーブルと桁の相対ずれを拘束するためのものであり対称荷重（たとえば温度変化による変位量）には全く効果のないことは注意すべきである。

ステイ設置のもう1つの効果として、②ハンガーの傾斜防止がある。すなわち吊橋においてケーブルと桁との相対ずれは暴風時、地震時以外にも活荷重偏載等によっても生じ、ステイのない場合これらの荷重による相対ずれは前述のようにハンガーが抑制しており、ハンガーカラー近傍でのハンガーの曲げ疲労が（特に短ハンガーにおいて）懸念される場合があり、ステイの設置はこのための有効な手段ともなる。

3.2 ステイの設計と変位制御の現況

各ルートの吊橋ということで大鳴門橋、下津井瀬戸大橋、因島大橋についてステイの設計と変位制御の現況を表－7に示す。ステイ設置の目的はすべて桁の変位制御であり、大鳴門橋については桁端の衝突防止対策、それ以外は短ハンガーの疲労防止対策を考慮したものである。以下簡単に各橋梁の設計概況を示す。

(1) 大鳴門橋の場合（2ヒンジ吊橋）

桁の衝突防止対策を目的としており、そのためステイは暴風時、地震時とも切断しないよう設計している。

(2) 下津井瀬戸大橋（張出し径間つき単径間吊橋）

短ハンガーの偏載活荷重に対する疲労防止対策を目的としており、その結果偏載活荷重に対してステイが弾性範囲内にあるようかつ、いたずらにバンドを大きくすることを避けるため20年期待値の風速を越える風荷重に対してはステイケーブルが破断するように設計されている。このため破断荷重のばらつきを無くす必要があり、鋼材でカップラーを作成しこの部分で破断させるように配慮している。従って暴風時、地震時にはステイが無く桁端変位量は大きいが、アンカレイジ部での硬質ゴムストッパーで変位制御を行なっている。

(3) 因島大橋（2ヒンジ吊橋）

Dルートと同様偏載活荷重に対する疲労防止対策を目的としており、載荷時風に対しステイを破断してもよいとしている。（この計算においてはステイを弾性扱いしており、ステイロープの非線型性を考慮すると地震時、暴風時ともステイは破断しない）暴風時、地震時のステイなしの桁端変位量に対し、中央径間はクリアランスが確保されており、また側径間はアンカレイジに設置したストッパーで変位制御している。

3.3 ばね付きステイの検討

(1) ばね付きステイの必要性

ステイを設置した場合に、ステイの伸び剛性 EA（$\propto$ス

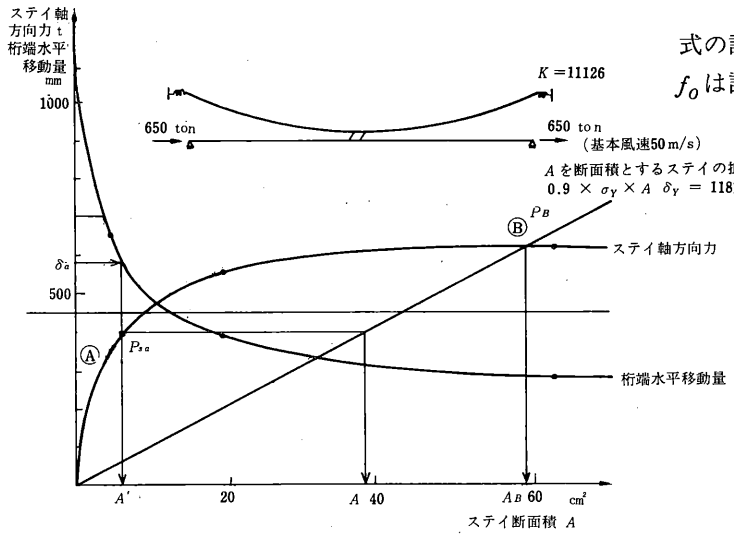
表－7　ステイ設計の現況

①ステイの設計法		大鳴門橋（3径間2ヒンジ吊橋）						下津井瀬戸大橋（単径間吊橋）		因島大橋（3径間2ヒンジ吊橋）	
	ステイの設置目的	桁の衝突防止対策						短ハンガーの疲労防止対策		短ハンガーの疲労防止対策	
	設計計算方法	地震時、暴風時ともにステイを破断させず、桁端変位量を制御する。 1)暴風時　$\sigma < 0.85\sigma_y$ 2)地震時 $*\sigma_y < \sigma < 0.85\sigma_B$（中央径間、5A側径間） $\sigma < \sigma_y$　（2P側側径間） 地震時はσ_yをこえるので、等価剛性を使用 3)バンドの滑り安全率 $F_s = 1.5$						偏載荷重に対しステイで変位位制御し、暴風時、地震時にはステイを破断（破断箇所は鋼材カップラー）するものとし、アンカレイジに設置したストッパーで変位を制御する 1)偏載活荷重に対し$\sigma < \sigma_{cr}/2.0$ $\sigma^* < 0.8\sigma_y{}^*$ 2) W_{20}（$V_{20}=48.8$ m/sec）に対し $\sigma < \sigma_y$　$\sigma^* \leqq \sigma_{cr}{}^*$ 3)バンドの滑り安全率はカップラー破断荷重に対し $F_s=1.5$		載荷時風に対しステイを破断するものとし、ステイが破断しても中央径間クリアランスが確保されており、また側径間はアンカレイジに設置したステイで変位を制御する。 1)バンドの滑り安全率はステイの破断荷重に対し2.0。	
	着目ステイ	2P側サイドステイ		センターステイ		5A側サイドステイ		センターステイ		センターステイ	
	バンド数（1ケーブル当たり）	2		3		2		2		1	
	有効ステイ数（1バンド当たり）	2		2		2		2		2	
	バンド長(m)	3.7 ～ 4.8m						2.94		2.28m	
	ステイの材質	CFRC 70ϕ		CFRC 70ϕ		CFRC 70ϕ		CFRC ϕ68、カップラーSM58		L.C.R B型 ϕ30	
	荷重	W V=73m/sec	EQ	W	EQ	W	EQ	W V_{20}=48.8m/sec	活荷重偏載	載荷時風荷重＝ 30 m/sec	
	ステイの破断安全率	2.39	1.47	1.49	1.01	224	1.07	1.7 >1.67 1.24* >1.0	2.3 >2.0 1.6* >1.58*	1.7	
	バンドの滑り安全率	3.73	1.99	2.86	1.95	4.09	1.95	1.87	2.43	4.97*	
	備考	1)*センターステイおよびサイドステイの詳細設計 CFRC基準材料 $\sigma_{cr}=130$kg/mm²（$\varepsilon=3.5\%$） $\sigma_y=98$ 〃（$\varepsilon=0.7\%$） 破断安全率は$0.85\sigma_B$に対して計算した。 2)仮に破断した場合を考え、i)落橋のおそれがない場合は$\sigma < 0.85\sigma_B$、ii)落橋のおそれがある場合は$\sigma < \sigma_y$を原則とし、ii)についてこの条件をclearしない場合は、Elcentro等の地震波形による照査で$\sigma < \sigma_y$となればよいという基本思想を考えた。 3)$0.85\sigma_B$は破断強度のばらつきを考慮したものである。						55.1　実施設計（その2） σ　：ステイ応力 σ^*：カップラー応力 CFRC ϕ68：$\sigma_{cr}=130$kg/mm² $\sigma_y=78$ 〃 SM58　$\sigma_{cr}{}^*=58$ 〃 $\sigma_y{}^*=46$ 〃 ケーブル径 936mm		*切断荷重に対して2.92>2.0	

②変位制御方法						側径間	中央径間
変位制御の手段		なし			硬質ゴムストッパー 700mm	ストッパー 500 mm	クリアランス 960 mm
ステイがない時の変位	$W+T$（±15℃）	959	1001	1243	831　(715)	1280	782
	$EQ+L(EQ)+T$（±30%）	983	783	1044	815　(512) 584*　(281)*	620	703
軸直伸縮継手		±300、±450	± 740	±450、±300	1500　型	±500	±600

テイ断面積A）に対応してステイに作用する軸方向力、桁端水平移動量およびステイ抵抗断面力の関係の一例を図－5に示す。これは大鳴門橋の中央径間をとり出し、静的解析（暴風時を対象）した結果であり、モデル化については後述の(3)を参照されたい。図から明らかなようにステイに作用する軸方向力はハンガーの傾斜に伴う復元力との関係で比較的小さなステイ剛性によってもその効果は著しい。

一方ステイの抵抗断面力は断面積と比例の関係にあるためある程度の変位制御を行なう場合必ず図－5のB点以上の断面積 A_B が必要となる。このような事態が生じたのはステイ剛性がステイ断面積から一義的に定まることによるもので、したがって何らかのばねを用いて、ステイ断面積とは無関係に任意にステイ剛性を設定すれば、制御する変位量に対応したステイ作用力に対しステイ断面を設計することが可能となる。図－5でいうと、例えば許容変位量δ_aが定まると、**通常のステイ**では A_B が必要なのに対し、**ばね付ステイ**ではばねによって換算断面積 A'（後述の(2)参照）としさえすればステイの実断面積は A でよいこととなる。この結果、ステイ断面の低減とともにバンドの長さも設計施工上バランスのとれたものに低減できることとなる。この場合、許容変位量を大きくとることによってその効果が顕著に表われるため、設計にあたっては桁端クリアランス等を含め、総合的な検討



図－5　ステイのび剛性に対するステイ軸方向力、桁端水平移動量の関係　(大鳴門橋吊構造基本設計のデータを用い、ステイの$E=2.0\times10^7$t/m²とした)

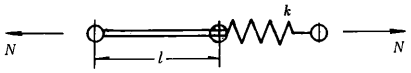
を加えることが必要である。

(2)　ばね付ステイの考え方

(i)　ステイにばねを付加する場合

(1)で述べたように、ステイに直列にばねを挿入し、強度と殆ど無関係に伸び剛度を設定することを試みる。

右図　を参照して、ステイの実効長をl、直列ばね係数をkとすれば、



$N=\dfrac{EA}{l}\cdot\Delta l=k\cdot\Delta e$　ここに、EA：ステイの伸び剛性

Δl：ステイの伸び

Δe：ばねの変位

よって合計伸び量は$\Delta l'=\Delta l+\Delta e=(\dfrac{l}{EA}+\dfrac{1}{k})N$　となり、換算伸び剛性は次式で求められる。

$$EA'=\frac{kl}{kl+EA}\cdot EA\quad(A'：換算断面積)$$

(ii)　サグ付ステイの検討

ステイにサグを付けることによってもばね効果を期待することが可能である。この場合はステイ両端の相対水平変位δとステイ張力Pの非線形性を利用し、**等価剛性**の観点から理解されよう。(図－6)

実際問題として図－7に示すステイの初期形状（無応力長L_0、or初期サグf_0)を図－8に示すように水平変位Δxを生じたときに水平張力$H(=N\cos\theta)$となるように定めることを試みる。(実橋への適用においては、このH、Δxはステイ剛性を各種変化させた全体系解析結果から、要求されるステイ剛性の解として求められる）紙面の都合で式の誘導は省略するが、Δx、Hの値に対し次式でL_o or f_oは計算される。

$$L_o=l-\Delta l$$

$$f_o=\frac{l_0}{2}\tan\frac{\psi_0}{2}$$

ここに、

$$l=\sqrt{y^2+x^2\cdot\frac{\sin^2\psi}{\psi^2}}$$

$$\psi=\omega x/2H$$

ω：自重

H：張力の水平成分

$$\Delta l\fallingdotseq\frac{Hx}{2EA}\left(1+\frac{l^2+y^2}{x^2}\psi\cot\psi\right)$$

$$\psi_0^2\fallingdotseq\tau\left(3+\frac{\tau}{10}\left(3+\frac{\tau}{35}\left(1-\frac{\tau}{4}\left(1-\frac{7}{1925}\left(169-\frac{73}{13}\tau\right)\right)\right)\right)\right)$$

$$\tau=l_n\frac{l_0^2-y^2}{x_0^2}$$

(3)　大鳴門橋での試算例

(i)　解析モデル

ステイ剛性を変化させた場合のステイの効果の計算は、吊橋全構造系を用いた場合、無駄も多く演算時間も大となるので各径間毎独立に計算を行な うことにする。すなわちその時の他の径間の影響は塔頂を介して水平ばねとして考慮する。

いま図－9において水平張力の増分ΔHに対する塔頂間隔lの変位量Δlは次式で表わされる。

$$\Delta H\left\{\frac{L_E}{E_cA_c}+\frac{64f^2}{c^4l^4EI}\left(\frac{2}{c}th\frac{Cl}{2}+\frac{c^2l^3}{12}-l\right)\right\}=\Delta l$$

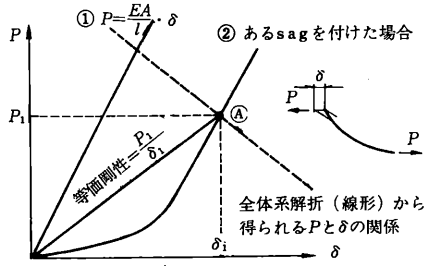
ここに、$L_E=\int_0^l\sec\alpha\,du$

$$c^2=\frac{H+\Delta H}{EI}$$

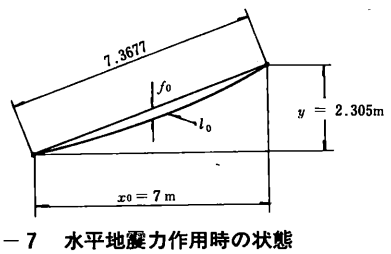
したがって塔頂を介して影響する他径間の水平ばね系数kの算定式は次のとおりとなる。

$$k=\frac{\Delta H}{\Delta l}=\left\{\frac{L_E}{E_cA_c}+\frac{64f^2}{c^4l^4EI}\left(\frac{2}{c}th\frac{cl}{2}+\frac{c^2l^3}{12}-l\right)\right\}^{-1}$$

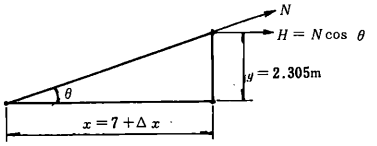
次にステイを**抗圧材**として計算することの是非であるが、前述の考え方に基づき、大鳴門橋2P側側径間のデータを用い、ステイをすべて抗圧材とした場合と圧縮側ステイを無視した場合の解析結果を表－8に示す。ここでは基本的な性状を確認するため抗圧材扱いする場合もステイ断面はそのまま(1/2にしない）にしている。表から判るようにステイの合計軸方向力は各ケースともほぼ等しいと考えられ、ステイ軸方向力の近似値を知るため



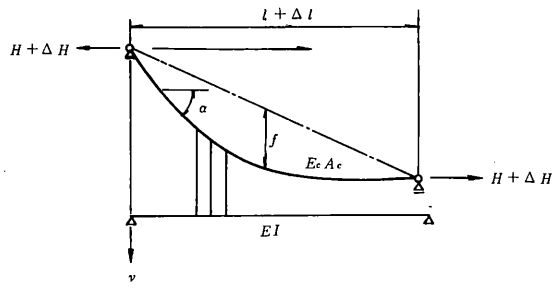
図－6 サグ付ステイの考え方



図－7　水平地震力作用時の状態



図－8

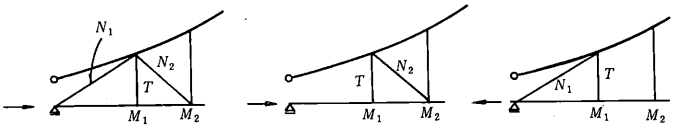


図－9

にはステイを圧材と考えた系で計算し、ステイ張力としては圧縮側、引張側のステイ張力の和として算出すればよいと思われる(この場合ステイ断面積を1/2にしておく。) ただし、ステイが他部材に与える影響(表－8)については全く異なった解を与えることは注意せねばならない。

以上の事を踏まえ、本解析に用いたモデルの概要を図－10に示す。本モデルは大鳴門橋2P側側径間を対象としたものである。ステイは圧材と考え、剛性としては断面積を1/2とした。またケーブル、ハンガーは有限変形解析により求めた死荷重完成状態の初期張力により横剛性を与えている。解析は応答スペクトル法であり入力は本四スペクトルを用いた。

表－8　ステイを圧材とすることの検討



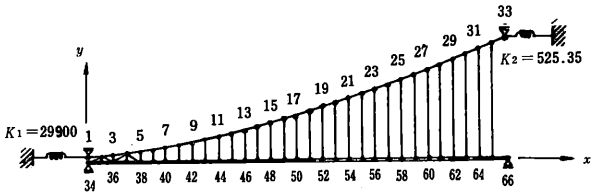
N_1+N_2	509.416	505.392	503.633	：ステイ張力（t）
T	91.747	57.148	62.095	：吊材張力（t）
M_1	98.180	646.686	805.341	
M_2	771.910	771.092	738.490	：曲げモーメント
M_3	601.416	675.263	653.303	
x	16.065	16.068	16.066	：水平変位(cm)
y_1	2.365	1.976	2.522	
y_2	4.628	4.112	4.694	：垂直変位(cm)
y_3	6.549	5.973	6.477	

(ii)　解析結果

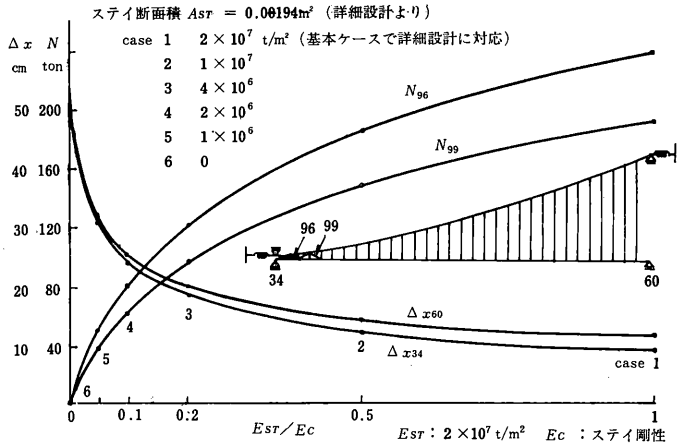
解析の結果得られたステイ剛性を変化させた場合の桁の水平変位$\triangle x$、ステイ張力Nの変化を図－11に示す。これは前述の静的解析の結果に比べ、ステイ剛性の小さい範囲でも比較的滑らかな曲線となっている。

さて、(2)－(ii)の計算式を用い、図－11のステイ剛性を初期サグ量f_0に換えて整理すると表－9を得る。いま仮に許容変位量を150mmとすると$f_0=0.5$mをつけることによって基本ケースのステイ張力460tを約320tに低減することが可能となる。

このようにステイにサグをつけることによってステイ張力を低減する効果が確認された。今後この方法を現在の吊橋に適用していくことを考えた場合、先の**等価剛性**

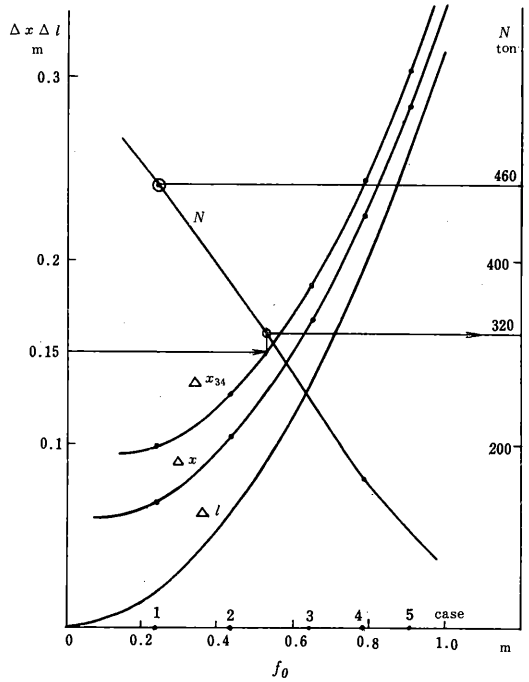


図－10　モデルの概要



図－11　ステイ剛性を変化させた場合の桁の水平変位、ステイ張力

表－9　初期サグf_0を変化させた場合の水平変位、ステイ張力



の考え方（図-6）がステイ張力、桁の変位にとってどのような意味あいを有するかを確認することが必要である。

4.　あとがき

吊構造を有する橋梁の変位制御の方法として、主として吊橋におけるステイ、斜張橋における弾性支承をとりあげ、さらにステイについてはサグ付ステイ、弾性支承については皿ばねをとりあげ各種の検討を行なった。今後の橋梁計画のお役に立てば幸いである。

因島大橋ケーブル製作

Cable Fabrication of Innoshima Bridge

向島工事事務所　第二工事長　香川祐次
Yuji Kagawa

1. まえがき

因島大橋のケーブル製作は、「因島大橋ケーブル工事（その１）」という名称で神戸製鋼所・新日本製鉄共同企業体に発注した。工事内容を表－１に、製作工程を表－２に示す。本稿は、このうちケーブルストランドとハンガーロープの製作について述べるものである。

ケーブルストランドは、関門橋が5.04mm径の素線91本からなるストランド（単重16.4t）に対して因島大橋では5.17mm径の素線127本からなるストランド（単重28.4t）とひとまわり大きくなったためにストランド施工性試験を行って実用上の問題点のないことを確認した上で、昭和53年８月から昭和54年11月の間に製作し、昭和56年６月に現地搬入した。

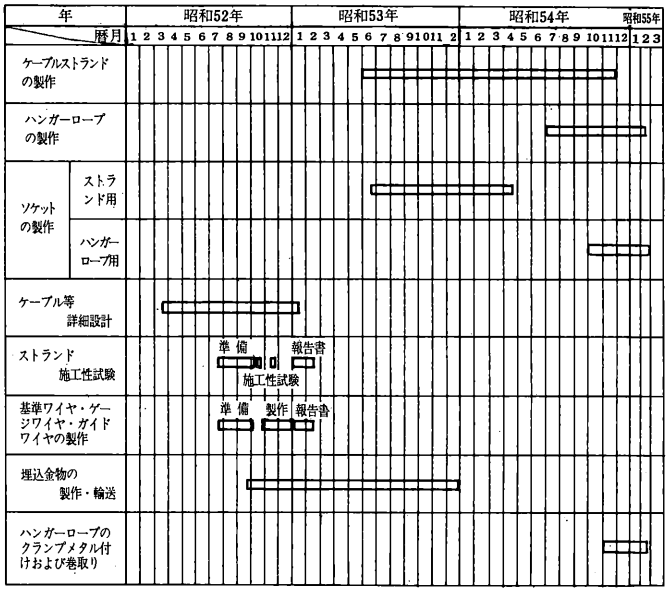
ハンガーロープの製作は、ロープの製作、プレストレッシング、測長マーキング、クランプメタルの取付、仮梱包までを行い、工場内で保管中である。ソケット付けは、主ケーブルの架設完了後架設誤差を考慮して行う予定である。

なおストランド施工性試験については、本四技報 Vol. 2　No.5　'78.7の「因島大橋ケーブル施工性試験」を参照されたい。また本橋のケーブル製作については、HBSにより製作されているので、HBS G 3501、3503、3504を参照されたい。

表－１　因島大橋ケーブル工事（その１）工事内容

項　　目	単位	数量	備　　考
ケーブルストランドの製作	t	5,167	ケーブルストランド（PWS127）182 本の製作
ハンガーロープの製作	t	406	ハンガーロープ484本の製作(ただしソケット止めは含まず)
ソケットの製作	t	461	ケーブルストランド用364個、ハンガーロープ用968個の製作
ケーブル等詳細設計	式	1	ケーブルストランド・ハンガーロープの製作長の計算、埋込金物・塔取付金物の設計、概略施工計画、ストランド施工試験計画
技術資料用記録映画	式	1	上映時間５分、35mmカラー撮影
ストランド施工性試験および基準ワイヤ、ゲージワイヤの製作	式	1	ストランド施工性試験２本、基準ワイヤ３本・ゲージワイヤ182本・ガイドワイヤ２本の製作
埋込金物の製作	t	44	
埋込金物の輸送	t	44	
ハンガーロープのクランプメタル付けおよび巻取り	式	1	ハンガーロープ484本の仮切断とクランプメタル付けおよび個々のリールへの巻取り

表－２　因島大橋ケーブル工事（その１）製作工程表



2. ケーブルストランドの製作

2.1 ケーブルストランド長

ケーブルストランド長の計算は、「ケーブル等詳細設計」で行ったが、補剛桁やケーブルバンド等の詳細設計に伴い設計条件（荷重条件、ケーブル基本形状など）が変化してきたことから昭和53年８月および昭和54年９月の２回変更を行い、計３回実施した。ストランド長は、図－１に示す無応力長に塔頂サドルおよびスプレーサドルの曲率半径を考慮し、さらにアンカースパンの３次元的広がりを補正し、これにシム量 360 mmを加えて91ストランドそれぞれの長さを算出した。シム量の算出は以下によった。

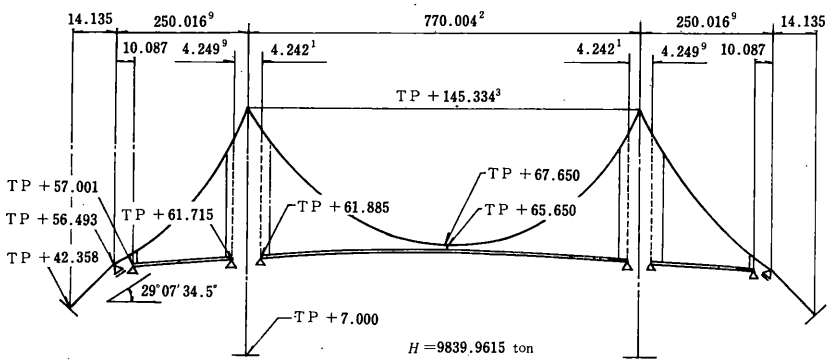
ケーブルストランド長決定のためのフローチャートを図－２に示す。

ストランドのソケット前面間無応力長（L_1）は、アンカーフレーム支圧板端面間ケーブル無応力長（L_0）に設計シム厚（L_s）を加えたものになる。L_sは、死荷重変動調整代 L_l と製作架設誤差 L_e と余裕 L_rの和である。

① アンカーフレーム支圧板端面間ケーブル無応力長 L_0 を計算するための死荷重強度（W）を決定するため、基本設計時に得られている吊構造部死荷重強度の見直しを行った。これは、鋼床版設計要領の施行に伴う鋼床版の設計変更、検査車レール等維持管理施設の見直し、自歩道幅員の変更、ケーブルバンド重量の精算およびこれらに伴う補剛トラス重量の修正等に起因するものである。

また、L_0 の計算にあたっては、実際には不等分布している死荷重を等分布荷重として扱っているが、それによる L_0 の計算誤差を試算検討した。結果は、ハンガーロープ長には数10㎜の差が出て無視し得ないが、主ケーブル無応力長には数㎜の差しか生じないため無視しうるものとして、以後は等分布荷重を用いることとした。

② 一方設計シム厚 L_s のうち死荷重変動調整代 L_l



荷重条件　　単位：千/m/片ケーブル

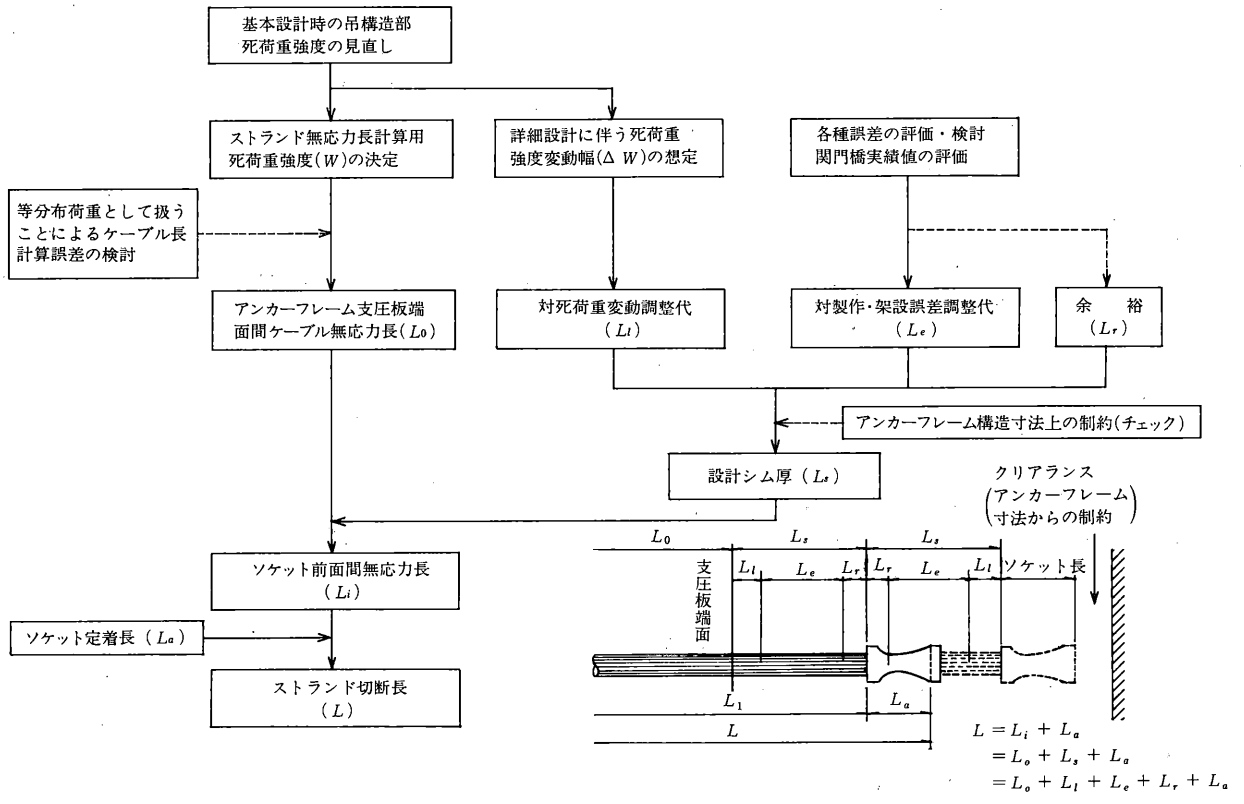
	側径間	中央径間	備考
主ケーブル	1.899	1.899	軸線長あたり
吊構造部	7.712	7.973	水平橋長あたり
ハンガーロープ	0.261	0.213	〃
ケーブル付属品	0.246	0.211	〃

（設計シム量 360㎜）

		向島アンカスパン	向島側径間	中央径間	因島側径間	因島アンカスパン	計	備考
ケーブル張力(t)	向島側	10116.4392	10116.4392	10585.1332	10904.3957	10116.4392		
	因島側	10116.4392	10904.3957	10585.1332	10116.4392	10116.4392		
ケーブル傾斜角	向島側	45°	13°25′33.6″	21°37′38.1″	25°31′34.9″	45°		
	因島側	45°	25°31′34.9″	21°37′38.1″	13°25′33.6″	45°		
ケーブル形状長 (m)		19.989⁹	265.909⁰	790.430⁵	265.909⁰	19.989⁷	1362.228³	IP～IP
〃 弾性伸び (m)		0.041⁶	0.572⁷	1.643⁰	0.572⁷	0.041⁶	2.871⁶	〃
〃 無応力長 (m)		19.948³	265.336³	788.787⁵	265.336³	19.948³	1359.356⁷	〃

（注）ケーブルIP点はサドルとケーブルが接するよう補正している。

図－1　吊橋完成時ケーブル形状（ストランド製作長決定用、昭和53年8月）



図－2　ケーブルストランド長決定のためのフローチャート

としては、これら死荷重強度が詳細設計未着手の段階であり、将来変動が避けられないためWには上下限想定値の変動幅（$\triangle W$）の1/2に対応する調整代L_1を設計シム厚として見込んだ。（$\triangle W$（全振幅）＝側径間0.559t/m/ケーブル、中央径間0.600t/m/ケーブル。L_1＝81mm）

③　次にストランドの製作・架設誤差に対する調整代（L_e）を決定するため各種誤差の検討を行った。

誤差の要因としては、a)ストランド製作時における基準ワイヤ、ゲージワイヤの製作誤差、ストランド集束誤差、b)アンカーフレーム据付誤差、c)塔柱・塔頂サドル製作・据付誤差、d)スプレーサドル据付誤差、e)アンカーフレーム支圧板製作誤差、f)サドル内のケーブル空隙率が計画値と異なるため生じる誤差およびサドルへのストランドの納まり具合のばらつきによる誤差、g)スパン測量誤差、h)基準ストランドの絶対サグ測量誤差、i)サグ調整時の被調整ストランドと既設ストランドの温度差による誤差、j)サグ調整誤差、k)アンカースパンの張力調整誤差がある。

これらの誤差要因を偏り成分とばらつき成分に分け、それぞれストランド施工性試験の結果とか関門橋での架設実績値等から想定し計算集計すると、L_e＝168mmとなった。一方関門橋の実績シム厚をみると、計画シム厚120mmに対してシム厚変動量が偏り＝89.5mm、ばらつき（3σ）＝96.6mmとなっており、これらはケーブル全長に対してそれぞれ約1/13,000、1/12,000となっている。これから因島大橋のシム厚変動量を推定するとケーブル全長1,360mに対して218mmとなったので、L_eとしては実績を重視して218mmとした。

④　余裕（L_r）は、関門橋では20mm×2＝40mmが見込まれていたが、因島大橋ではスパン長の増大、ストランドの大径化を考慮して1A、4A側それぞれ30mmずつ計60mmとした。

以上より設計シム厚を、$L_s = L_1 + L_e + L_r$＝81＋218＋60＝359≒360mm（向島側100mm、因島側260mm）とした。

2.2　ケーブルストランドの製作

ケーブルストランドの製作は、HBS G 3501、平行線ケーブル用亜鉛めっき鋼線およびHBS G 3503、プレハブパラレルワイヤストランドにより製作した。線材の製造条件および製造設備を表－3に、化学成分分析結果を表－4に示す。亜鉛めっき鋼線の製造条件および製

表－3　線材の製造条件および製造設備

項目		製造条件		
		㈱神戸製鋼所	新日本製鉄㈱	
		神戸製鉄所	釜石製鉄所	君津製鉄所
製鋼	溶製炉	80T純酸素上吹転炉	90T純酸素上吹転炉	240T/300T純酸素上吹転炉
	造塊	6T型下注押湯付	240mm×375mm鋳片	6T型下注押湯付
鋼片	均熱温度	約 1250℃	同　左	同　左
	圧延呼称寸法	150mm角	120mm角	115mm角
	疵取	ホットスカーフ、チッピング グラインダー	ホットスカーフ グラインダー	同　左
線材	加熱温度	約 1100 ℃	同　左	同　左
	圧延寸法	10.5mm ϕ	同　左	同　左
	パス回数	26	28	25
	標準重量	約 1,880kg	約 1,860kg	約 1,875kg

表－4　線材の化学成分分析結果（%）

		C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr
JIS規格値		0.75～0.80	0.12～0.32	0.60～0.90	0.025以下	0.025以下	0.20以下	－	－
神戸製鉄所	n数	60	60	60	60	60	60	60	60
	max	0.80	0.25	0.78	0.019	0.015	0.01	0.02	0.05
	min	0.76	0 21	0.71	0.008	0.006	0.01	0.01	0.02
	$\bar{x}$	0.775	0.230	0.736	0.0125	0.0097	0.01	0.014	0.028
釜石製鉄所	n数	22	22	22	22	22	22	22	22
	max	0.80	0.26	0.75	0.015	0.009	0.03	0.03	0.03
	min	0.77	0.21	0.64	0.009	0.004	0.02	0.01	0.0018
	$\bar{x}$	0.783	0.23	0.707	0.0128	0.0059	0.027	0.017	0.018
君津製鉄所	n数	11	11	11	11	11	11	11	11
	max	0.79	0.25	0.78	0.020	0.010	0.01	0.03	0.03
	min	0.76	0.23	0.71	0.012	0.004	0.01	0.01	0.01
	$\bar{x}$	0.771	0.243	0.744	0.0169	0 0075	0.010	0.019	0.023

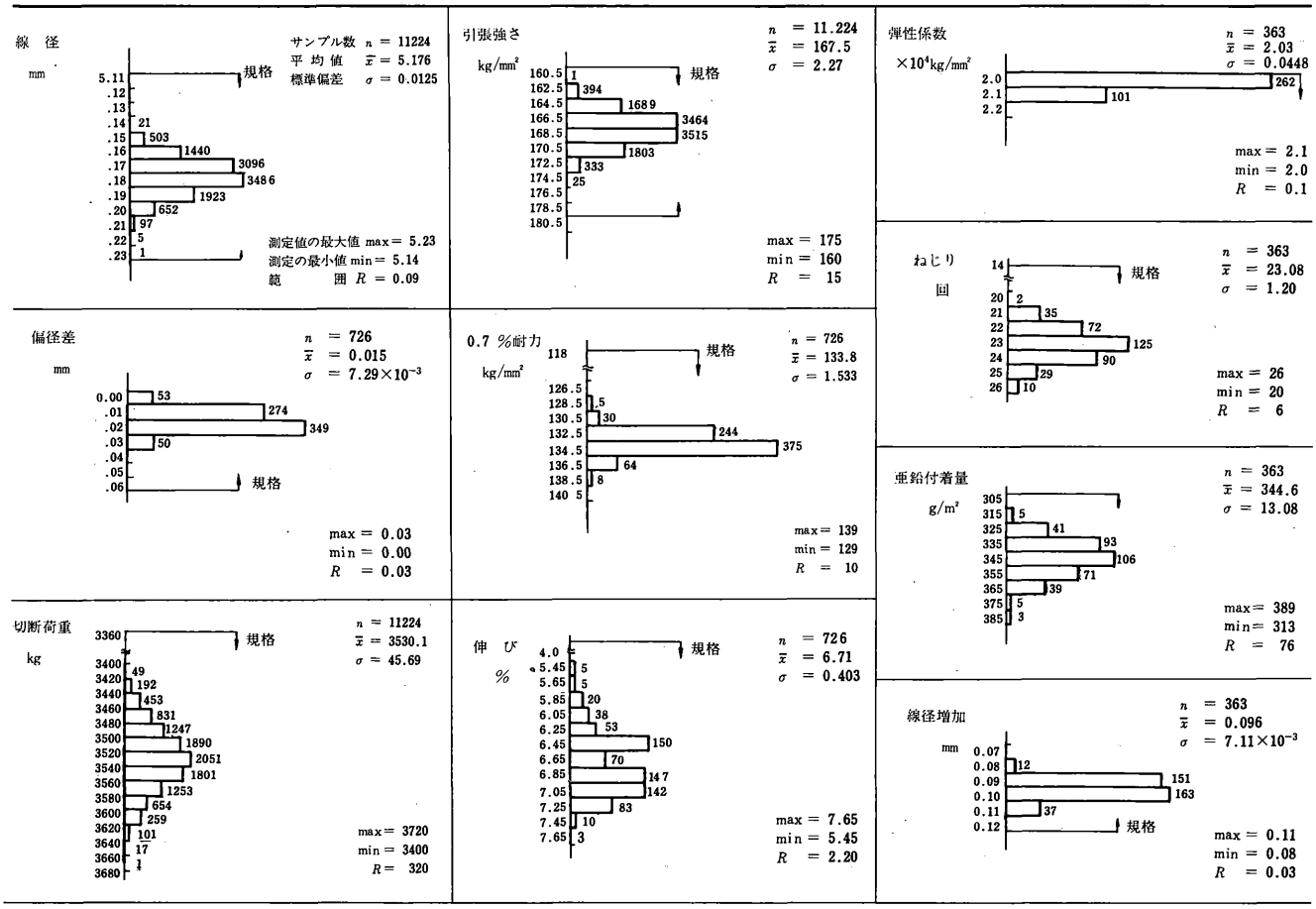
表－5　亜鉛めっき鋼線の製造条件および製造設備

工程	項目	製造条件	製造設備
熱処理	パテンティング	鉛パテンティング	・直火式灯油焚パテンティング炉
	加熱温度	約 960℃	
	鉛温度	約 530℃	
洗線コーティング	酸洗	塩酸又は硫酸	・パテンティング炉に直結したインライン方式 ・バッチ式
	被覆	燐酸塩	
伸線	潤滑	金属石けん	・連続伸線機
	落し回数	6～7回	
	総減面率	76.5%	
	線径	5.09mm ϕ	
直線加工	直線性	フライヤー調整	・ロータリー式直線加工機
めっき	前処理	脱脂→酸洗→水洗→フラックス	・溶融亜鉛めっき
	亜鉛温度	約 450℃	
	絞り方法	粉末木炭、その他	
	めっき線径	5.17mm ϕ	
	後処理	特殊防錆処理　注）	
	巻取り	コイル径 1.3～1.8m	

注）特殊防錆処理――亜鉛めっき後そのライン内で浸漬処理により、防錆皮膜を形成させる方式で処理した。浸漬処理に用いる防錆剤の基本組成は無機硅酸を主成分とし、特殊有機化合物を配合したものとオキシカルボン酸系有機高分子化合物を主体とするものを使用した。

表－6　亜鉛めっき鋼線検査要領（HBS G 3501による）

項　目	試験および検査方法	合否判定基準	抜取数
線　径	コイル両端を1/100 mmマイクロメーターで直角2方向を測定し平均する。	線径5.17mm　許容差±0.06mm 偏径差0.06mm	各コイルの両端から1本づつ
引張り強さ	コイル両端から試験片を各1個採取し、試験片の両端をつかみ間隔約350mmでつかみ、JIS Z 2241により徐々に引張り切断する。試験片のつかみの部分から切断し、異常のあるときは再試験を行う。	引張強さ160kg/mm²以上180kg/mm²以下	〃
耐　力	引張り強さと同一の方法で引張り、各荷重点の伸び量を測定し、0.7%の伸びを生じた点の荷重を測定し0.7%耐力とする。	118kg/mm²以上とする。	20コイル又はその端数ごとに1コイルの両端から1本づつ
伸　び	引張り強さと同一の方法で引張り、切断後試料をつき合せ伸びを測定する。　$G \cdot L = 250$mm	4.0 %以上	〃
弾性係数	引張り強さと同一の方法で引張り、0.7%の全伸び耐力の70%に相当する荷重範囲内で荷重と伸びとの関係を調べて行う。	2.0 × 10^4kg/mm²以上	20コイルまたはその端数ごとに1コイルの片端から1本づつ
ねじり	試験片の両端を517mmの間隔で固くつかみ、一端は鋼線軸方向に移動できるようにし、他端は原則として毎分60回以下のねじり速度で回転し、試験片が切断した時のねじり回数を調べる。試験片がつかみ部分から切断した時は再試験を行う事ができる。	14回以上	〃
巻付け	試験片を15.51mmφの心金の周囲に8回以上密接に巻きつけた時の切損の有無を調べる。	切損しないこと	〃
亜鉛付着量	コイル片端より採取した試験片を約30～60cmとり、0.01 gまで秤量し、これを三塩化アンチモン入塩酸液につけて亜鉛をとかした後秤量する。（JIS H 0401 3.2.2 Wによる）	最小亜鉛付着量 300g/m² めっきによる線径増は平均で0.12mmをこえてはならない。	〃
めっき付着性	コイル片端より試験片を採取し、25.85mmφの心金の周囲に8回以上密接に巻き付けた後の試験片の表面全体を調べる。	めっき層に指で軽くこすってはげ落ちるようなきれつやはくりを生じてはならない。	〃
外　観	コイルの状態でコイル全体を肉眼検査する。	全長を通じ表面はなめらかで、きず、さけ目その他有害な欠点があってはならない。	全　数
直線性	コイル片端から約5 mの供試体を採取し、これを平坦面に放置したときのフリーコイル径とフリーリングリフトを測定する。	フリーコイル径　4.0 m以上 フリーリングリフト　15cm以下	20コイル又はその端数ごとに1コイルの片端から1本づつ



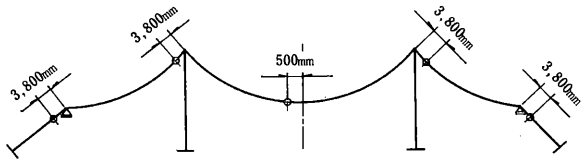
図－3　亜鉛めっき鋼線品質検査結果

造設備を表－5に、亜鉛めっき鋼線検査要領を表－6に、品質検査結果を図－3に示す。

ストランドは、前記の亜鉛めっき鋼線を用いて製作したが、特記事項を以下に記す。

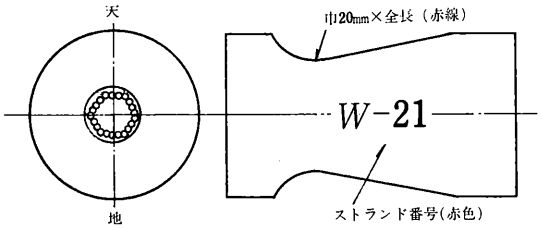
(1) シージングテープ巻きは、プラスチックフィルムと強力繊維を組合せたものに粘着剤を塗布した巾50mmのものを約1.5m間隔で5回巻付けた。

ストランドクランプは、塔頂サドル部近傍および中央径間中央部はワイヤ径2.3mm、巾100mmのワイヤシージングを行い、スプレーサドル部はフィラー入りのワイヤーシージングを施した。



(2) ソケット付けにあたって、素線はアイソレートKW50液または苛性ソーダ水溶液で洗浄後水洗した。設計埋込長は360mmであるが、プレコンプレッション（プレス荷重190tで5分間保持）による抜出しを4mm見込んで埋込長を364mmとした。

ソケットの予熱は、低周波誘導加熱炉により約100℃に加熱した。ソケット付けを完了したソケットには下図のようにストランド番号を両側面に赤色ペンキで記し、上部にはストランドの「天」がわかるように巾20mmの線を記した。



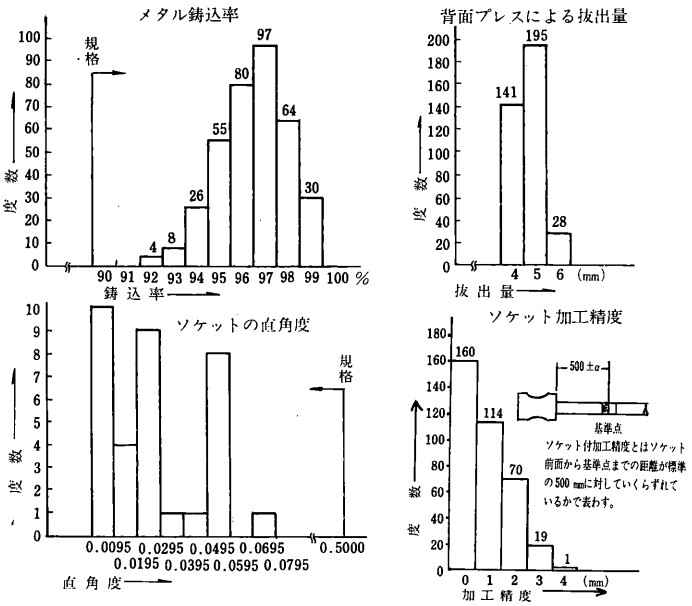
メタル鋳込率、ソケットの直角度、背面プレスによる抜出量、ソケット加工精度などの検査結果を図－4に示す。

3. ハンガーロープの製作

3.1 ハンガーロープ製作長

ハンガーロープ長は、ケーブルバンド詳細設計完了後に計算により無応力長を算出したが、これに主ケーブルの施工誤差を考慮してハンガーロープ長を算出した。

主ケーブルの施工誤差は、特記仕様書により基準ストランドのサグ調整精度を、中央径間と側径間それぞれについて絶対サグを±50mm以内、左右両ケーブルの相対差を30mm以内と定めている。従って基準ストランドの調整後さらに1ケーブルあたり90本のストランドを架設しスクイーズを行うと、各径間中央点におけるケーブルの絶対サグとしては少くとも±50mm×2＝±100mm程度は見



図－4　メタル鋳込率、ソケットの直角度、背面のプレスによる抜出量、ソケット付加工精度

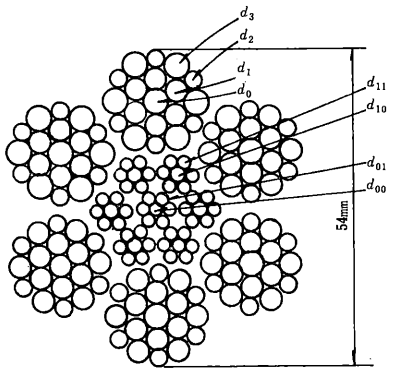
込む必要がある。主ケーブルの各径間中央点における施工誤差分Δ l は±100mm、2Δ l は±200mm見込むものとし、他は放物線勾配で比例配分してハンガーロープ製作長とした。

最終的なハンガーロープの切断は、ケーブル出来高測量の結果を反映させて行い、ソケット付けする予定である。

3.2 ハンガーロープの製作

ハンガーロープの製作は、HBS G 3504、ハンガー用ストランドロープにより製作した。ハンガーロープ径は54mmであり、その構造を図－5に、製作要領を表－7に示す。なおロープの製造は、神鋼鋼線と東京製鋼で行った。

プレストレッシングは、荷重100t、張力維持時間60分×2回とした。プレストレッシング後、荷重20～90tの範囲でロープ1条につき1本の割合で弾性係数を測定した。ロープ製作後、ロープ1条につき1本の割合でロー

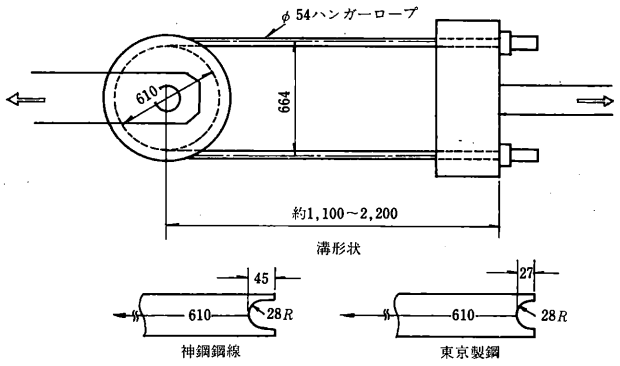


構成は　(1＋6)＋6(1＋6)＋6×W{1＋6＋(6＋6)}G/O

	d_{00}	d_{01}	d_{10}	d_{11}	d_0	d_1	d_2	d_3
線径(mm)	2.66	2.55	2.55	2.44	4.10	3.93	3.16	4.16

図－5　ハンガーロープの構造

プ切断荷重を、ロープ5条につき1本の割合で下図の要領で2本引切断荷重を測定した。



図－6　ハンガーロープ2本引切断試験概略図

ロープ切断試験結果を表－8に示す。これから判るように、神鋼々線と東京製鋼では一本引切断荷重と弾性係数にはあまり差がないが、2本引切断荷重に差があった。

このため、東京製鋼にNo.6のロープが残っていたので、このロープから2本の供試体を作成し、神鋼々線で同一治具により試験したところ、2本引切断荷重は399.5tと396tであり、同一ロープの東京製鋼でのそれは420tであった。原因は、図のように試験治具の両社の相違にあるものと思われ、今後2本引切断試験を行う場合はケーブルバンドの溝形状を前提に治具を設定する必要があると思われる。

ハンガーロープの巻取り方法は、表－9に示すとおりである。

表－7　ハンガーロープ製作要領

項目		製造条件	
		神鋼々線	東京製鋼
C.F.R.C心ストランド	より方向	Z	
	標準ピッチ	ストランド径の10倍	
	塗油	少量の煮アマニ油（拭き取る）	
	より線機	450mm×6筒型	500mm×6F筒型
C.F.R.C内層ストランド	より方向	Z	
	標準ピッチ	ストランド径の10倍	
	塗油	少量の煮アマニ油（拭き取る）	
	より線機	450mm×6F筒型	500mm×6F筒型
外層ストランド	より方向	S	
	標準ピッチ	ストランド径の10倍	
	塗油	少量の煮アマニ油（拭き取る）	
	より線機	610mm×12F+510mm×24F 籠型	600mm×36F籠型
ロープ	より方向	Z	
	標準ピッチ	ロープ径の8倍	
	塗装	エポキシエステル樹脂プライマー(ユニコープAZP)	
	型付	なし	
	より線機	1,370mm×6F+1,076mm×6F籠型	600mm×21F+1,000mm×6F+1,500mm×9F籠型
	製鋼法	心ストランド、内外層ストランドを同一より線機のボビンに配し同一ピッチで同時により合せる。	
	ロープ径	プレストレッシング後$54.0^{+3.2}_{-0}$ mm	

表－8　ハンガーロープ切断試験結果

製作No. ＼ 規格	ロープ径	引張試験			外観	メーカー
		切断荷重	弾性係数	二本引き切断荷重		
	$54^{+3.2}_{-0}$(mm)	198t以上	1.40×10^4 kg/mm²以上	344t以上		
1	54.9	232	1.48×10^4		良	神鋼鋼線
2	55.1	230	1.47×10^4		〃	〃
3	55.2	229	1.51×10^4	387	〃	〃
4	55.0	226	1.49×10^4		〃	〃
5	55.0	227	1.51×10^4		〃	〃
6	55.1	228	1.48×10^4	372	〃	〃
7	55.1	228	1.46×10^4		〃	〃
8	55.2	228	1.49×10^4	390	〃	〃
9	55.1	229	1.48×10^4		〃	〃
10	55.2	229	1.48×10^4		〃	〃
11	55.2	229	1.47×10^4		〃	〃
平均	55.1	228	1.48×10^4	383		
1	55.8	230	1.53×10^4	410	良	東京製鋼
2	55.8	229	1.53×10^4		〃	〃
3	55.8	230	1.54×10^4		〃	〃
4	55.9	230	1.49×10^4		〃	〃
5	56.0	227	1.51×10^4		〃	〃
6	55.9	228	1.51×10^4	420	〃	〃
7	56.0	228	1.48×10^4		〃	〃
8	56.0	230	1.48×10^4		〃	〃
9	55.9	231	1.51×10^4		〃	〃
10	55.4	233	1.49×10^4		〃	〃
11	55.1	232	1.52×10^4	418	〃	〃
12	55.4	231	1.49×10^4		〃	〃
平均	55.8	229	1.51×10^4	416		
TOTAL平均	55.4	229	1.50×10^4	400		

表－9　ハンガーロープの巻取り方法

区分	ロープ長	巻取り方法	本数		
			中央径間	側径間	計
1	110m以上	木製リール	56	48	104
2	45m以上 110m未満	2段井桁	96	80	176
3	20m以上 45m未満	1段井桁	64	40	104
4	20m未満	コイル巻き	84	16	100

4. あとがき

亜鉛めっき鋼線・ケーブルストランド・ハンガーロープの製作等については、関門橋工事報告書に述べられており、HBSの解説にも詳述されている。従って本稿では、因島大橋における製作の結果と問題点を記すにとどめた。

参考文献

1) 因島大橋ケーブル工事（その1）工事報告書
2) HBSケーブル材料規格　昭和54年6月

疲労許容応力の見直し

Amendment of the Fatigue Allowable Stress

向島工事事務所　所　　長　旭　一穂 Kazuho Asahi
設　計　部　設計第二課長代理　竹名興英 Koei Takena
設　計　部　設計第二課　平野　茂 Shigeru Hirano

1. まえがき

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、公団では各種継手の疲労強度を調査するとともに、多くの調質高張力鋼で小型試験体による疲労試験を行い、昭和49年3月に疲労許容応力度を定めた。この時の考え方は、鉄道の設計標準と同様に、疲労試験データの95%非破壊確率の値を基準として疲労許容応力度とする方式である。

しかし金属疲労現象は寸法効果が大きく、複雑な構造体としての挙動も十分には分っておらず、また本四連絡橋の耐用年数（設計上100年を想定）が長いので公団では世界でも最も大きい部類に入る大型疲労試験機を製作し、昭和50年から研究を開始し、また大学に委託研究するとともに、土木学会に委託し「本州四国連絡橋鋼上部構造小委員会」で検討を始めた。

まずトラス格点構造の大型疲労試験で、弦材かど溶接部の大きな溶接欠陥（ブローホール、溶け落ち等）によって疲労強度がかなり低下した試験結果から、昭和52年に次のような事を行った。

(1) 設計基準の改訂
非調質鋼に比べて調質高張力鋼は切欠感受性が高いことを考慮して、SM58～HT80の縦ビード継手の疲労許容応力度を一等級下げることにした。

(2) 鋼橋等製作基準に追加事項
溶接欠陥を少なくする溶接施工面の対策を「鋼橋等製作基準」に追加した。

また疲労き裂の発生、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い、疲労破面にビーチマークを残す試験結果から、疲労き裂はくり返し数のごく初期に発生することが分り、疲労寿命は破壊力学によって解析できる見通しになり、以後、破壊力学を適用したき裂進展を考えた疲れ設計法が検討の中心課題となった。そして昭和56年3月に最終的な本州四国連絡橋の疲労設計基準がまとまったので、それを報告する。

第2章では、き裂進展を考えた疲労設計法について、新設計基準の考え方と大型疲労試験結果の解析について述べ、第3章では、新設計基準の累積疲労を考慮した疲労設計を述べる。

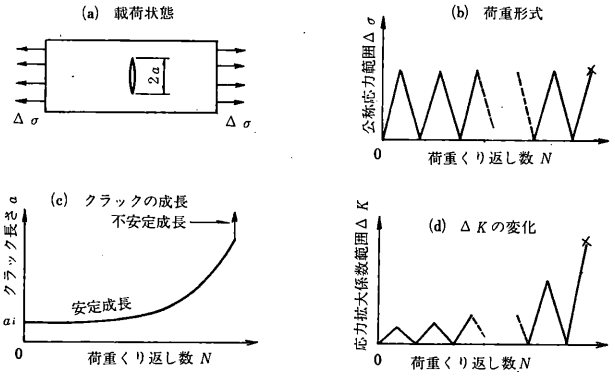
なお新設計基準は、これから上部工の詳細設計に入るDルートに適用する。

2. き裂進展を考えた疲労設計法

2.1 新設計基準

(1) 応力拡大係数範囲$\triangle K$と疲労き裂進展速度との関係

クラックのある構造物の破壊・変形現象の1つである疲労破壊は、クラック先端付近の応力・ひずみ分布によって決まると考えられるので、それと1対1に対応する応力拡大係数Kが疲労現象を扱う場合に、力学的環境パラメータとしては適当である。



図－1　疲労の進行

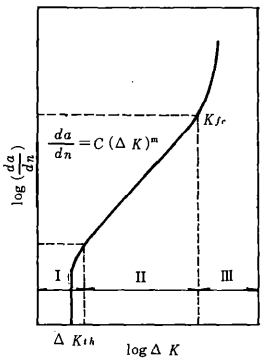
図－1の(a)に示すように応力範囲$\triangle\sigma$のくり返し応力の加わる部材に長さ$2a$のき裂のある場合、応力拡大係数範囲は、

$$\triangle K = \triangle\sigma\sqrt{\pi a}\cdot F \quad \cdots\cdots(1)$$

Fは部材の寸法・形状・き裂の形状などに対する補正係数

で示され、一定応力範囲でもき裂の成長に伴い、$\triangle K$は増大し、ある一定限界を超えると急激にき裂の成長が速くなり、破断に到るわけである。

このように疲労破壊は、くり返し荷重によってき裂が発生し、成長し、き裂の大きさがある限界を超すと、急激に破断する現象であるが、その疲労き裂進展速度da/dnと$\triangle K$の全体的様子を図－2に示している。まず第Ⅰ領域は疲労き裂の進展開始する領域で、疲労き裂が腐食性環境因子もしくは小頻度の過大応力の作用などにより



図－2　da/dn～ΔK曲線

表－1　設計寿命曲線

材質	S M41～50 Y	S M58～80
式	$(\Delta\sigma)^4N=C_1$	$(\Delta\sigma)^3N=C_2$
	C_1	C_2
A	1.10×10^{11}	7.16×10^{9}
B	5.29×10^{10}	4.15×10^{9}
C	2.43×10^{10}	2.32×10^{9}
D	8.19×10^{9}	1.02×10^{9}

疲労限界き裂長さ a_{cr} まで成長し、これに対応するΔKを下限界応力拡大係数範囲 ΔK_{th} と言い、以後き裂進展速度が式(2)で評価しうるような安定成長段階に入るが、

$$\frac{da}{dn}=C(\Delta K)^m \quad \cdots\cdots(2)$$

C、mは材質によって決まる常数

この領域を第II領域と呼ぶ。最後に、急速に疲労き裂が伝播する不安定破壊の段階に入るが、これを第III領域と呼ぶ。

(2)　設計疲労寿命曲線

式(1)を式(2)に代入すると、

$$\frac{da}{dn}=C(\Delta\sigma\sqrt{\pi a}\cdot F)^m \quad \cdots\cdots(3)$$

初期き裂の寸法a_iから、設計上から考える最終寸法 a_f にまで進展するに要するくり返し数、すなわち疲労き裂進展寿命（N_p）は、次式のように求められる。

$$(\Delta\sigma)^m\cdot N_p=\int_{a_i}^{a_f}\frac{da}{C\sqrt{\pi a}\cdot F} \quad \cdots\cdots(4)$$

もしある継手について、継手の形状や寸法、F、a_i、a_fが一定であれば、右辺は定数となる。また大型疲労試験等の結果から、き裂は寿命のごく初期に発生することから、全寿命NがN_pであるとすると、設計寿命曲線いわゆる$S-N$線図は次の形となる。

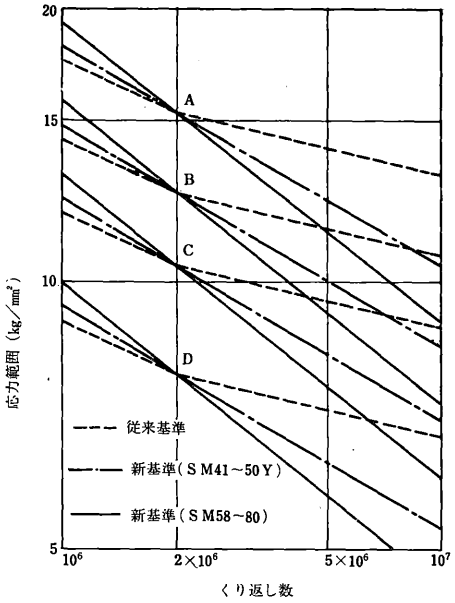
$$(\Delta\sigma)^m\cdot N=\text{Constant} \quad \cdots\cdots(5)$$

また荷重くり返し数が2×10^6回の基本疲労許容応力度を従来通りの値とし、非調質鋼で$m=4$、調質高張力鋼で$m=3$として、A～D等級に対応する$S-N$線を求めると、表－1となる。これを新設計基準の疲労寿命曲線とした。

2.2　大型疲労試験結果の解析

(1)　材料常数 C、m の設定

疲労き裂進展寿命の解析には、材料定数であるC、mを設定しなければならないので、鉄鋼および橋梁製作会社に対してわが国の構造用鋼材および溶接部での疲労き裂進展速度の実験結果の提供を受けたが、原データはほとんどが直線であるので統計処理のため等間隔の点に置換えたものが図－4、5である。図中の直線はそれらの点に対して最小自乗法により回帰解析した結果で、次式で



図－3
設計疲労
寿命曲線

表わされ、実験の解析にはこれを用いることにした。

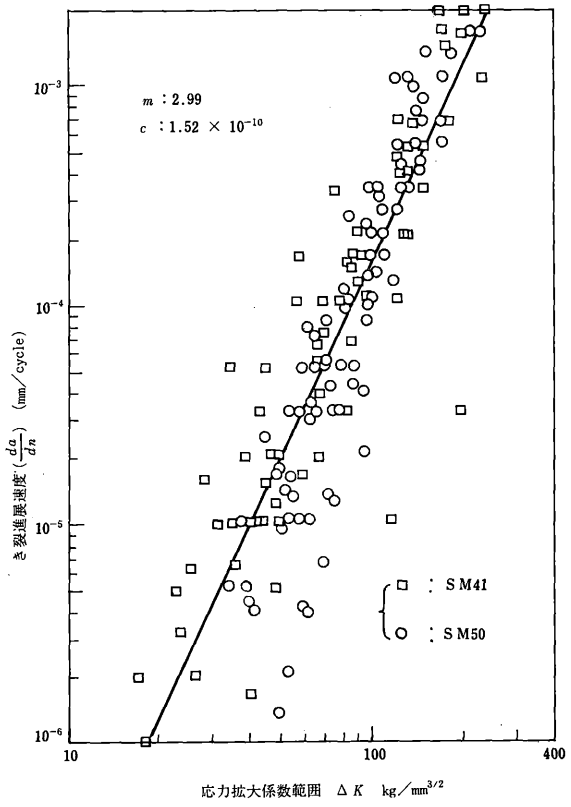
非調質鋼（SM41～SM50Y）

$$\frac{da}{dn}=1.52\times10^{-10}(\Delta K)^{2.99} \quad \cdots\cdots(6)$$

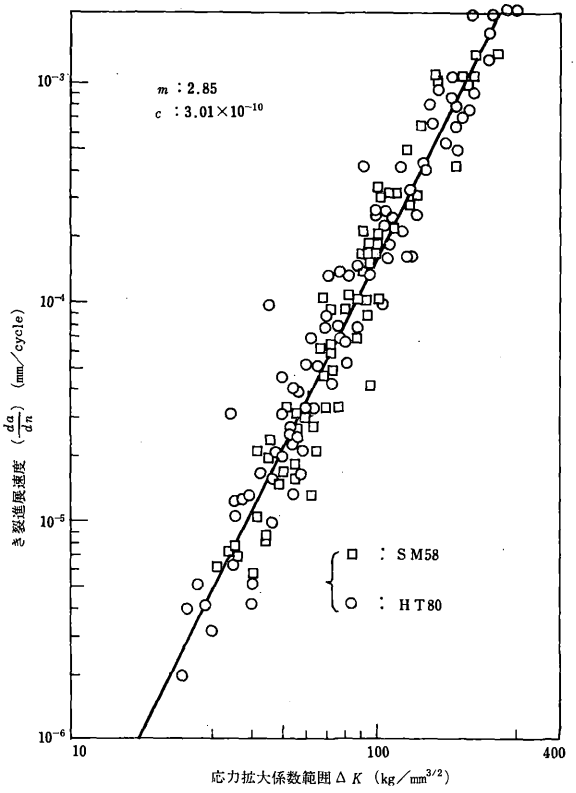
調質高張力鋼（SM58～HT80）

$$\frac{da}{dn}=3.10\times10^{-10}(\Delta K)^{2.85} \quad \cdots\cdots(7)$$

しかし実構造物では疲労き裂進展速度が低い領域でのき裂進展が全寿命に占める割合が大きい場合が多々あり、また非調質鋼は調質高張力鋼に比べて切欠感受性の低いことを考慮し、前述したように設計基準の疲労寿命曲線



図－4　SM41～SM50 da/dn～ΔK 関係



図－5　SM58～HT80 da/dn～$\triangle K$ 関係

は、それぞれ $m=4$ および3とした。

(2) 弦材角溶接部大型疲労試験結果との比較

今まで述べてきたのは図－2で示した第II領域でのき裂進展速度であるが、応力範囲の小さい場合についての全寿命を推定するには第I領域でのき裂進展速度を考慮にいれなければならない。そこで $\triangle K_{th}$ で $da/dn=0$ になるように式(6)、(7)を修正した次式を第Iおよび第II領域でのき裂進展速度の式とした。

$$\frac{da}{dn}=C(\triangle K)^m-A \quad \cdots\cdots(8)$$

$$A=C(\triangle K_{th})^m \quad \cdots\cdots(9)$$

$\triangle K_{th}$ は、Gurney および Barson 等の研究結果から、鋼種によらず一定で、応力比 R の影響のみ考慮し、$R=0.8$、0.5、0に対しそれぞれ $\triangle K_{th}=8$、16、24とし、弦材角溶接部は残留応力が大きいので $R=0.8$ と考え、大型疲労試験供試体は材質がSM58およびHT80であるので、次式をき裂進展速度の式とした。それを図－6に示す。

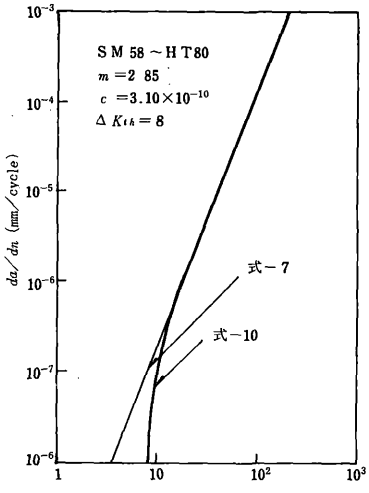
$$\frac{da}{dn}=3.10\times10^{-10}(\triangle K)^{2.85}-1.16\times10^{-7} \quad \cdots(10)$$

$$\triangle K_{th}=8\ \mathrm{kg/mm^{\frac{3}{2}}} \quad \cdots\cdots(11)$$

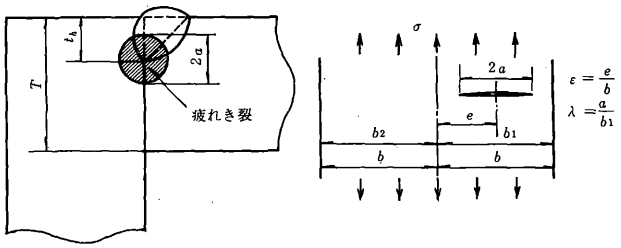
そこで大型疲労試験で実施した大型縦ビード、トラス格点およびボックス断面供試体の疲労試験結果と比較するために、次のような仮定のもとで疲労き裂進展寿命 N の解析をおこなった。

(i) 疲れき裂は、くり返しのごく初期にルート部から発生する。

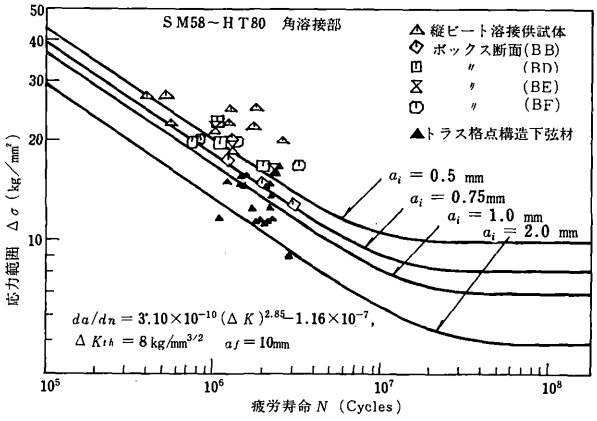
(ii) 疲れき裂の発生源は直径 $2a_i$ の円板状のき裂とみなし、疲れき裂は円板形で進展する。図－7に示す



図－6
$\frac{da}{dn}$～$\triangle K$ 関係



図－7　角溶接部に発生する疲労き裂とそのモデル化



図－8　推定寿命曲線と実験値の比較

断面形状から、$\triangle K$ は次式となる。

$$\triangle K=\triangle\sigma\sqrt{\pi a}\cdot\frac{2}{\pi}\cdot\sqrt{\sec\frac{\pi\lambda}{2}}\cdot\sqrt{\frac{\sin2\lambda\varepsilon}{2\lambda\varepsilon}} \quad \cdots(12)$$

(iii) 最終的な疲れき裂の半径 a_f はルートから板表面までの距離（のど厚 t_h）の0.8倍とする。ビーチマーク試験結果から、この仮定で寿命の約9割が推定可能と考えられる。また、a_f は N の推定にさほど敏感なファクターでない。

(iv) 角溶接部には降伏点応力に近い引張残留応力が存在する、この残留応力の影響を考慮して $\triangle K_{th}=8$ kg kg／$\mathrm{mm^{\frac{3}{2}}}$ とする。

$t_h=12$mmについて $a_i=0.5$、0.75、1、2 mmについて式－(10)を用いた計算結果と大型疲労試験結果とを図－8に併記した。解析により求めた初期欠陥（ブローホール）寸法と疲れ強さの関係は実験の傾向とよく合っている。

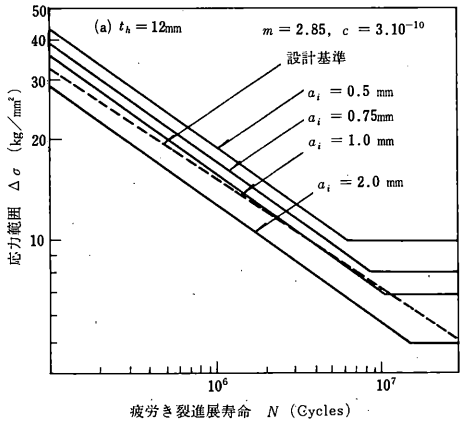
(3) 縦ビード継手ルート部のブローホールの許容値

前節と同じ仮定で、次の条件のもとに疲労き裂進展寿命を計算した。

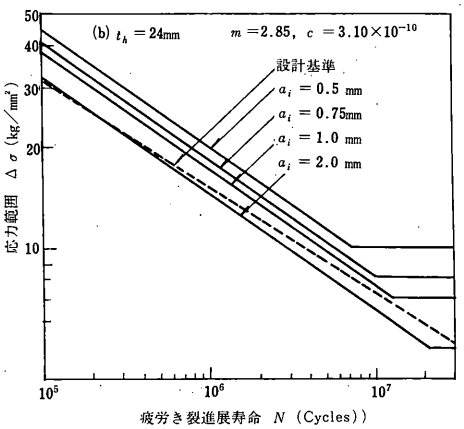
a_i =0.5 、0.75、1、2mm

t_h =12、24mm

式－(10)は第Ⅰ領域でのき裂進展速度を考慮した式であるが、疲労限に相当するき裂進展下限界応力を考慮に入れれば、式－(7)で実用上充分であるので、その式を用いた。その計算結果と新設計基準の疲労寿命曲線を図－9、10に示した。



図－9 疲労寿命曲線（t_h=12mm）



図－10 疲労寿命曲線（t_h=24mm）

ブローホールの許容については、まだ精度の高い非破壊検査は実用化されているとは言い難いが、この解析結果から橋梁製作の目安としては直径1.5mm（a_i=0.75mm）以下とした。

3. 累積疲労を考慮した疲労設計

3.1 累積疲労の考え方

本州四国連絡橋の上部構造の累積疲労の検討は、昭和48年度に土木学会で行われ[3]、その成果が現行の上部構造設計基準に盛り込まれている。本章では、第2章で提案された新しい $S-N$ 線を用いて、疲労設計を見直した[4]。

(1) 前提条件

累積疲労を考えるにあたって、以下の前提条件を設定した。

①疲労寿命は直線累積被害法則によって推定できる。

$$1 \geqq \sum_i (n_i / N_i) \quad \cdots\cdots(13)$$

②疲労強度は応力振幅のみで決まり、実用上平均応力の影響は無視できるものとする。

③ $S-N$ 線は疲労限を無視した直線で与えられるものとする（図－3）。

$$\log(\sigma_i/\sigma_a) = -K \log(N_i/\bar{N}) \quad \cdots\cdots(14)$$

ここで、

σ_a：繰り返し回数 $\bar{N}$（=200万回）における疲労許容応力度で、現行の $S-N$ 線の値と同じである。

σ_i：繰り返し回数 N_i における疲労許容応力度。

K：$S-N$ 線の勾配（$=1/m$）で、調質高張力鋼の場合1/3、非調質鋼の場合1/4とする。

なお、式－(13)の n_i は、応力度 σ_i の作用繰り返し回数である。

④現在推定されている列車運転本数は疲労寿命推定と同程度の精度で正しいものとし、また、列車ダイヤはランダムとする。

(2) 疲労に対する部材の所要断面積

$\sigma_i = (P_i/A)$ なる応力変動がそれぞれ n_i（i=1、2、……）回繰り返される場合、式－(13)、式－(14)より、所要断面積 A は次式で求められる。

$$A \geqq (P/\sigma_a)\, C^K \quad \cdots\cdots(15)$$

ここで、

C：累積被害率（$C = \sum_i \frac{ni}{\bar{N}} f_i^{1/K}$）……(16)

f_i：設計荷重による部材力変動範囲 P に対する P_i の比率（$P_i = f_i P$）

さらに、

$$\beta = C^K \quad \cdots\cdots(17)$$

とおくと、β は設計荷重による部材力変動範囲 P を200万回繰り返し数における疲労許容応力度 σ_a で除して求めた断面積 P/σ_a に対して必要な断面増割し率となっている。すなわち、

$$A \geqq \beta \cdot (P/\sigma_a) \quad \cdots\cdots(18)$$

である。また逆に、

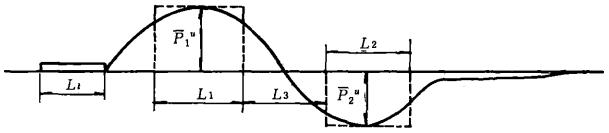
$$A \geqq \frac{P}{(\sigma_a/\beta)} \quad \cdots\cdots(19)$$

であるから、$1/\beta$ を疲労許容応力度 σ_a に乗じて設計しても良いことになる。

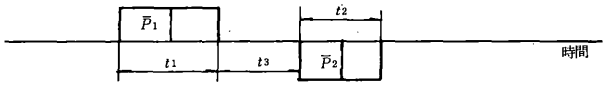
(3) 複線同時載荷を考えた繰り返し回数

1) 複線載荷

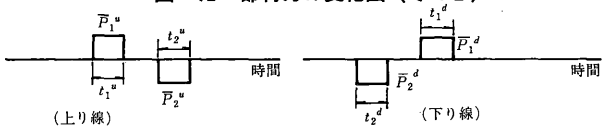
1編成の列車（列車長 l_t）が通過した場合、着目部材において、活荷重による部材力が図－11のように変化したと考える。これを、さらに簡略化して破線のように矩形波で部材力変化線を仮定する。図－11の部材力変化線の横軸は距離であるが、列車速度 V を用いて時間に変換すると図－12になる。つまり、この着目部材においては1列車の通過によって軸力 $\overline{P_1}$ は時間 t_1、$\overline{P_2}$ は t_2 の間発生



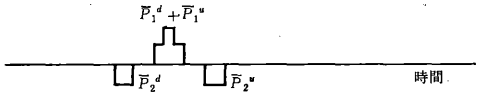
図－11　部材力の変化図（その１）



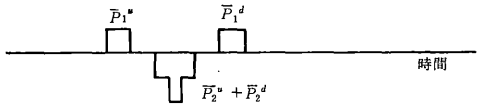
図－12　部材力の変化図（その２）



図－13　上下線による部材力の変化図



図－14



図－15

する。

$$t_i = L_i / V \quad (i=1、2、3) \cdots\cdots\cdots\cdots (20)$$

図－12を用いて、上下線で複線同時載荷となる場合を考えると、上りと下りでは、列車進行方向が逆であるから、応力変化線は図－13のようになる。

複線載荷頻度の確率計算は、次のi)とii)の場合だけを考え、$\bar{P}_1^u$と$\bar{P}_2^d$あるいは$\bar{P}_2^u$と$\bar{P}_1^d$で重なるような場合は、部材力の符号が逆なので部材力変動範囲が小さくなる可能性があり、range pair count method（以下r.p.c法と呼ぶ）を用いてもこのような重なり方は無視しても良いと考えられる。

i) P_1^uとP_1^dで上下線が重なる場合（図－14）寿命100年間の繰り返し数は確率計算より、次式で求められる。

$$N_I = \frac{(t1^u + t1^d) \times n_t^u \times n_t^d}{T} \times 36{,}500 \quad \cdots\cdots (21)$$

ここで、

n_t^u、n_t^d　：上り線および下り線の１日当り片線列車本数

T　　：１日当り列車運転時間（16時間）

r.p.c法を用いると、100年間の部材力変動と総繰り返し回数が以下のように求まる。ただし、$\bar{P}_2^d > \bar{P}_2^u$とする。

$$P_{IA} = \bar{P}_1^d + \bar{P}_1^u + \bar{P}_2^d、N_{IA} = N_I \quad \cdots\cdots (22)$$

$$P_{IB} = \bar{P}_2^u、N_{IB} = N_I$$

ii) $\bar{P}_2^u$と$\bar{P}_2^d$で上下線が重なる場合（図－15）

総繰り返し数はi）と同様に、

$$N_{II} = \frac{(t2^u + t2^d) \times n_t^u \times n_t^d}{T} \times 36{,}500 \quad \cdots\cdots (23)$$

部材力変動（$\bar{P}_1^d > \bar{P}_1^u$とすると）

$$P_{IIA} = \bar{P}_2^u + \bar{P}_2^d + \bar{P}_1^d、N_{IIA} = N_{II} \quad \cdots\cdots (24)$$

$$P_{IIB} = \bar{P}_1^u、N_{IIB} = N_{II}$$

2）　単線載荷

上り線および下り線の単線載荷の総繰り返し数は、寿命期間中の全列車本数から複線載荷本数を引いた回数になる。上下２線だけの場合には、複線載荷は先に述べたi)とii)のケースしか生じないので、単線載荷の総繰り返し数および部材力変動範囲が以下のように求まる。

上り線：$N_s^u = n_t^u \times 36{,}500 - (N_I + N_{II})$ ……(25)

$$P_s^u = \bar{P}_1^u + \bar{P}_2^u$$

下り線：$N_s^d = n_t^d \times 36{,}500 - (N_I + N_{II})$ ……(26)

$$P_s^d = \bar{P}_1^d + \bar{P}_2^d$$

なお、複々線の場合には同方向の列車による複線載荷も発生するが、同様に行うことができる。所要断面積を求めるには式－(22)、(24)、(25)、(26)の結果を式－(16)、式－(15)に代入すればよい。

3.2　Dルート吊橋主構トラスの疲労許容応力度

Dルート吊橋主構トラスについては、参考文献3)の検討をもとに、許容応力度に乗ずる係数が0.75になっている。ここでは、新しく提案されたS－N線に対応する疲労許容応力度に乗ずる係数を3.1に述べた方法に従って求めた。なお、対象部材は南備讃瀬戸大橋の中間支点部在来線側上弦材とし、計算で用いる影響線および列車１線による発生軸力は参考文献5)によった。

(1)　計算における前提条件

①　同時載荷は列車２線までとする。

②　列車荷重強度と部材力は比例すると考える。

③　列車荷重強度、列車長、速度、列車本数は表－２の値とする。

④　同時載荷頻度を求めるための影響線および部材力の変化曲線は図－16のように与えられ、その値と発生している時間は図－17、表－３のようになる。

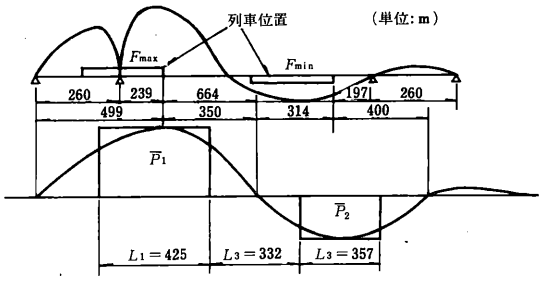
表－２　荷重条件

新幹線	
荷重強度	2.7 t/m
列車長	400 m
速度	160 km/hr
本数	14本/日/線
在来線旅客	
荷重強度	1.35 t/m
列車長	400 m
速度	70 km/hr
本数	29 本/日/線
在来線貨物	
荷重強度	2.7 t/m
列車長	400 m
速度	70 km/hr
本数	86 本/日/線

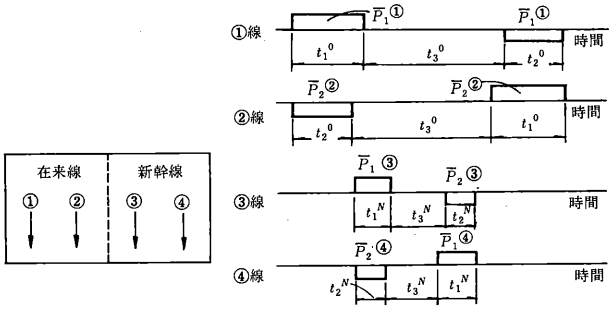
表－３　部材力

	$\bar{P}_1(t)$	$\bar{P}_2(t)$
P① 貨物	1172 ton$=0.6842\,P$	745. ton$=0.4349\,P$
P② 貨物	1066.4 $=0.6225\,P$	730.9 $=0.4267\,P$
P③	917.6 $=0.5357\,P$	711.1 $=0.4151\,P$
P④	812 $=0.4740\,P$	697 $=0.4069\,P$

$P = 1713$ t



図－16　部材力の変化図（その１）



図－17　部材力の変化図（その２）

(2)　疲労許容応力度に乗ずる係数

上に示した前提条件より各線ごとの単線載荷頻度と同時載荷頻度およびその場合の部材力変動を3.1の(3)の手法で求め、その結果を式－(16)、式－(17)に代入すると、断面割増し率β、許容応力度に乗ずる係数$1/\beta$が表－4のように与えられる。

表－4　吊橋主構トラスの断面割増率βと疲労許容応力度に乗ずる係数$1/\beta$

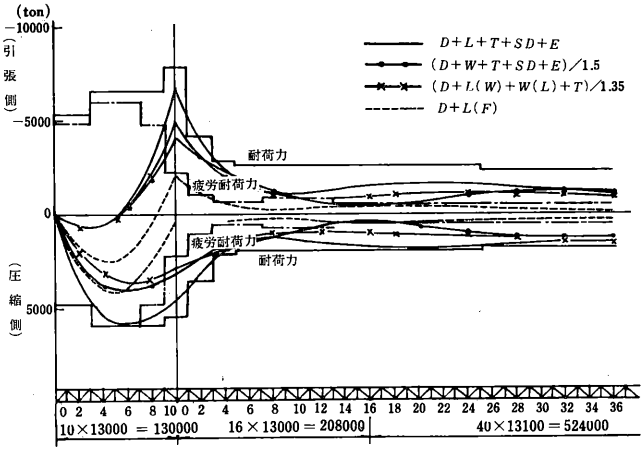
材　　質	断面割増率β	疲労許容応力度に乗ずる係数$1/\beta$
調質高張力鋼($K=1/3$)	1.56	0.64
非調質鋼($K=1/4$)	1.42	0.70

3.3　下津井瀬戸大橋補剛トラス部材断面の検討

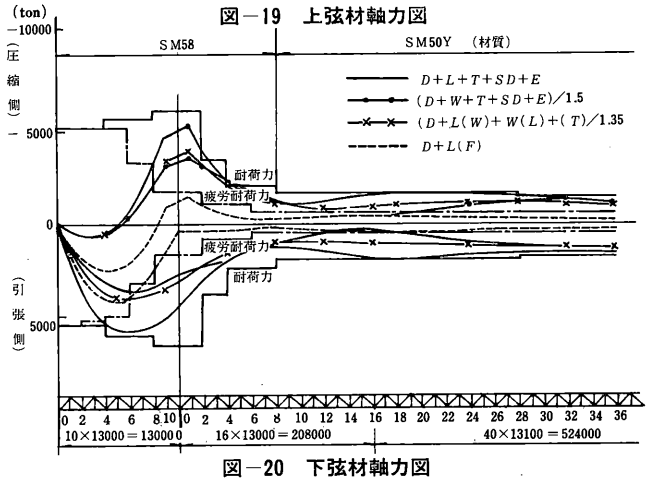
3.2の結果を用いて下津井瀬戸大橋（図－18）の補剛トラス部材断面を検討する。現行基準で設計[6]された部材の耐荷力と作用力は図－19、20および表－5、6のとおりである。これらの図表より、主塔近傍の部材は疲労が厳しく、他の部材は常時の設計荷重（D＋L＋T）等で決っていることがわかる。表－5、6の$N_R/N\max$の欄には、現行設計基準によって算定される部材の疲労耐荷力N_Rと疲労検討用設計荷重によって生じる作用力$N\max$の比が示されている。また新しい疲労許容応力度に対する疲労耐荷力は次式で与えられる。

調質高張力鋼：$N_R' = N_R \times (0.64/0.75) = N_R/1.17$ …(27)

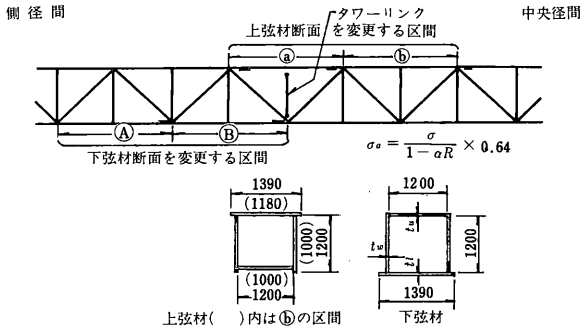
非調質鋼：$N_R' = N_R \times (0.70/0.75) = N_R/1.07$ …(28)



図－19　上弦材軸力図

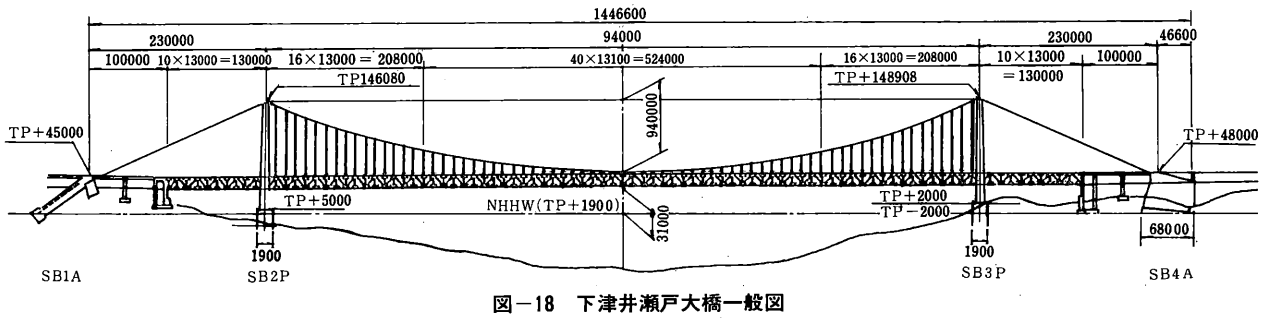


図－20　下弦材軸力図



図－21　弦材断面の変更する部材

したがって、表－5、6の$N_R/N\max$の値が1.17より小さい調質高張力鋼、1.07より小さい非調質鋼では新しい疲労許容応力度を満足しない。結局、主塔近傍の数パネルの調質高張力鋼部材だけが問題になる。新しい疲労許容応力度を用いて、これらの部材（図－21）の断面を試算した結果を表－7に示す。なお、ここでは多少の部材



図－18　下津井瀬戸大橋一般図

断面の変更で作用部材力は変化しないという仮定を設定して表－5、6のN_{max}、N_{min}の値を用い、疲労許容応力度σ_aを求めている。応力比Rが$-1.0 \leqq R \leqq 0.3$で、継手分類がCランクの調質高張力鋼の場合には、σ_aは次式で与えられる。

$$\sigma_a = \frac{1{,}050}{1-0.7R} \times 0.64 \quad \cdots\cdots(29)$$

表－7の結果から、新しい疲労許容応力度を用いた場合には、現在の断面を5～10㎜程度増せばよいことがわかる。

3.4 Dルート橋梁の疲労許容応力度の見直し

吊橋の主構以外についても、同様な検討を行い、表-8に示す疲労許容応力度に乗ずる係数を求めた。[4] 部材によっては、現行の疲労許容応力度より小さくなるが、もともと断面が常時の荷重で決っているケースが多く、また、新幹線縦桁については、垂直スティフナーとウェブの取合等のディテールを改良して疲労強度を改善することにより、断面を変更せずに対処することが可能である。したがって、今回の疲労許容応力度の見直しの結果、僅かの鋼重増でより合理的な疲労設計ができることが判明した。

以上のことを考え、今後、Dルート橋梁の設計では表－8の係数を用いて、より合理的な設計を行うことにしている。なお、溶接しない母材部、ボルト継手等については、溶接欠損、溶接による残留応力の影響がないので現行の値を用いることにしている。

表－8 疲労許容応力度に乗ずる係数

部材			現行			改正	
主構	吊橋	調質高張力鋼	0.75			0.65	
		非調質鋼	0.75			0.70	
	吊橋以外のトラス[1]		1.0			1.0	
主構トラス[1]			1.0			1.0	
2)縦桁	スパンλ(m)		λ≦15	15<λ≦20[3]	20<λ	λ≦14	14<λ≦18[3]
	新幹線		0.9	0.9～1.0	1.0	0.8	0.8～1.0
	在来線		1.0			1.0	

注：1) 鋼材の種別なし　2) 非調質鋼を使用すること
3) 中間の値に対しては直線補間法を用いる。

4. あとがき

本報告は、土木学会に委託して「本州四国連絡橋鋼上部構造小委員会」で検討した内容であり、委員各位の尽力、ならびに第2章で述べた解析は主に東京大学の三木助教授が行ったことを記して感謝の意を表する。

表－5 上弦材の疲労照査（現行基準による）

	格点番号	最大部材力 注1) N_{max} (t)	最小部材力 注1) N_{mini} (t)	$R=\frac{\lvert N_{mini}\rvert}{\lvert N_{max}\rvert}$ 注2)	疲労許容応力度 注3) σ_a (kg/cm²)	疲労耐荷力 N_R (t)	$\frac{N_R}{N_{max}}$
張出し径間	2	−2477	−1776	0.717	−2413	−4826	1.95
	4	−3594	−2489	0.693	−2402	−5993	1.67
	6	−3441	−2133	0.620	−2402	−5993	1.74
	8	−2252	− 648	0.288	−1860	−4641	2.06
中間支点	0	2087	− 143	−0.069	751	2248	1.08
中央径間	2	1008	− 281	−0.279	659	1046	1.04
	4	444	− 284	−0.640	544	583	1.31
	8	− 418	82	−0.196	− 871	− 841	2.01
	12	− 491	167	−0.340	− 752	− 726	1.48
	16	− 469	282	−0.601	− 603	− 582	1.24
	18	− 449	312	−0.695	− 563	− 544	1.21
	20	− 427	326	−0.763	− 537	− 519	1.22
	24	− 372	322	−0.866	− 502	− 485	1.30
	28	− 325	282	−0.868	− 501	− 441	1.36
	32	− 297	226	−0.761	− 537	− 473	1.59
	36	− 287	169	−0.589	− 608	− 536	1.87

注1) 部材応力(＋)が引張、(－)が圧縮を意味する。　注2) Rは片振りの場合：正、両振りの場合：負とする。　注3) 疲労許容応力度に乗ずる係数は0.75

表－6 下弦材の疲労照査（現行基準による）

	格点番号	最大部材力 注1) N_{max} (t)	最小部材力 注1) N_{mini} (t)	$R=\frac{\lvert N_{mini}\rvert}{\lvert N_{max}\rvert}$ 注2)	疲労許容応力度 注3) 力 σ_a (kg/cm²)	疲労耐荷力 N_R (t)	$\frac{N_R}{N_{max}}$
張出し径間	1	1229	923	0.751	2600	5450	4.43
	3	3096	2238	0.723	2518	5278	1.71
	5	3851	2623	0.681	2187	5083	1.32
	7	3093	1637	0.529	1481	3442	1.11
	9	1650	− 222	−0.135	720	1790	1.08
中央径間	1	−1210	475	−0.393	− 716	−1780	1.47
	3	− 659	350	−0.531	− 637	− 933	1.42
	7	− 280	277	−0.989	− 465	− 435	1.55
	11	360	− 259	−0.719	524	490	1.36
	15	423	− 305	−0.721	523	490	1.16
	17	437	− 320	−0.732	521	488	1.12
	19	434	− 324	−0.747	517	484	1.12
	23	404	− 305	−0.755	515	482	1.19
	27	367	− 262	−0.714	525	491	1.34
	31	339	− 205	−0.605	553	476	1.40
	35	327	− 146	−0.446	600	516	1.58

注1) 部材応力は(＋)が引張、(－)が圧縮を意味する。　注2) Rは片振りの場合、：正、両振りの場合：負とする。　注3) 疲労許容応力度に乗ずる係数は0.75

表－7 弦材断面の計算結果

	区間	R	疲労許容応力度 σ_a(kg/cm²) (Cランク)	断面 断面積 (cm²)	断面 板厚 t (mm)	作用応力 σ (kg/cm²)	σ/σ_a	従来の断面 (mm)
上弦材	ⓐ	−0.069	641	3364	t_u=65(70) t_w=70(70) t_l=65(65)	620	0.967	t_u=60(70) t_w=60(65) t_l=60(65)
	ⓑ	−0.279	562	1881	t_u=45(50) t_w=45(45) t_l=45(50)	536	0.954	t_u=38(50) t_w=38(45) t_l=38(50)
下弦材	Ⓐ	0.529	1264	2555	t_u=55(65) t_w=50(65) t_l=50(50)	1211	0.958	t_u=45(65) t_w=50(65) t_l=42(50)
	Ⓑ	−0.135	614	2855	t_u=50(50) t_w=65(65) t_l=50(50)	578	0.941	t_u=45(50) t_w=55(60) t_l=45(50)

(　) 内は格点および継手部

参考文献

1) 村上、大南：破壊力学入門　オーム社
2) 岡村：線形破壊力学入門　培風館
3) 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報告書　別冊2　土木学会　昭和49年3月
4) 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報告書　別冊2　土木学会　昭和55年3月
別冊1　土木学会　昭和56年3月
5) 南備讃瀬戸大橋実施設計（その1）　昭和48年5月
6) 下津井瀬戸大橋実施設計（その2）　昭和55年3月

伯方・大島大橋岩盤試験解析

Analysis of Rock Tests at Hakata-Oshima Bridge

今治工事事務所　工務技術課　井上真三
Shinzo Inoue

1. まえがき

橋梁基礎地盤の静的動的変形特性及び支持力特性を把握するために伯方・大島大橋4A架橋地点である越智郡宮窪町の見近島で各種岩盤試験を実施した。試験の概要と結果の一部についてはすでに「伯方・大島大橋岩盤試験」[1]で報告している。今回は、地震時での地盤挙動に対応した動的載荷試験及び破壊機構を把握するための支持力試験の解析結果を報告する。

動的載荷試験解析では、従来の設計に用いる地盤のバネ定数の決め方の妥当性の検証と、地震時の動的応答解析に必要な地盤の力学モデル及び諸定数設定に関する検討を行った。

支持力試験解析では、支持力公式の適合性の検討と、D_H～C_L級風化花崗岩の支持力特性の検討を行った。

2. 試験及び解析方法

2.1 動的載荷試験

試験は、動的繰返し載荷の可能な原位置載荷試験装置を用いて、静的試験とあわせて、各静止荷重レベルの25～75%の動的繰返し荷重を周波数f=0.2～5.0Hzと変えて与え、地表面変位（載荷板上）と地中内ひずみの挙動を求めた。

データ処理は、AD変換を行った後、XYプロッターによりヒステリシスループを描き、諸定数計算を行った。

動的繰返し弾性率E_dは、ループ（図－1）の頂点の割線弾性率として定義し、地表面変位の測定結果は半無限弾性体表面への剛体円板載荷による式(1)を用い、地中内の測定結果はLoveによる平底円柱の圧入問題の解[2]を用いた式(2)で求めた。また、等価減衰定数hは、ループの面積で表わされる減衰エネルギーΔWと弾性ひずみエネルギーWによる式(3)で定義して求めた。

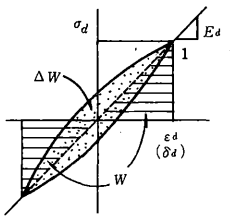
$$E_d = \frac{(1-\nu_d^2)\cdot\Delta p}{2\cdot a\cdot\delta_d} \cdots(1)$$

$$E_d = \frac{\alpha\cdot(1+\nu_d)\cdot\Delta p}{\pi\cdot a^2\cdot\varepsilon_d} \cdots(2)$$

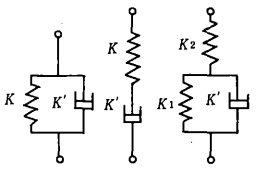
$$h = \frac{1}{2\pi}\cdot\frac{\Delta W}{W} \cdots(3)$$

ここに、
Δp：載荷板上での動荷重片振巾（kg$f$）
ν_d：動的ポアソン比
a：載荷板半径（cm）
δ_d：動的変位量
ε_d：動ひずみ片振巾
α：三次元弾性論で求めた係数

また、粘弾性理論では、複素弾性率$|E^*|$、損失係数ηは各モデルにより表-1の通り定義される。E_d、hは粘弾性理論における$|E^*|$、ηの半分に相当する。したがって、粘弾性モデル（図-2）の$|E^*|$、ηの各種動特性を調べると、E_d、hに関連づけられる。



図－1　ヒステリシスグループ



図－2　粘弾性モデル

表－1　粘弾性モデルの複素弾性率と損失関係

※τ=K/K、K1=K2とする。

	Voigt	Maxwell	3 要 素
$\|E^*\|/k$	$\sqrt{1+(\tau\omega)^2}$	$\sqrt{\frac{(\tau\omega)^2}{1+(\tau\omega)^2}}$	$\frac{1+(\tau\omega)^2}{\sqrt{(\tau\omega)^2+\{2+(\tau\omega)^2\}^2}}$
η	$\tau\omega$	$\frac{1}{\tau\omega}$	$\frac{\tau\omega}{2+(\tau\omega)^2}$

表－2　試験地盤物性値一覧表

地盤物性＼試験番号			D － 1	D － 2
試験場所			枝坑1（6～7m）	枝坑2（6～7m）
肉眼観察	硬さ区分		D ～ C	C ～ D
	割れ目区分		II	II ～ III
	割れ目状態		b	b
	総合判定		C_L	C_L
物性測定	※シュアー硬度 S_h		3～15（D_M）	9～32（D_H）
	シュミットハンマー反発 S_L%		10～20（C_L）	10～22（C_L）
	※コンクリート鉄貫入用		30～56（D_H）	26～53（D_H）
岩石試験	※含水比 ω（%）		1.6～1.8	1.5～1.7
	※吸水率 w（%）		3.7～3.9	3.6～4.0
	※密度 ρ（g/cm^3）		2.40	2.40～2.41
	※間隙率 n（%）		9.0～9.3	8.5～9.6
原位置試験	電気探査 Ra（Ω－m）		465～530	590～630
	弾性波探査 p波速度 Vp（km/s）	第1層	0.5	0.5
		第2層	0.5	1.4
	弾性波探査 S波速度 Vs（km/s）	第1層	0.25	0.30
		第2層	0.65	0.85
	ゆるみ層（第1層）深度		GL-0.7～0.8m	GL-0.8～1.0m
	※フレシオメーター Esp		1840・2520	1710
総合判定			D_H～(CL)	CL

※印　枝坑内同位置付近の値

2.2 支持力試験

試験は、300ton分離式油圧ジャッキを用いて、鉛直載荷し、地表面変位を測定し荷重～変位曲線より式(1)を使って変形係数を求めた。試験終了後、試験地盤を掘削し、破壊、塑性、弾性領域の観察、諸硬度測定、高低測量を行って破壊機構の把握に努めた。

3. 地盤物性並びに地盤の均質性

試掘横坑内試験個所（断面2×2m土被り約15～20m）

表－3　試験位置の物性一覧表

試験番号	試験位置	硬さ区分	割目区分	割目状態	総合区分	シュミットハンマーによる反発度 St (%)	鉄コンクリート鉄打による貫入量 D_h (mm)	有効間隙率 n_c (%)	密度 ρ_t (g/cm³)	弾性波速度 層区分	Vp km/S	Vs km/S
B－1	枝坑－1 1～2m	D	II～III	b	D_H	15.5	32.2	9.8	24.0	第1層	0.52	0.23
										第2層	1.5	0.6
B－2	枝坑－2 1.5～2.5m	C	III～IV	b～C	CL	19.9	23.1	8.8	24.2	第1層	0.5	0.25
										第2層	1.8	0.85

における地盤物性は表－2・3に示す。

動的載荷試験地盤のうち地中内ひずみを測定したD-1地点はC_L級に近いD_H級、地表面変位のみを測定したD-2地点はC_L級であった。また、支持力試験地盤はB-1地点がD_H級、B-2地点がC_L級であった。

D-1地点では、試験地盤の均質性を検討するために、深さ方向に地盤物性をみたのが図－3・4である。これよりほぼ切羽方向（S5、S6孔方向）が若干軟質となっている。

しかし、巨視的には概ねD_H級とみなされ、上位あるいは下位ランクに区分できる差ではなく、その意味では均質地盤とみなせる。ただし、材料としては均質（同一岩級区分）としても、深さ方向に弾性特性の増加傾向が認められる。これは、特に表層付近（載荷板直径程度の深さ）の応力開放によるゆるみ、弾性係数の拘束圧（土被り）の依存性及び地山の応力状態によるとみられるもので地盤材料の非線型特性を示しているものと解釈される。他のD-2、B-1、B-2地点についても同様と考えられる。

4. 動的載荷試験解析

4.1 動的変形特性

風化花崗岩の動的変形特性は、各種測定条件（周波数静動荷重、拘束圧）による実測結果の傾向から、いかなる因子に影響されるのか、また材料特性としてどのように解釈されるのかをまとめると次のようになる。

(1)　E_d、hとfとの関係（図－5・6参照）

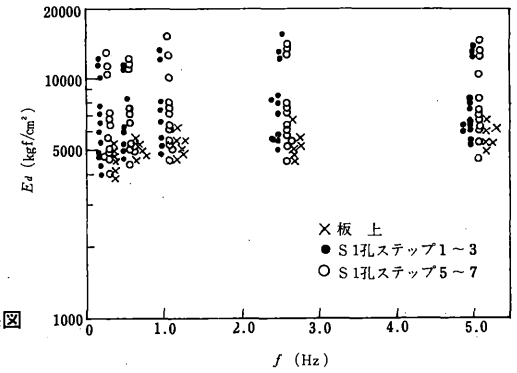
E_dは、周波数fの増加に伴って若干増大する傾向がみられる。これは、f=0.2～5.0Hzの範囲で1～2割程度であり特に載荷板上の測定結果で顕著である。hとfの関係はかなり複雑であるが、概括的にfの増大とともに増加する傾向を示す。ただし、f=1.0Hzまではあまり変化しないともみられる。

これらの傾向は、E_d、hが周波数依存性をもつとみなせば、粘弾性モデルで説明できる。この場合、時定数τが不明なので、その増加傾向の度合は明確ではないが、Voigt型モデルで説明すると都合がよいことがわかる。換言すると、高周波（ここではf=2～5Hz）になるほど材料は、弾性的性質よりも粘性的性質すなわち粘性抵抗を示すものと解釈される。

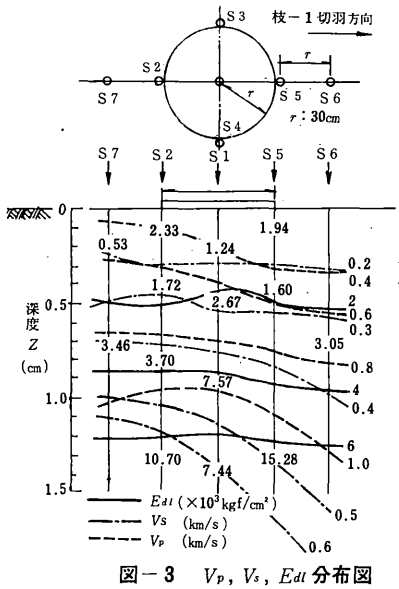
(2)E_d、hと$\triangle P$との関係(図－7、8参照)

E_dは、動荷重$\triangle P$の増加に伴って、広い応力範囲（$\triangle P$=0.1～5.0kgf/cm²）で著しく減少する。また、$\triangle P$が同一で静荷重が高いステップ4と低いステップ2を比較すると、静荷重Pが高いほどE_dが高くなる傾向が載荷板上及び表層の値で顕著にみられる。hもE_dと同様に増大傾向を示す。ただ、周波数の高い場合や、狭い応力範囲での傾向はそれほど明瞭ではない。なお、hは静荷重Pが高いと若干低下する傾向が板上においてみられた。

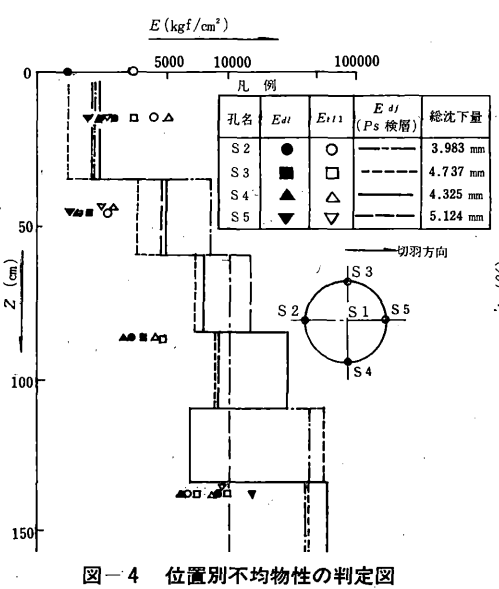
これらの傾向は、粘弾性モデルに荷重依存性がないから粘弾性モデルだけでは説明できないことを示し、地盤材料が応力～ひずみ関係の非線型性すなわち塑性的性質



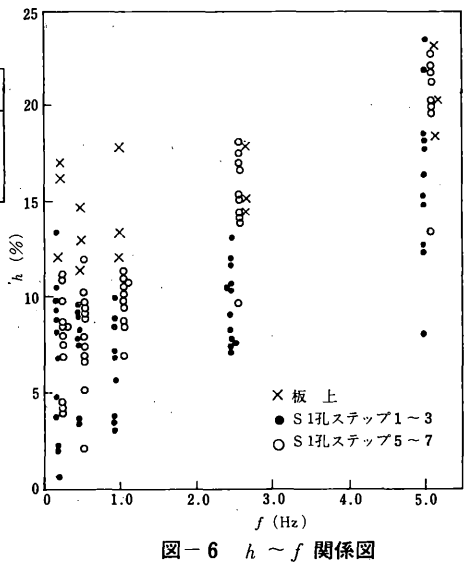
図－5
E_d～f関係図



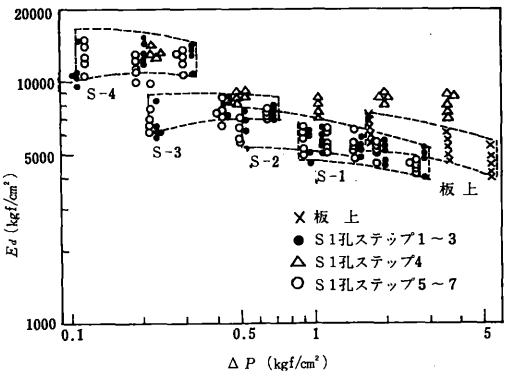
図－3　V_P, V_S, E_{dl}分布図



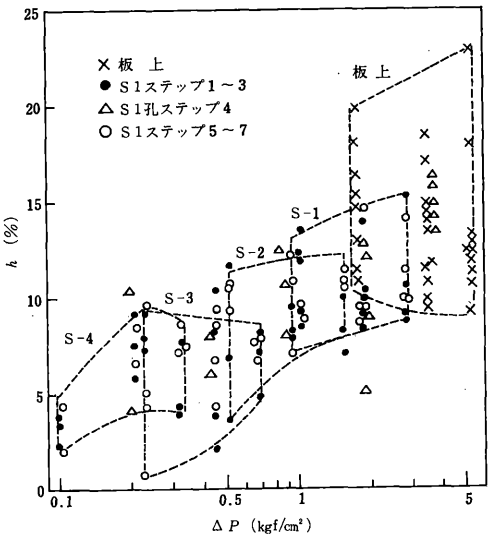
図－4　位置別不均物性の判定図



図－6　h～f関係図



図－7　E_d～ΔP関係図



図－8　h～ΔP関係図

（ひずみ軟化型）も持つものと解釈される。この非線型性は、ヒステリシスループが楕円ではなく三日月型で先端がとがっている点からもわかる。

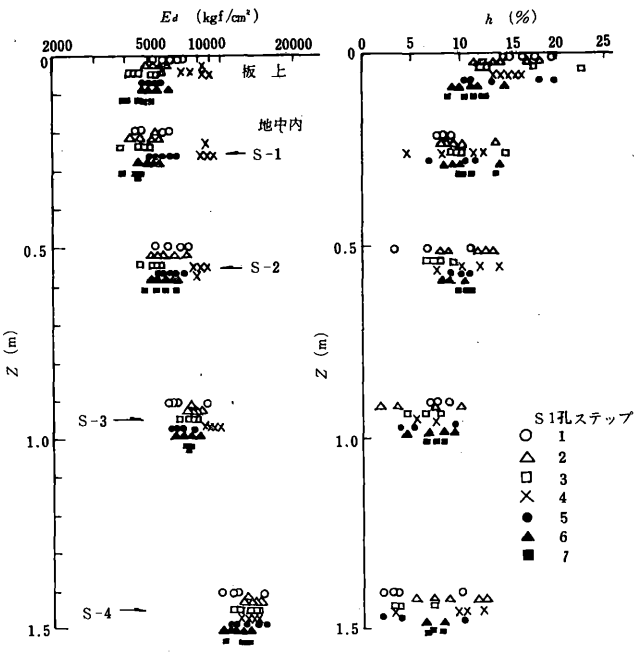
(3)　E_d、hとzとの関係（図－9･10参照）

E_dは、深さ方向zに増加傾向を示す。これは静的試験やPS検層によるE値の変化（図－3参照）　とも対応している。また、載荷板上の値は地中内の表層付近の値に対応している。これに対し、h は深さ方向に減少傾向を示し、載荷板上の測定値より求めたhは地中内表層付近のhよりさらに大きな値を示している。

これらの傾向は、ひずみレベルの影響もあるとみられるが、土被り効果すなわち拘束圧依存性があると解釈できる。また、載荷板上での測定値は E_d が主として表層付近の地盤の影響が大きいのに対し、h は表層付近の影響も受けるが、さらに深い部分の減衰特性の累加及び地下逸散減衰などの要素も含んで測定されていると解釈され、材料の減衰特性としては実際には過大評価されることになる。

(4)　E_d、hと$\Delta\varepsilon$ との関係（図－11･12参照）

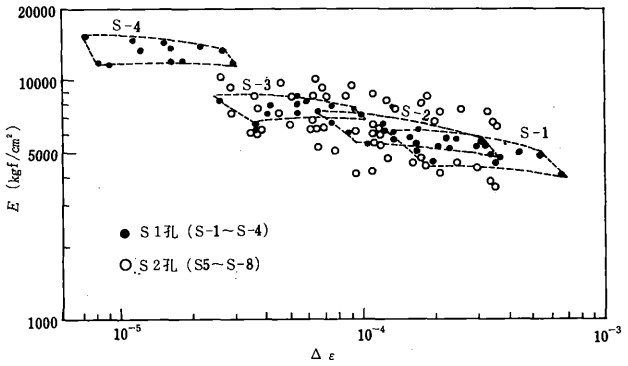
E_dは、ひずみレベル$\Delta\varepsilon$が高くなると、$\Delta\varepsilon=10^{-5}$～$10^{-3}$の範囲で減少する傾向がみられる。これは$E_d$と$\Delta P$ との関係並びに静的載荷試験の傾向と対応するもので、ひずみ増大とともに、ループ全体が横に傾いてくることを



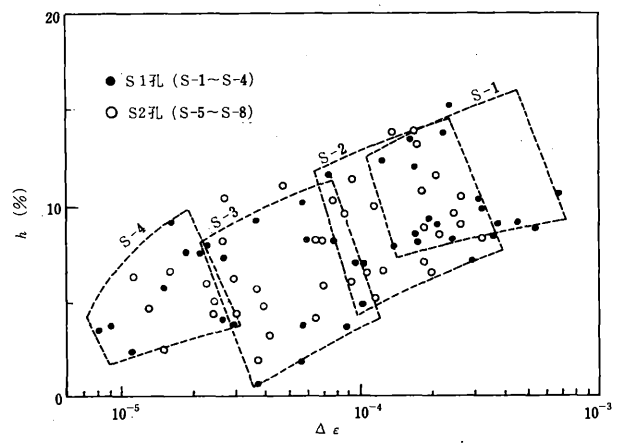
図－9　E_d～z関係図　　図－10　h ～ z 関係図

示している。hは、E_dの傾向とは逆に$\Delta\varepsilon$が増大すると増加する傾向がみられた。

これらの傾向は、強い非線型性の現われで、ひずみが大きくなると塑性的性質が卓越するひずみ依存性を示すものと解釈される。



図－11　E_d～$\Delta\varepsilon$ 関係図



図－12　h ～$\Delta\varepsilon$ 関係図

4.2 動的力学モデル

実測結果の各傾向について、いずれを重視するかによっていろいろ動力学モデルが設定されることになるが、かなり複雑なものとみられる。解析結果からまずいえることは、地盤が粘弾性的でVoigt型とみなせる点である。しかし、拘束圧の影響や、非線型性、ひずみ依存性として現われる塑性的性質も無視できない材料であることがわかった。

地盤をVoigt型の線型粘弾性モデルで仮定した場合、動弾性率Eはほぼ一定値を保つ(図－13参照)のに対し、動粘性率ηは周波数により大きく変化することがわかった(図－14参照)。この実測結果より応答解析上、ある一定周期の場合は非線型性にのみ着目した解析ができる。しかし、地震波観測結果によると地震波は長周期から短周期までの成分が含まれる場合が多く、上記のような解析では実情にそぐわない。

このようなことから、ひずみ軟化型の非線型性に着目し、深さ方向の実測値は拘束性、ひずみ依存性があるとみなし、内部減衰は粘性減衰の性質もあるが、主として履歴減衰であるとすれば、深さ方向のひずみレベル別のE_d、hを設定できる。すなわち、地盤に作用する地震時の荷重（変形）が大きくなる場合、地震の卓越振動数は余り変化しないとして、拘束圧（土被り）及びひずみ依存性を考慮した地盤の動的変形特性モデル図を図－15のように設定した。

4.3 従来設計地盤バネ定数との比較

静的載荷試験による繰返し接線係数E_{tl}と各種条件より求めた動的繰返し弾性係数E_dとを比較したものを表－4に示す。

この表より、E_dを地震時における弾性係数E_Dと同義とみなすと、従来設計においてE_dと等価と考えてきたE_{tl}はE_Dと必ずしも対応しないことがわかる。すなわち、E_d/E_{tl}が1に近いのは比較的ゆっくりした大荷重の場合で、他は$E_d/E_{tl} \geqq 2.0$であった。このことから動的応答解析を行う場合は、$E_D \geqq 2.0\ E_{tl}$とした方がよいと思われる。また、ひずみレベルが微小である地中内深部では、E_{tl}、E_{dl}、E_{df}の区分する意味合いがなくなることがわかった。

孔内載荷試験より求めた変形係数E_{SP}からE_Dを求める場合は$E_D \geqq 4.0\ E_{SP}$であり、道路橋示方書による$E_D = 8.0\ E_{SP}$は過大評価であることがわかった。

5. 支持力試験解析結果

5.1 試験結果

試験より求めた降伏荷重、破壊荷重、変形係数等を表－5に示す。

今回の試験では降伏点の確認ができたのは、D_H級岩盤を対象に行ったB－1であり、C_L級の岩盤を対象としたB－2では最大荷重300tf（400 kgf/cm²）まで載荷したが降伏点は不明であった。

5.2 地盤の破壊機構

載荷試験の過程をよく観察し、試験後、載荷板周辺のスケッチと地表面及び地表面下15、30、45cm深さにおいて、コンクリート鋲貫入試験を実施した。その結果を図－16、表－6・7に示す。

これよりDH級岩盤であるB-1では載荷面から深さ方向30cm（1×B）付近までは硬度低下がみられ、45cmではほぼ試験前の値と同じであった。また、破壊形態は周辺地盤が若干盛上り、放射状の開口亀裂の発生、さらに載荷板の沈下差が大きい点など、局部せん断とパンチングせん断の中間的な荷重～沈下～破壊の現象を示した。

この傾向はDL級[3]、DM級[4]で実施した支持力試験結果と類似しておりD級風化花崗岩の破壊形態の特徴を示すものと考えられる。

CL級岩盤であるB-2では微少クラックが2条程みられた程度で、深さ方向にも硬度低下がみられず、破壊も認められなかった。

5.3 従来公式（Terzaghi式）による支持力度と実験結果との比較

ブロックせん断試験の結果求められたc、ϕを用いて、剛塑性理論に基づくTerzaghi式（式(4)）から極限支持力q_dを求めると表－8のようになる。

$$q_d = 1.3\ c \cdot N_c + 0.3 \cdot r \cdot B' \cdot N_r \quad \cdots\cdots(4)$$

ここに、c：粘着力（tf/m²）

r：単位体積重量（tf/m²）

B'：有効載荷幅（m）

N_c、N_r：支持力係数

表－8のDH級の極限支持力と表－5に示したDH級の極限支持力の実測値とは一致しない。これは、DH級岩盤の破壊形態が、Terzaghi式で想定されている全般せん断破壊とならず、パンチングせん断と局部せん断が複合した複雑な破壊性状を示すためと考えられる。

5.4 CL級岩盤の支持力度の推定

これまでの尾道～今治ルートで実施したD級岩盤の支持力試験より、降伏及び極限支持力度q_y、q_dと変形係数E_{dl}との関係を図－17に示す。

これより支持力度と変形係数の関係式(5)が得られるので、変形係数が判れば広範囲の風化岩について支持力度が推定できる。

$$q_d = 0.032 \cdot E_{dl}^{1.199} \quad \cdots\cdots(5)$$

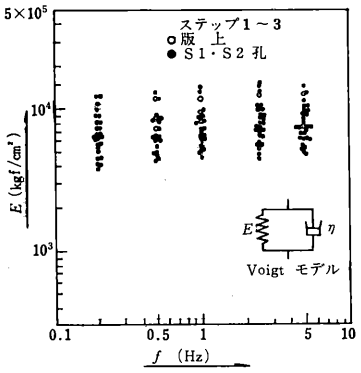
同様に、原位置でのブロック（またはロック）せん断試験より岩盤の初期せん断強度τ_oと予備鉛直載荷時の変形係数E_sとの関係を図-18に示す。これより式(6)が得られる。

$$q_d = 23.9\ \tau_o^{1.38} \quad \cdots\cdots(6)$$

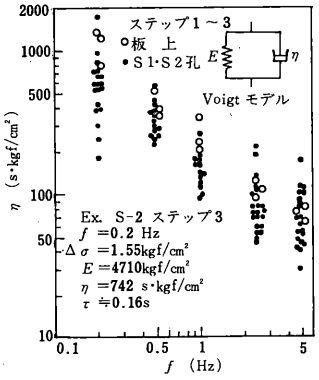
以上の関係式は、CL級岩盤についても適用できるものと考え、CL級岩盤の極限支持力度を各種試験結果から推定した値を以下に示す。

①変形係数からの推定　　$q_d = 440 \sim 630$ kgf/cm²

②初期せん断強度からの推定　$q_d = 570$ kgf/cm²



図－13　$E \sim f$ の関係図

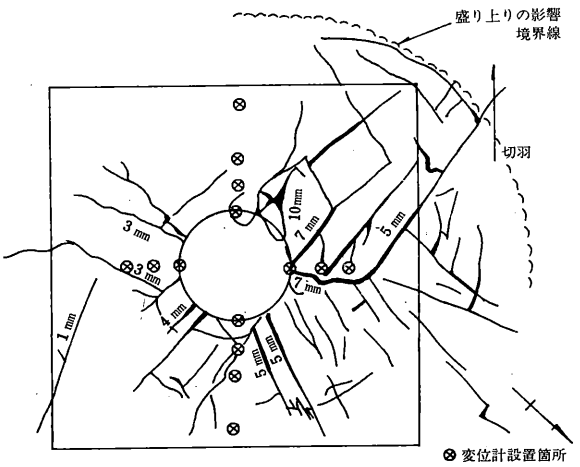


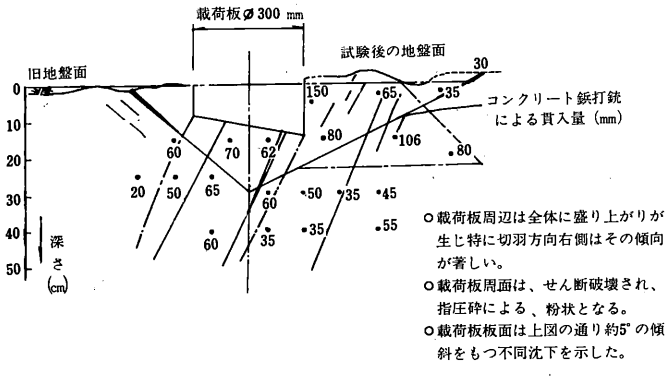
図－14　$\eta \sim f$ 関係図

表－4　変形係数比較一覧表

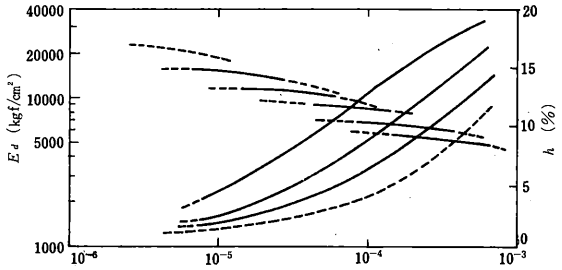
各種変形係数		条件		D－2 載荷板上	D－1 載荷板上	D－1 地中内ひずみ計（浅→深）
静的	E_{dl} (kgf/cm²)	p ≒7.07kgf/cm²		4100	1500	2100～9700
静的	E_{tl1} (kgf/cm²)	p ≒7.07kgf/cm²		4700	3100	3500～9900
静的	$E_{tl'1}$ (kgf/cm²)	p ≒14.14kgf/cm²		6100	4300	4400～8900
動的	E_d (kgf/cm²) f =0.2～5Hz	p=7.07	Δp=1.77 kgf/cm²	12200	6200	6100～8300
動的	E_d (kgf/cm²) f =0.2～5Hz	p=7.07	3.54	9300	5500	6700～8000
動的	E_d (kgf/cm²) f =0.2～5Hz	p=7.07	5.31	7500	4900	6300～7600
動的	E_d (kgf/cm²) f =0.2～5Hz	14.14	3.54	16500	8000	8400～9300
物理探査	E_{df} (kgf/cm²)	第一層 / 第二層（境界深度）		5200 / 41000 (0.9m)	3900 / 27500 (0.8m)	
物理検層	E_{df} (kgf/cm²)	GL-1.5m付近迄で		—	2000 ～ 12000	
E_{tl1}/E_{dl}				0.9 ～ 1.5	1.7 ～ 2.3	2.0 ～ 0.7
$E_{tl'1}/E_{dl}$				1.3 ～ 1.8	2.4 ～ 3.3	3.2 ～ 0.6
E_d/E_{dl}				4.0 ～ 1.8	5.3 ～ 3.8	4.0 ～ 1.0
E_d/E_{tl1}		p =7.07kgf/cm² Δp =1.77～5.31		1.0 ～ 1.9	1.3 ～ 3.0	2.5 ～ 0.6
E_d/E_{tl1}		p =14.14 Δp =3.54		2.2 ～ 2.6	1.7 ～ 3.2	3.4 ～ 0.9
$E_{df}/E_{tl1}, E_{tl'1}$		p =7.07kgf/cm²		8.7	8.9	0.6 ～ 3.9
$E_{df}/E_{tl1}, E_{tl'1}$		p =14.14		6.7	6.4	0.5 ～ 2.8
E_{df}/E_d		p =7.07kgf/cm² Δp =1.77～5.31		3.4 ～ 5.5	4.4 ～ 5.6	0.3 ～ 1.6
E_{df}/E_d		p =14.14 Δp =3.54		2.5	3.4	0.2 ～ 1.3

※E_{df}/E_{tl}, E_{df}/E_d は深査の場合第二層の値を、地中内ひずみ計では検層の値を採用。

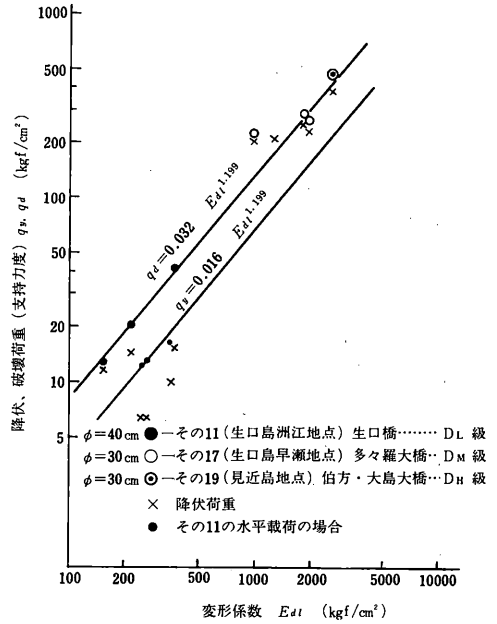




図－16　試験後の状況及び硬度測定結果図（B－1）



図－15　風化花崗岩（D_H級）の動的変形特性モデル化



図－17　支持力度と変形係数との関係

表－5　諸定数値結果一覧表

試験番号	岩盤区分	試験条件	降伏荷重 P_y tf	降伏荷重 P_y kgf/cm²	破壊荷重 P_{max} tf	破壊荷重 P_{max} kgf/cm²	P_{max}/P_y	変形係数 E_{dl} (kgf/cm²)	接線係数 (kgf/cm²) E_{tl_1} (P=50 tf)	接線係数 (kgf/cm²) E_{tl_2} (P=100 tf)	E_{tl_1}/E_{dl}	E_{tl_2}/E_{dl}
L_{f-1}	D_H	自然(乾燥)	250	354	315	446	1.26	2570	5830	8190	2.3	3.2
L_{f-2}	C_L	自然(乾燥)	300以上	425以上	－	－	－	4410	7770	9040	1.8	2.0

※載荷板直径30cm（載荷板面積706.5cm²）

表－6　試験後硬度測定結果一覧表（L_f－1）

深さ GL-(cm)	S_t	D_h (mm)	試験前との比 S_t	試験前との比 D_h	試験前の値（載荷面周辺）
地表面	－	48.9	－	1.52	
－20	10以下	48.6	1	1.51	S_t =15.5
－30	112	42.3	1.38	1.31	D_h =32.2%
－45	13.6	37.1	1.13	1.15	

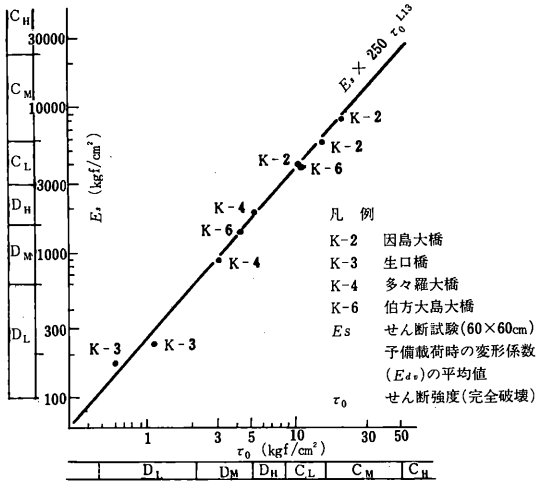
表－7　試験後硬度測定結果一覧表（L_f-2）

深さ GL-(cm)	S_t	D_h (mm)	試験前との比 S_t	試験前との比 D_h	載荷面周辺における試験前の値
地表面	13.3	24.2	1.49	1.04	
－15	13.4	24.3	1.49	1.05	S_t =19.9
－30	15.7	23.1	1.27	1	D_h =23.1mm

③原位置せん断試験の τ_0、ϕ を彼来公式に代入して求めた値　　$q_d = 800\,kgf/cm^2$

表－8　従来公式による q_d、C、ϕ の関係

	ρ (t/m³)	C (tf/m²)	ϕ (度)	q_d (tf/m²)
D_M 級	2.2	50	38	4041
D_H 級	2.4	75	38	6058
C_L 級	2.4	100	38	8073



図－18　$\varepsilon_s - \tau_0$ の関係

6. 岩盤区分別地盤定数

今回の解析結果（主として動的変形特性、支持力特性）及び既往資料にもとづき、花崗岩の岩盤区分別地盤定数の設定を行った。その結果を表－9に示す。

7. あとがき

風化花崗岩の動的変形特性は、均質材料でも、周波数依存性より、ひずみ依存性、土被り依存性の顕著なことが分った。また、支持力特性は変形特性と一義的に対応し、風化度によって強度も変化することがわかった。これより構造物基礎の設計に際して動的地盤定数は、一義的に設定すべきものではなく、岩区分とは別に地盤材料の粘弾性的特性の影響を考慮すべき事の重要性がわかった。また、D級岩盤の支持力特性が詳細に分り今後支持地盤としての検討が重要な課題であろう。

参考文献

1) 山県守：伯方大島大橋岩盤試験、本四技報第14号、昭和55年10月
2) 裳華堂：3次元弾性論、宮本博　昭和52年3月
3) 本四公団向島工事事務所、尾道～今治地区海峡部地質調査（その11）、昭和50年9月
4) 本四公団第三建設局、尾道～今治地区海峡部地質調査（その17）、昭和52年6月
5) 本四公団今治工事事務所、尾道～今治地区海峡部地質調査（その18）、昭和55年3月
6) 本四公団今治工事事務所、尾道～今治地区海峡部地質調査（その19）、昭和55年12月

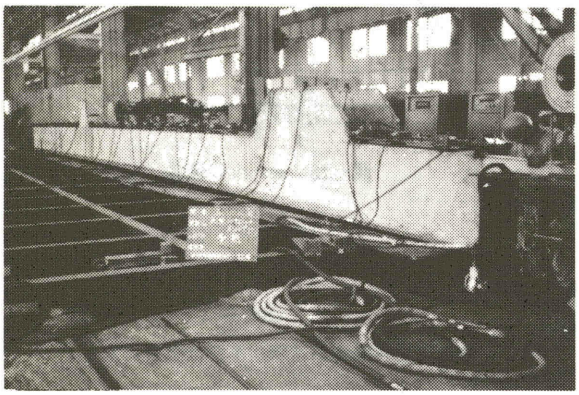
表－9　岩盤区分別設計地盤定数

地盤定数 / 岩盤区分	密度 ρ (t/m³)	ポアソン比 ν	孔内変形係数 E_{sp} (kgf/cm²)	初期せん強度 τ_0 (kgf/cm²)	内部摩擦角 ϕ (度)	静的変形係数 E_s (kgf/cm²)	動的変形係数 E_D (kgf/cm²)	等価減衰定数 h %	極限支持力度 q_d (t·f/m²)	常時の許容支持力度 q_a (t·f/m²)	地震時の許容支持力度 q_a' (t·f/m²)	クリープ定数 クリープ係数 G_3/G	クリープ定数 粘性係数 η_3 (kgf)
D_L	1.70	0.45	75	0.17	30	150	375	15	60	20	30	1.0	9.2×10^8
D_M	1.80	0.45	300	0.49	35.5	600	1500	15	330	110	165	0.83	8.7×10^9
D_H	2.05	0.40	800	1.15	37	1600	4000	10	1100	370	555	0.83	2.6×10^{10}
C_L	2.20	0.40	1500	1.75	40	3000	7500	10	2300	780	1170	0.5	1.5×10^{12}
C_M	2.35	0.35	3000	3.00	40	6000	15000	5	5100	1700	2550	0.5	1.5×10^{13}
C_H	2.45	0.30	6000	5.00	45	12000	30000	5	12500	4200	6300	0.5	4.9×10^{15}
B	2.55	0.25	12000	10.00	45	24000	60000	5	27000	9000	14500	－	－
A	2.65	0.25	24000	15.00	50	480000	120000	5	70000	23500	35500	－	－
設定条件	飽和度 50~100% の場合	静的弾性状態の推定	D_L~C_L 級については深さ 0~30m の間の値	実測 τ_0 の 1/4~1/6	区分別の最小値	区分別の最小値で $E_s = 2E_{sp}$	$E_D = 2.5\ E_s$ $E_{D,h}$ のひずみ依存性（図5-2-1 参照）		q_d：実測 q_d 最小値の1/2 $q_a = 1/3 \cdot q_d$ $q_a' = 1.5 \cdot q_a$			3要素粘弾性モデルによる $G_3 \cdot \eta_3$ η_3 ：50 year	

技術ニュース

大鳴門橋補剛桁のパイロットメンバー製作開始

大鳴門橋補剛桁は昭和55年3月に製作工事を発注し、現在詳細設計を続けているところである。本橋は当公団にとって、初めてHT70材を使用すること、道路鉄道併用橋であることなどから、調質高張力鋼を用いた主構弦材の溶接施工に高い品質を要求している。このため、詳細設計業務と平行して、溶接継手の品質を確保するための確性試験を継続してきたが、今度その最終段階であるパイロットメンバーの製作に着手した。パイロットメンバーは昭和56年7月から10月にかけて8社のJ.V.が各々1部材づつ製作するもので、製作終了後部材を解体して溶接部の品質を最終的に確認し、実部材の製作開始の運びとなる。



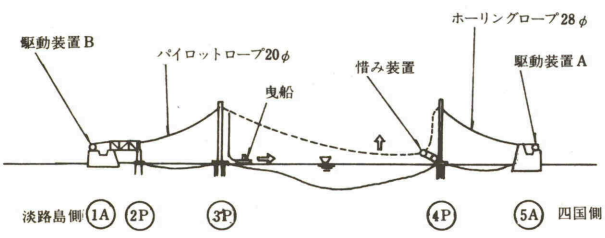
大鳴門橋パイロットロープ渡海完了

大鳴門橋中央径間部のパイロットロープの渡海作業を、8月6日に行ない、無事完了した。作業は、11時55分に曳航を開始し、15時50分塔頂仮固定を終え、予定どおり順調に行なわれた。

渡海方法は、①潮流が早い。②暗礁が多く流れが複雑等の理由から、我が国では初めてのフリーハング工法を採用した。

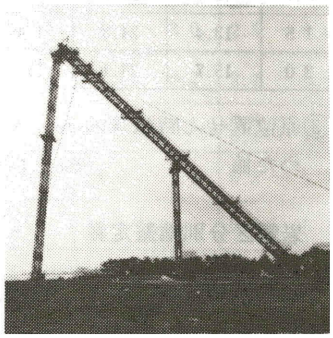
φ20mmのロープを曳船で曳出し、曳船の進行にともないロープが海面に着かないよう、バックテンションを加える。4P到着後は、惜み装置と駆動装置との同時作業で巻上げ、惜み装置が塔頂まできたら撤去し、航路限界以上にロープを引き上げ仮固定して、航路閉塞を解除した。

なお、ケーブルストランドの架設は57年3月頃より開始予定である。



斜張橋ケーブルの防錆注入実験（その2）

本四斜張橋のケーブルの防錆についての問題点とその注入実験（その1）については本四技報Vol.5、No.16の技術ニュースで述べた。この実験により注入に関する検討が進み、夏期が注入にとって最も厳しい条件(ポリエチレン管は温度が上ると耐圧が下がる）であることが判明した。そして今夏にできるだけ実橋に近い状態で最終確認実験を行なった。実験は実験1と実験2に分けられる。実験1は注入材の反応熱の影響を考えてポリエチレン管の設計上の温度を設定するためのもので、1m長の供試体9体に注入実験した。実験2は実橋に近い状態であるケーブル角度45°および1段注入長さ約60mでの最終的確認実験である。ケーブル供試体は空隙率50.8%注入速度2.5m/minのものと、空隙率59.8%注入速度2.0m/minのもの2体である。注入性に関する種々の問題点については現在検討中であるが、本実験の結果からそれらの問題点の解決は可能との見通しが得られた。



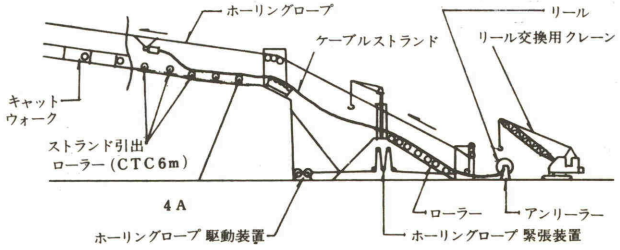
因島大橋ケーブルストランド架設開始

8月19日からは吊橋の生命線ともいえるメインロープの架設作業を開始した。

作業は別途工場で製作していたφ5.17mmの高張力亜鉛メッキ鋼線127本を束ねたケーブルストランドをリールに巻いたものを因島側アンカレイジ後に設置しているアンリーラー上に乗せる事より始めた。その後ストランドの先端をケーブル引き出し装置で徐々に向島側アンカレイジまで引張った。この時ストランドがキャットウォークとこすれ、ストランドに傷がつく事を防止するため、キャットウォーク上に多数のローラーを配置している。張り渡したストランドは夜間の気温が安定した時を見はからって1本づつ精密な測量を行ない、全てのストランドが同一の張力となるよう長さを調整した。

このストランドを91本張り渡した後、油圧ジャッキでφ610mmの円形に整える事にしている。

ストランド架設状況



本四公団の基準類

本四公団で現在適用している基準類は以下のとおりです。
＊印のものは(財)海洋架橋調査会（Tel 03-436-3896）で販売しております。

	幾何構造基準(案)	昭和48年10月
＊	土木工事共通仕様書	昭和53年６月
＊	土木設計共通仕様書	昭和52年11月
＊	土質及び地質調査共通仕様書、測量作業共通仕様書	昭和54年11月
	土木工事管理要領	昭和54年11月
	施工管理試験要領	昭和54年11月（昭和56年４月追補）
	測量作業規程	昭和55年度
	図面作成要領	昭和46年12月
＊	技術関係資料取扱要領・技術関係資料マイクロフィルム作成等事務処理要領	昭和56年４月
＊	鋼材規格	昭和53年10月改正
	本州四国連絡橋鋼上部構造用鋼板規格の解説	昭和54年３月
	摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角ナット・平座金のセット暫定規格	昭和51年２月
＊	ケーブル材料規格	昭和54年６月
＊	塗料規格	昭和55年３月
＊	上部構造設計基準・同解説	昭和55年６月
＊	下部構造設計基準･同解説･仮設物設計指針	昭和52年３月
＊	耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年３月
＊	耐震設計基準・同解説	昭和52年３月
	鋼上部構造用鋼材選定要領(案)	昭和48年９月
＊	風洞試験要領(1980)・同解説	昭和56年３月
	ケーブルアンカーの設計マニュアル	昭和49年２月
	鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針	昭和52年８月
	大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説(案)	昭和54年11月
＊	重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説	昭和55年３月
＊	鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年２月
＊	多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年３月
	複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年３月
＊	鋼橋等製作基準・同解説	昭和52年３月
＊	鋼橋等塗装基準・同解説	昭和55年３月
	橋面舗装基準(案)	昭和55年３月
＊	鋳鍛鋼品製作基準(案)	昭和55年３月
	海上工事安全施工技術指針	昭和52年３月

本四技報編集委員会名簿（アイウエオ順）

編集委員長	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	神弘夫
	菅沼健次郎	高木浩
	高野誠	竹名興英
	田中嘉博	中田貴已
	長尾和守	成田秀志
	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18号

発　行　昭和56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　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