

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.14 No.56 '90

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第56号 目次

天の浮橋、その過去と現在	理 事	木 村 敬 宇.....	1
二径間吊橋の構造検討	第一建設局 洲本工事事務所	吉 田 修.....	2
明石海峡大橋上部工耐震設計法の検討	設計部 (前) 第一建設局 設計課 第一建設局 設計課 同 上	保 田 雅 彦..... 藤 田 和 朗 池 末 泰 輔	16
生口橋の耐震固定法と支承構造	設計部 設計第三課 (前) 第三建設局 向島工事事務所 第三建設局 向島工事事務所	山 岸 一 彦..... 西 本 聡	26
来島大橋の橋梁計画	第三建設局 建設部 第三建設局 設計課 企画開発部 企画課 (前) 第三建設局 設計課	片 山 英 二..... 藤 井 裕 二 荻 原 勝 也	38
ノルマンディー橋の近況	設計部 設計第二課 企画開発部	奥 川 淳 志..... 原 崎 郁 夫	44
第2回 海峡横断国際シンポジウム	第一建設局 洲本工事事務所	吉 田 修.....	48
技術ニュース			49

本四技報 第57号 (3.1) 掲載予定

- 舞子トンネル地質と試験坑調査
- 路面温度予測システム
- 瀬戸大橋の動態観測
- 生口橋鋼桁の疲労に関する検討
- 来島大橋の耐震設計

明石海峡大橋 1A 地下連続壁施工手順



① ソイル・モルタル・ウォール（地盤改良工）施工状況



③ 鉄筋籠の建込み状況



② 水平多軸回転カッター掘削機によるエレメントの掘削状況



④ コンクリート打設状況



全 景

(2年8月現在)

各ルート料金所



津名一宮料金所



洲本料金所



西淡三原料金所



淡路島南料金所



鳴門北料金所



鳴門料金所



早島料金所



水島料金所

各ルート料金所



児島料金所



坂出北料金所



坂出料金所



尾道料金所



向島料金所



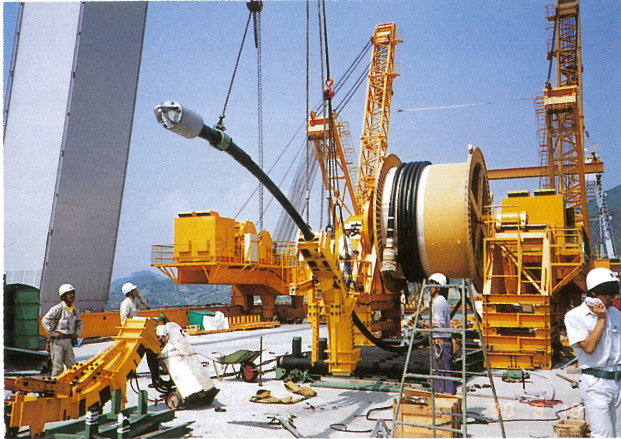
大三島料金所



宮窪料金所

料金所ルート別写真区分

ルート別	写真区分
神戸～鳴門 ルート	津名一宮、洲本、西淡三原、淡路島南、 鳴門北、鳴門。
児島～坂出 ルート	早島、水島、児島、坂出北、坂出。
尾道～今治 ルート	尾道、向島、大三島、宮窪。



生口橋3P側（生口島）中央径間のケーブル展開（2年8月）



生口橋3P側（生口島）鋼桁架設（2年8月）



生口橋2P側（因島）側径間のケーブル架設（2年8月）



生口橋3P側（生口島）鋼桁架設（2年9月）



生口橋全景

（2年8月）

天の浮橋、その過去と現在

Bridges of Past and Today

理事 木村 敬 宇

Keiu Kimura



夏潮に鍬打ち入れて橋架けむ

去る8月25日、多々羅大橋の起工の式典が西瀬戸の生口島で、快晴の炎天の下に盛大に挙行された。本公団の基本計画に残された最後の橋の式典であり、私にとって唯一の機会であるので日帰りの日程で参加させていただいた。初めてみる海浜での鍬入れ式、続いて行われた起工式、尾道での祝賀会等の儀式やスピーチでのべられた架橋への想いの中に、日本人の橋に関する観念、民衆的風俗が連綿として続いていることを深く感じた。

古代伝承によれば日本列島ことはじめの国生みは、イザナギ、イザナミ両神が天の浮橋のもとで行ったという。この場合の橋は梯であり、天界から大八州を結ぶ回路をなしている。北、南のいずれからでも、この列島に定住した人々にとって海上渡来の経験が深く、長く記憶に止まった。彼等にとって日常世界となった大和の国と他の世界との境界をなすものが海にあってはハシ→橋、そのオク→(奥)→沖であり、山にあってはサカ(境)、そしてウナサカという語も異界との境であった。つまり、ハシ、サカ、オク、オキは境界を表す一つの概念であり、海、山、さらにその先の非日常の世界とをへだて、かつ結ぶものであった、記紀、万葉の神話的世界にあっては、天上と地上との往還、彼岸への架橋が古代人にとっての現実の営みとして描かれている。このことは、この列島に渡来し、定住し、ここを現世とした人々にとってはかつて捨ててきた地は、彼岸の世界、ユートピアでありそこへ到る回路としてのハシが心の深層に深く残っていたからであろう。つまり日本では橋は現実世界と彼岸や天界を結ぶ回路であるという観念が先ずあり、その下に現実の道や橋の営みが行われたのである。保田興重郎氏は名著「日本の橋」の中で「日本の橋は道の延長であった。極めて静かに心細く、道のはてに、水を超え、流れの上を渡るのである」また、「日本の旅人は山野の道を歩いた。道を自然の中のものとした。そして道の終りに橋を作った。はしは道の終りでもあった。しかしその終りははるかな彼方へつながれる意味であった」とのべている。保田興重郎氏によると日本では橋はそれを越えること自体が思い出に残ることに意味があり、構造や外観よりも渡り初めの式や橋供養のような儀式が民衆的風俗として重視されてきたそうである。

清少納言は「橋は あさむつの橋、^{ながら}長柄の橋、^{あまひこ}天彦の橋……一筋渡したる棚橋、心狭けれど名を聞くにおかしきなり」と名橋のリストを示している。名前が優美であり、思い出に残るような、そして歌枕、歌の題材となる橋である。橋にちなんだ男女の相聞の歌は万葉以来の歌集に数多い(足の音せず行かむ駒もが葛飾の真間の継橋やまづ通はむ)。古くから魅力のある橋は「名橋」とよばれてきた。古い歴史や伝承をもった橋、歌に詠まれる橋、渡ることが思い出に残る橋、景勝の地にあり、形がすぐれた橋が名橋とされた。

現世と非日常空間を結ぶ橋として、神社の門前に設けられた

反りの大きな橋も日本の橋の特徴である。時には流れの上でなく、人工の池や濠にかけられ、俗世との境界を演出するものである。日光の神橋のように常人が渡ってはならないものもある。今に残り、重要文化財に指定されている24の橋のうちの半数以上が寺社の境内に設けられ、結界を強く表現することを目的としたものだそうである。

彼岸への橋の観念は近世にも続く。さきの「日本の橋」の中に尾張熱田の裁断橋、秀吉の小田原攻めに従って18才で戦死した少年の母が33回忌の供養に際し、少年が極楽に行きつけるようにと現世に架橋した例が挙げられている。下つては近松の「心中天網島」で、大阪の橋の名が次々と死への道行を示しつつうたい上げられている。

こういう次第で我国の交通はつい百年前まで自然の道と美しくもはかない木橋に頼ってきた。江戸や大阪のような大都市の川の大橋といわれるものも優美ではあるが脆弱な木橋であった。街道の大きな河川には架橋が政策上行われず、大水のあとは川止めが行われていた。

無論、今日、このような観念、伝統の優劣や価値を論じることは無意味である。

近代技術による本格的な架橋は、震災後の帝都復興事業、同時期に大阪で行われた大規模な都市計画事業に始まり、鉄、コンクリート、石材によるトラスやアーチの、重厚な大小の橋により、新しい都市景観が各地に形成された。これらの近代橋でもそれぞれ歴史性や伝承を採り入れるべく工夫され、高欄や親柱、橋詰の空間等に木橋時代のイメージが残されたものが多い。

本格的な道路と高架橋の時代は30余年前に始まったばかりである。我国の社会資本の水準が低いと内外からいわれているが、今日その充実のテンポは他に類例のない早さである。若戸大橋から関門橋を経て、本公団が本四架橋に着手したのはわずか15年前であるのにすでに10の橋が完成している。

ここで再び天の浮橋の目線から眺めると、瀬戸内海は面積にして地中海の3百分の1弱のミニ多島海であるが、峨々たる石灰岩でなく緑したたる島々から成っているのが特徴である。ここに完成している10の橋はいずれもこの瀬戸内の風土に調和して美しく、時には激しい潮流に洗われ、時には穏やかに光る水面に緑に映えるライトグレーの影を映し、或は風雨や霧の中に影絵のように浮かび出る等、変化にとんだ日本的箱庭の景観を演出している。工事が最盛期にある明石大橋、今後本格化する来島大橋や多々羅大橋もそれぞれが巨大ではあるが、かつての重厚な近代橋に比べると、精緻を極めた技術によって彫琢された繊細優美な柔構造の吊橋や斜張橋であるため、強靱でありながら、古来のおやかな日本の橋のイメージをも帯びているように見える。

最後にもう一度天の浮橋の目線から日本列島を眺めると四つの島をつないでいるのがハシと海の下のサカ(トンネル)であることが極めて寓意的に思えるのである。

二径間吊橋の構造検討

Structural Study of Dual-span Suspension Bridge

洲本工事事務所 副 所 長 吉 田 修
(前) 第三建設局 設 計 課

Osamu Yoshida

1. 連続径間吊橋の発想

吊橋の原理は、2本の主塔の間にケーブルを架設し、このケーブルがすべての鉛直荷重を支持することによって成立っている。ケーブルが荷重を支持することが出来るのは、その両端が固定されているからであり、ケーブルが固定されていなければ荷重を支えることができない。実際にはケーブルは塔の頂点で不動的として固定されているわけではなく、塔頂サドルを鞍掛けて側径間を径てアンカレイジに繋っているの、ここで固定されていると考へて設計することになる。つまりケーブルの塔頂部分は、側径間のケーブルをバネとして水平方向に弾性的に固定されているのである。側径間の補剛桁をハンガーロープで吊っていない形式の吊橋ではメインケーブルの側径間サグはゼロに近い、ケーブル断面そのものがバネとして作用するので塔頂でのバネ剛度は非常に高くなり、ほぼ固定に近いものとなる。また側径間を吊っている形

式のものでも側径間のケーブルサグは中央径間に比して非常に小さいため、塔頂のバネ剛度は十分に実用的な値となる。(図-1)

一方本稿で述べるような、主径間を2つ以上連続してもつ橋では、隣接する主径間のケーブル剛性が非常に小さくなるので橋梁全体の剛性が著しく低下するため、小鳴門橋のような比較的支間の短い場合以外には採用例がない。また設計を試みても種々の困難にぶつかってしまうので具体的に深く検討された研究例も少ない。(図-2)

サンフランシスコ=オークランドベイ橋においても計画の段階で組上り、撓みが大きすぎるため塔頂をタ Ike ケーブルで連結するなどの対策が検討されたが結局採用されるには至らず、現在の共用アンカレイジ案となった経緯がある。(図-3)

しかしながら地形的に一径間おきにケーブルアンカレイジを置くことが著しく不経済となるような場合には検討に価するのではないかという発想が生ずるのは自然の流れとも言えよう。本稿は来島海峡において二径間吊橋案としては検討されてきた経緯と、最近まで調査研究されてきた概要を著したものである。

- ①来島第1第2大橋二径間吊橋設計法の検討
- ②来島四径間吊橋地震応答解析
- ③ケーブルのサドルにおける滑り実験
- ④来島四径間吊橋摩擦サドル検討

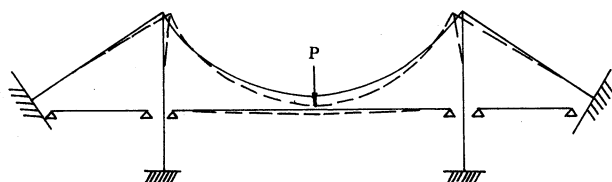


図-1 単径間吊橋

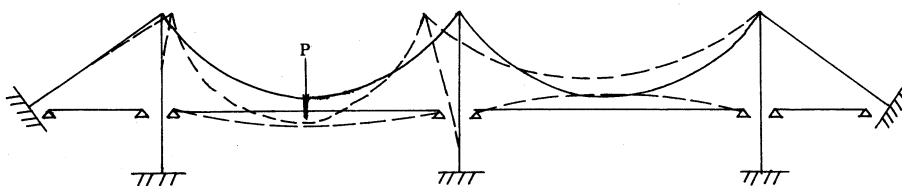


図-2 二径間吊橋

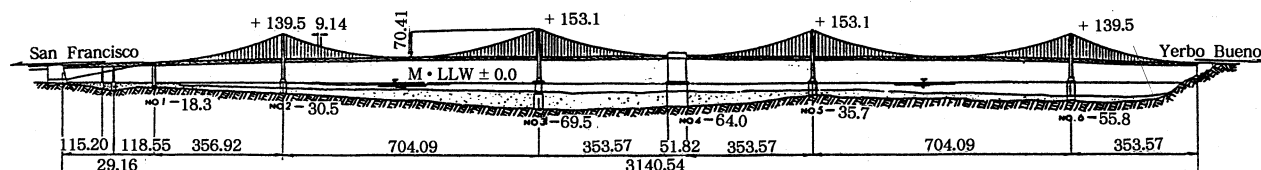
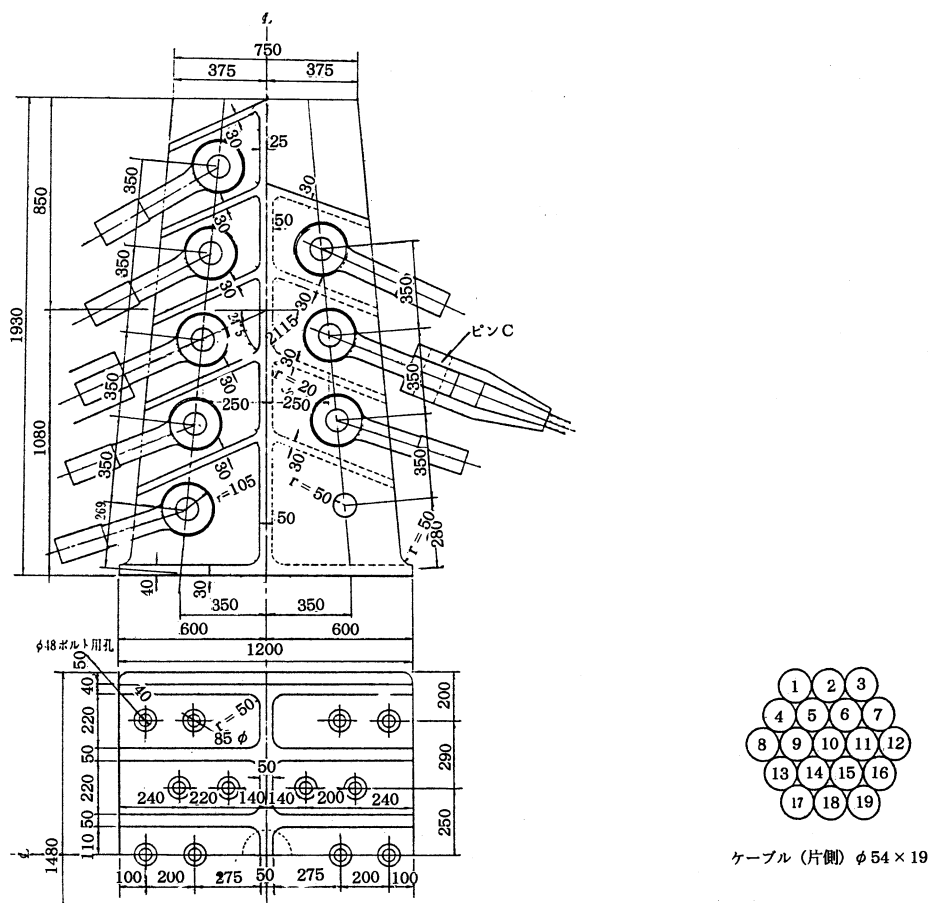
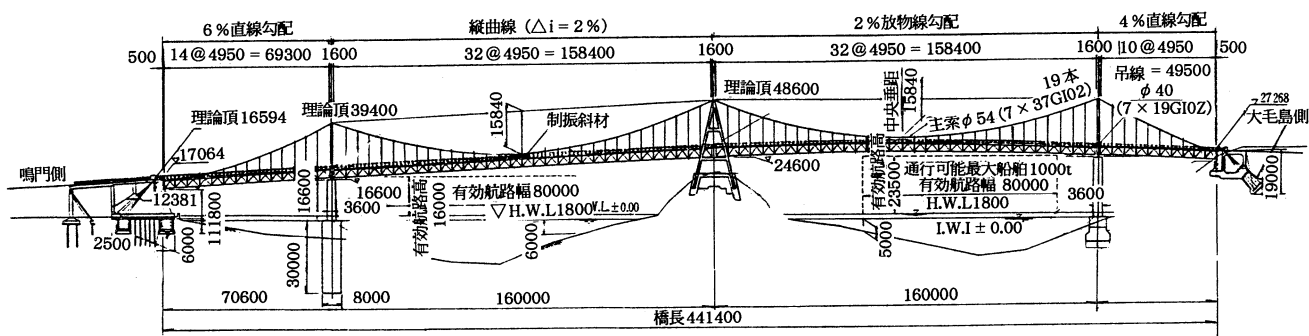


図-3 サンフランシスコ・オークランド・ベイ橋



2. 小鳴門橋の実施例

小鳴門橋は徳島県鳴門市の県道鳴門公園線として施工されたものであり、当公団の一般国道28号、撫養橋に隣接した橋梁である。大毛島と四国本島のちょうど中間に岩礁があるのでそこに中央塔を設置し、その両側にそれぞれ支間160mの主径間を持つ四径間吊橋である。

第3節で述べるようにこの形式の吊橋では、たわみ剛性が低下するため何らかの対策を必要とするが、小鳴門橋では中央塔をA型フレームとして塔剛性を高め、橋梁全体の剛性を確保している。この場合中央塔をはさんだ両側のメインケーブルに大きな張力差が発生するがケーブ

ルを鞍掛けしただけ、あるいはバンド等で固定するといった方法では張力差によるスリップを固定できないので、塔頂に定着金物を設けてケーブルを定着することでこの問題を解決している。(図-4、図-5)

3. 二径間吊橋の構造的特徴

二径間吊橋の特徴は、図-3に示すように中央主塔の両側に主径間を持っていることにあり、メインケーブルは中央塔の位置で水平方向にかなりの可撓性を持つものとなるため橋梁全体としての剛性も不十分なものとなる。これはケーブル剛性が不十分なと同時に、支間長1000m

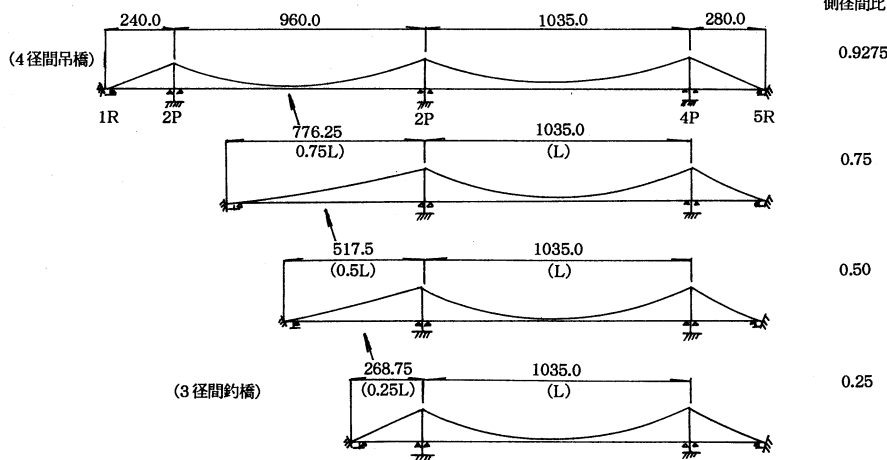


図-6 解析スケルトン

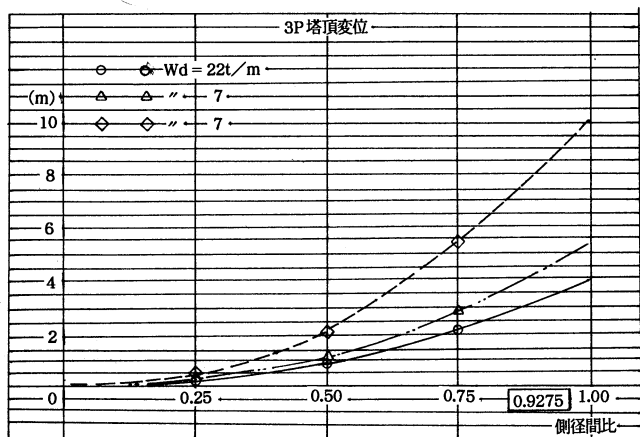


図-7 塔頂水平変位

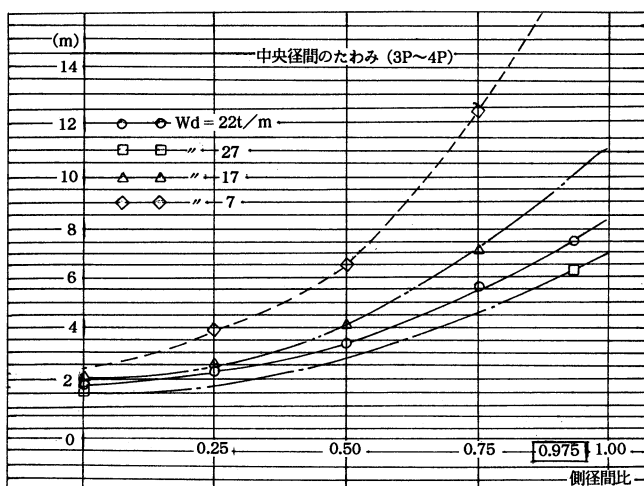


図-8 主径間のたわみ

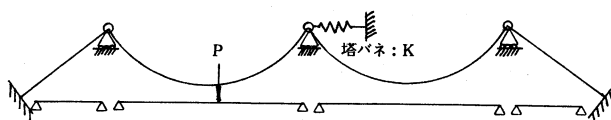


図-9 塔剛性による解析モデル

級の吊橋では塔高が高いこともあって一般的なフレキシブル塔ではケーブルを水平方向に固定する剛性がないからである。単径間吊橋の場合のフレキシブルタワーはメインケーブルをその全長にわたって水平力が一定とならしめるために好都合であり、塔をロッカー型式とすると、塔頂サドルをローラー形式とする必要性がないためむしろ力学的な合理性となっている。二径間吊橋の場合はフレキシブルタワーの合理性が生かされないばかりでなくむしろこれが弱点となるため、何らかの工夫が

必要となる。

中央塔を一般的な塔と同程度の曲げ剛性とし、3径間吊橋の側径間を伸ばして4径間吊橋へ移行する過程におけるたわみ特性を試算した。解析スケルトンを図-6に、たわみ計算の結果を図-7ならびに図-8に示す。

この試算結果から次のような問題点を上げることが出来る。

- ・ 桁の撓みが大きい
(三径間吊橋に比して $8.3\text{m}/2.7\text{m} \approx 3$ 倍)
- ・ 塔頂水平変位が大きい
(三径間吊橋に比して $3.7\text{m}/0.3\text{m} \approx 12$ 倍)

これらはいずれも隣接する主径間のケーブル剛性が低いことによって生ずるものであり相互に関連している。

桁の撓み剛性が小であれば耐風安定性を低下させ、塔の水平変位が大きいと座屈安全度を損なうこととなる。

これらの問題に対処するため主塔の曲げ剛性を増加させることが考えられるがその傾向を見るために、塔頂部分をバネ固定(図-9)としこのバネ定数を変化させて試算すると図-10のようになる。これによると、塔頂のバネ定数を $1000\text{t}/\text{m} \cdot \text{c}$ 程度にすれば三径間吊橋と同程度の撓みに抑制できることがわかる。つまりこれと同等のバネ効果を持つ中央塔を設計すれば良いことになる。ところが、この場合には中央塔をはさんだ両側のケーブルに張力差が発生し、ケーブルと塔頂サドル間の滑り安全率を満足できないという問題が生ずる。

要約すると「撓み特性を改善するため塔の剛性を上げると、ケーブルスリップが生ずるという二律背反に陥る」というのが二径間吊橋のもっとも基本的かつ重大な問題なのである。

4. 摩擦サドルの研究

塔の剛性を確保するのは力学的に不可能ではないのでケーブルを塔頂に固定する方法の検討がなされた。

小鳴門橋のような小規模の吊橋ではメインケーブルの断面がさほど大きくないため、中央塔に定着することも

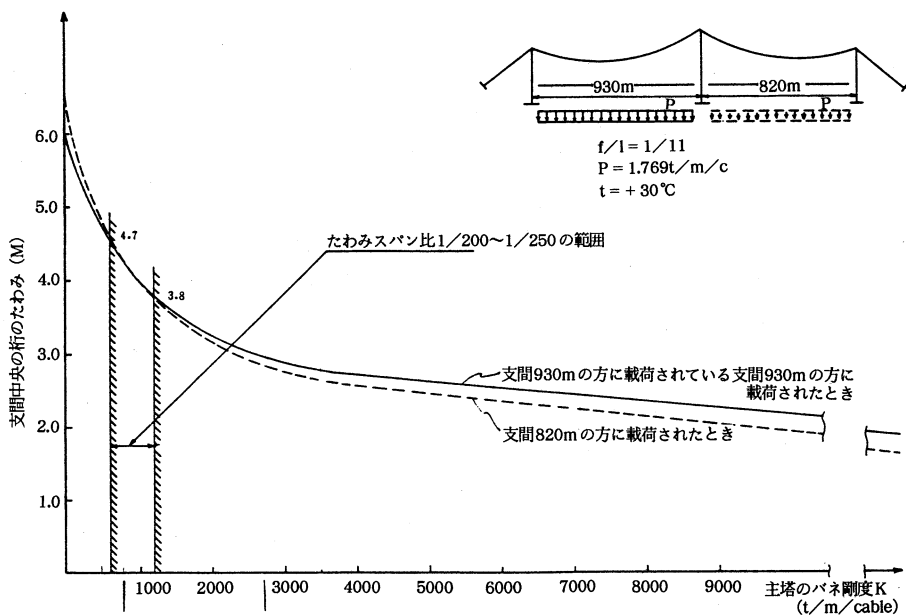


図-10 塔剛性によるたわみの変化

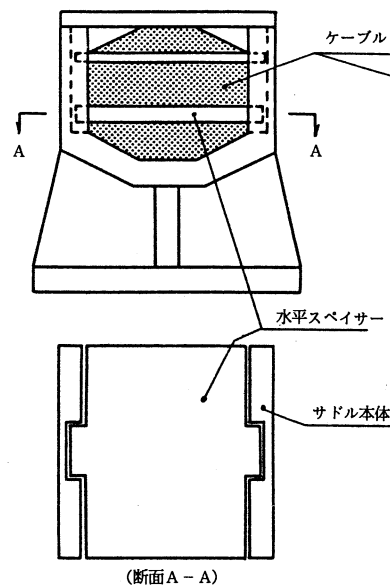


図-9 摩擦サドル概念図

可能であり外観的にも無理のない形におさめることが出来た。

支間が1000m級の吊橋ではストランド数も100本/片側を越えるものとなり、これを塔頂の狭いスペースに定着するのはAS工法、PS工法いずれの場合でも不合理であり不可能とも言える。また途中のケーブルアンカレイジをなくすることをメリットとする二径間吊橋の本来の趣旨が生かされないことにもなる。

そこでケーブルと塔頂サドルの摩擦抵抗を増加させることが検討された。摩擦力を増加する方法としてはケーブルバンドと同様に、塔頂サドル上にカバーをのせてボルトで締め付けることによってサドルとケーブルの間の鉛直力を増加させる方法が考えられるが、この場合必要な安全性を確保するためには、

張力差による水平力 = 1,500ton として

$$V = f \times H / \mu$$

$$= 2 \times 1,500 / 0.15 = 20,000\text{ton}$$

f : 安全率

μ : マサツ係数

H : 水平力

ケーブルによる鉛直力が12,000ton程度あるため20,000 - 12,000 = 8,000ton

の付加圧力が必要となる。これはボルト本数にして ϕ 100が34本程度必要となり現実的でないだけでなくケーブルの2次応力という点でも問題が残る。

そこで水平スペーサー付摩擦サドル(略して摩擦サドル)という形式が考え出された。これはケーブルストランド群の間を水平に貫通する摩擦板を塔頂サドルに設けることによってサドルの摩擦抵抗を大幅に増加させようという仕組みになっている(図-11)。各摩擦板にはケー

表-1

スペーサーなしの場合 $R_0 = \mu V$	
スペーサー1枚の場合 $R_1 = \mu V + (1/2 \mu V) \times 2 = 2R_0$ (最下面)(スペーサー上下面)	
スペーサー2枚の場合 $R_2 = \mu V + (2/3 \mu V) \times 2 + (1/3 \mu V) \times 2 = 3R_0$	
スペーサーn枚の場合 $R_n = (n+1) R_0$	

(鉛直力Vは両側ケーブル張力の合力なので、スペーサーで等分に仕切られるものとして計算した)

ブルの塔頂折角によって生ずる鉛直力が作用するのでその分の摩擦抵抗が増加するという発想である。

これは原理的には単純なものであるが実際にこの概念通りに働いてくれるものかどうかについて実験的、解析的に調査研究がなされた。この研究は非常に緻密な内容であるのでその詳細を述べるのは別の機会にゆずることとしたいが基本原理と研究結果の要旨を以下に紹介する。

(1) 摩擦サドルの原理と試設計

摩擦サドルの原理は図-11に示しているが水平スペーサーはケーブルにはさまれているのでスペーサーの上下面にケーブルからの鉛直力が作用しそこに摩擦力が発生する。したがって水平スペーサーとサドルを連結しておけばサドル全体として摩擦抵抗が増加することになる。これを単純に数式化すると、表-1のようになる。

これを実際に適用すべく設計図化したものが図-12である。水平スペーサーを5段使用し、延長方向には3分割してある。スペーサーにはキーが設けてありサドル本体の切り欠きにはめ込むことによってスペーサーに作用する

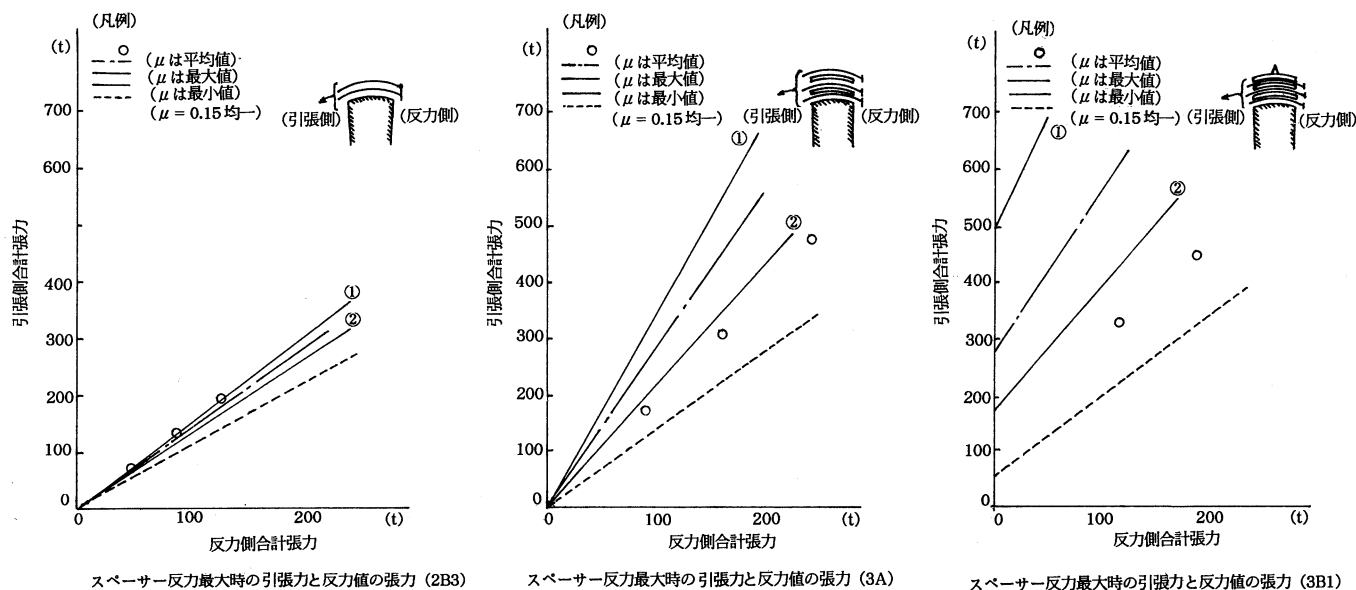


図-14 摩擦サドル実験結果

(ロ) スパーサー枚数を1~2枚と変化させると枚数に応じて摩擦抵抗が増加するが、ただし単純な摩擦理論で計算される摩擦抵抗よりも下回っている。

(イ) は当然の現象のように考えられるが、スパーサーのない場合には単純な摩擦理論（摩擦抵抗＝鉛直圧×摩擦抵抗）が実験的にも当てはまることを表しており、また(ロ)はスパーサーがある場合には同じ摩擦理論が当てはまらないことを表している。

この点については非線形FEM解析を行った結果、引張力の増大によってスパーサーの弾性変形が生じそれに追

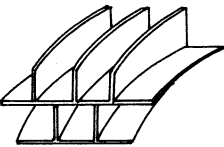
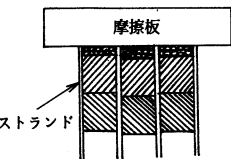
随してケーブルも移動していることがわかった。これが見かけの摩擦力を低くさせる要因となっていることが解析的に裏づけることが出来た。

以上のことから摩擦サドルの理論的実験的研究はその範囲において完成したといっても差つかえないと考えられる。しかしながら摩擦サドルを実橋に適用するには通常サドルにはないいくつかの問題が生ずるのである。

(3) 摩擦サドルの実橋適用についての問題点

模型実験ではケーブル、サドルともに単純化されているが、実橋ではケーブルストランド数は100本を越える

表-2 ケーブルストランドのフラットトップ配列

	特 徴	塔頂サドル	スプレーサドル	評 価
配 列 I	- 横スパーサーが通る。 (摩擦板が設置しやすい) - 縦スパーサーが通らない - ケーブルフォーマーが通らない。	 縦スパーサーが通らないので、1ストランドごと納められるスパーサーブロックを利用する。	- 縦スパーサーが通らないのでストランド群をスムーズにスプレーするのは難しい。 - 仮に左記のようなスパーサーブロックを作るとしても3次元的に複雑な形状となるので現実的ではない。	×
配 列 II	- 横スパーサーが通る。 (摩擦板が設置しやすい) - 縦スパーサーが通らない。 - 空降率が大きくなる傾向にある。	- 通常のポイントトップケーブルと同様に架設できる。 - 摩擦板直下のストランドの不陸はワイヤにて調整する。 	通常のポイントトップケーブルと同様に架設できる。	○

ものとなり、模型実験のような理想化された条件を再現できるかどうか問題となる。それはストランド配列と、スペーサーとサドルの力の伝達の2点に問題があると考えられる。

・フラットトップ配列

通常、サドル内のケーブルストランド配列の形状は、ケーブル架設工事の手順を考慮して六角形となっている。これは、ストランド架設時においてはケーブルフォーマーを使用して仕分けられることと、型くずれ防止の縦スペーサーを使用することから各ストランドは鉛直方向の直線状になければならない。したがってこれらの架設段階を考慮すると必然的に六角形の頂点の1が最上部にくるようなストランド配列となる。(ポイントトップ型)

これに対して水平スペーサー付摩擦サドルにおいては、スペーサーが水平方向にケーブルを貫通するためポイントトップ型の配列は不可能であり、スペーサーに作用する鉛直力を均一化するためにも、六角形の一辺が最上部に来るフラットトップ型配列となる。フラットトップ型は日本国内には施工実績がない。これはその必要性がないこともあるが仮に採用するとしても次のような問題点がある。ひとつは六角形の頂点部がケーブルの側面にくるためスプレー後の定着面の幅が広がり、アンカレイジ全体の幅も広がってしまうこと、また上下に接するストランドを横方向に半幅ずつずらせて配列するのは事実上縦スペーサーが設置できない。

したがってこれらの問題に対処するため、ストランド配列を縦横方向に直列した格子状のものとせざるを得ない。(図-15)(表-2)

PS工法を前提とすると、ケーブルストランドは工場において127本の素線を正六角形に束ねてリールに仕込まれて出荷される。これを現場において長方形に整形し直しサドルにはめ込む手順となる。ストランドの断面形状が素線本数にして約11列×10段の長方形となるように整形することとなる(南北備讃瀬戸大橋の場合(図-15))が、 $11 \times 10 = 110$ 本では127本の素線が納まらない。実際は平均して11.5列×10.9段ということになっており、厳密な意味での長方形ではなく、また延長方向にも素線の斜行等の多少の乱れがあることになる。このことは現場作業の状況からいってもやむを得ないことであり、また通常型のサドルであれば特段の問題はなく、サドル内のケーブル断面の全高に多少の影響が現れる程度である。しかしながら水平スペーサー付サドルの場合は配列されたストランドの上面に密着する形でスペーサーが設置されなければならない。このときストランド上面に不陸があれば摩擦力を伝達できなくなると同時に、スペーサー自体に異常な変形を生ずる恐れがある。

・スペーサーのキーからサドルへの力の伝達

水平スペーサー付摩擦サドルにはもう一点の問題が推測される。それは水平スペーサーに作用する摩擦力をサドル本体に伝達することである。水平スペーサーにはキーが設けてありサドル本体の切欠きにはめ込むことによって力を伝達することになっている。

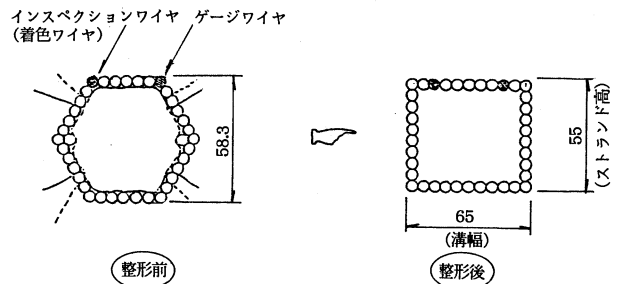


図-15 サドル部におけるストランドの整形

水平スペーサーは摩擦力を受け持つわけであるから鉛直力をスムーズにスペーサー下面のストランドに作用させなければならない。かつ同時にケーブル延長方向にはキーによって固定されていなければならない。ここにおいてキーの前面とサドル本体の間には鉛直方向に摩擦力が発生せず、かつケーブル方向には力を受け持つという理想状態が求められる。これはローラー支承と同様な条件であるから何らかの工夫を取入れることで可能と思われるが、塔頂サドルという限られたスペースで完璧を期するのは無理がある。したがってキーを固定するのは支圧ではなく、摩擦接合方式にするといった別の工夫も必要と考えられる。

以上、いわゆる摩擦サドルの研究成果について概要を述べたが、支間1000m級の二径間吊橋にこれを採用するには若干の問題が残る。要約すると次の2点にまとめることが出来る。

(I) サドル内のケーブル素線配列が完全な長方形配列となる新たなプレハブストランドの開発が望ましい。

(II) 水平スペーサーとサドルの固定方法を再考する必要がある。

これ以外にも吊橋全体としてみた場合に、サドルの固定力を補強する方式では中央主塔の剛性を $1000t/m \cdot c$ 程度にする必要があり、塔基部モーメントが非常に大きくなるため、完成形においてもアンカーボルトに引張力が生ずる等の問題も解決しなければならない。(通常の吊橋では、完成系においてほぼ全断面圧縮となる)

5. 付加重量型吊橋の検討

二径間吊橋の問題は第3節に述べたとおりであるがこれらの問題に対処する方法として、吊橋の死荷重と中央主塔の剛性を相互に調整する方式を検討した。この方式の発想は次のようなものである。

(I) 二径間吊橋の問題は活荷重が片側の径間に偏載する場合のことであるから、死荷重が大きくなれば活荷重偏載の影響は相対的に、小さくなるはずである。

(II) 死荷重を大きくすることによってケーブル剛性が増すので剛性補強の効果も期待できる。

(III) 中央主塔の剛性は死荷重とのバランスを考慮して適切に選択できるはずである。

ここでは、中央主塔の剛性を $0 \sim 2,000t/m \cdot c$ 付加死荷重を $0, 5, 10, t/m \cdot c$ と変化させ、それぞれのケースについて、撓み、ケーブル滑動安全率等を計算し、死

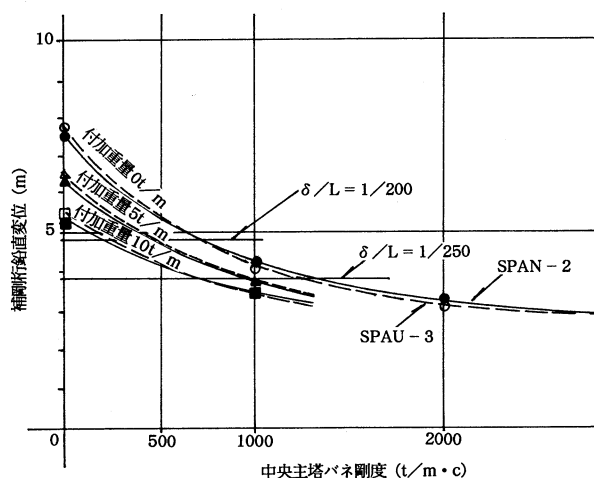


図-16 活荷重たわみ

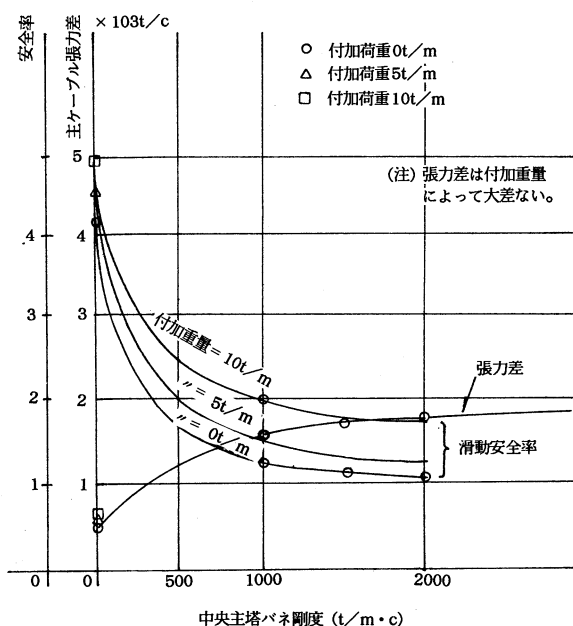


図-17 ケーブル滑動安全率

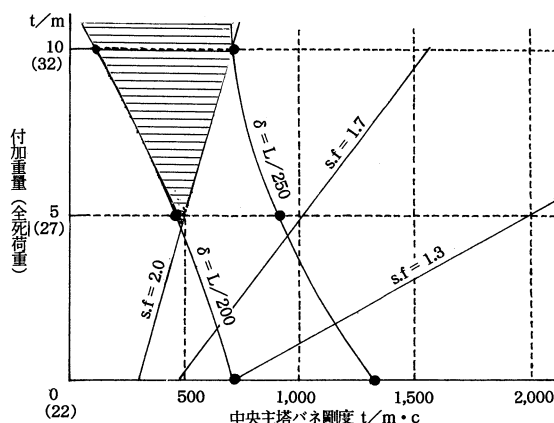


図-18 死荷重と塔剛度による相関

荷重と塔剛性をパラメトリックに整理した。

図-16、17が計算結果をグラフ化したものである。

死荷重が増加するのに伴って活荷重たわみが減少し、またケーブル滑動安全率が増加しているのが認められる。

これを塔剛性を横軸とし、死荷重を縦軸として、図化したのが図-18である。このグラフは、

・塔剛性が大となり、死荷重が大となる方向に橋の剛性が増大する。

・塔剛性が小となり、死荷重が大となる方向にケーブル滑動安全率が増大する。

ことを表している。つまり二径間吊橋の条件を活荷重剛性とケーブル滑動安全率の2点で整理すると、塔剛性と死荷重を適切に選択することによってこれらの条件を満足する構造を決定することが出来る。

たとえば活荷重たわみを三径間吊橋と同程度と $\delta = L/200$ とし、ケーブル滑動安全率を2.0という条件を与える図-18から主塔剛性 $K = 500t/m \cdot c$ 、死荷重 $27t/m$ を選ぶことが出来るのである。このケースでは、橋の死荷重を意識的に20%程度増加させることになるが、ケーブルスリップの問題がなくなるため、摩擦サドルのような特殊な構造を考える必要がなくなる。死荷重の増加によってケーブルと塔の鋼重が若干増加するが、ケーブル架設の問題をなくし、かつ中央主塔の固定モーメントが減少するため、設計上の問題が大幅に緩和されるのである。

この付加重量方式による二径間吊橋を第1第2大橋のサイトにあてはめたのが、次に述べる設計例である。

6. 来島大橋における設計例

(1) 設計条件の整理

二径間吊橋の設計条件は、単径間吊橋と較べて特殊な要素が入り込むが、ここでは来島第1第2大橋のサイトに当てはめることを想定しているため、固有の地形条件あるいは来島第三大橋とのバランスを考慮して設計条件を定めることとした。

・基礎位置、支間割付来島第一、第二大橋のものから大きくはずれない位置とする。

・補剛桁型式は来島第二大橋との一貫性を保つため同一断面形状の箱桁とする。(耐風安全性は風洞試験によって確認する)

・活荷重たわみ制限は耐風安定性を考慮しながら、ケーブル2次応力や道路縦断とキャンバーの関係等を総合的に考慮して決める。

・ケーブル滑動安全率は本四、上部工設計基準による。

(2) 設計基本条件

橋梁形式：二径間4ヒンジ補剛箱桁吊橋

道路規格：第1種第3級

車線数：4車線

支間割：220 + 1,030 + 1,030 + 250

活荷重：TL-20、TT-43

風荷重：設計基本風速 $V_{10} = 40m/sec$

地震荷重：下部支持地盤での水平加速度180gal

温度変化：常時±30deg、暴風時+15°

主ケーブル構造諸元：[サグ比1/10 ケーブル中心
間隔25m、許容応力度 $\delta t_a = 72\text{kg/mm}^2$]

中央塔：[型式：ラーメン型、バネ常数：550t/m・c、
塔基部固定方式：アンカーボルト方式]

補剛桁：[型式：鋼床版台形箱桁（加重式）、桁高：4.3m、
舗装：アスファルト舗装 $t = 65\text{mm}$ 、加重方式：場所コンクリート（ $w = 3.2\text{t/m} \cdot \text{br}$ ）]

(3) たわみスパン比の検討

吊橋のたわみ剛性は本四上部構造設計基準にも具体的な規定がなく、「橋の性状を考慮して検討するものとする」となっている。また解説に参考例として表-3の例が記載されている。道路橋示方書Ⅱには、支間200m以下の吊橋を対象として1/350という規定がある。

また鋼板Ⅲ（平井 敦著）にSelbergの提案として1/200以下という記述がある。これらのことから特殊な型式となる二径間吊橋のたわみ剛性は最低でも1/200以上は必要と考えられるが来島大橋に適用するに当たっては通常の使用状態を想定して1/2活荷重時のたわみが、道路の縦断線形を著しく損なわないこと等を考慮して定めることとした。図-19は第2径間の撓み図である。1/2活荷重+支点移動の影響（SD）のcaseで、キャンバーを保てるようにするため、活荷重満載時の $\delta = L/220$ が必要であるとした。このたわみ制限を条件として、主塔剛度と死荷重を定めた。

主塔剛度 $K = 550\text{t/m} \cdot \text{c}$

死荷重 $W_d = 25.3\text{t/m} \cdot \text{Br}$

(4) ケーブル二次応力の検討

二径間吊橋においては、中央主塔の水平変位が大きいたことがひとつの特徴となっており、このことに起因する問題として、塔頂付近のケーブル二次応力の増加が予想されたため照査した。（表-4）

照査式は塔頂における主ケーブルの傾斜角の変化に比例するとした川崎の式によった。（図-20）

$$\sigma_s = E \cdot D / 2 \times \Delta \phi \max / l_s$$

なお他の吊橋の設計における、2次応力は表-5のとおりとなっている。

(5) 耐風安定性の照査

二径間吊橋は、たわみ剛性が低いことから耐風安定性

表-3 吊橋のたわみの例

橋名	中央支間L (m)	最大たわみ δ (m)	δ/L
関門橋	712	2.44	1/292
Golden Gate Bridge	1280	3.29	1/390
Forth Road Bridge	1005	4.11	1/244

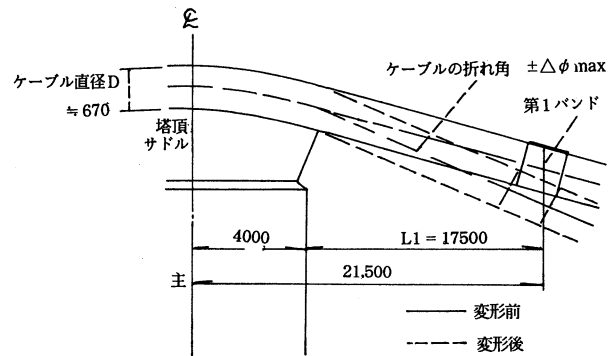


図-20 塔頂における主ケーブルの傾斜角変化

表-4 主ケーブルの角度化によって外側素線に生じる2次応力

径間数 死荷重 W_d (t/m/δ)	主塔剛度K K (t/m/c)	L/Sv at D+L+T	主ケーブルと塔との 相対角変化 ±Δφ'max (deg.(rad)) 注1)	主ケーブル外側素線 の2次応力度 δs (kg/m²)
2径間吊橋 (25.3)	0	140	0.900 (0.0157)	6.0
			-0.779 (-0.0136)	-5.2
	550	220	0.549 (0.0096)	3.7
			-0.421 (-0.0073)	-2.8
	1400	300	0.618 (0.0108)	4.1
			-0.253 (-0.0044)	-1.7
3径間吊橋 (20.0)	0	310	0.820 (0.0143)	5.5
			-0.094 (-0.0016)	-0.6

注1) ±Δφ'maxの符号は、主ケーブルと塔とが相対的に拡く場合を正とする

を確かめるため風洞試験を実施した。（昭和62年度試験）
振動諸元を表-6に、また $V_{cr} - \alpha$ 図を図-21に示す。
フラッタ特性に着目すれば、桁高4.3m（K-3-3-0）がもっとも限界風速が高く安定した断面であると考えられる。

他の2ケースでは所要値を満足できなかったが、これは4径間案が3径間案に比べ、振れの振動数が低下している

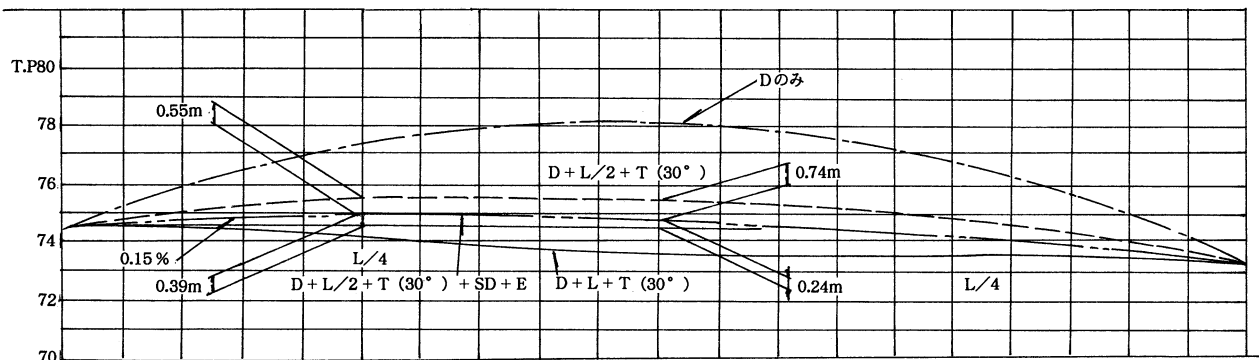


図-19 第2径間のたわみ

表-5 ケーブル2次応力
(単位: kg/mm²)

橋 名	2 次 応 力
平 戸 大 橋	14
大 鳴 門 橋	17
南 備 讃 瀬 戸 大 橋	13

(土木学会 本四橋上部研究委員会報告書から)

表-6 振動諸元 (風洞試験)

	実橋値	模型所要値	実橋値	模型所要値	実橋値	模型所要値
呼称	K-4-1		K-4-2		K-4-3	
縮尺	1/1	1/50	1/1	1/6C	1/1	1/60
全幅	31.1m	0.5184m	31.5	0.525C	31.9	0.5316
代表幅	28.5m	0.4750m	28.5	0.475	28.5	0.4750
桁高	3.3m	0.0550m	3.8	0.0633	4.3	0.0717
代表高	3.387m	0.0565m	3.887	0.0643	4.387	0.0732
重量	28.59t/m	7.942kg/m	29.41	8.763	30.70	8.528
極慣性モーメント	233.5sec ² m/m	0.01801sec ² m/m ²	241.8	0.01866	253.8	0.01258
振動数	ねじれ	0.2952Hz	0.3196	3.196	0.3262	3.262
	たわみ	0.0686Hz	0.0691	1.278	0.0694	1.305
振動数比		4.36	4.63	2.5	4.83	2.5
対数減衰率	ねじれ	-	0.02	-	0.02	-
	たわみ	-	0.02	-	0.02	-
風速倍率	ねじれ	-	6.0	-	8.0	-
	たわみ	-	3.44	-	3.24	-

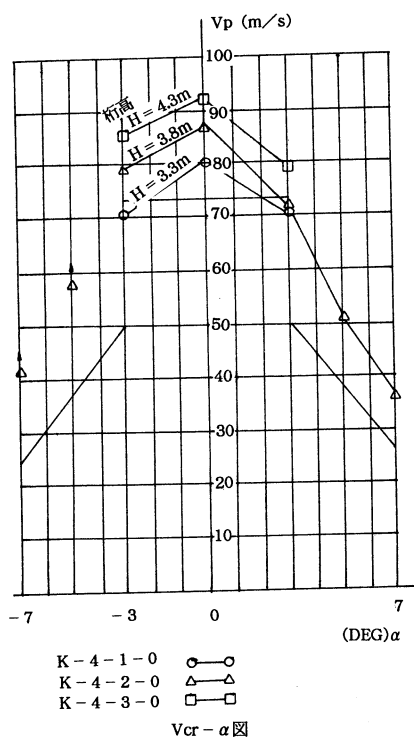


図-21 Vcr - α図

ものと考えられる。ただし、曲げとねじれの振動数比に着目した場合、4径間案のほうが振動数比が高いため、連成フラッターが発生する可能性は低いものと考えられる。

渦励振については、3径間案と同様、扁平な箱断面特有の現象として、吹き上げ（プラスの迎角）における限定振動の発生が見られる。

(6) 架設工法の検討

二径間吊橋の施工法は通常の吊橋と基本的には同じであると考えられるが、ケーブル架設と補剛桁架設については構造上の特徴もあるため、施工手順をトレースした。

(6.1) ケーブル架設

ケーブル架設はこれまで本州四国連絡橋で採用してきたPS工法がそのまま適用できると思われる。施工設備としてホーリングシステムの作動延長が2,500mとこれまでの最大である南備讃瀬戸大橋の1,650mよりも長くなるが、引出力は同じで良いと考えられる。図-22にホーリングシステムの架設、図-23にキャットウォークの架設概念図を示す。また図-24にサグ調整の概念図を示す。中央主塔部を固定して両主径間の調整、から側径間の調整へと移行するという流れとなり通常の吊橋の作業と質的な差はないであろう。

パイロットロープの渡海 (FC船によるフリーハンク工法)

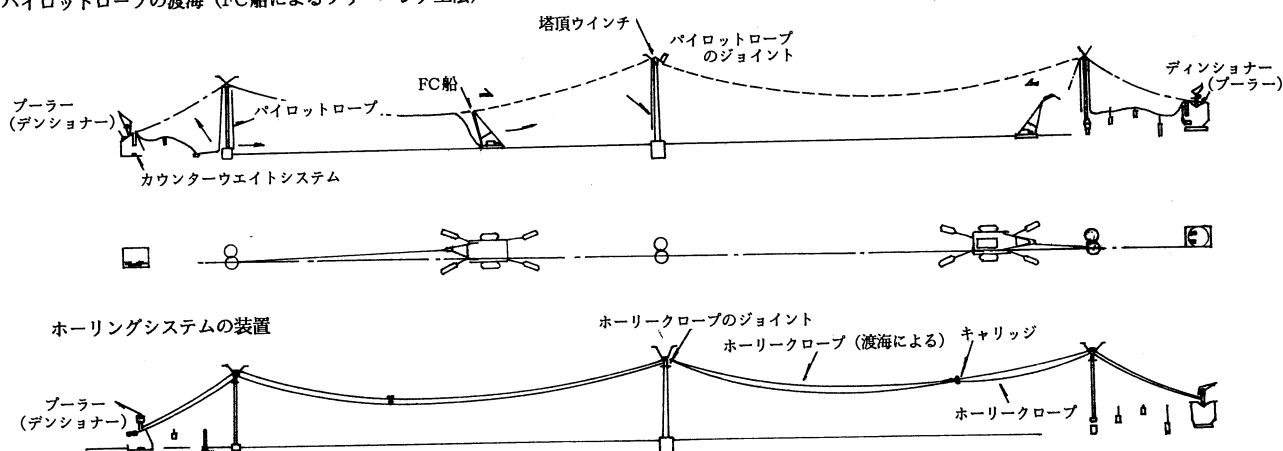


図-22 パイロットロープの渡海ならびにホーリングシステムの架設

キャットウォークの架設

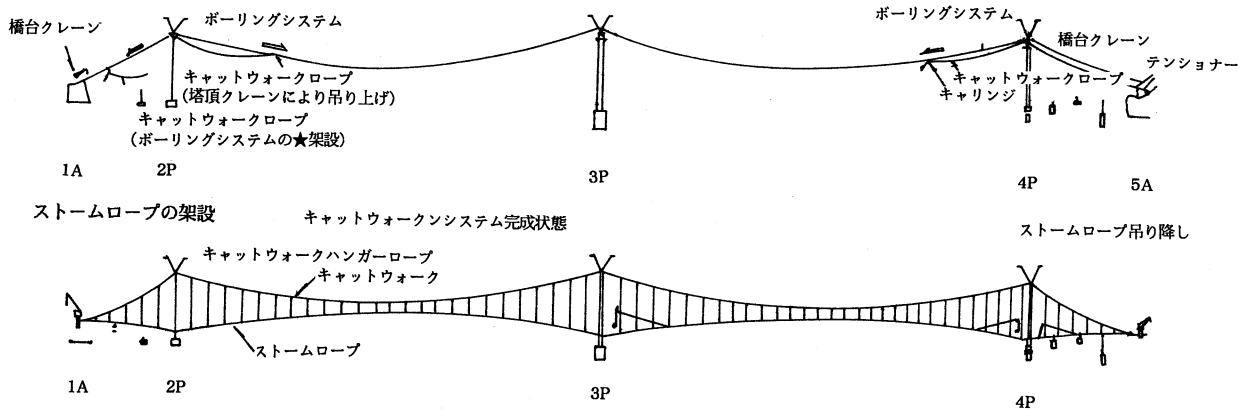


図-23 キャットウォークの架設

(6.2) 補剛桁の架設

補剛桁架設については海面使用の制約条件によって工法が左右されるであろうが、ここでは構造力学的な面に着目して検討した。架設工法は大きく分類して直下吊工法と張出工法に分けられる。直下吊工法では、通常主径間中央から塔へ向かって施工することとなり、張出工法では反対に塔から径間中央に向かって進めることとなる。

このそれぞれの工法について

- ・ $L/4$ 点まで
- ・ 閉合直前
- ・ 閉合

の3段階における補剛桁モーメント、同変位、ハンガー張力の計算結果を図-26に示す。張出工法の $L/4$ 点までにおいてモーメントがかなり大きくなるがこれは単径間吊橋においてもまったく同じことであり特段の問題ともならない。付加重量コンクリートを閉合後に施工するものとして桁変位の推移を図-26に表示してある。

(7) 計画設計のまとめ

二径間吊橋の構造検討の経過は以上のとおりでありこれらの検討から得られた設計結果が図-28~30である。

図-28は橋梁一般図であり橋梁全体の配置と補剛桁、ケーブルの断面を表している、

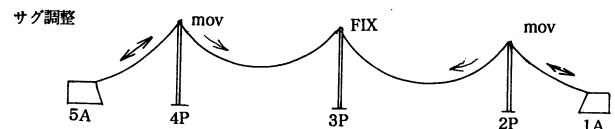


図-24 サグ調整

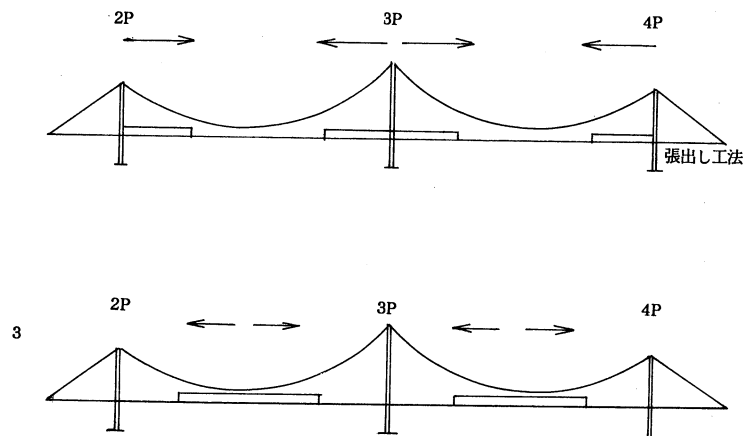


図-25 補剛桁架設概念図

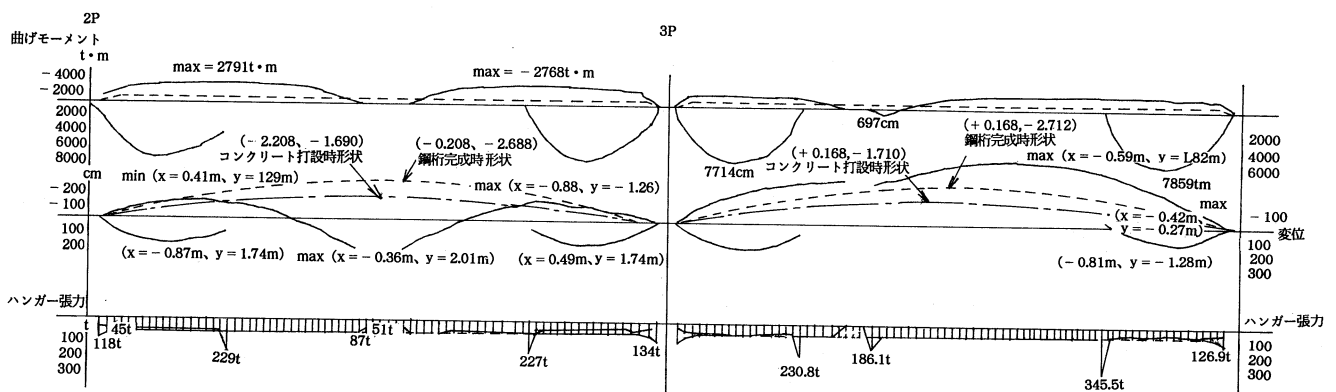


図-26 張出し工法による架設計算

M_y モーメント図

N 軸な図

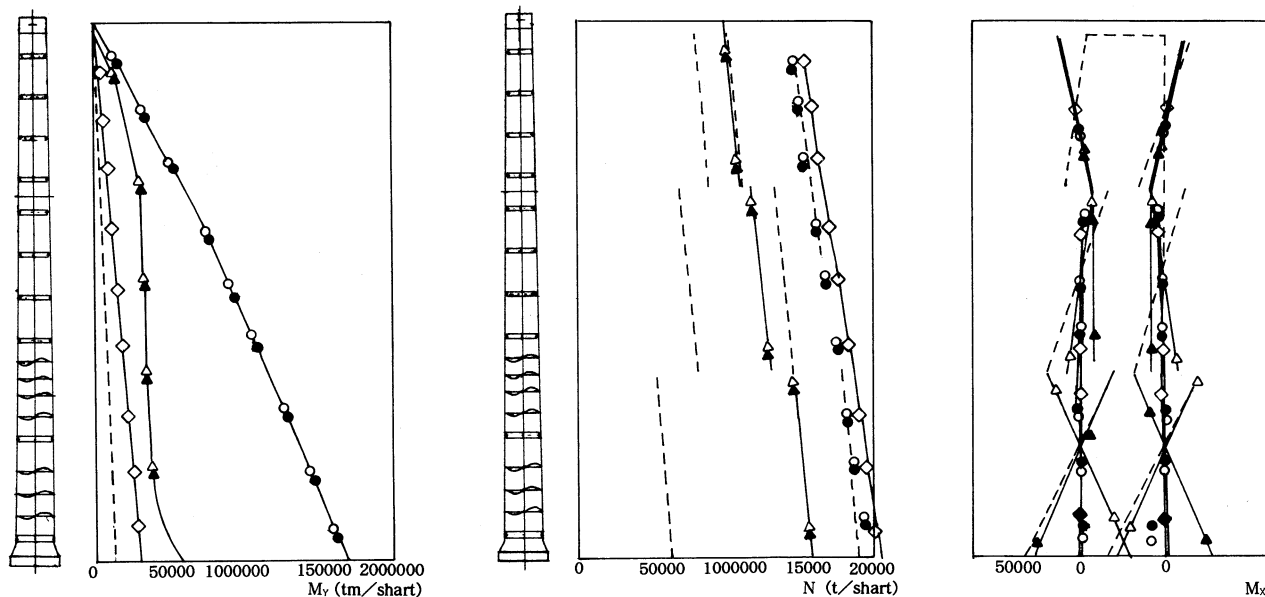
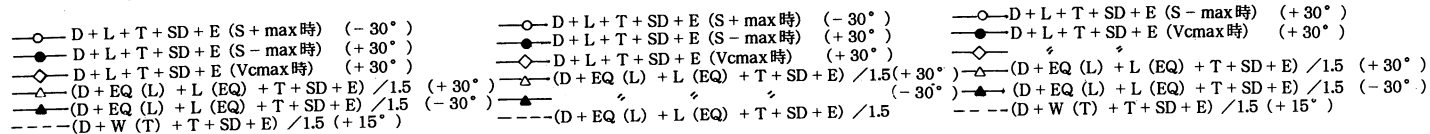
M_x モーメント図

図-30 中央主塔断面力図

二径間吊橋としたことによる特徴は中央主塔に端的に現れるので図-29に中央塔の一般図をまた図-30に断面力図を示す。特徴となっている点を列記すると

- ・橋軸方向曲げモーメントは活荷重等による常時のケースが支配的である。
- ・完成時曲げモーメントが卓越するため塔柱断面に引張応力が生じ、メタルタッチを期待する継手の設計ができない。
- ・塔基部固定モーメントが大きいので橋軸方向のアンカーボルトが2段配列となる。

7. あとがき

二径間吊橋の設計は吊橋のオーソドックな設計概念と異なる点があるが、要約するとたわみ制限とケーブル滑動の2点が問題点であり、これに対する処理方法が設計上のポイントとなる。本稿では、中央主塔の剛性補強と死荷重の調整によることを最良案としたが、もっとも単純かつ明快な方法であり施工上の問題も少ないと考えられる。例えて言うとなんら負反力に対処するためアンカーボルト

ではなく、カウンターウェイトを載荷するのと同様な発想といえるであろう。

二径間吊橋の構造研究には多年の経緯があり、先人の努力の積み重ねがあった。これらの調査研究は非常に緻密なものであり本稿ではその要旨を反映した。また公表された論文等になっていないため参考文献として引用できなかったものがあるがいずれも貴重な研究内容であることを付記し、担当された技術者たちに心から敬意を表したい。

参考文献

- (1) 平井 敦：鋼橋Ⅲ
- (2) 川崎 偉志男：長支間道路吊橋に関する実証的研究（昭和54年5月）
- (3) 土木学会本四綱上部研究委員会ケーブル分科会報告書（昭和53年3月）
- (4) 小川 英信、岩屋 勝司、阿部 和智：来島大橋（二径間吊橋）の設計について（第16回四国地建技術研究会 昭和48年8月）

明石海峡大橋上部工耐震設計法の検討

Examination of the Earthquake Resistant Design for Superstructure of Akashi - Kaikyo Bridge

設 計 部 審 議 役 長 保 田 雅 彦
(前) 第一建設局 設 計 課 長 藤 田 和 朗
第一建設局 設計課長代理 池 末 泰 輔
第一建設局 設 計 課 池 末 泰 輔
Masahiko Yasuda
Kazuro Fujita
Taisuke Ikematsu

1. まえがき

吊橋上部構造用の耐震設計は従来、「本州四国連絡橋吊橋上部構造耐震設計要領」の規定に基づいて行われてきた。これは、「耐震設計基準(昭和52年3月)本四公団」の参考資料として制定されたものである。

明石海峡大橋の下部構造の耐震設計は、新たに検討された「明石海峡大橋耐震設計要領(案)昭和63年3月」に基づいて行われ、この中で、前記の耐震基準に対し、入力地震動の見直しや基礎と地盤の動的相互作用を考慮するなどの設計手法の変更がなされた。

従って、上部構造についてもこれら下部構造の耐震設計との斉合性を図るとともに、上部構造として特に懸念される長周期地震及び位相差の影響についても照査する必要があると考えられた。

本稿は、明石海峡大橋上部構造耐震設計要領(案)と、それをまとめるにあたり、検討した内容についての概要を述べたものである。

2. 設計地震入力

入力地震動としては、下部構造の設計に用いた地震動のほかに、上部構造用として長周期成分である1968年の十勝沖地震の室蘭記録を振幅調整したものについて、各基礎同一のもの、及び1Aから4Aまで4kmもあることを考慮した時間的ずれのあるものの両方を考慮するものとした。

2.1 短周期地震入力(下部構造設計用地震動)

短周期用地震波としては、各基礎ごとに基礎の実施設計に用いられた有効地震動を考え、これを基礎底面に作用させる。例として、図-1、図-2に1Aの有効地震動の加速度波形及び加速度応答スペクトルを示す。変位波形は加速度波形から0.075~3.0秒の周期帯について積分して求めた。

この入力の場合は当然ながら各基礎ごとに異なる入力となる。このため、各基礎相互の有効地震動の相対加速度、相対変位についても求めた。その結果、相対値は加速度、変位ともにその最大値よりも小さいことが分かっ

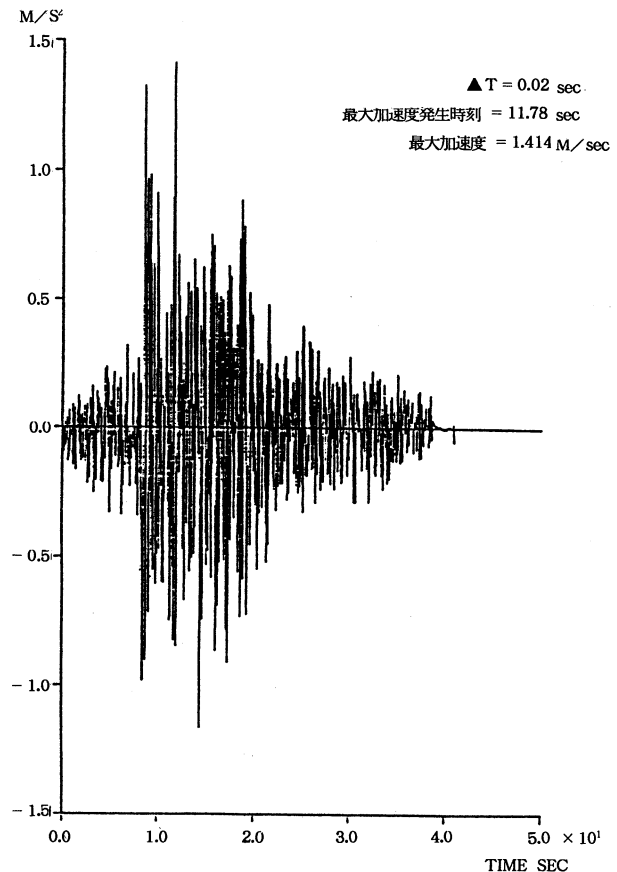


図-1 1A有効入力動加速度波形

た。

2.2 長周期地震入力

長周期地震入力は、今回新たに明石海峡大橋用として、土木研究所にて作成されたものを用いた。その要点を述べると以下のとおりである。

(1) 長周期地震記録としては、十勝沖地震、日向灘、日本海中部地震、新潟地震、宮城県沖地震及びそれらの余震の気象庁1倍強震計の記録をもとにした。

(2) これらの地震記録の加速度応答スペクトルから、第1種地盤の加速度応答スペクトル値、地震のマグニチュード、震央距離の関係を重回帰分析によって求める。この場合マグニチュードにかかわる係数についてはSMAC型強震計の記録も参考にした。

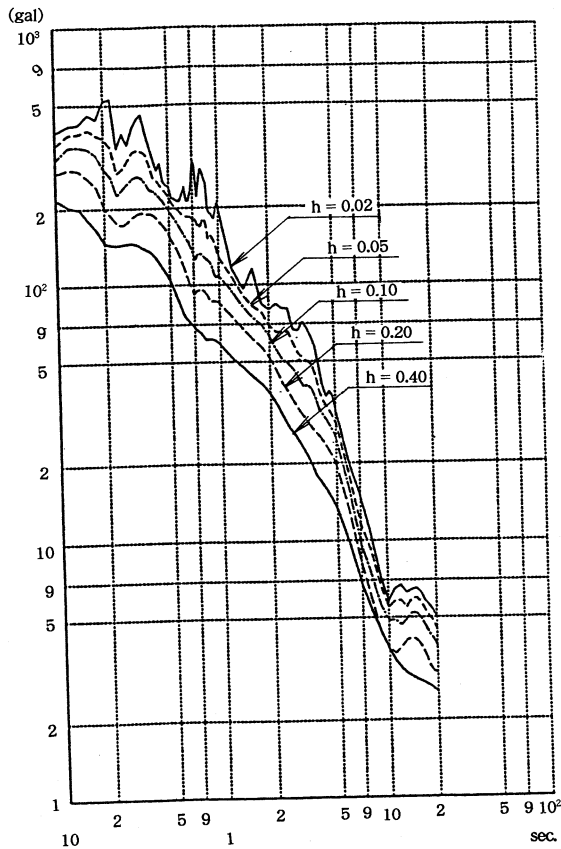


図-2 1A波加速度応答スペクトル

(3) 想定する地震は、下部工で想定している2種類の入力地震動のうち、マグニチュード8.5、震央距離150kmの地震を考慮するものとした。これは、長周期成分加速度スペクトルが大規模地震の影響を強く受けることに配

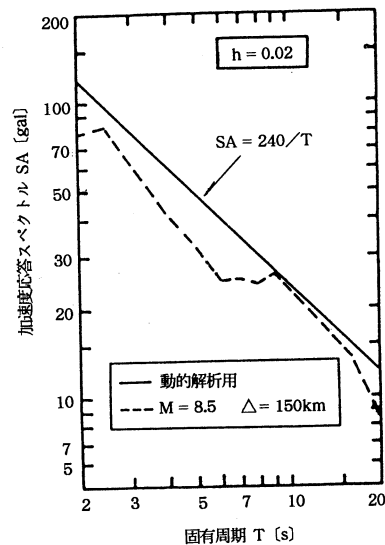


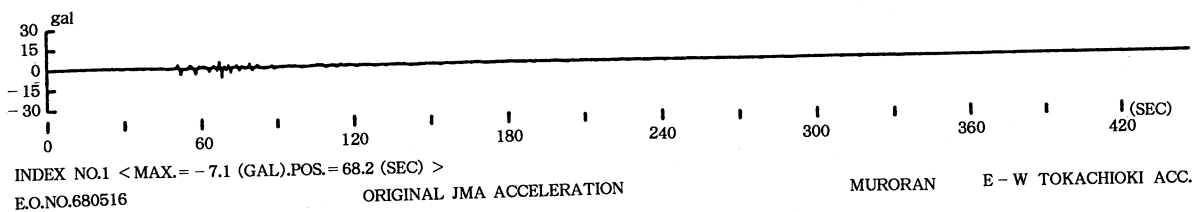
図-3 長周期領域における設計用加速度応答スペクトル

慮したからである。

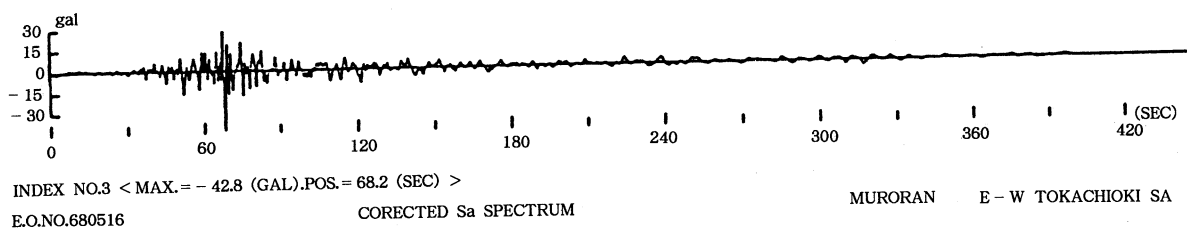
以上により設計用加速度応答スペクトルを求めたのが図-3である。そして時刻歴応答解析用波形としては、この設計加速度スペクトルに原記録のスペクトル特性が類似している記録として1968年十勝沖地震の室蘭記録を選び、前記スペクトルに一致するように振幅調整した波形(図-4)を用いるものとした。

2.3 入力波の相関

位相差入力の資料とするため、上記の短周期及び長周期成分波の地震の自己相関、相互相関を調べた。その結果、短周期成分の加速度波の自己相関、相互相関のそれぞれの相関関数の最大値を示す時間差は0~0.14秒で、同



(a) 1968年十勝沖地震室蘭記録(原記録)



(b) 時刻歴応答解析用波形(振幅調整波)

図-4 長周期領域における時刻歴応答解析用波形

位相に近い波であると考えられる。一方変位波については、構造物に影響の大きい負の相関関数の最大値が生ずる時間差は1.2秒である。従って加速度と変位の両方が同時に最悪となる時間的ずれはないと考えられる。

また、長周期成分波については地盤による増幅効果はないものと考え、各基礎同一の地震が入力されるものとし、自己相関関数のみを求めた。長周期成分の加速度波形では同位相の場合に相関値の正の最大を生じ変位波形では10.4秒の場合に負の最大値を生じた。(図-5参照)

2.4 設計に考慮する位相差 (4つの基礎に伝わる地震波の時間的ずれ)

文献(3)によると地震波の周期が0.5秒以下では地震の伝播速度は100~500m/sであり、1秒前後より長い周期では、1km/sより速いことが明かである。短周期入力の場合について下限値の100m/sと上限値の500m/sについて検討したが100m/sとした場合に、2P-3P間でも距離は1990mあり、伝播時間は20秒もかかることになる。すなわち一方の基礎の地震が終わるころに他方に入ることとなり、吊橋への影響は小さくなくなると考えられる。このため、上限の500m/sの場合について後述の応答解析を行い、その影響の少ないことを確認したうえで、短周期成分波については位相差を考慮しないものとした。一方長周期の場合、位相差という意味では伝播速度の下限値をとった方が影響が大きいと考えられるため、1km/sの伝播速度を仮定した位相差を考慮するものとした。この位相差の影響については後述する。

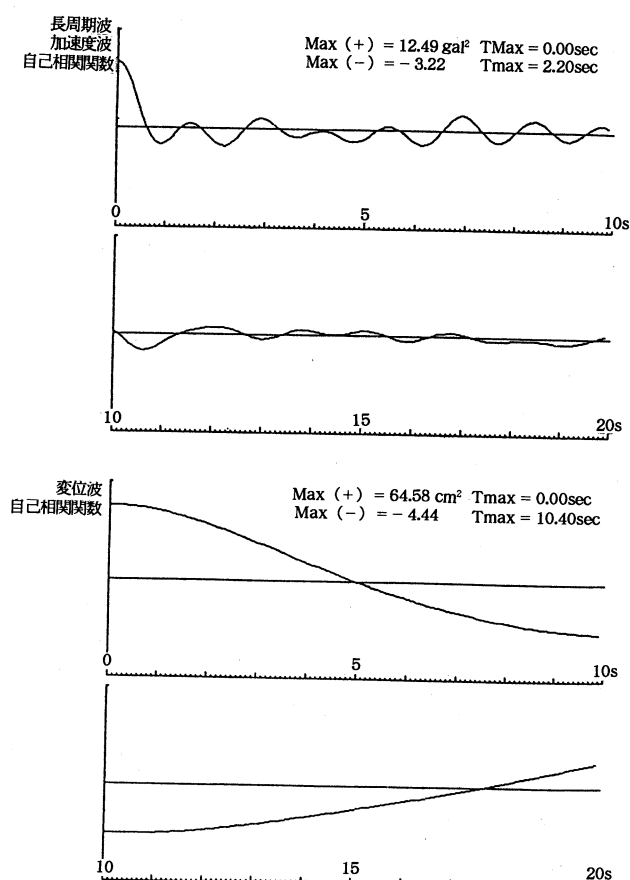


図-5 長周期成分波の自己相関関数

3. 地震応答解析法の検討

3.1 従来との相異点

従来の本四橋の吊橋上部工地震応答解析との前提条件における相異点は以下のとおりである。

- ① 短周期成分波入力の場合には4つの基礎から入る波形がそれぞれ異なる。(多点異入力)
- ② 基礎の減衰、復元力は周波数依存性を有する。
- ③ 位相差の影響を考慮する必要がある。

3.2 今回検討項目

上記3.1の条件をもとに、明石海峡大橋上部構造耐震設計要領を作成するにあたり検討した項目は以下のとおりである。

- ① 解析法
周波数領域解析と時間領域解析の比較、及び応答スペクトル法の適用性
- ② 解析モデル
タワーピア系と全体系の比較、地盤定数の影響の把握
- ③ 位相差入力
想定される入力の各基礎への作用時間のずれについての影響把握
- ④ 短周期成分波と長周期成分波の影響調査。

3.3 検討内容と結果

3.3.1 周波数領域解析と時間領域解析

明石海峡大橋では下部構造の減衰、および動的復元力を周波数依存性を有する解析モデルとしたため、厳密には周波数領域解析をする必要がある。しかし、(1)この場合には、複雑なフーリエ変換を行うこと。(2)従来我々は、モード分解によって振動性状を把握し、工学的判断を加えていること。

などを考慮して、近似的にモード分解を行う方法について検討した。この方法においては、まず、下部構造の動的性状を解析し、伝達関数が最大となる振動数について剛性行列と減衰定数を求めておく。次に、この剛性行列を用い全体系のモード解析を行う。

図-6はタワーピア系モデルにおいて、この2つの方法(全体を周波数領域で解く方法と上記の近似法)を塔の変位について比較した例である。

この解析では、上部工の減衰は従来通り2%として計算を行った。これより両解析法の間には有意な差はなくモード解析による時間領域解析で十分近似できるといえる。

3.3.2 多点異入力系のモード解析による時刻歴応答解析と応答スペクトル解析

(1) モード解析による時刻歴応答解析

多点異入力系の運動方程式は文献(3)により、

$$M \ddot{y} + [C] \dot{y} + [k] y = -[M] [K]^{-1} [S] \ddot{z} + \{[D] - [C] [K]^{-1} [S]\} \dot{z} \quad (1)$$

[M]; 質量マトリックス、[C]; 減衰マトリックス、[K]; 剛性マトリックス、[S]; 基礎地盤のバネマトリックス、{y}; 地盤との相対変位ベクトル、{z}; 地震加速度、[D];

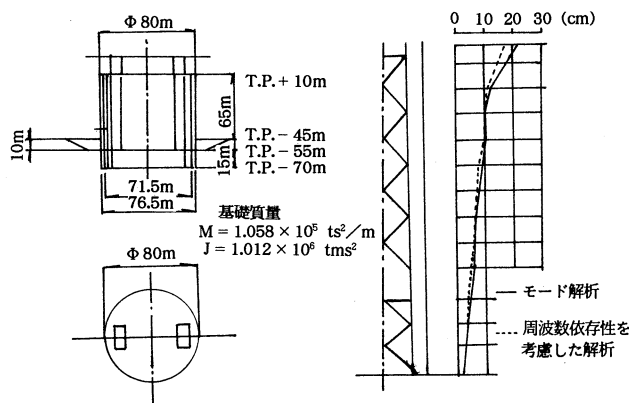


図-6 水平変位の最大値 (絶対値)

地盤の減衰マトリックス

(1) 式の右辺第2項は第1項と比べ一般的には影響が小さいと考えられるため、

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = -[M] [K]^{-1} [S] \{\ddot{z}\} \quad (2)$$

において、モード分解の方法を適用する。

$\{y\}$ は動的応答変位であるため、絶対変位を求めるには地動の静的変位の影響を加える。

$$\{u(t)\} = \{\bar{u}\} + \{y(t)\} \quad (3)$$

$$\text{但し、} [K] \{\bar{u}\} - [S] \{z\} = 0 \quad (4)$$

すなわち $\{\bar{u}\} = [K]^{-1} [S] \{z\}$ ここで $[K]^{-1} [S]$ は、各入力点の変位の影響係数を表している。

多点異入力の場合のモード分解法は、文献(4)に述べられており、結果だけを示すと、

$$\{\ddot{q}\} + [\backslash 2\eta\omega_n \backslash] \{\dot{q}\} + [\backslash \omega^2 \backslash] \{q\} = -[b] \{\ddot{z}\} \quad (5)$$

$$\text{ここに、} [b] = [\phi]^{-1} [K]^{-1} [S] \quad (6)$$

$$\{y\} = [\phi] \{q\} \quad (7)$$

$[\phi]$; モーダルマトリックス、 $\{q\}$; 基準座標系変位。

すなわち、(5) (6) 式より多点から別々の地震入力を受ける場合でも、多点入力による影響を考慮した刺激係数を用いることにより、同一入力の方程式と同様なモード分解による時刻歴応答解析が可能であることが分かる。

(2) 応答スペクトル解析

上記と同様な方法で応答スペクトルによる解析も可能である。

但し、応答スペクトル法の場合には別途変位の影響を評価する必要がある。計算に用いた応答スペクトルは次のようにして設定した。

①減衰定数2%では、長周期部分は240/Tとし、短周期部分は各基礎の有効地震動の実応答スペクトルの最大値とする。

②減衰定数5%以上では、長周期部分は、下部工の基準スペクトルを基準とし、短周期部分は各基礎ごとの有効地震動の実応答スペクトルの最大値とする。図-7は2Pの場合の計算に用いた応答スペクトルの例である。また、図-8A、8B、8Cに塔、ハンガーと補剛桁の応答につい

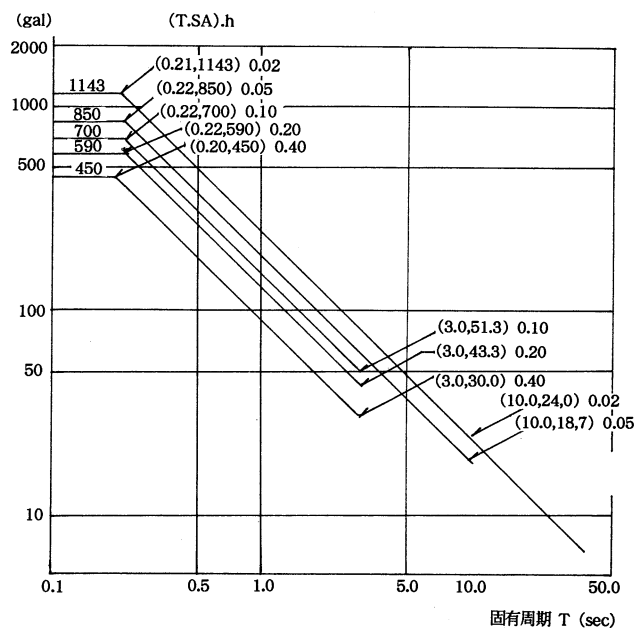


図-7 応答スペクトル法の計算に用いた2Pの応答スペクトル

ての時刻歴応答と応答スペクトル法との比較を示す。

これについての結果と考察は3.3.5にまとめて述べる。

3.3.3 解析モデル

1) 解析モデルと入力条件

橋軸方向及び直角方向の解析モデルを図-9に示す。質点分割数については従来の要領によったが後述の新要領では分割数を増加させている。

紙面の都合上、座標、各部材の剛性、質量などの入力条件は省略する。但し、この計算に用いた下部工の質量、極慣性については最終のものになっていない。(文献(2)参照)

2) 減衰定数

下部構造の構造減衰は、剛体2自由度モデルによる自由減衰振動方程式により求めた定数を与え、上部構造の減衰は2%とする。

各モードに与える構造減衰は着目する振動モードの運動エネルギーに占める上下部の分担割合を求めそれぞれの積の和とした。

3) タワーピアー系と全体系の比較

図-10は、タワーピアー系と全体系モデルによる動的曲げモーメント応答の比較を示したものである。これにより両者はほぼ一致することが分かる。これとは別にタワーピアー系で塔の質点数を11質点とした場合には、かなり大きな差異が出た。

これより質点数の影響がタワーピアー系であることの影響よりも大きいことが分かる。

4) 地盤バネ剛度の影響

塔基礎の地盤バネ定数は V_s^2 に比例する。従って V_s の測定精度やばらつきなどから多少の変動の影響を考慮する必要がある。図-11に地盤バネ定数の変化と塔基部曲げモーメントの変化との関係を示す。このように基礎の固有周期が塔の2次、3次の固有周期に近づくため、定数設定にあたっては注意が必要である。

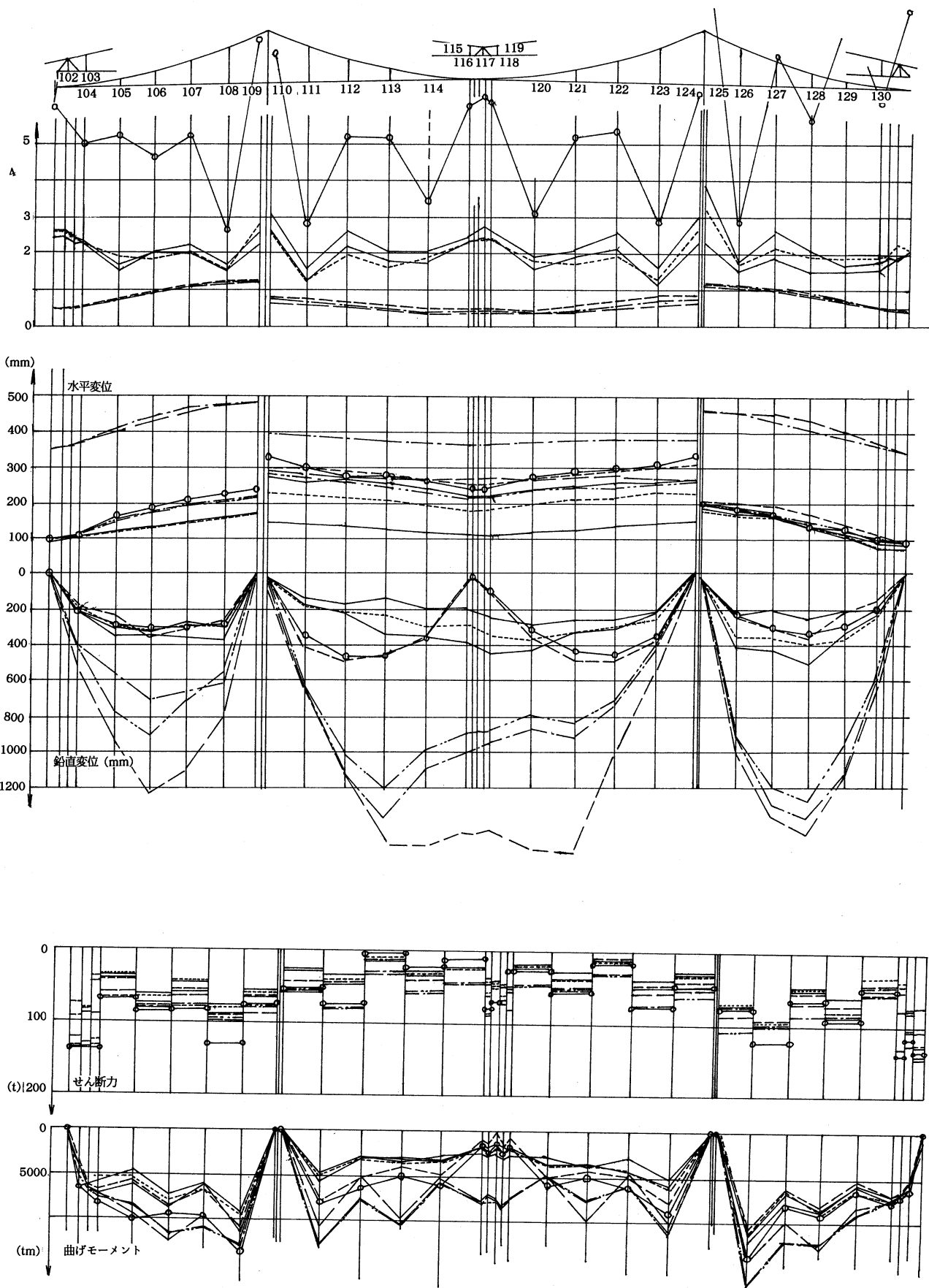


図-8 A 補剛桁の最大応答値の比較 (線の表示は次ページ参照)

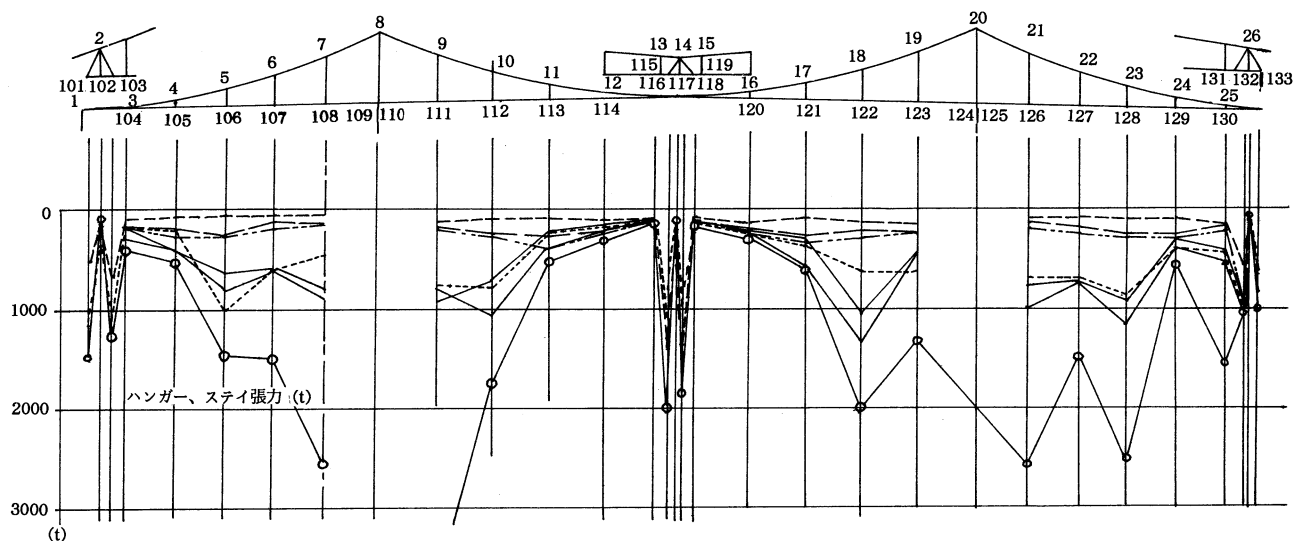


図-8 B ハンガー張力の最大応答値の比較

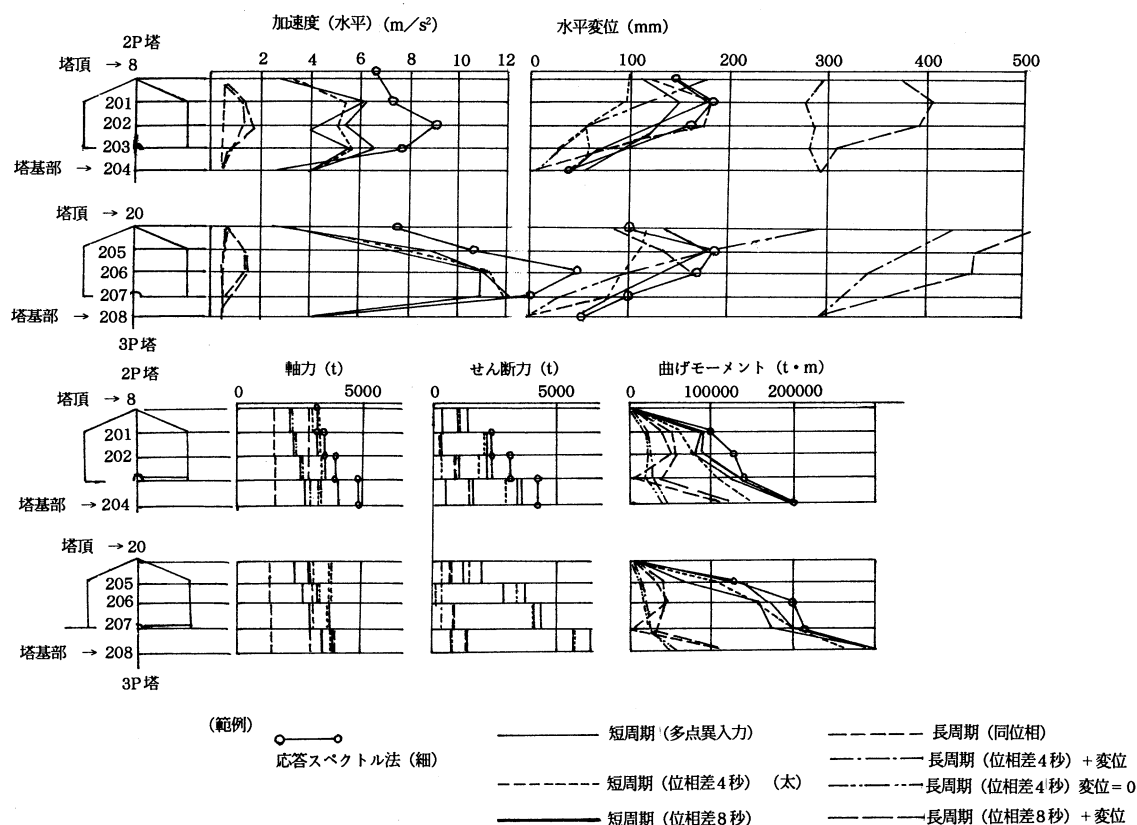


図-8 C 主塔の最大応答値の比較

3.3.4 位相差入力の影響

下記のケースについて時刻歴応答解析を行った。

(1) 短周期成分波

① 各基礎同時入力

② 伝播速度を500m/sと考え、4Aから1Aへ8秒の時間的ずれを持って伝播する場合。

③ 伝播速度を1000m/sと考え、4Aから1Aへ4秒の時間的ずれを持って伝播する場合。

④ 1A、4A波の正負の符号が2P、3P波よりほぼ0.08秒ずれていることを考慮して2P、3P波を0.08秒ずらした場合。

(2) 長周期成分波

① 各基礎同時入力

② 短周期成分波と同様に4Aと1Aの間で4秒のずれがある場合。

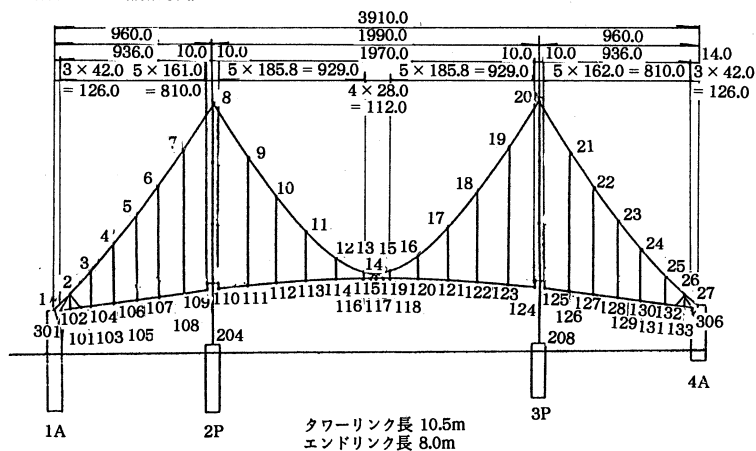
③ 同上で変位波形を考慮しない場合

④ ②と同様に4Aと1Aの間で8秒のずれがある場合。図-12、図-13に短周期成分波で4Aと1Aの間に4秒のずれがある場合の位相差入力を示す。

3.3.5 結果と考察

これらの計算結果をまとめて比較したのが図-8A、8B、8Cである。これより次のことがいえる。

解析モデル (橋軸方向)



解析モデル (橋軸直角方向)

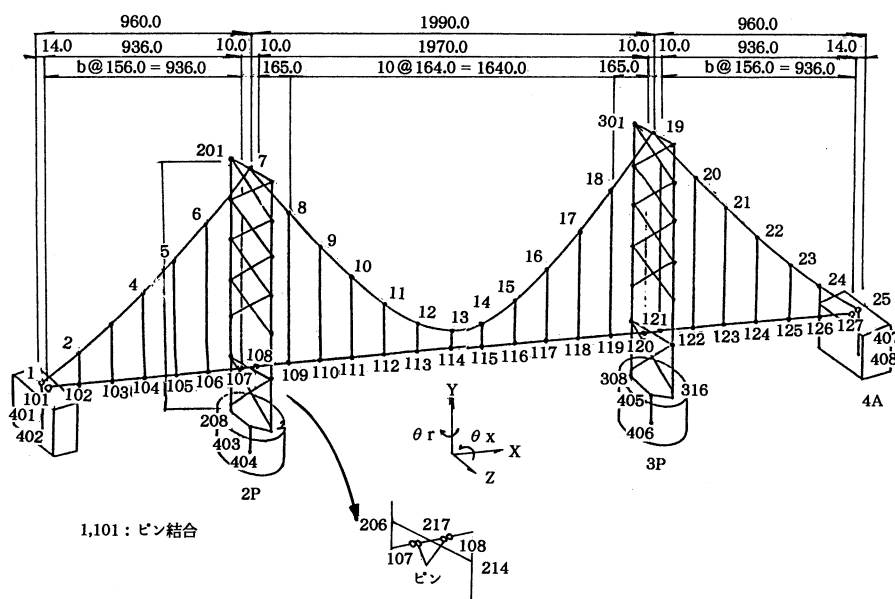


図-9 解析モデル

① 長周期と短周期を比較すると、塔、ハンガーは主として短周期が、桁、ケーブルは長周期の影響が大である。

② 応答スペクトル法は、設定したスペクトルが長周期、短周期を包絡するように与えているのでほとんどの場合、時刻歴応答値よりも大きな値といえる。特にハンガー、塔については大きく違っている。

③ 応答スペクトル法の場合、各基礎間の相対変位の影響を表現することが困難である。

④ 位相差 (時間的ずれ) を考慮した場合には、ほとんどの場合、短周期、長周期ともに応力については、位相差を考慮しない方が大きくなり、ケーブル、桁の鉛直変位については、位相差を考慮した方が大きくなる。

⑤ これらのどの地震時ケースにおいても、桁、ケーブルでは設計断面力や他の荷重ケースで決まる最大変位を越えることはない。また、塔については、塔基部応力が設計断面力に近い応力となっている。

⑥ 変位は入力の影響は比較的小さい。

⑦ 以上から、吊橋上部工の耐震設計として注意すべきは、塔柱応力、特に基部応力であろうと思われる。

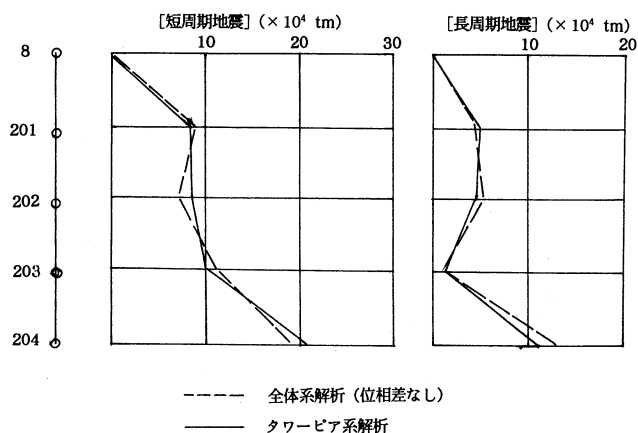


図-10 塔曲げモーメントの比較

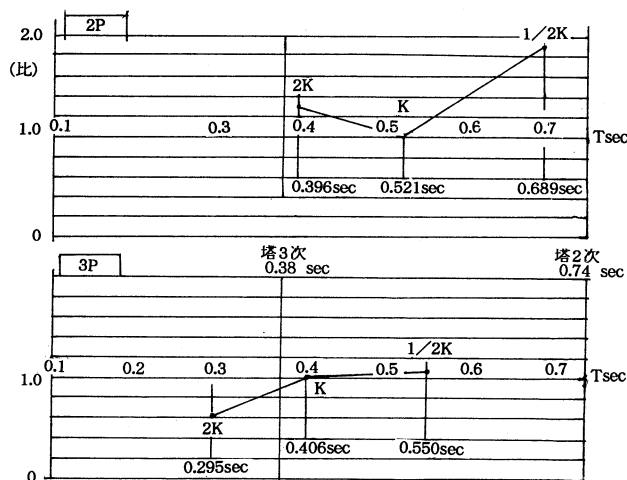
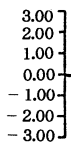


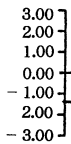
図-11 地盤ばね定数と塔基部、曲げモーメントの関係 (標準のバネ定数を用いた時の塔基部曲げモーメントを1.0としたときの比較)

ACCELERATION (GAL) (4A)



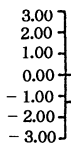
MAX ACCELERATION
243 (GAL)
MAX TIME
11.780 (SECOND)

ACCELERATION (GAL) (3P)



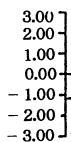
MAX ACCELERATION
246 (GAL)
MAX TIME
12.860 (SECOND)

ACCELERATION (GAL) (2P)



MAX ACCELERATION
289 (GAL)
MAX TIME
14.860 (SECOND)

ACCELERATION (GAL) (1A)

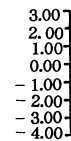


MAX ACCELERATION
141 (GAL)
MAX TIME
15.780 (SECOND)

0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.0 16.0 18.0 20.0 22.0 24.0 26.0 28.0 30.0 32.0 34.0 36.0 38.0 40.0 42.0 44.0 46.0
TIME (SECOND)

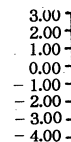
図-12 短周期成分波の加速度位相差入力

DISPLACEMENT (MM) (4A)



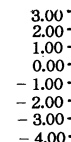
MAX DISPLACEMENT
34.663 (MM)
MAX TIME
9.00 (SECOND)

DISPLACEMENT (MM) (3P)



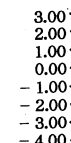
MAX DISPLACEMENT
38.002 (MM)
MAX TIME
10.080 (SECOND)

DISPLACEMENT (MM) (2P)



MAX DISPLACEMENT
36.368 (MM)
MAX TIME
12.060 (SECOND)

DISPLACEMENT (MM) (1A)



MAX DISPLACEMENT
26.941 (MM)
MAX TIME
13.020 (SECOND)

0.0 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0 12.0 14.0 16.0 18.0 20.0 22.0 24.0 26.0 28.0 30.0 32.0 34.0 36.0 38.0 40.0 42.0 44.0 46.0
TIME (SECOND)

図-13 短周期成分波の変位位相差入力

4. 明石海峡大橋上部構造耐震設計要領（案）について

以上の検討結果が海洋架橋調査会委託・耐震基礎委員会・全体系照査検討会において審議され、「明石海峡大橋上部構造耐震設計要領（案）平成元年9月」が作成された。

表-1に旧要領と対比する形で内容を記す。

5. あとがき

以上の検討は目前に迫った明石海峡大橋主塔詳細設計

に用いる耐震設計要領を作成するために、各種の試算をした結果をまとめたものである。計算に用いた入力条件等は若干最新のものととは違っているものがあるが、定性的には変わらないものと思われる。この要領を用いた最終的な詳細設計の結果は別の機会に譲る。なお、現在、明石海峡の両岸において長周期地震計（サーボ型速度計）が設置されており、いずれは検証の機会が来るものと思われる。

以上の各種解析、検討をするにあたり、上記委員会の諸先生方をはじめ、日本建設コンサルタント（株）の方々にもお世話になった。ここに深謝の意を表します。

表-1

本州四国連絡橋上部構造耐震設計要領（昭和52年3月）	明石海峡大橋上部構造耐震設計要領（平成元年9月）
1 適用範囲 この設計要領は本州四国連絡橋吊橋上部構造の耐震設計用に用いるものとする。	1 この設計要領は明石海峡上部構造の耐震設計用に用いるものとする。
2 用語と記号 省略	2 同左
3 耐震設計における荷重の組み合わせと許容応力 3.1 耐震設計における荷重の組み合わせ 耐震設計における荷重の組み合わせは次のとおりとする。 $D + EQ + L (EQ) + SD + ER + T$ D: 死荷重 EQ: 地震の影響 L (EQ): 地震時活荷重 SD: 支点移動の影響 ER: 架設誤差の影響 T: 温度の影響	3 同左 3.1 同左
3.2 耐震設計における許容応力度の割増し係数 地震時の応力に対する許容応力度の割増し係数は1.50とする。	3.2 同左
4 設計に考慮すべき地震 4.1 設計加速度 設計に考慮すべき地震動の最大加速度は、架橋地点の下部構造支持地盤上で180galとする。	4 同左 4.1 設計に用いる入力地震動 設計に用いる入力地震動は以下の3種類とし、各基礎の底面に入力する。 ① 下部構造の設計に用いた各基礎の有効地震動（短周期地震） ② 減衰定数を2%とし、 $SA = 240/T$ を目標値とした1968年十勝沖地震の室蘭記録を振幅調整した各基礎同一の地震動（長周期地震） ③ 4Aから1Aに向かい順次地盤中を速度約1000m/Sで伝播することにより生じる時間的ずれを考慮した②と同一の地震動
4.2 地震動の方向 設計に考慮すべき地震動の方向は、橋軸方向と橋軸直角方向とする。	4.2 同左 ただし、橋軸直角方向については4.1の③の地震動は考慮しなくてよい。
5. 動的解析 5.1 耐震計算の基本方針 吊橋上部構造の耐震計算は全橋振動モデルに対し、応答スペクトルを用いて計算する動的解析によることを原則とする。	5. 動的解析 5.1 吊橋上部構造の耐震計算は全橋振動モデルに対し、モード解析法を用いた時間領域解析によるものとする。
5.2 振動モデル 吊橋上部構造の耐震計算に用いる振動モデルは、原則として橋台、橋脚等の下部構造を含めた全橋モデルとし橋軸方向の地震に対する動的解析に用いる面内振動モデルと橋軸直角方向地震に対する動的解析に用いる面外振動モデルの2つとする。 ただし、主塔の耐震計算は主塔橋脚モデルを用いてもよい。 なお、構造各部は以下のごとくモデル化するものとする。	5.2 同左 ただし、 「ただし、主塔の耐震計算は主塔橋脚モデルを用いてもよい。」を抹消。
i 橋台、橋脚 「剛体基礎の安定計算法」ならびに「多柱基礎の安定計算法（案）」に準拠するものとする。	i 橋台、橋脚 「明石海峡大橋耐震設計要領」（以下「耐震設計要領」と呼ぶ）ならびに「明石海峡大橋下部構造安定計算要領」（以下「安定計算要領」と呼ぶ）に準拠する。
ii 塔 梁部材とする。ただし、面内振動モデルでは腹材の剛性を無視してよい。 また、面外振動モデルでは、塔の捩れ変形と橋軸方向変形を無視してよい。	ii 塔 同左
iii 補剛トラス 補剛トラスの剛性を軸線に集中させた梁部材とする。ただし、面外振動モデルでは橋軸方向変形、鉛直変形ならびに橋軸回りの捩れ変形を無視してよい。	iii 補剛トラス 同左 ただし、桁端移動量や桁端部の応力の流れを詳細に検討する必要がある場合は、立体骨組モデル等適宜目的に応じ解析を行うものとする。
iv ケーブル、吊材 軸力部材とする。ただし、面外振動モデルでは橋軸方向変形と鉛直変形を無視してよい。	iv ケーブル、吊材 同左

本州四国連絡橋上部構造耐震設計要領（昭和52年3月）	明石海峡大橋上部構造耐震設計要領（平成元年9月）
v 構造各部の慣性力の省略 塔および補剛トラス部材の回転慣性を無視してよい。また、活荷重の慣性力は無視してよい 5.3 振動モデルの構造減衰 下部構造の構造減衰は下部構造設計基準に従うものとする。上部構造の構造減衰は2%とする。 5.4 耐震計算に用いる基礎地盤定数 耐震計算に用いる基礎地盤定数は下部構造の耐震計算に用いたものとする。 5.5 動的解析に用いる地震動のスペクトル 動的解析に用いる地震動のスペクトルは、本州四国連絡橋耐震設計基準に示す加速度応答スペクトルとする。 5.6 地震時応答量の計算 地震時の応答量の計算に考慮すべき振動モードの次数は、有効質量の95%以上とする。 各モードに与える構造減衰は着目する振動モードの運動エネルギーに占める上部構造と下部構造の分担の割合を求めそれぞれの構造の減衰定数との積の和とする。なお、計算された減衰定数に対する加速度応答スペクトルは指針に規定されたものから内挿で求めるものとする。 応答の最大値は各モードごとの応答値の最大値の2乗和平方根として求める。 5.7 動的解析で求めるべき諸量 動的解析によって次の諸量を求めるものとする。 i 固有振動数、振動モード（変位及びモーメント）、モード寄与率 ii 構造各部の応力と変位 5.8 方向別地震の重ね合わせ 任意方向からの地震入力による応答は、橋軸方向地震による応答値と橋軸直角方向地震による応答値のうち応答値の小さいものを2/3としたのち大きい応答値との2乗和平方根とし各部の応力を検討するものとする。 6 その他の荷重 6.1 死荷重及び温度変化 「鋼上部構造設計基準」によるものとする。 6.2 地震時活荷重 「鋼上部構造設計基準」によるものとする。ただし、補剛トラス各部の地震時活荷重による応力、変形は設計活荷重による補剛トラスの応力、変形の1/4としてもよい。 6.3 支点移動及び架設誤差 「鋼上部構造設計基準」によるものとする。 附 吊橋上部工の耐震計算に用いる振動モデルは以下に示す質点分割数を基準としてよい。 i 面内振動モデル 塔の地震時応力を求めるための塔の振動モデルの質点分割数は10以上とする。 補剛トラスの地震時応力を求めるための補剛トラスならびにケーブルの振動モデルの質点分割数は、中央径間で12等分以上、側径間で6等分以上とする。 ただし、塔、補剛トラスのいずれかの地震時応力を算出する必要のない場合には、当該構造物の質点分割数は上記の半分程度でよい。 ii 面外振動モデル 塔の地震時応力を求めるための振動モデルの質点分割数は20程度とする。 他の部分のモデルの分割数についてはiにならうものとする。	v 構造各部の慣性力の省略 同左 5.3 振動モデル構造の減衰定数 上部構造の減衰は一律に2%とする。また、下部構造の減衰定数は耐震設計要領7.4によって得られる減衰定数を用いるものとする。 5.4 耐震計算に用いる基礎地盤定数 同左 5.5 4.1で表現しているため、省略 5.6 地震時応答量の計算 地震時応答量の計算の考慮すべき振動モードの次数は、有効質量の95%以上または固有周期0.1秒以下に達するまでのいずれかを満足する次数とする。 各モードに与える減衰定数は着目する振動モードの運動エネルギーに占める上部構造と下部構造の分担の割合を求めそれぞれの構造の減衰定数との積の和とする。 「なお、計算された減衰定数に対する加速度応答スペクトルは指針に規定されたものから内挿で求めるものとする。 応答の最大値は各モードごとの応答値の最大値の2乗和平方根として求める。」を抹消。 5.7 動的解析で求めるべき諸量 i 固有値関係（振動数、モード、モード寄与率） ii 構造各部の応力と変位の時刻歴最大値 iii 時刻歴応答値 ①塔頂 変位、加速度 ②補剛桁 中央径間1/2点、1/4点、側径間1/2点桁端の変位、加速度 ③塔基部 加速度、応力 ④その他必要に応じた諸量 5.8 方向別地震の重ね合わせ 同左 6 その他の荷重 「鋼上部構造設計基準」によるものとする。 (地震時活荷重の「ただし、補剛トラス各部の地震時活荷重による応力、変形は設計活荷重による補剛トラスの応力、変形の1/4としてもよい。」は抹消) 附 吊橋上部工の耐震計算に用いる振動モデルは以下に示す質点分割数を基準としてよい。 i 面内振動モデル 塔の地震時応力を求めるための塔の振動モデルの質点分割数は10以上とする。 補剛トラスの地震時応力を求めるための補剛トラスならびにケーブルの振動モデルの質点分割数は、中央径間で20分割以上、側径間で10分割以上とする。 ただし、塔、補剛トラスのいずれかの地震時応力を算出する必要のない場合には、当該構造物の質点分割数は上記の半分でよい。 ii 面外振動モデル 塔の地震時応力を求めるための振動モデルの質点分割数は20以上とする。 他の部分のモデルの分割数についてはIにならうものとする。

参考文献

- (1) 耐震設計基準（昭和52年3月）本四公団
参考資料 吊橋上部構造耐震設計要領
- (2) 明石海峡大橋吊橋上部工耐震設計法の検討（その1～その3）昭和61～62年度、平成元年10月、本四公団

- (3) 土岐：新体系土木工学・構造物の耐震解析、土木学会
- (4) 栗原・桜井：多入力系の応答スペクトル法による地震応答解析。昭和52年9月、電力中央研究所
- (5) 上原：吊橋の震動解析に関する計算法的考察：土木学会論文報告集 1975年3月

生口橋の耐震固定法と支承構造

Fixing method with earthquake and types of bearings for Ikuchi Bridge

設計部 設計第三課長代理 山岸 一彦
(前) 向島工事事務所 第一工事長 Kazuhiko Yamagishi
向島工事事務所 第一工事長付 西本 聡
Satoshi Nishimoto

1. まえがき

生口橋は、西瀬戸自動車道（尾道～今治ルート）のうち因島と生口橋を結ぶ斜張橋である。本橋の特徴は、道路線形の関係より側径間が中央径間に比べて短いことから（側径間／中央径間＝150m／490m≒0.31）、側径間と中央径間の死加重バランスを確保するため、中央径間を剛桁、側径間をPC桁の複合構造を採用した点である（図-1）。

主桁型式が全剛桁案と複合桁案の特徴をまとめると、

- ① 全剛桁案では側径間支点上で常時負反力が発生する。
- ② 工費は複合桁案のほうが安価である。
- ③ 複合桁案では負反力を生じないので、支承構造が単純なゴム支承の採用が可能である。

などがいえ、生口橋の主桁形式は複合桁案（側径間PC桁）とした。

橋軸方向耐震固定法は、地震力を特定の橋脚に集中することを避けるため、側径間の端・中央橋脚上の支承構造は、水平せん断バネ支承（ゴム支承）により弾性支持

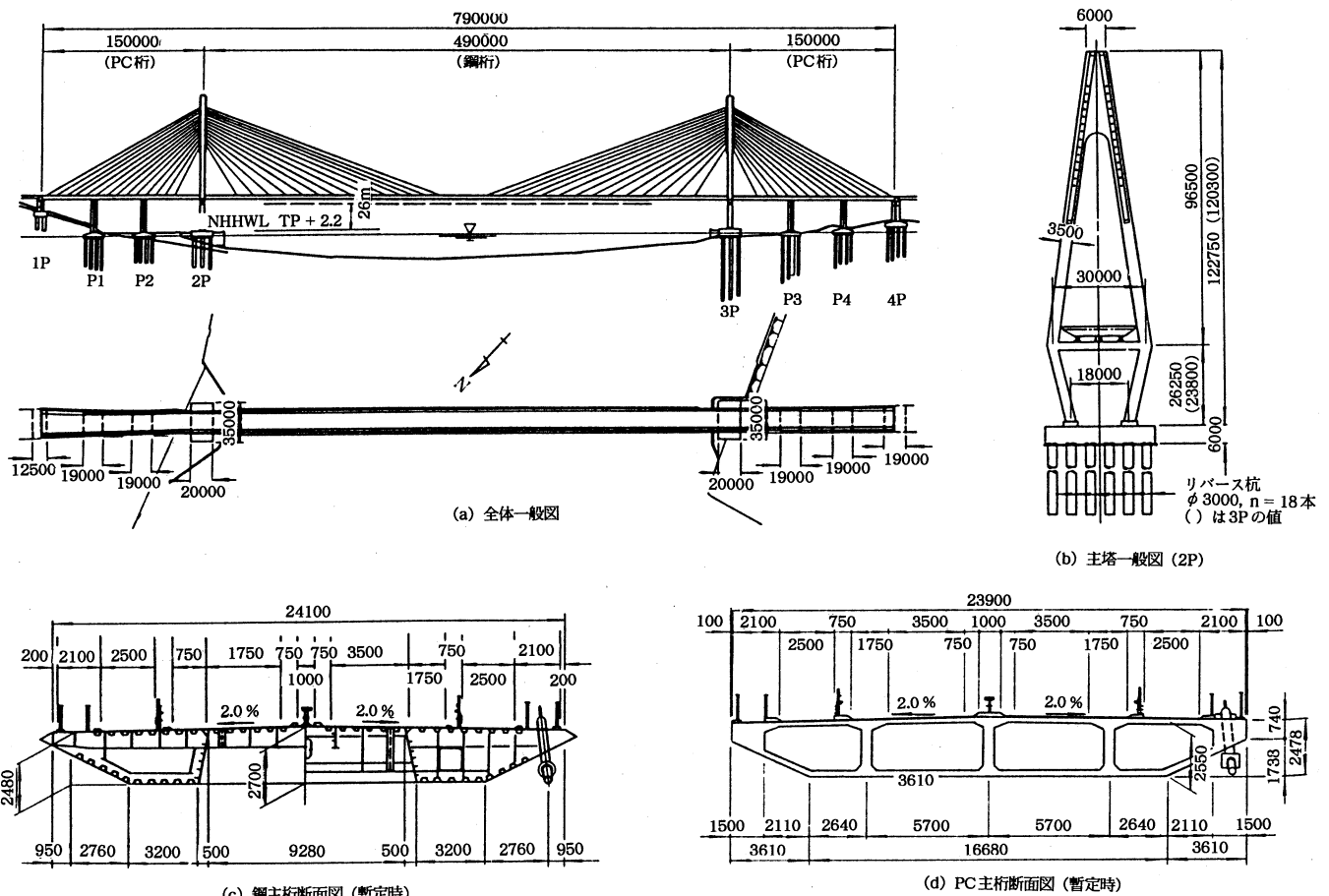


図-1 生口橋の一般図

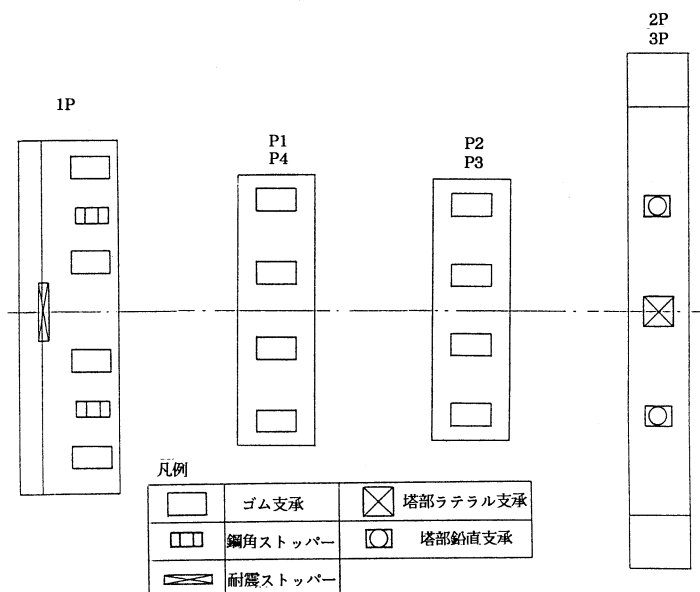


図-2 支承配置図

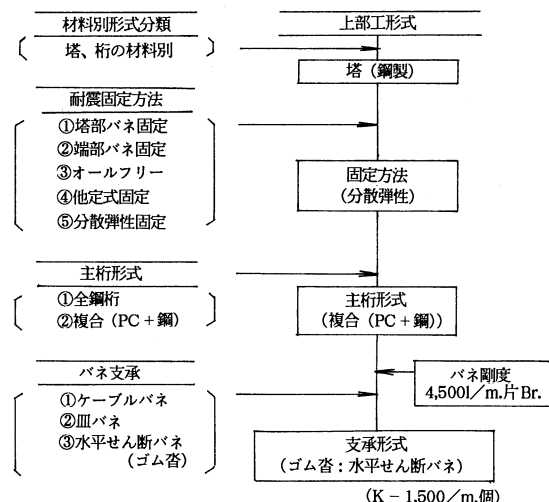


図-3 上部工構造検討経緯フロー

する分散弾性固定法を採用した(図-2)。側径間の全橋脚で弾性固定とすることにより地盤の悪い塔基礎にかかる地震時の上部工反力が小さく、塔基礎の大型化が避けられることになる。

ゴム支承の選定においては、3種類のゴム支承の縮尺供試体を用いて特性確認試験を実施し、各支承の本橋への適用可能性を検討した。

本報告は、生口橋の耐震固定法と支承の選定及び設計・製作について紹介するものである。

2. 耐震固定法

2.1 耐震固定方式

上部工構造の検討経緯フローを図-3に、各耐震固定法の比較検討結果を表-1に示す。

比較検討結果をまとめると

① 塔部バネ固定では、地震時の塔基部曲げモーメントが大きく塔基礎が大規模になり、立地条件的にも不利である。

② 端部バネ固定では、端橋脚の規模が大きくなる。

③ オールフリーでは、桁端の移動量が大きく、さらに塔の地震時断面力も大きい。

④ 他定式固定では端橋脚が大きく、さらに、他定ケーブルに2,000~3,000tの力が集中し、他定ケーブルの定着構造が大きくなる。

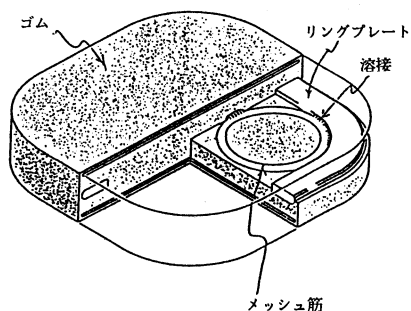
⑤ 分散弾性固定では、地盤の悪い塔基礎にかかる上部工反力が小さく、比較的地盤の良好な端・中間橋脚にバネにて固定しているため、塔基礎、下部構造はさほど大型化しない。

以上のことから、耐震固定法としては分散弾性固定を選択した。

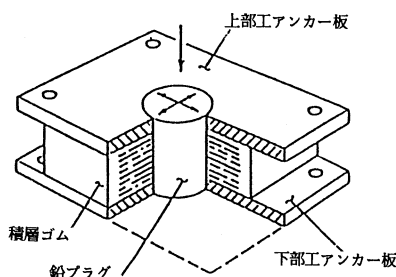
分散弾性固定のバネ剛度は一般にバネの剛度を大きくすると地震時の桁端の移動量は小さくなる反面、弾性固定を行っている橋脚の上部工反力は大きくなり、その断面力も大きなものとなる。バネ剛度を小さくするとこの逆の傾向となり、極端に小さくするとオールフリーの構造系と同じになり、桁端の移動量は大きくなり、塔の断面力が大きくなる。このため最適バネ剛度を求めるためにバネ剛度を変化させて橋梁本体の固有周期、地震荷重による変形量、断面力を算定した。その結果、総合的に判断を行い、固有周期は4秒程度、バネ剛度としては4,500t/m片側とした。

表-1 耐震固定法比較

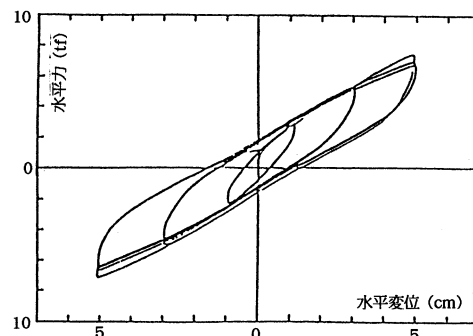
耐震固定法 (M: 可動, B: バネ)	生口橋に採用した時の特徴	既応例()内は周期	評価
塔部バネ固定	塔基礎が大きい。(航路条件やや悪い)	Brotonne (ゴム) 名港西大橋 (1.6)	
端部バネ固定	端橋脚が大きくなる。 塔基礎が小さい。(航路条件が良い)	櫃石・岩黒島橋 (3.6)	
オールフリー	桁端移動量が大きい。 塔の負担が大きい。	Rande Friedrich - Ebert Kohlbrand (ストッパー) 東神戸水路橋 (4.4)	
他定式固定	塔基礎が小さい。 他定ケーブルの張力移動が大きい。	(秩父橋)	
分散弾性固定 (鋼桁用)	中間橋脚 (鋼製フレキシブル) の温度応力が大きい。 塔基礎が小さい。(航路条件が良い) 常時負反力が生ずる。	ナシ	
分散弾性固定 (複合桁用)	端・中間橋脚 (RC橋脚) に負反力は生じない。 塔基礎が小さい。(航路条件が良い)	ナシ	○



(a) リング沓の構造概念図



(b) LRB沓の構造概念図



(c) LRBの履歴曲線の一例

図-4 ゴム支承の構造

2.2 弾性固定構造

弾性固定の構造として次の3型式を検討した。

- ① ケーブルバネ支承
- ② 皿バネ
- ③ 水平せん断バネ支承（ゴム支承）

その結果、①ケーブルバネ支承は、ケーブル断面が大きくケーブルも長くなる。②皿バネ支承は設置スペースの関係上端橋脚が大きくなりすぎる。③ゴム沓による水平せん断バネ支承は鉛直支承をそのまま耐震バネに兼用できるので経済的であり、設置スペース上の問題もないということから、生口橋の弾性固定法は、水平せん断バネ（ゴム支承）を端・中間橋脚上に用いた分散弾性固定とした。

3. ゴム支承試験

3.1 試験目的

生口橋の分散弾性固定用のゴム支承として、機能的に近いものとしてPC連続桁等で水平反力分散沓として用い

られているリング沓がある。また、近年、道路橋の免震設計法が注目されており、その免震装置のひとつとしてLRB沓（Lead Rubber Bearing）がある。リング沓を生口橋で使用する場合は水平変位量が大きく大型で特殊な仕様のものが必要となる。またLRB沓は国内での橋梁への実績は検討時点ではなかった。そこで、リング沓、LRB沓及び最も単純なゴム支承である積層パッド（合成ゴム）の3種類について各種試験を実施し、比較検討を加えることとした。

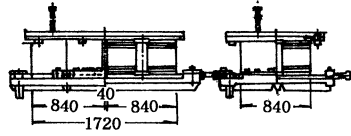
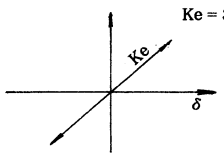
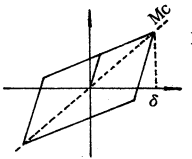
3.2 ゴム支承の構造

(1) リング沓

ゴムの材質は物理的強度に優れ、耐クリープ・耐水性に優れる天然ゴムを使用し、ゴム体内部にはリング状の鉄筋を配した補強材が埋め込まれている。（図-4（a））

この補強材の層数、層間隔、ゴム厚等を調整することにより、ゴム沓に所定のバネ定数を与えることが出来る。

表-2 リング沓とLRB沓の比較

	リング沓	LRB 沓
設計条件	1沓当り 最大鉛直反力 698t、最大水平移動量 414mm	
構造		ゴム厚 $\Sigma t = 384\text{mm}$  橋軸直角方向断面 橋軸方向断面
ゴム材質	天然ゴム	天然ゴム
内部補強	リングプレート+リングメッシュ	鋼板
減衰	期待しない（全橋 $h = 2\%$ ）	期待する（全橋 $h \approx 2\%$ ）
機能及び特性（設計）	 $Ke = 3.75\text{tonf/cm}$	 $Ke = 3.75\text{tonf/cm}$
実績	S48年以降 77橋（水平反力分散） 最大沓 池間大橋（最大反力1065t） （最大変位数286mm）	国内 建築 4例（最大 Φ 800、400t、最大変位量240mm） 海外 橋 30例（最大650×650×225、300t） 建築 4例（最大740×740×330、360t）

(a) リング沓

加振方向

$r = 70$

35

300

250

480

D35

17

13

15

137

163

15

13

ゴム厚 $\Sigma te = 137\text{mm}$
製作数 3 体

(b) LRB 沓

加振方向

75.8

300

460

$\Phi 60$

310

720

25

8.5

32

25

249

25

25

ゴム厚 $\Sigma te = 110.5\text{mm}$
($te = 8.5\text{mm}$, $n = 13$)
製作数 3 組 (6 体)

(c) 積層パッド沓

加振方向

300

310

34

34

34

136

ゴム厚 $\Sigma te = 110\text{mm}$
($te = 10\text{mm}$, $n = 11$)
製作数 3 組 (6 体)

(b) LRB沓

(c) 積層パッド沓

図-5 各供試体の形状・寸法

橋脚での実績は、移動量最大の橋梁として池間大橋（沖縄県・PC箱桁）の286mmであり生口橋の地震時の移動量約400mmに及ばないものの製作は可能であると判断された。

(2) LRB沓

ゴムの材料はリング沓と同じ天然ゴムである。ゴムと鋼版とを交互に積み重ね、積層ゴム体の中心に鉛プラグを埋め込み一体化した構造としている（図-4（b））。

支承としての大きな特徴は、ゴム体に埋め込まれた鉛プラグの塑性変形により振動減衰機能が大きく、構造物への地震応答を低減することが出来ることである。

バネ定数はリング沓と同様任意のバネ定数を設定できるが、大きなせん断変形を与えると鉛プラグの塑性変形に伴い図-4(c)に示すような履歴曲線を描く。

橋梁での実績は海外のみであり、橋長等については長大橋梁はなく小規模な橋梁に限られている。日本では建築物に実績が出始めている。両者の比較を表-2に示す。

3.3 試験内容と結果

試験は実物の $1/2.6$ の供試体について実施した²⁾。

表-3に試験の種類。図-5に供試体の形状・寸法を示す。なお、試験結果の詳細は文献-2に報告されている。

試験の結果は総括を表-4に示すように、リング沓とLRB沓については特性に差あるものの設計ばね定数、繰返し力に対する耐荷力性能及び水平方向の変位量に関して設計上の仕様を満足しており本橋への分散弾性支承として適用が可能であることが実験的に確認された。

4. 耐震効果の検討

試験により、リング沓、LRB沓とも生口橋への適用が可能と判断されたが、さらに両者の特性の差異を見出すために、LRB沓の減衰機能に着目し、動的解析を行った。

4.1 解析仕様

(1) 入力地震波

入力地震波は、宮城県沖で観測された開北波を使用し、その応答スペクトルが本州四国連絡橋公団の基準スペクトル ($h = 2\%$) に合うよう振幅調整した模擬地震動を作成した。

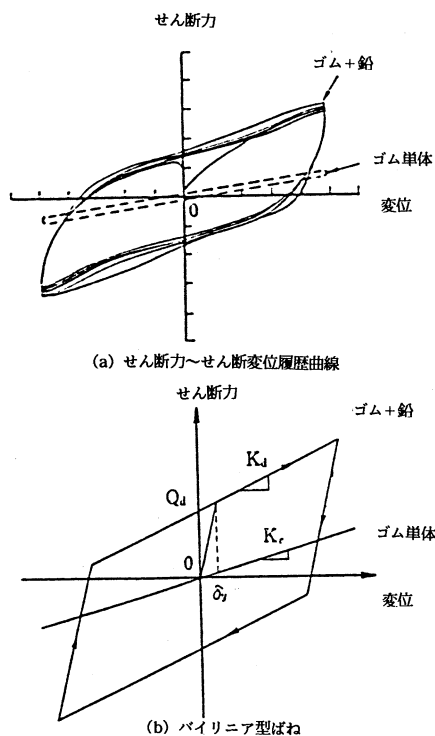
(2) 自由振動荷重

数値計算により自由振動をシュミレートするため、荷重条件を以下のように設定した。

10secまで主桁の水平変位が約30cmとなるように主桁中央に水平荷重を徐々に載荷した後、荷重を0にして自由震動状態を20sec間計算した。

(3) 解析モデル

設計用の解析モデルは立体3次元モデルであるが、本解



(a) せん断力～せん断変位履歴曲線

(b) バイリニア型ばね

図-6 LRBのモデル化

表-3 試験の種類

試験			試験主旨	調査事項
圧縮試験	静的載荷	圧縮試験	圧縮荷重下での見かけの圧縮バネ値の変化が予想されるため、圧縮荷重と圧縮変形の関係を求める。	圧縮荷重と圧縮変位を測定し、Pc- δ 線図から圧縮バネ定数を求める。
		圧壊試験	地震時などにおいて、設計荷重を越えるような場合を想定し、圧縮荷重を試験機能力の上限付近まで負荷させ、上記と同様な関係を求める。	上記と同様の測定を行い、設計荷重までのバネ定数とそれ以上のバネ定数を比較する。
	動的圧縮試験		設計荷重を動的に負荷し圧縮の動的特性を把握する。	圧縮荷重振幅と変位振幅を測定し動的バネ定数を求め、静的バネ定数と比較する。
せん断試験	静的載荷	せん断試験	せん断変形（せん断歪）を与え、せん断特性を把握する。	せん断荷重とせん断変位を測定しPs- δ 線図からせん断バネ定数を求める。
		大変形試験	不測の桁端変位が生じた場合を想定し、ゴム沓にせん断大変形を与え、ゴム沓の転倒、座屈等の異常現象の生じる限界を把握する。	上記と同様の測定を行い、せん断バネ定数の変化や変形状を調査する（ビデオ撮影含む）。
	動的載荷	地震時、連続載荷試験	地震時におけるゴム支承の動的特性や耐久性を把握するため、供試体に一定の鉛直荷重を負荷した状態で連続的に繰り返しせん断変形を与え、ゴム支承の動的特性や耐久性を把握する。	動的せん断バネ定数の変化と耐久性について調査する。
		常時、継続載荷試験	上記と同様供試体に一定の面圧を加えた状態で常時における最大せん断変形を繰り返し継続的に与え（熱影響を避けるため）、ゴム沓の動的特性を把握する。	同上

表-4 試験結果の総括

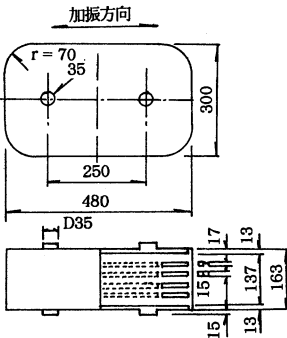
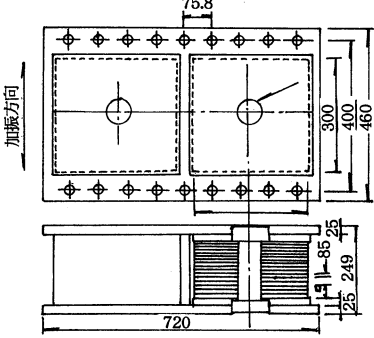
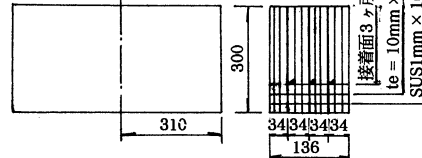
供試体名	リング沓	LRB沓	積層パッド
形状・寸法	 加振方向 ゴム厚 $\Sigma te = 137\text{mm}$ 製作数3体	 加振方向 ゴム厚 $\Sigma te = 110.5\text{mm}$ ($te = 8.5\text{mm}$, $n = 13$) 製作数3組 (6体)	 加振方向 ゴム厚 $\Sigma te = 110\text{mm}$ ($te = 10\text{mm}$, $n = 11$) 製作数3組 (6体)
圧縮試験	圧縮バネ定数（静的）は仕様値に対し、85%程度と若干低い値となったが圧壊試験での耐荷力（設計荷重の3~4倍）は十分あった（許容圧縮応力度（ $\sigma_a = 100\text{kg/cm}^2$ ）の2.7倍相当。）	圧縮バネ定数（静的）は仕様値に対し105~109%とほぼ合致していた（なお、動的バネ数は履歴経路の違いから仕様値の約2倍となった）。また、圧壊試験では設計荷重の5倍以上の荷重を載荷しても異常は見られなかった（許容圧縮応力度の2.7倍）。	・圧縮バネ定数は、リング沓とほぼ同様な結果が得られた。圧壊試験に対しても、十分な耐力を有していた。
せん断試験	(1) 生口橋で期待するせん断バネ剛性に関し、静的（速度0.01Hz）、動的（0.3Hz）バネ定数値ともに、1万回繰り返し前後においても仕様値に対し、ほぼ90%程度の値を保持していた。 (2) 動的連続繰り返し（$\delta = \pm 140\text{mm}$, $P_c = 62\text{t}$, 0.3Hz）試験では過酷な条件下で実施したため大きな発熱現象により繰り返し回数 $N = 760$ で破断した。 大変形せん断試験では、ゴム厚137mmに対し、水平変位量235mm（ひずみ率172%）と設計値（ひずみ率150%以上）を満足した。 （ただし鉛直荷重 $P = 62\text{t}$；一定載荷）	(1) せん断バネ剛性に関し、静的バネ値（等価剛性）は仕様値に対し、変位量 $\delta = \pm 56\text{mm}$ で約92~106%、$\delta = \pm 140\text{mm}$ で108~119%となり、大幅な変動は見られなかった。なお、連続あるいは断続的動的繰り返し試験に対しては、徐々にバネ定数は、低下するが荷重除荷後において若干の回復機能を有することもわかった。 (2) 動的連続繰り返し試験では $N = 410$ 回で破断した。 (3) せん断変形時の損失係数に関しては他の沓に比べ2~3倍となり、大きなエネルギー吸収能を有することが確認された。 大型せん断試験では、ひずみ率270%においても外観上、異状は認められなかった。（同左）	(1) せん断バネ定数に関し、常時移動量程度（$\delta = \pm 56\text{mm}$）の変形では弾性的な挙動を示すものの変形量が大きくなると端部のめくれ曲げ変形の影響により $\delta = \pm 140\text{mm}$（耐震時最大）では仕様値の60%程度の値しか得られなかった。 (2) 動的連続繰り返し試験では $N = 600$ 回で破断した。 大型せん断試験においても、上記の現象から $\delta = 198\text{mm}$（ひずみ率90%）が最大であった（同左）。
実橋への適用	一連の試験結果から、鉛直、水平バネを利用した分散弾性支承として生口橋への適用が可能と判断される。	一連の試験結果より、弾性支承としての性能を十分期待できる。変位（振幅）、変形速度に依存性のある履歴特性を持つとともにエネルギー吸収（減衰負荷）機能を有する特徴があり耐震設計上での効果も期待できる（ただし国内橋架出の実績はない）。	主として供試体の製作上の理由から、本来の特性を十分に把握することができなかったが、この点が解決されればほかの沓と同等の性能を期待できるものと考えられる。

表-5 地震応答解析結果比較表 (その1)

	リング沓 (線形パネ)	LRB沓 (非線形パネ)
最大応答変位	塔頂 32.8cm 主桁中央 27.3cm	塔頂 18.7cm 主桁中央 15.4cm
最大応答加速度	塔頂 365gal 主桁中央 85gal	塔頂 360gal 主桁中央 82gal
最大応答せん断力	塔基部 259t 端橋脚 715t 主桁210t	塔基部 193t 端橋脚 651t 主桁134t
最大応答曲げモーメント	塔基部 10,286t・m 中間橋脚 18,574t・m 主桁 2,039t・m	塔基部 6,587t・m 中間橋脚 13,249t・m 主桁 1,356t・m
時刻歴応答変位		
時刻歴応答加速度		

(その2)

	リング沓 (線形パネ)	LRB沓 (非線形パネ)
最大応答変位	CASE 1 ELASTIC SPRING DISPLACEMENT (CM)	CASE 2 LRB (NON ELASTIC SPRING) DISPLACEMENT (CM)
最大応答加速度	ACCELERATION (GAL)	ACCELERATION (GAL)
最大応答せん断力	CASE 1 ELASTIC SPRING SHEAR FORCE - FY (TON)	CASE 2 LRB (NON - ELASTIC SPRING) SHEAR FORCE - FY (TON)
最大応答曲げモーメント	BENDING MOMENT - MZ (T・M)	BENDING MOMENT - MZ (T・M)

表-6 自由振動解析 (全体モデル)

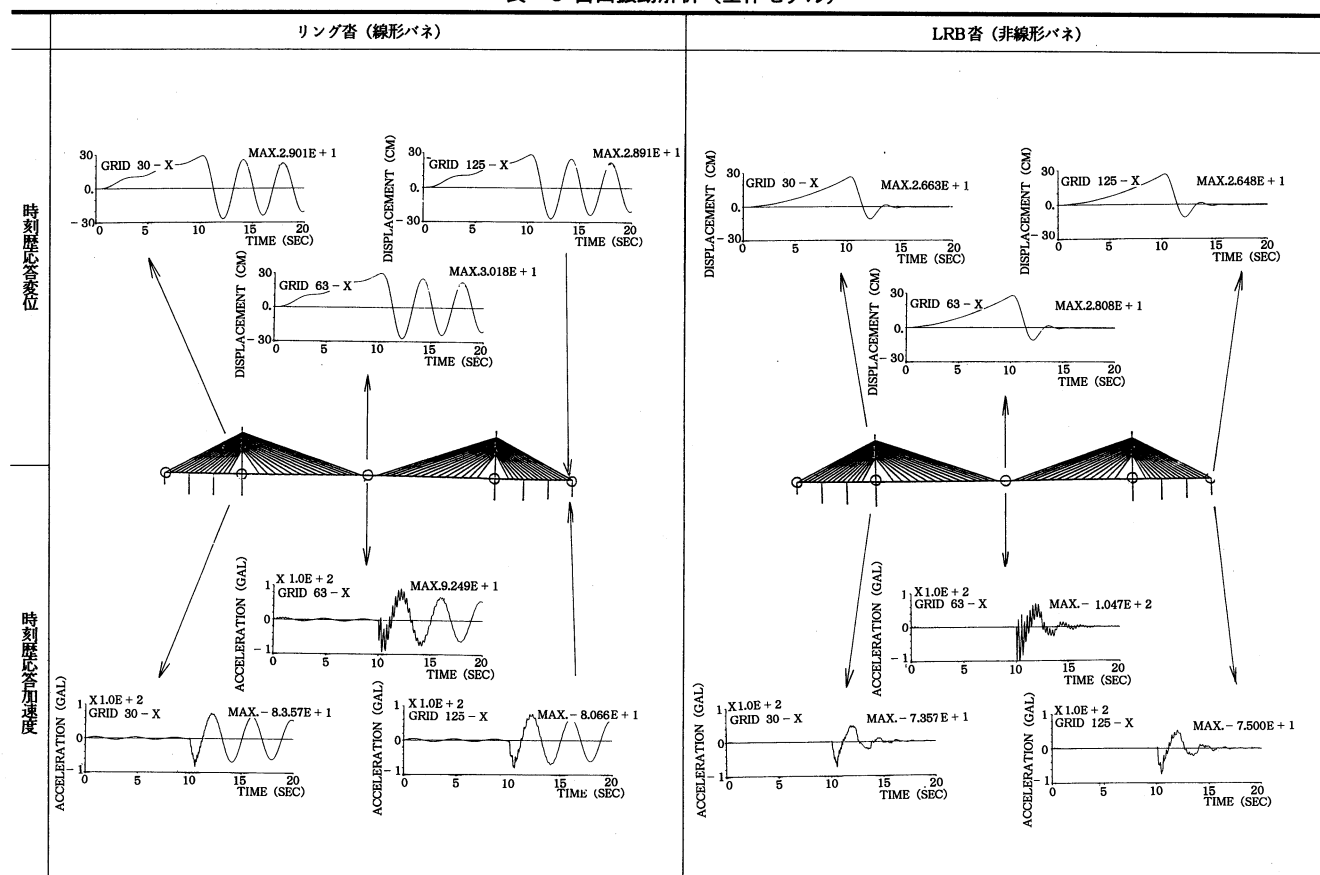
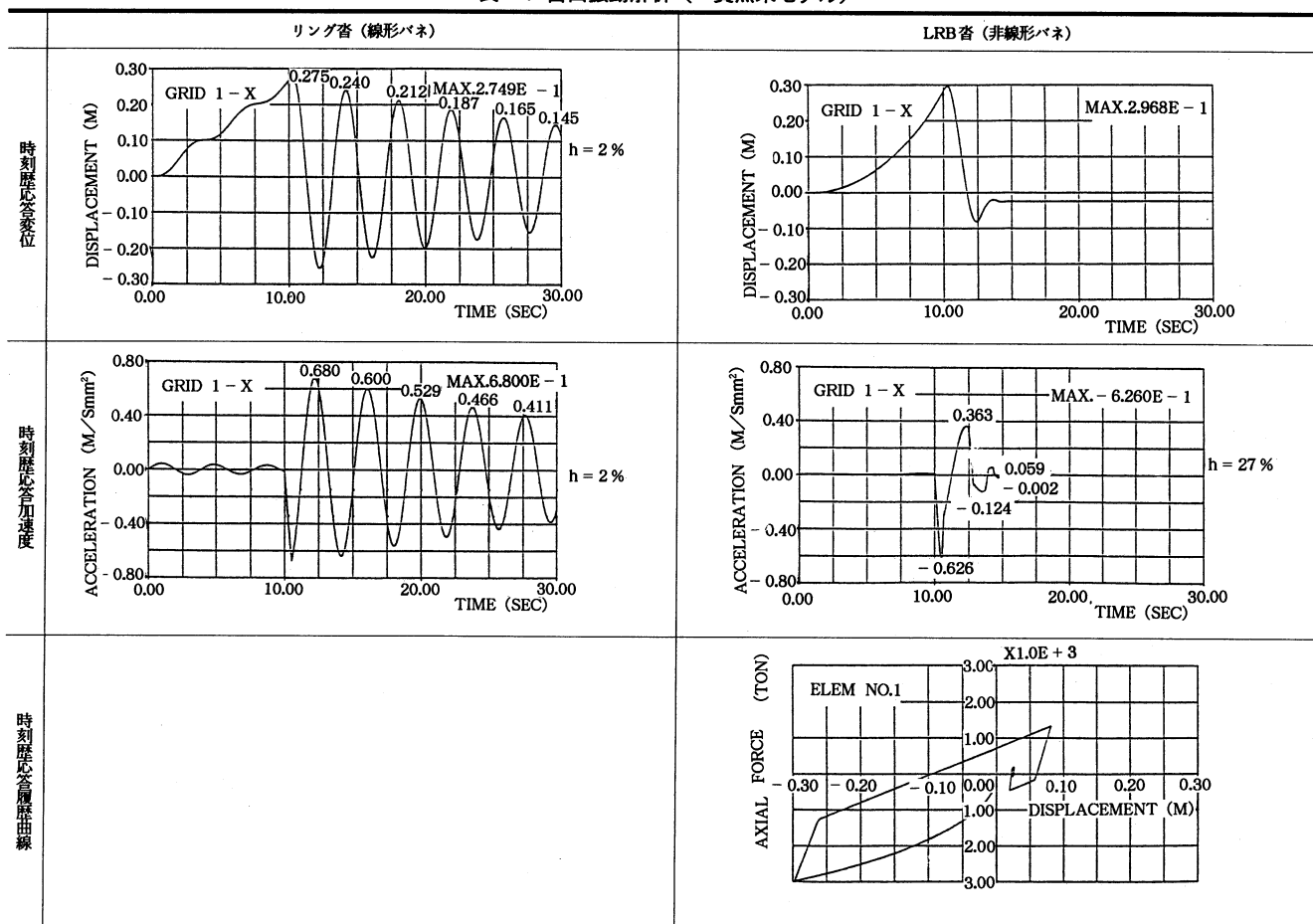


表-7 自由振動解析 (一質点系モデル)



析では平面2次元モデルとした。

下部構造の構造減衰は一律に5%、上部構造は塔・ケーブル系にのみ2%とした。

LRB沓の変位-せん断力特性は、ゴムの弾性(Kr)と鉛プラグの塑性抵抗との複合した特性により図-6(a)に示すような履歴曲線を描く。履歴曲線が全体として平行四辺形のバイリニア型で近似できるため、LRB沓のせん断バネを図-6(b)に示すようなバイリニア型の履歴特性を有するバネとしてモデル化した。

履歴曲線の骨格曲線は、降伏荷重(Qd)および降伏後の剛性(Kd)の変位(歪)依存性を考慮し、変位-せん断力が徐々に小さくなる場合でもゴム支承試験結果との整合性を満たすように除荷時の剛性を定義して計算を行った。

4.2 地震応答解析結果

解析結果の比較表を表-5に示す。

比較表より以下のことが言える。

①最大応答変位において、両者の分布形状は相似型を表しているが、LRB沓モデルはリングの60%程度である。

②最大応答加速度は、両者の分布形状は相似的であるが定量的にはあまり変わらない。

③最大せん断力、最大曲げモーメントとも、両者は相似的であり、LRB沓がリング沓の結果より下回る。主桁、主塔部分で60%程度、橋脚、橋台部分で80~90%である。

④時刻歴応答変位において、波形性状はかなり変化している。特に2.5sec付近のピークよりリング沓は増幅しているが、LRB沓では急激に減衰している。特にリング沓の最大変位が生じている時刻(9sec付近)では1/6程度となっている。

⑤時刻歴応答加速度において、最大値は両者ともに変わらないが、2.5sec付近のピークからの性状に大きな差異がある。

4.3 自由振動解析結果

自由振動解析は全体系モデルと簡略化した1質点系モデルで行った。ここで1質点の簡略モデルは問題を単純化するため斜張橋の桁の橋軸方向の一次モードの振動(遊動円木運動)を1質点系の振動としてモデル化したものである。それぞれのリング沓とLRB沓との比較を表-6、表-7に示す。

解析結果より

①全体系モデルと1質点系モデルは、リング沓、LRB沓ともに時刻歴応答変位と時刻歴応答加速度が定性的に同等であり定量的にも近似しており、両モデルの整合性はあるものといえる。

②リング沓が構造減衰2%のみで減衰していくのに対し、LRB沓ではピーク後の減衰が27%(1質点系モデル)と非常に顕著である。

これはLRB沓の履歴減衰効果に起因する。

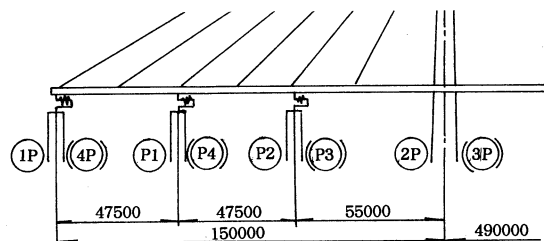
③リング沓で減衰定数を27%として計算した場合、LRB

表-8 ゴム支承設計条件

許容支圧応力度 (kg/cm ²)		
常時	δ a max	80
	δ a min	5
地震時	δ a max	120
	δ a min	5
許容せん断変形量 (mm)		
常時	δ a	176
地震時	δ ea	528
最大時	δ sa	550
せん断弾性係数 (t/cm)		
橋脚当り	Σ Ks	15.0
支承当り	Ks	3.75

表-9 設計反力及び変形量

設計反力 (ton)			1P	P1	P2	P3	P4	4P
鉛直反力	常 時	R max	373	601	697	698	561	313
		R min	138	165	100	97	125	81
	地 震 時	R max	351	486	619	623	455	302
		R min	184	290	166	163	249	123
	架設時		517	1029	948	945	1004	467
水平反力	橋軸方向	常時	220	209	196	196	208	219
		地震時	568	517	500	507	526	563
	直角方向	地震時	－	190	216	280	253	－
移動量(mm)			1P	P1	P2	P3	P4	4P
橋軸方向	計算移動量	常時	174	157	136	135	155	172
		地震時	414	399	378	376	396	412
	設計移動量		± 440	± 420	± 400	± 400	± 420	± 440
	移動可能量		± 550	± 550	± 550	± 550	± 550	± 550
	直角方向地震時移動量		11	43	57	65	57	29



沓と同様な減衰効果が表れていることを確認している。

5. ゴム支承の選定

ゴム支承試験においては、リング沓およびLRB沓は機能と耐久性について問題のないことが確認された。

また、LRB沓の場合耐震効果の検討において、ゴム体に埋め込まれた鉛プラグによる振動減衰が大きく、地震応答の低減が可能であることが判明し、LRB沓の有効性は確認された。しかし、LRB沓は現在のところ、海外(ニュージーランドを中心に中小橋梁として約30例)での実績はあるものの国内での橋梁への実績はなく、中小橋梁への採用が検討され始めたばかりであり、現時点での長

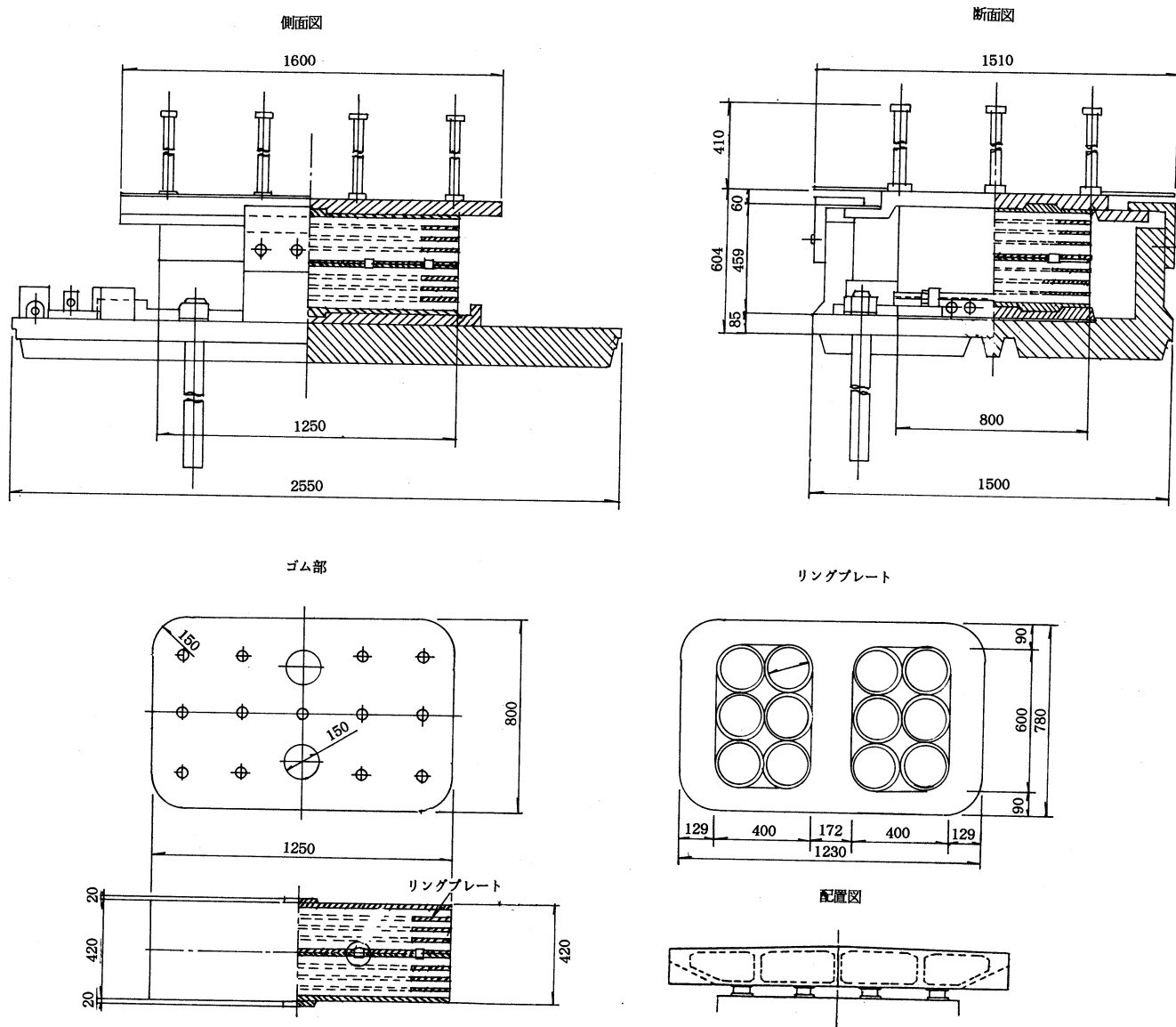


図-7 ゴム支承構造図

大橋である生口橋への採用は時期尚早であると判断し、リング沓を選定した。

6. ゴム支承の設計

表-8に詳細設計の設計条件、表-9に設計反力及び変形量、図-7に構造図を示す。構造上の特徴としては、

①中央系間閉合時のセットバックに対応できるように、ゴム部をスライド可能な構造とした。

②将来ゴムが劣化した場合には、ゴム部の取り替えが可能な構造とした。

7. ゴム支承の製作

ゴム支承の製作に当たり1/2試験供試体を製作し性能確認試験を実施し、実物支承についてもバネ定数を測定した。

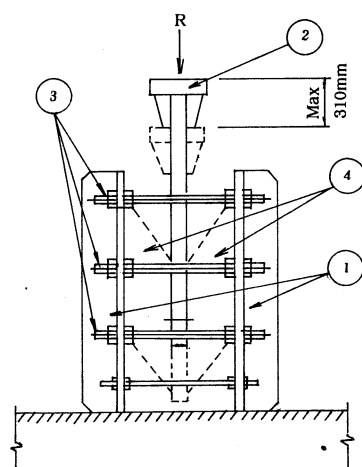
7.1 大変形試験

不測の変位が生じた場合においてもゴム支承が外観異常、及び破壊せずに機能回復できることを確認するものである。なお、試験は実物支承を用いると載荷装置が大型となるため約1/2の試験供試体を製作し実施した。図-8に試験要領、表-10に試験供試体設計条件を示す。測定最大変形量は、実物支承の不測の変位量550mmに相当する変形量310mmとした。

試験の結果、異状は認められず、バネ定数についても変形量が大きくなると多少大きめとなる傾向があるが、ほぼ設計値を満足している。図-9にせん断変形量、表-11にせん断変形時の浮き上がり変形量の測定結果を示す。表中せん断変形の残量とは、せん断力（アムスラー負荷）を0にもどした時の残留せん断変形量を示し、試験直後でゴム支承を圧縮載荷218tonにて固定している時の残量と、治具を取りはずして無負荷とした場合の残量である。

7.2 建て直し試験

本橋では施工中の上部工の収縮あるいはセットバック（鋼桁中央径間閉合時の桁移動）等により、ゴム支承にせ

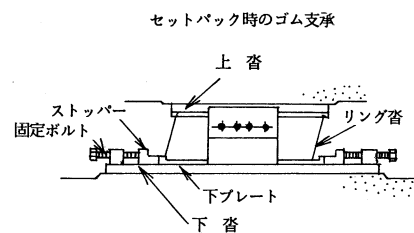


- ①と②間に2ヶのリング沓供試体④を挟み500TONアムスラーにて設計荷重218TON ($\sigma = 71.1\text{kg/cm}^2$) 載荷しながらテンションバー③を締め付け荷重を固定する。
- 治具の方向を変え、押し板②をアムスラーにて載荷し、供試体の不測の変形量までの荷重(せん断力)と変形とを測定した。

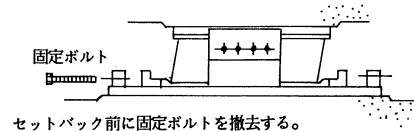
図-8 大変形試験要領

表-10 供試体設計条件

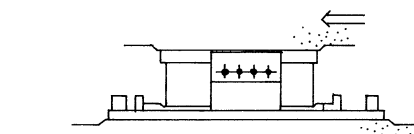
	リング沓		
	設計沓	供試体	縮尺比
寸 法 (mm)	1250 × 800	700 × 450	1/0.5625
面 積 (cm ²)	9806	3064	1/0.31
諸 元	リングプレート	16t, $\phi 16$ 筋	9t, $\phi 9$ 筋
	単層圧	32	18
	上下鋼板	16	9
	形状係数(単層)	7.62	7.60
	形状係数(ゴム全厚)	0.69	0.69
	Σte	352	198
Ks (t/c)		3.76	2.09
Kc (t/c)		825	458
設計せん断変形量	常時	174 (49.4%)	98 (49.5%)
	設計移動量	414 (118%)	232 (117%)
	移動可能量	※550 (156%)	309 (156%)
設計反力 (ton)	313~698 ton		98~218 ton
設計最小歪量 (mm)	2.083		1.167



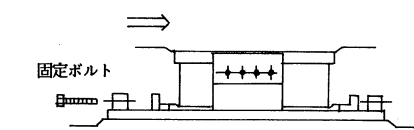
架設中は固定ボルトをセットし下プレートの移動を拘束する。
(支承のせん断ばねが効いた状態)



セットバック前に固定ボルトを撤去する。



セットバックは塔部鉛直沓上沓をジャッキで押し橋体を移動させる。
(下プレートが下沓の上をすべる)



セットフォア後、固定ボルトをセットする。

図-10 セットバック要領図

表-11 せん断変形時(大変形)の浮き上がり変形量の測定

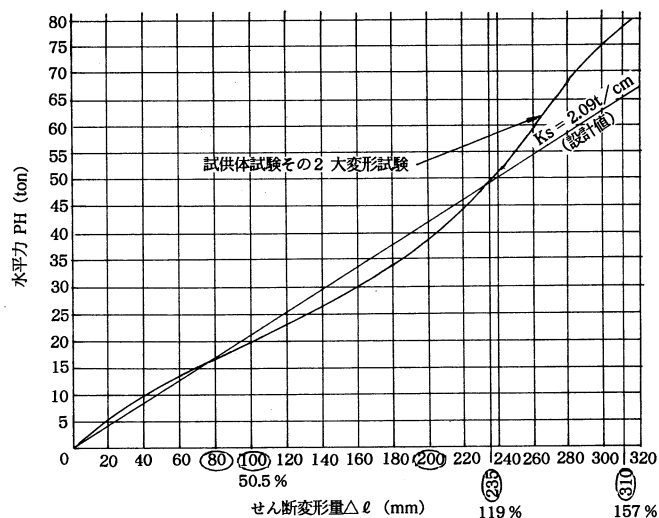
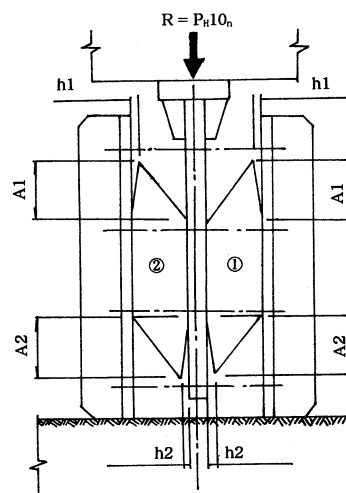


図-9 大変形試験のせん断変形量

せん断変形量	試験沓	A ₁ (mm)	A ₂ (mm)	h ₁ (mm)	h ₂ (mm)	せん断変形の残量
235 (mm)	①	245	245	43	45	-
	②	245	245	43	45	-
310	①	318	318	113	112	-
	②	320	320	114	112	-
0 圧縮載荷時	①	-	-	-	-	29
	②	-	-	-	-	24
0 無載荷時	①	-	-	-	-	3
	②	-	-	-	-	2

せん断変形が残量する。このため鋼桁閉合時（あるいは橋面舗装施工時）に油圧ジャッキによりベッドプレート部下面（P.T.F.E）と下沓（SUS）との間で滑らせて、ゴム

- 1) 荷重を負荷し、セットバック時の移動量に相当する80mmの移動量をジャッキ①で与える。
- 2) ヘッドプレートと下沓間が滑動を始めるときの水平力、静止するまでの移動量を測定する。
- 3) 押し板を固定する。
- 4) せん断変形の残量をジャッキ②で押して建直し、建直しに要する水平力を測定する。

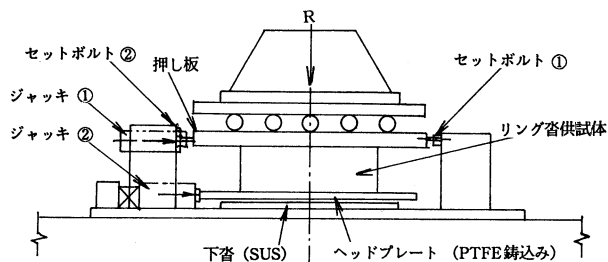


図-11 建て直し試験要領図

表-12 荷重別の摩擦係数

項 目		R		
		セットバック時反力 169t (55.2kg/cm ²)	最小反力 73t (23.8kg/cm ²)	最大反力 218t (71.2kg/cm ²)
滑動時の水平力 (t)	PH	10.9	5.9	14.0
静止時移動量 (mm)	$\Delta \ell$	55	70	49
せん断変形の残量	Δr	25	10	3
建直し時の水平力 (t)	H	7.6	3.2	9.5
摩擦係数	$\mu = \frac{PH}{R}$	0.0645	0.0808	0.0642
	$\mu' = \frac{H}{R}$	0.0450	0.0438	0.0436

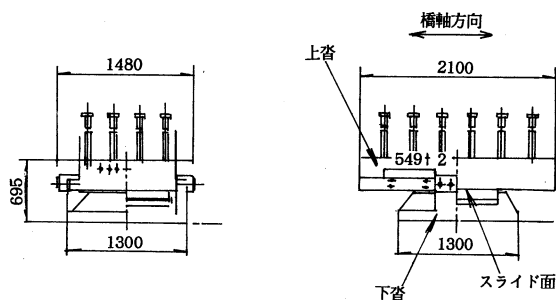


図-12 塔部鉛直支承

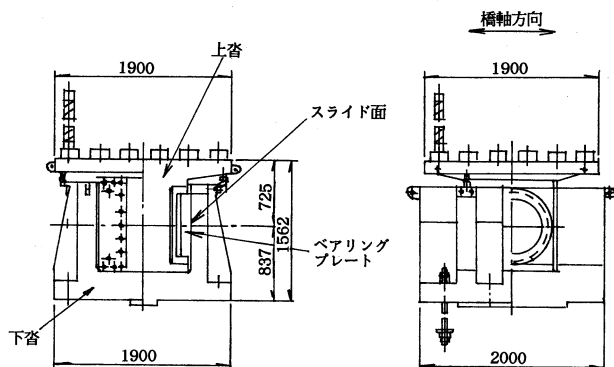


図-13 塔部ラテラル支承

支承にせん断変形が残留しないように建て直すこととしている。セットバック要領を図-10に示す。

したがって、セットバック時及び建て直し時のゴム支承の挙動を確認するために、試験供試体にせん断変形を与え、摩擦係数及び建て直し時の水平力を測定した。

図-11に試験要領図、表-12に荷重別の摩擦係数のまとめを示す。

試験沓のそれぞれの支圧応力下における摩擦係数は0.1以下であることが計測された。実物沓の場合に置き換えると建て直し時において、ホコリやゴミ等によってベッドプレート部（P.T.F.E）と下沓（SUS）間の滑り摩擦係数が多少変化した場合を考えると、摩擦係数は、0.1程度と予想される。

なお、実物沓の建て直しに関する部材設計及び油圧ジャッキ要領は摩擦係数を0.1と仮定し、さらに安全率を1.3として設計を行った。

7.3 バネ定数

製作完了したゴム支承全数について、せん断バネ定数、圧縮バネ定数を測定し設計値を満足することを確認した。

8. 他支承の構造

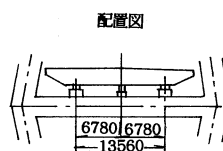
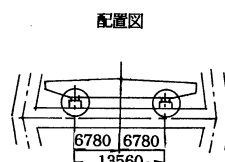
8.1 塔部支承

塔水平梁上での桁支持条件は、橋軸方向には可動とし支承板支承（BP-B）を2基設け、橋直角方向には固定としラテラル支承を1基設けている。それぞれの構造図を図-12、図-13に示す。

8.2 端橋脚ストッパー

地震時に桁の移動を拘束するために、2種類のストッパーを端橋脚上に設けた。橋軸方向地震力に対しては、分散弾性固定法を満足し、かつ衝動力をある程度緩和して上下部工に伝達させるために、図-14に示すような耐震ストッパーを桁より一定のクリアランスを確保して設けた。

橋軸直角方向地震力に対しては、橋軸方向に可動で橋軸直角方向には固定となるような図-15に示す鋼角ストッパーを設けた。



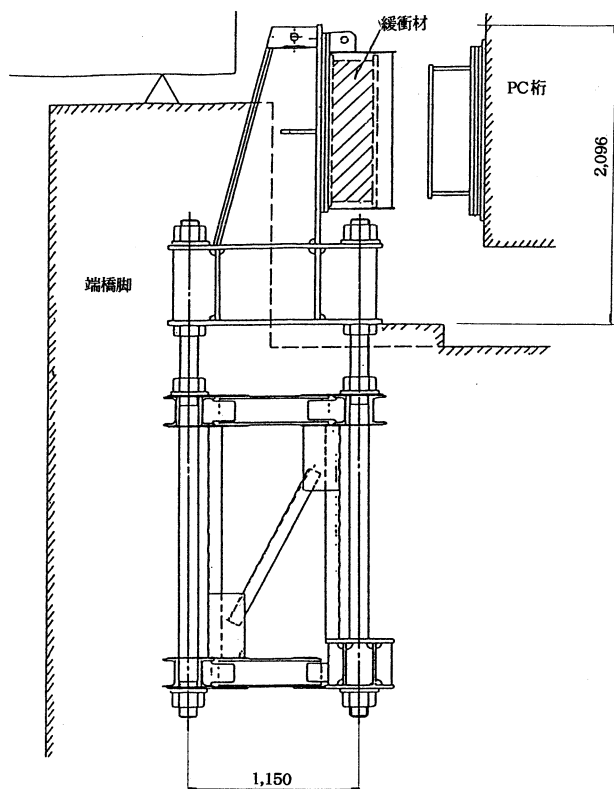


図-14 耐震ストッパー

9. あとがき

生口橋の耐震固定法は、地盤の悪い塔基礎にかかる地震時の上部工反力を小さくするため、側径間の端・中間橋脚に上部工反力を分散する分散弾性固定とし、せん断弾性特性を有するゴム支承を採用した。

本報告は生口橋の耐震固定法とそこで用いられる支承についてこれまで長期にわたり筆者らの前任者により行われた検討結果も含めてまとめたものである。

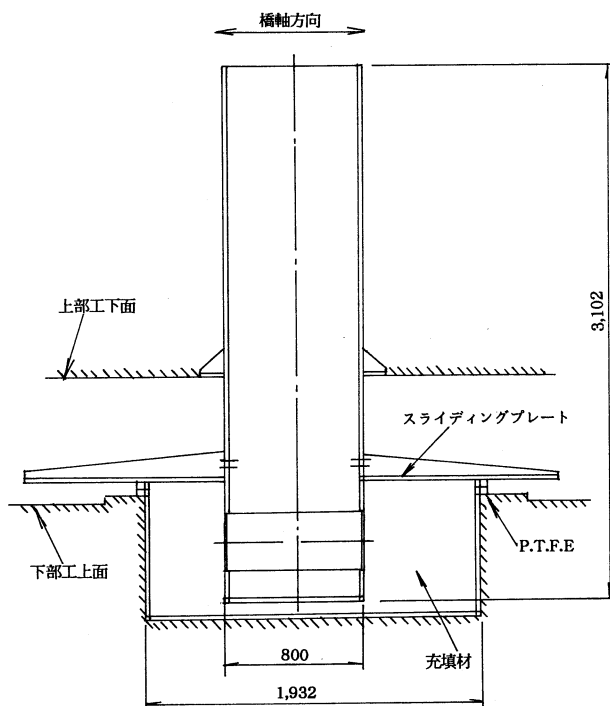


図-15 鋼角ストッパー

最後に、生口橋の耐震固定法については、土木学会「本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会」（委員長東京大学奥村敏恵名誉教授）および（財）海洋架橋調査会に設置された「生口橋主桁複合構造に関する調査研究委員会」（委員長埼玉大学田島二郎教授）において有意義なご指導を賜り、ここに厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 生口橋主桁複合構造に関する調査研究報告書 昭和61年3月（財）海洋架橋調査会
- 2) 本州四国連絡橋の鋼上部構造に関する調査研究報告書（最終報告）昭和62年3月 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会

来島大橋の橋梁計画

Outline of Kurushima Bridges Project

第三建設局 建設部長

片山 英二

Eiji Katayama

第三建設局 設計課長

藤井 裕司

Yuji Fujii

企画開発部 企画課
(前)第三建設局 設計課

荻原 勝也

Katuya Ogiwara

1. まえがき

来島大橋は、尾道・今治ルートにおける最大規模の橋梁であり、起点側から順に来島第1大橋、来島第2大橋、来島第3大橋と名づけられた世界初の3連吊橋である。

架橋地点の来島海峡は、航行船舶が多く急潮流であるとともに多島海景観を呈する景勝地である。

来島大橋は、中渡島ルートで昭和48年10月に工事実施計画の認可を受けたが、着工を凍結されていた。

その後昭和62年12月に凍結が解除され、武志島ルートで工事実施計画の変更認可を受けて昭和63年度より建設事業に着手した。現在は各種の調査、試験、設計を行っており、平成2年度からは本体工事に着手した。来島大

橋の完成予想写真を写真-1に示す。

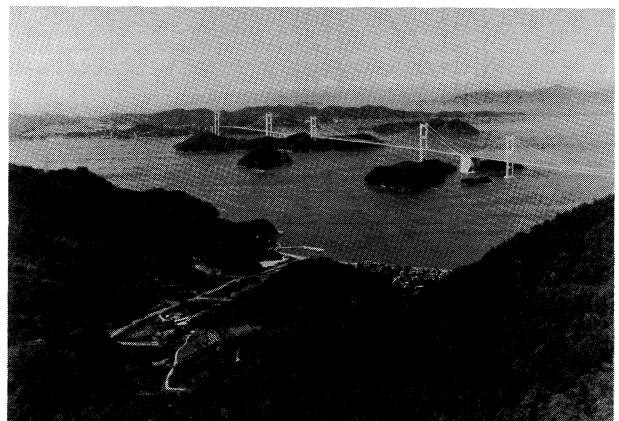


写真-1 来島大橋完成予想写真

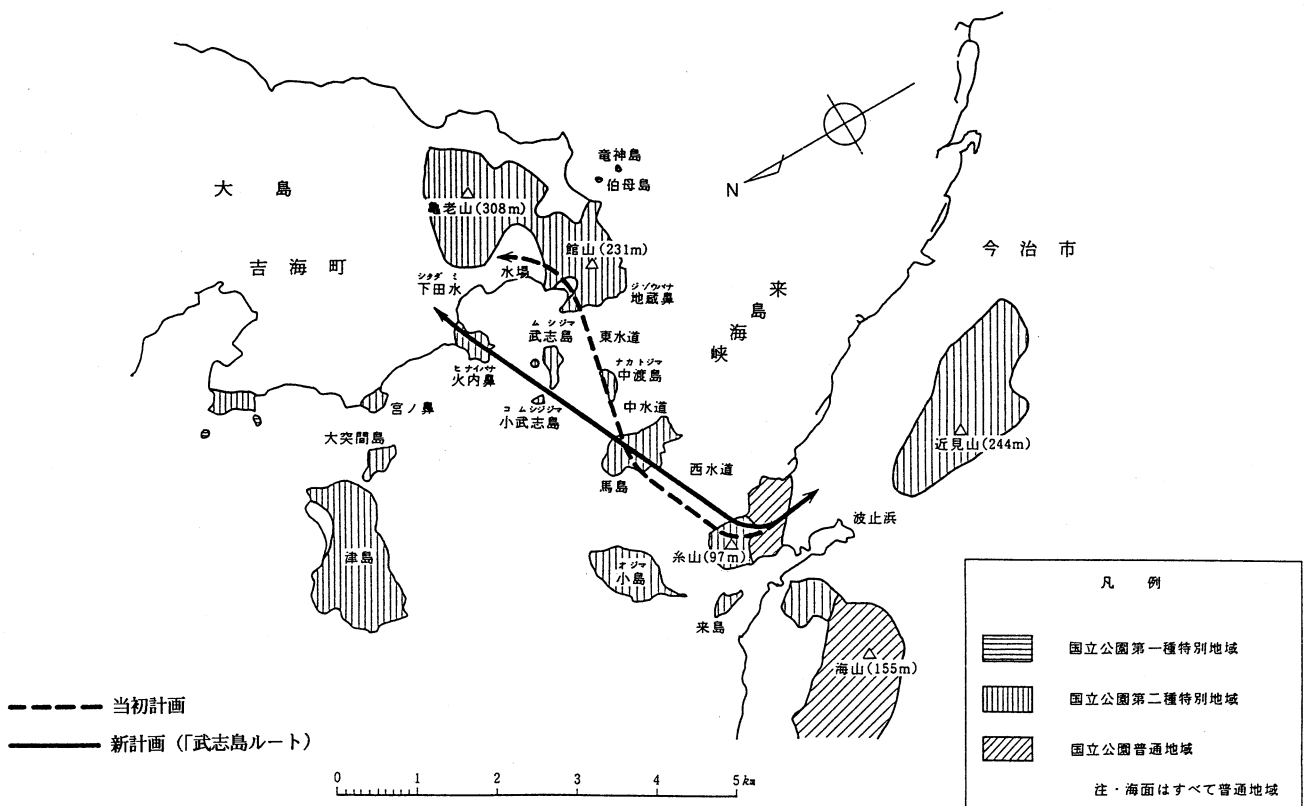


図-1 国立公園指定区分図

2. 来島海峡の概要

来島海峡は瀬戸内海の大島と今治の間の幅4kmの海峡で、この間には中渡島、武志島、馬島などが点在している。

周辺地形は海峡兩岸の山や点在する島々が起伏に富み地表は主に松に覆われた瀬戸内海特有の多島景観を呈する景勝地であり瀬戸内海国立公園に指定されている。(図-1)

また来島海峡は、海上交通安全法に基づく航路が指定されており、その航路は点在する島々に遮られて屈曲し狭あいなものになっている。

さらに潮流が早く、最強時には8から10ノットにも達し、海底地形の影響を受けて不規則な流速分布となっている。

そのため中水道は順潮、西水道は逆潮で航行する、いわゆる「順中逆西」の独特な航法が義務づけられている。このように当海峡は、海上交通の難所として名高き一日の航行船舶数は約1,000隻に及ぶ。

架橋地点の地質は、主として花崗岩類で構成されている。花崗岩類としては全般的に硬質であるが、一部は風化が深部にまで及んでいる。地質構造としては亀裂等が発達し複雑であり、馬島ではヒン岩、玄武岩などが脈岩

状に分布している。尾根部及び汀線部等斜面部には花崗岩が露頭しており、谷部には堆積層が分布している。平成元年度までに実施した地質調査の結果から地質縦断を模式的に表記したのが図-2である。

3. 橋梁計画の検討経緯

来島大橋の橋梁計画の検討経緯は、以下のとおりである。

建設省が実施した調査成果を昭和45年7月に公団が引き継ぎ、その案を基にさらに自然条件調査、設計施工法の調査を実施し、中渡島ルートで昭和48年10月工事実施計画の認可を受けた。昭和48年当時は海中基礎に対する実績、経験が少なく来島大橋の基礎は出来る限り陸上部に設置することを前提でルートを選定した。その結果中渡島内に3基の基礎を置く中渡島ルートが選定された。

来島大橋は昭和48年から、工事に着手する昭和63年まで着工を凍結されていたが、その間に瀬戸大橋等の海峡部橋梁の施工実績が蓄積され、比較的深い海中基礎の施工法が確立されてきた。このような橋梁建設技術の進歩を背景に橋梁計画の見直しを行い武志島ルートに変更する有位性が認められたため、橋梁計画を変更した。

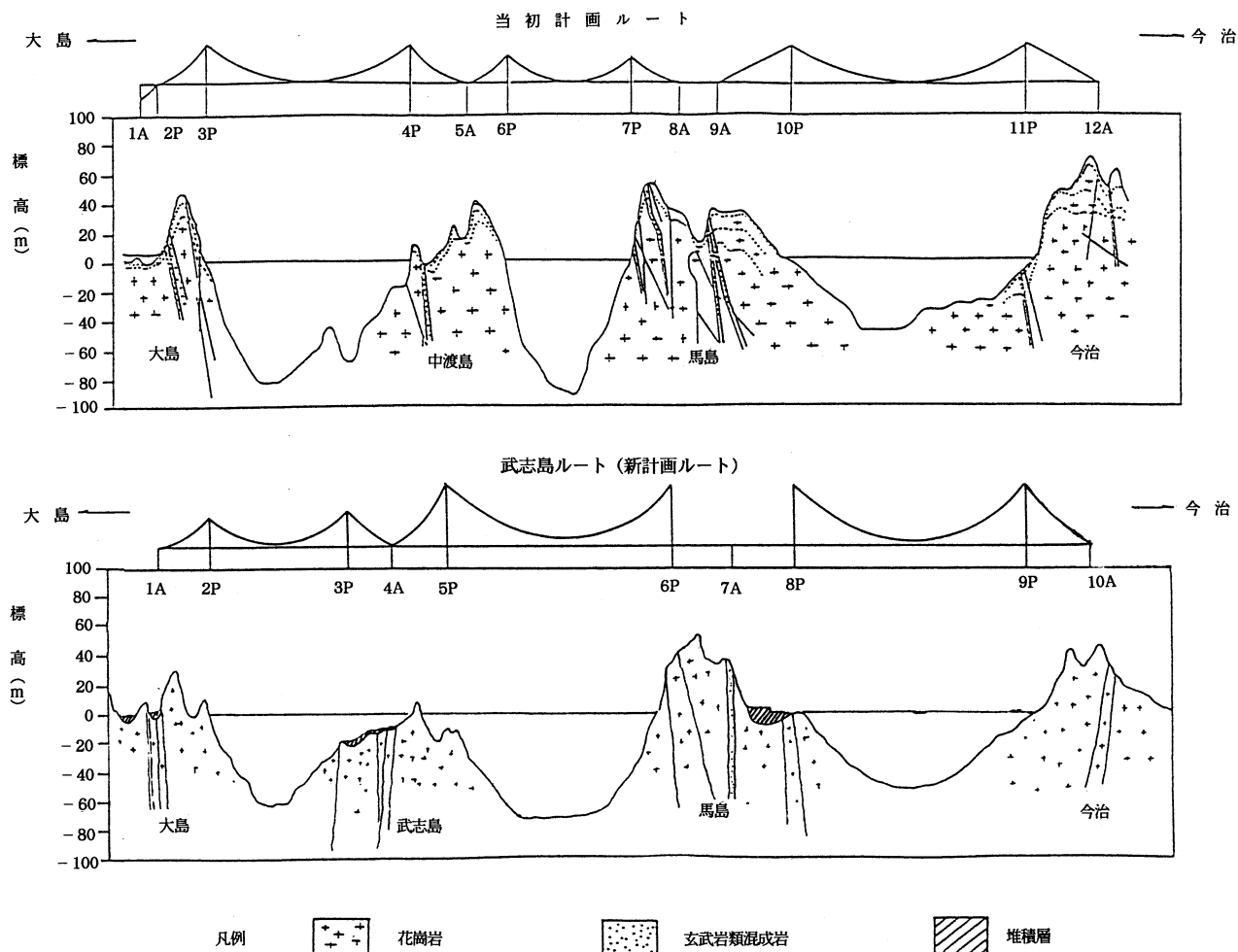


図-2 来島海峡地質縦断図

4. 橋梁計画の検討結果

前述されたような理由から当初計画では中渡島ルートを選定したが、このルートについては当初より次のような留意点を包含していた。

① 小さな中渡島内に長大橋梁の基礎を3基建設するため工事がふくそうし、また地形改変も大きなものとなること。

② 送電線鉄塔が中渡島内に設置されており送電線及び、鉄塔に十分な注意と対策を行い工事をする必要があること。

③ 中渡島内の5P基礎が、航路幅の狭い中水道に近接しており、工事中及び完成後の航行安全対策が非常に重要な課題となること。

④ 馬島において、望ましい曲線半径の限界である $R =$

400mの曲線が長い直線区間に挟まれるように挿入されており走行上の懸念があること。

⑤ 線形及び、橋梁形式の制約から、馬島上のバスストップの設置に困難が伴うこと。

これに対して武志島ルートは、武志島付近の比較的水深の浅い海域並びに馬島に基礎を置き東水道、中水道、西水道を跨ぐ3連の吊橋とするものであり、中渡島ルートに対して次の優位性がある。(基礎位置の選定図を図-3に示す。)

① 工費的には、中渡島ルートと同程度か若干安くなる。

② 中渡島を通過せず、基礎位置を武志島周辺としたため、中渡島の地形改変がなくなり、工事も送電線及び鉄塔に無関係となり安全性が向上する。さらに航行安全上も、基礎位置が航路から離れるため安全性に優れる。

表-1 国立公園通過延長

当初計画ルート			武志島ルート(新計画ルート)		
区域	第二種特別地域	普通地域	区域	第二種特別地域	普通地域
大 島	0.7	—	大 島	0.3	—
中 渡 島	0.4	2.3 (海面)	武 志 島	—	3.0 (海面)
馬 島	0.6	—	馬 島	0.6	—
四 国	2.0	0.6	四 国	1.9	0.4
計	3.7	2.9	計	2.8	3.4

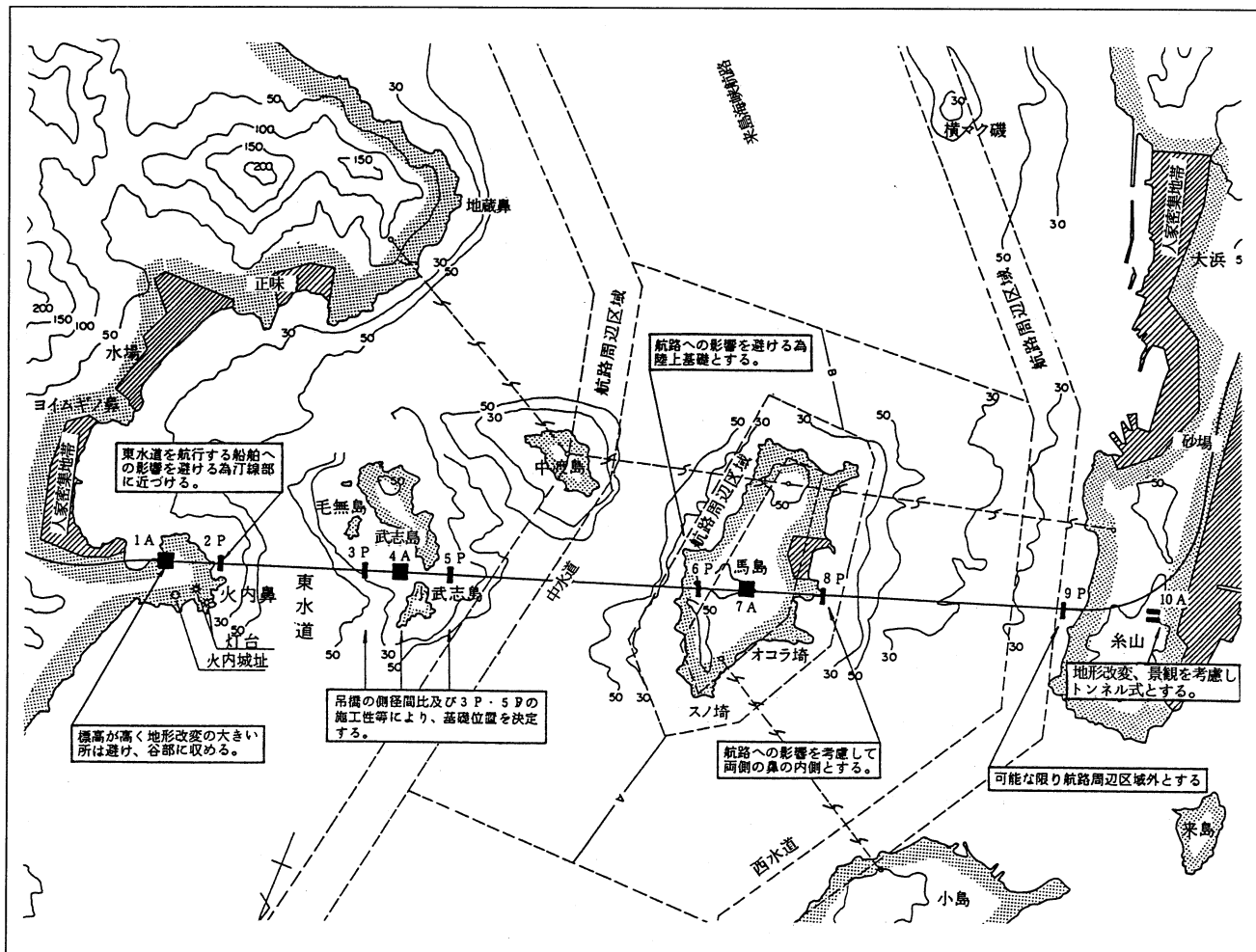


図-3 基礎位置選定図

③ 来島海峡を直線で渡るため馬島上での曲線区間がなくなり、走行性が向上する。また馬島上に設置するバスストップについても、7Aを共用アンカレイジにすることと、側径観を高架構造としたことにより設置が容易となる。

④ 国立公園指定地域の通過延長が減少する。(表-1)

⑤ 10Aをトンネル式アンカレイジにすることにより、景観性および経済性が向上する。

5. 武志島ルートにおける橋梁計画

航路への影響、地形変革の影響、吊橋の側径観長比及び下部工の施工性等にも充分配慮し橋梁形式の計画を行った。表-2に支間割を、図-4に武志島ルートの概要を示す。縦断線形は、来島海峡の航路条件から所要桁下高を満足するように設定されている。三つの吊橋の側径間形式が異なっているのでそれを説明する。

第1大橋は、1Aが路面に比べて低い位置にあるため、P1サドルベントを設け、ケーブル位置より低く、P1~1A間は高架構造としている。第2大橋の6P~7A間及び第三大橋の7A~8P間は、バスストップの計画上高架構造と

表-2 来島大橋支間割

橋梁名	橋長 (m)	支間割 (m) (ケーブル支間)
来島第一大橋	960	50 + 140 + 600 + 170
来島第二大橋	1,510	250 + 1,020 + 245
来島第三大橋	1,570	260 + 1,030 + 280

表-3 来島大橋工程表

年度 区分	準備期間		1年目	2	3	4	5	6	7	8	9
	1年	2年	平成2	3	4	5	6	7	8	9	10
来島大橋	昭和63 平成1		地質調査・現地試験工事等								
						下部工					
						主塔製作・架設					
							ケーブル及び補剛桁製作・架設				
											舗装・施設

している。第三大橋の9P~10A間は、道路線形がこの範囲で大きくカーブして、橋軸中心線から離れていくため、高架構造としている。来島大橋の工程表を表-3に示す。

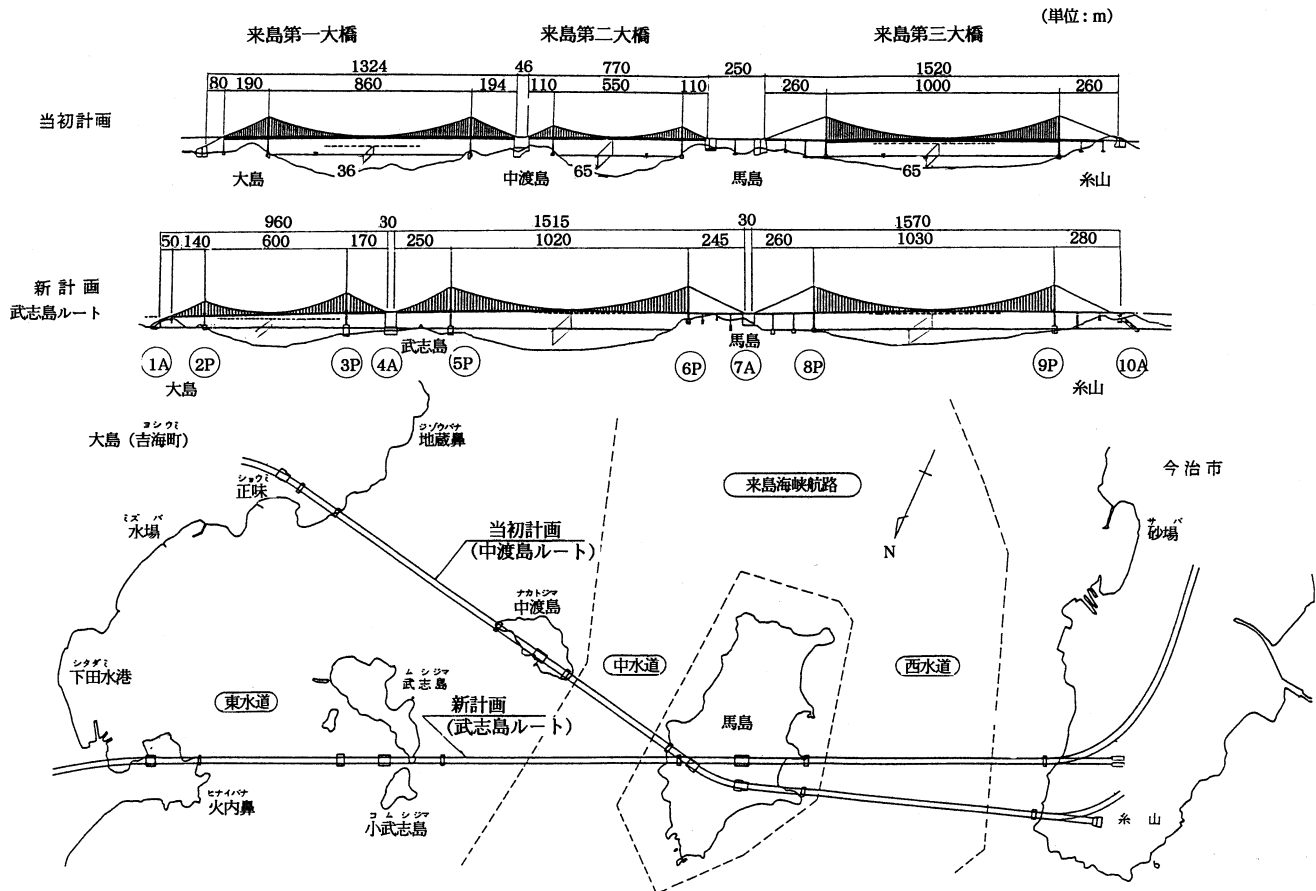


図-4 武志島ルート概要図

5.1 下部工

下部工の基礎は直接基礎を基本と考えており、主たる支持地盤は、 $D_H \sim C_M$ 級としている。海中基礎の施工方法は、大部分のものが設置ケーソン工法で検討されており、現在基礎寸法及び基礎設置高さを最終的に決定すべく計画を進めている。

1Aは重力式アンカレイジで、路面とアンカレイジ設置面の高低差が大きいため、P1で、ケーブルのサドルベントを設けた型式とした。

2P、3P、5P、8P、9Pは海中橋脚とし、最大水深は40m程度である。

4Aと7Aは、ともに共用アンカレイジであり、それぞれ、第1大橋と第2大橋の両方、第2大橋と第3大橋の両方のケーブル張力を支える構造とした。第1大橋と第2大橋では中央径間長が大きく異なり、両方のケーブル張力の差が大きいため、4Aはこの張力差を打ち消すよう非対称な形状で計画した。4Aは海中基礎、7Aは馬島上の陸上基礎とした。4A、7Aともスプレー間距離を30mに縮小し、出来る限り経済的になるようにした。

6Pは、7Aと同様に馬島上の陸上部の橋脚とした。

10Aは、トンネル式アンカーで、重力式に比べ地形改変が小さく、経済性、景観性に優れている。

5.2 上部工

上部工の設計は、平成元年度までに基本寸法を決定するための種々の検討を実施し、ケーブル中心感隔を風洞試験により耐風安全性が確保出来る27mで計画している。平成2年度は、順次基本設計を行っている。塔については、基本的にラーメン構造を選定し、6本の塔が連続することから景観にも配慮しながら、塔の断面形状、水平財形上、塔高の変化などをほぼ決定した。

補剛桁については、1,000m級吊橋で日本で初めて、箱桁型式を採用した。トラス型式に対して有利である点は、抗力が小さく空気抵抗が小さくなる設計上の利点があり、維持管理上塗替えの必要な塗装面積が少ないこと、レー

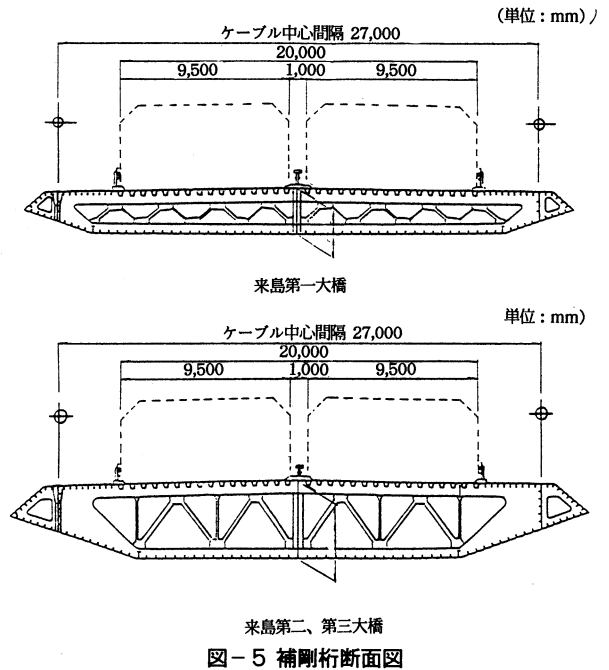


図-5 補剛桁断面図

ダー偽造が発生しにくいこと、景観上スレンダーとなることがある。

桁断面については、平成元年度までに実施した風洞試験により耐風性が確認された断面を図-5に示す。

また風洞試験は、主塔を対象としたケースや、架設時を想定したケースも実施し、耐風性を確認中である。

6. 橋梁型式の比較検討

3連吊橋に代わる橋梁形式としては昭和48年度より4径間吊橋あるいは2径間吊橋の検討が行われた。この橋梁型式は基礎数を減らせるメリットがある反面、上部構造には、3連吊橋には見られない複雑な問題があり、結果的には採用には至らなかった。これらの形式の詳細については別に報告されるが、その検討案の一例である2径間吊橋案を図-6に示す。

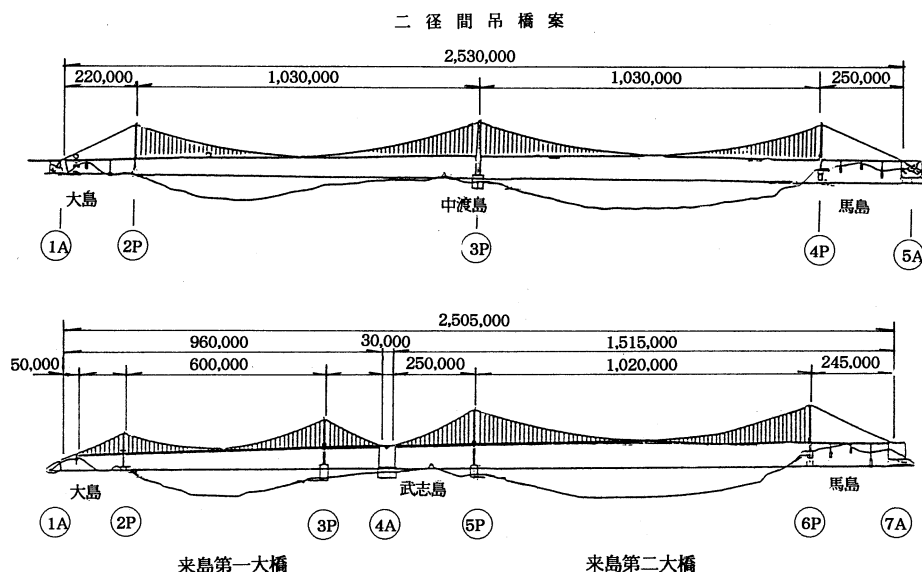


図-6 二径間吊橋案

表-4 昭和48年工事実施計画 基本諸元総括表

項 目		内 容		
		第 1 大 橋	第 2 大 橋	第 3 大 橋
橋 梁 形 式		3径間2ヒンジ 補剛桁桁 吊橋	3径間2ヒンジ 補剛桁桁 吊橋	3径間2ヒンジ 補剛桁桁 吊橋
ケ ー ブ ル 支 間 長		(80) + 190 + 860 + 194	110 + 550 + 110	260 + 1000 + 260
橋 格		1等橋		
車 線 数 (幅 員)		4車線 (1.75 + 3.5 + 3.5 + 2.5 + 3.5 + 3.5 + 1.75 = 20)		
道 路 の 区 分 及 び 設 計 速 度		40m/s		
設計 風速	基 本 風 速	第1種第3級 80km/h		
	塔 ・ 桁	塔: 65m/s ・ 桁: 59m/s	塔: 62m/s ・ 桁: 61m/s	塔: 64m/s ・ 桁: 58m/s
縦 断 勾 配		1.0 % 1.0 %	1.0 % 1.0 %	2.0 % 2.0 %
横 断 勾 配		2 %直線		
航 路 限 界 (桁 下 高)		36m (64m)	62m (65m)	62m (65m)
ケーブル	サ グ 比	1/10.5	1/11	1/10.5
	ケ ー ブ ル 本 数	PW127 × 102 ST (φ 5.00)	PW127 × 58 ST (φ 5.00)	PW127 × 120 ST (φ 5.00)
主 塔	塔 高	161.0m	128.1m	169.8m
	形 式	トラス形式		
補剛桁	形 式	トラス桁形式		
	桁 構 造	桁高: 10m ケーブル中心間隔: 26m	桁高: 7m ケーブル中心間隔: 26m	桁高: 11m ケーブル中心間隔: 27m
下 部 工 概 要		直接基礎	直接基礎	直接基礎

7. あとがき

来島大橋の橋梁計画は、早い潮流、急峻な地形という厳しい自然条件、瀬戸内海国立公園に架橋するという環境条件、狭く屈曲した航路条件との調整を極力図ったものである。

今後も、本体工事を実施しつつ、引き続き更に詳細な検討を重ね、新たな設計手法、設計法の検討を進めることにより、一層経済的かつ合理的な橋梁型式としたい。

最後に今後の参考のために表-4に昭和48年工事実施計画（中渡島ルート）における橋梁諸元を示す。

ノルマンディー橋の近況

Technical Visit to the Normandie Bridge

設計部 設計第二課長

奥川 淳志

Atsushi Okukawa

企画開発部 審議役

原崎 郁夫

Ikuo Harazaki

1. まえがき

平成元年12月、当公団で事業化が最後に残された長大橋；多々羅大橋の橋梁型式が、吊橋から中央支間890mの鋼斜張橋に変更された。このような時にヨーロッパに出張する機会があり、最近、建設工事が始まった世界最大級の中央支間を持つ斜張橋；フランスのノルマンディー橋を視察した。即ち、1990年3月1～2日にノルマンディー橋の設計を担当しているSETRA（道路技術研究所）の設計部長ビルロージュ博士およびブイ技師の両氏と長大斜張橋の技術的課題について討議し、また、セーヌマリティム県施設部ノルマンディー橋建設事務所副所長のデマール氏の案内で現地を視察した。

本文は、ビルロージュ博士らと設計について討議した概要や、塔基礎工事の現地視察をして気付いたことをまとめたものである。

ノルマンディー橋は、ルアーブル市とオンフルール村を結んでセーヌ川河口に架けられる中央支間856mの、塔と側径間はコンクリート、中央径間は鋼構造の複合斜張橋である。この橋の構造概要は文献1)～3)を参照されたい。

2. 主桁の設計変更

我々が訪問した時には、実施設計がほぼ完了した頃であり、これまで公表されていた橋の主要諸元が変更された点についてビルロージュ博士より説明があった。主な変更内容は次の通りである。

1) PC桁の延長；中央支間856mのうち、これまで塔から中央径間側に52m張出していたPC桁部分が、各々116mに延長された。これにより鋼桁部分が短くなり工費が低減される。

2) 側支間の統一；側径間PC桁の支間が58mに統一された。これによりコンクリートの型枠が全ての桁に転用されることが出来、工費が低減される。

3) 側帯の拡幅；19.5mの幅員のうち両側にある幅員1.35mの歩道部分を1.45mに拡幅した。そのうち片側の歩道を緊急車両通行用とすることにより、路面運用の多角

化が図られた。

4) ケーブル定着構造；ケーブルの定着部では、主桁ウェブ外側にブラケットが取り付けられケーブルを定着する構造としていたが、ウェブ間隔を広げて、ウェブ直上のアイプレートにピンで定着する構造に変更して、構造を簡素化し、また製作の確実化を図った（図-1）。

5) 主桁間隔の拡幅；3) 4) の変更を受け、主桁ウェブの間隔を0.8m広げて22mとした。合わせて主桁高を2.9mから3.0mと高くした。

6) 架設時の耐風対策；中央径間の桁の架設は、水面を利用した直下吊り上げ片持ち張出し工法で施工されるが、架設時の台風安定対策として図-2に示すようにワイヤーロープでアンカーし、おしみをとる計画を採用する。これは架設時の風 ($V_{10} = 10\text{m/s}$) による桁の水平変位が、最大6mの振幅にも達する為に取りられる措置であり、強風予報の発令により約200tの張力がロープに導入される。

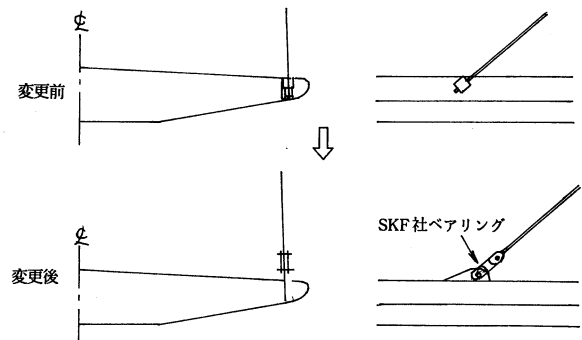


図-1 ケーブル定着部の構造変更

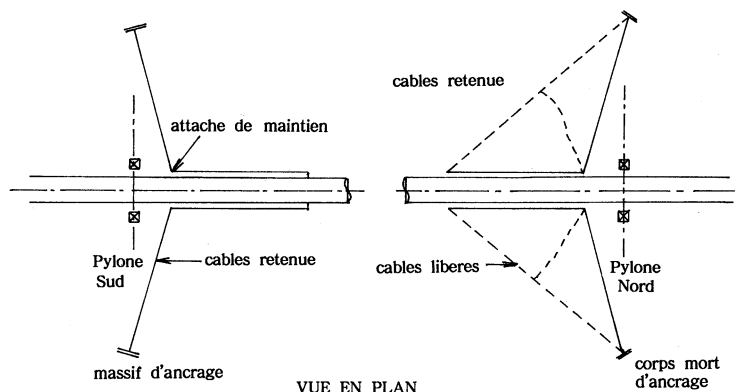


図-2 架設中の耐風対策

3. 耐風設計

ノルマンディー橋の風洞試験は、(1) 部分模型による静的空気力試験(三分力試験)と(2) 非定常圧力測定試験(部分模型をある振幅で加振し、断面の周辺に働く圧力を測定する)の2つが国立の研究所ONERA(フランス国立航空工学研究所)で実施された。

静的空気力試験の結果により、ダイバージェンスの発生する風速は222m/sと推定された。また、ギャロッピング(上下たわみの自励振動)は揚力係数の勾配が負にならないことから発生しないと考えられている。

非定常圧力測定試験から非定常空気力係数が求められ、ねじれフラッターおよび渦励振の検討に用いられている。即ち、非定常空気力係数の風速による変化から、ねじれフラッターの発振風速を迎角 3° および 6° の場合に各々56.5m/s, 43m/sと評価し、 6° の吹き上げで43m/sの風が吹く可能性は少なく設計上は問題ないとしている。また、迎角 3° および 6° では10m/s程度の風速で渦励振が発生する可能性があるが、その振幅は小さく、 6° の場合でも15cm程度と推定している。

気流の乱れによる極限応力がダベンポートの式に基づき推定されている。その推定式は、比較的近くにあり、風の条件が類似しているサン・ナザール橋における実橋測定で検証され、十分な精度のあることが確かめられているとのことであった。

以上、紹介したようにノルマンディー橋の耐風設計については部分模型による空気力測定を基本にして、数値解析によって検証されており、特に渦励振、自励振動については、本四でのバネ支持試験によるのと全く異なっているようである。

4. 桁の耐力

ノルマンディー橋は中央径間側に116mも張り出された剛性の大きいPC桁が採用されているため、桁の耐力は全て風荷重によって決定されている。このため、活荷重による桁の耐力はフランスにおける極限設計(1.35D + 1.6L)の照査を行っているのみである。

5. ケーブル

当初はロックドコイルロープを採用することとなっていた。これは、単位あたり重量が小さく、ザクを少なくすることが出来ること、また、強度あたり直径が125mmと比較的小さく、風荷重を小さくすることが出来る等の理由による。その後の検討結果によれば、直径が166mmと大きくはなるが、経済性に優れたフレシネーロープに変更された。フレシネーロープは1ストランド毎に1.5mm厚さのポリエチレンで被覆されている。

本橋においてもケーブルの制振対策が当面の最重要課題と考えられており、各ケーブルに直交して設けられる

4本の連結ロープ(ニードルと呼んでいた)によって振動を低減することとしている。しかし、ニードルに導入すべき張力は30~40tonと想定され、今後ダンパーを合わせて組み込むことも検討されるとのことであった。

6. 塔基礎ほか

ルアーブル側塔基礎は、セーヌ川可航水路の直近に位置し、洪水時最高水位は、9.30mもある所である。この位置では、CMH(最低水位)より35~40m下にBANC(帯) DE PLOMB(鉛)層があり、これを杭基礎の支持層にしている。現場事務所に展示されていたボーリングコアを見ると岩質はチョーク状で少し黒色がかっていた。塔の基礎は、直径2.1m(本数回答なし)、側径間橋脚は直径1.5mの杭基礎である。

使用コンクリートは、塔本体、塔基礎の杭、および側径間のPC桁全てにわたってB60(フランス規格で、その強度が60MP)が使用される。ただし、側径間の基礎杭はB40(普通コンクリート)が使用される。

7. 既工事の概要

7.1 仮設棧橋工事⁵⁾

ルアーブル側の塔および側径間の施工に必要な建設機械やコンクリート材料を搬入するために、仮設棧橋が本橋のすぐ脇に平行して設けられていた。その規模は、歩道を併設した幅員8.5m、延長750mで、設計荷重はレール上走行の110ton吊りクレーン、および30ton積トラックの往復通行で、基礎は総数218本の鋼管杭である。

工事は以下のように進められた。

1) 既設の棧橋(陸側)から ϕ 1.5m、厚さ9mm、長さ17mの鋼管杭を杭打機にて6.0ないし10.5mの間隔で2本打ち込む。

2) 既設区間と新しい2本の鋼管杭上に高さ90cmのI形鋼を溶接で取り付ける。

3) I形鋼の上に厚さ30cm、長さ3m、幅8.5mのプレキャスト鉄筋コンクリート床版を固定する。

4) 追加されたこの区間に杭打機を進入させ、新しく杭を打ち込む。

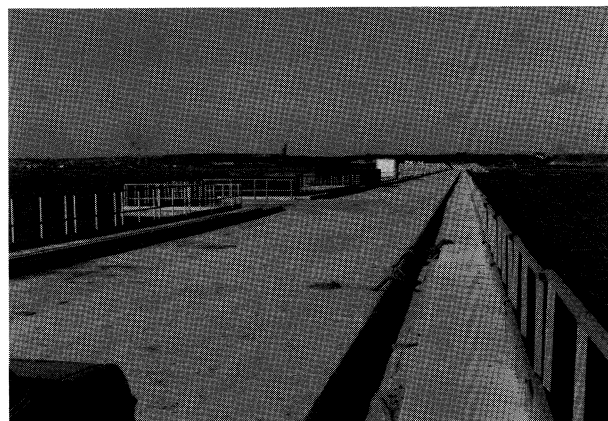


写真-1 仮設棧橋

この様にして、延長750mの仮設棧橋をわずか4カ月余りで完成させた。このために4～22時の作業時間と週末のほぼ全てを費やす作業となった。本工事の請負者と工事費は後述するが、この契約の中には1993年本工事完了後の撤去費用も含まれている。また解体された資材は全て転売される予定で、このため鋼管には防護塗装が施されているとのことであった（写真－1）。

7.2 船舶衝突防護工^{6),7)}

南側の塔は岸から25m陸側に入っており、船舶の衝突は回避されるが、北側の塔は吃水12m、13万ton級船舶によって損傷を受ける可能性が想定された。そこで塔基礎施工用の築島を兼ねて、防護工が設けられることとなった。

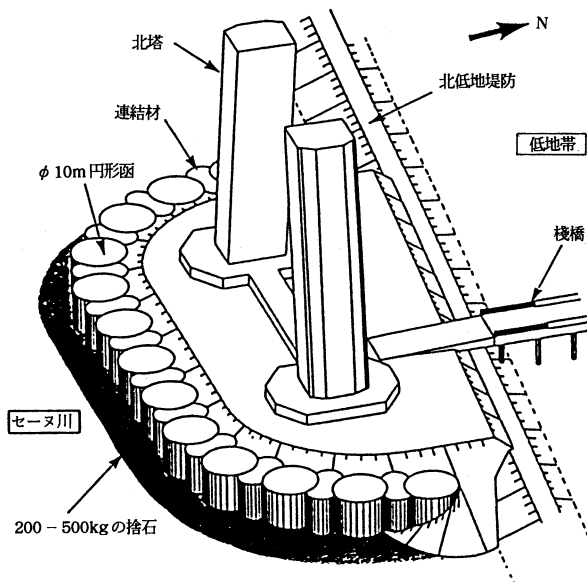


図-3 北塔橋脚衝突防護工

防護工の構造は、鋼矢板で直径10mの円形函を造り、その函を13基、塔基礎の回りに並べたものである。それぞれの直径10mの函の中には小石が投入された後、小石の間にセメントが注入される。13基の函の列の北側は北低地堤防で締め切られ、その中に砂を投入して築島が作られる（図-3、写真-2）。築島の回りは5ktの流速による洗掘防止のため、200～500kgの捨石工により補強される。

8. 全体工程⁴⁾

ノルマンディー橋の全体工程計画は表-1に示すとおりであり、手続きは全て完了している。

表-1 全体工程計画

		1989年2月						
年		87	1988	1989	1990	1991	1992	1993
手続	世論調査		2.25					
	合同説明会		2.18					
	許可条件の調整		5.6					
	航行調査		10.8					
	現地調査							
設計及び工事	盛土		4.20, 5.6					
	D.C.E. 契約		右岸 5.16, 左岸 5.30	1.31				
	仮設棧橋							
	D.C.E. 契約							
	工事							
	北塔の防護工							
	D.C.E. 契約							
	工事							
設計及び工事	本工事		6.23					
	D.C.E. 契約の準備作業		8.8					
	基本計画							
	設計者の選任							
	A.P.S.D.C.E. 契約							
建築工事	工事							
	D.C.E. 契約							
付帯設備	工事							
	D.C.E. 契約							
道路施設工事	工事							
	D.C.E. 契約							

注1) D.C.E. : 引合、コンサルテーション、設計

注2) 表中の数字は開始・終了の月日

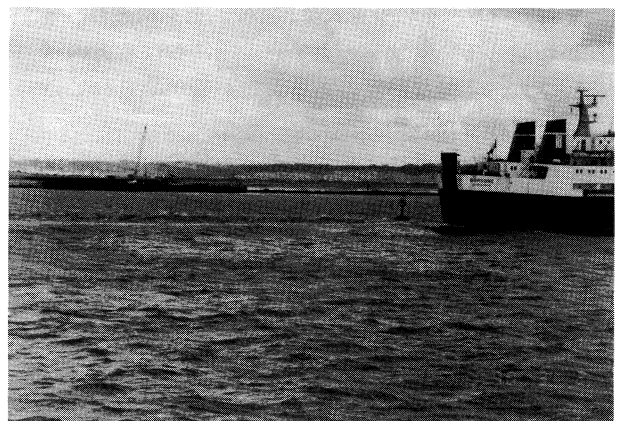


写真-2 北塔橋脚衝突防護工

セヌ川兩岸に設けられる取り付け道路の盛土工事も概成しているが、オンフルール村側の盛土区間にある鉄道の跨線橋が1990年の工事として残されている。

工事用の仮設棧橋およびルアーブル側の塔の船舶防護工を兼ねた締切工事は既に完了し、我々の訪問した時には締切内に砂を投入中であつた。これも3月中には終了し、その後5～6月かけて両側の塔位置について精査ボーリングを実施するとのことであつた。

橋梁の本体部分については1988年8月8日に入札が行われた。入札価格は非常に高価であつたので、施主であるルアーブル商工会議所は主要工事を次のように5分割した。

- 1) コンクリート関連部分
- 2) 鋼桁およびケーブル
- 3) 詳細設計
- 4) 仮設棧橋
- 5) 船舶衝突防護工

3)～5)については既に契約し、作業は完了、又は進

行中である。1) のコンクリート関連部分については、2 月末に請負金額の協議が整い、4 月にも本契約を交わすとのことであったが、2) の鋼桁部分はなお協議中である。

従って、表-1 の工程計画に比べてコンクリート関連部分は、約半年の遅れが生じているようである。しかし、ビルロージュ博士は今後の詳細設計の変更等を踏まえ、最終的には 1993 年には完成したいとの強い意向であった。

9. 設計、施工体制

ノルマンディー橋の設計、施工の体制は、図-4 に示す通りである。図の左欄は 1986 年から 88 年の間に行われた設計業務を分担したものであり、SETRA を中心に個々のテーマに多くのコンサルタントが参加している。

施工については、SETRA および設計を担当した主要なコンサルタントからなる設計施工監理のもとに、上述した 5 つの工種に分割されて実施される。

ノルマンディー橋全体に渡る詳細設計は G.I.E と C.F.E.M とが約 3 千万 Fr. で請け負っている。

コンクリート工事には、塔基礎、塔本体、側径間の基礎および PC 桁等コンクリート工事の全てが含まれており、約 5 億 6 千万 Fr. (税抜き) 相当の工事量である。

また、労働力の 50 % は現地雇用が条件とされている。

鋼桁、ケーブル工事は約 9900ton (推定)、約 3 億 15 百万 Fr. 相当の工事規模で、4 ケ国 5 社からなる国際共同企業体が請け負うことになっているが、地元の下請け会社からなるルアーブル建設組合 A.C.H. に鋼桁部分の 35 % を分担させる条件が付されている。

仮設棧橋工事と橋脚の船舶衝突防護工は、それぞれ約 2 千万 Fr. および約 3 千万 Fr. 相当の工事規模で、本体工事の契約協議期間の利用と、現地企業の参入を配慮して細分化されている。

ここに示した工事金額は文献 4) から引用したものであるが、正式な契約金額ではなく、発注者が示した各工事の規模の割合あるいは概算額と解釈されるべきである。

10. あとがき

多々羅大橋は、平成 4 年の現地工事着手に向け、設計、施工上の種々の技術的課題について精度を上げるための検討が進められている。このような時期に、世界最大規模の中央支間を持つフランスのノルマンディー橋を視察し、ビルロージュ博士と長大斜張橋の持つ技術上の問題点について議論することが出来た。そして、洋の東西、遠く離れたフランスと日本において、異なった文化を持つ技術者が、全く別々に設計した斜張橋が、側径間の型式は、異なっているが、主要な諸元において大変似たものになっていることに驚きもし、又自信を深めることが出来た。

ビルロージュ博士等との面会に便宜を図って頂いた大橋昭光前理事、中島英輔企画開発部長に感謝申し上げる。また、耐風設計の項については、設計第一課の金崎智樹

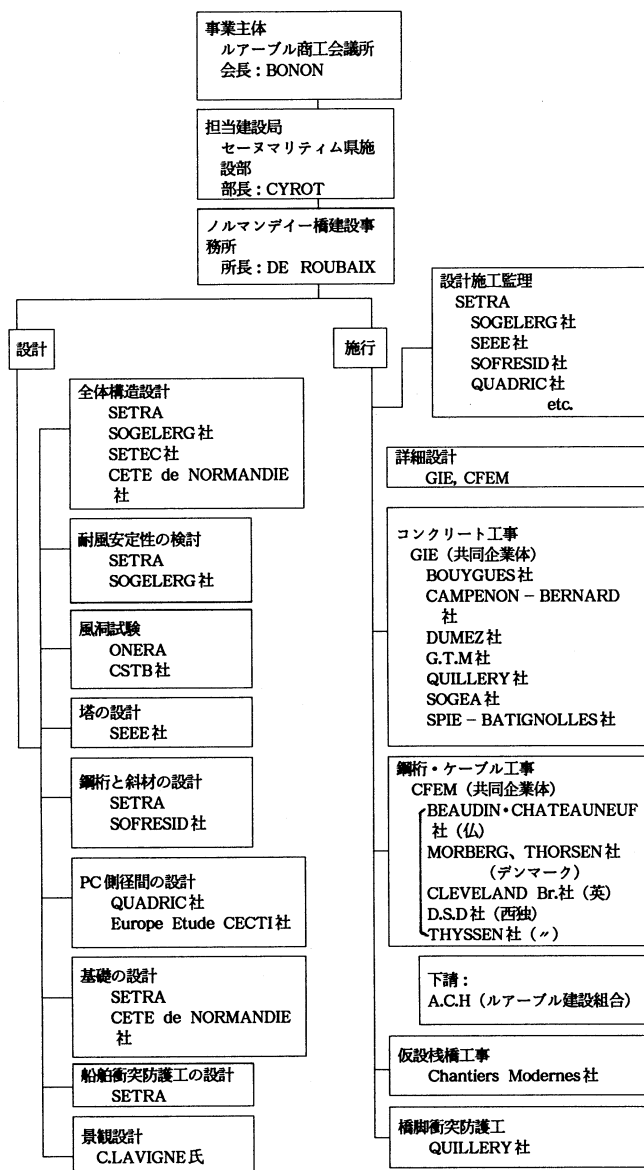


図-4 設計・施工体制

君に助言をいただいた。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) DESIGN OF NORMANDY CABLE STAYED BRIDGE, NEAR HONFLEUR. M. Virlogeux, ect. Proc. of the 1st. Conf. on Cable - Stayed Bridge. Bangkok, Thailand Nov. 18 - 20. 1987
- 2) IABSE シンポジウムと欧州における構造物の耐久性に関する調査報告書. (社) 日本橋梁建設協会, 日本鋼構造協会, 平成 2 年 4 月
- 3) 橋と景観 ヨーロッパ編 I, (財) 海洋架橋調査会, 1989 年 12 月
- 4) Grand Estuaire (大河口) PONT DE NORMANDIE (ノルマンディー橋) No. 3 Avril 1989. Chambre de Commerce et d'Industrie du Havre
- 5) 同上 No.4. Juillet 1989.
- 6) 同上 No.5. Oct. 1989.
- 7) 同上 No.6. Janv. 1989.

第2回 海峡横断国際シンポジウム

Second Symposium on Strait Crossings

州本工事事務所 副 所 長 吉 田 修

Osamu Yoshida

1990年6月10日～13日に亘って第二回海峡横断国際シンポジウム (Second Symposium on Strait Crossings) が、ノルウェイのトロンヘイム市において開催された。このシンポジウムはノルウェイ技術士協会 (Norwegian Society of Chrttrd Engineers) と同道路局 (Norwegian Public Road Administration) の共同主催によるもので第一回は1986年10月にスタンバングル市において開催されていた。会議の趣旨は第一回とほぼ同じで、「安全で快適な海峡横断施設 (橋、トンネル等) に対する要求が高まる中で技術革新によるコスト低減が求められており国際交流による最新の情報交換が重要な役割を果たしている」というものである。

23ヶ国から399人の参加があった。国別ではノルウェイ204人、日本47人、デンマーク27人、イタリア22人、フランス12人、西ドイツ12人、イギリス11人、米国10人等となっており、日本は主催国以外では最大の派遣団となった。4年前の第1回のときには日本人は筆者を含めてわずか2人であったため、今回の日本側の対応に主催者側は大変喜んでくれたようだった。

筆者は前回出席した経緯もあって、International Advisory Committeeと橋梁関係のSession Chairmanという役割と同時に「明石海峡大橋の下部工の施工」(森本第一建設局長 加島垂水工事事務所長、同岡田工事長、同平野工事長 共著) の代理発表を兼ねて参加させて頂くこととなった。

(第1日目)

夜8時30分からChairman達の顔合せパーティで、主催者委員長Kaare Flaate氏ら事務局のメンバーと外国Chairmanとノルウェイ側Co-Chairmanの事前打合せを兼ねた夕食会で、日本からは、鉄建公団の土井理事とトンネル技術協会の福地理事が出席されていた。ここで筆者のCo-Chairmanを勤めるMr.Øderud に会ったが、身長2m以上、体重120kg以上とも見える偉丈夫で、筆者とは珍妙な取り合わせに見えたかも知れない。

彼は大変温厚で謙虚であり話す英語もゆったりとしたスピードで、翌日のSessionでは、誠実な補佐ぶりに大変助けられた。

(第2日目)

開会式の後、午前中は各発表者らと打ち合わせがあり発表の持ち時間やスライドの確認、発表者を呼び出すときの名前の正確な発音 (英語でないため) の確認等を行った。

午後はいよいよ本番である。緊張で胃が痛くなったが、発表者の数が多く、それぞれの発表時間をタイマーで確認する作業とディスカッションタイムのコメントを出すくらいで、あまりこみいった議論にならなかったため、どうにか無事にセッションを終えることが出来たのではな



Co-chairmanのMr. Øderudと

いかと思う。

夜は7時30分からトロンヘイム市長招待による全員出席のレセプションパーティ、9時からニダロス聖堂で合唱コンサートが催されました。ステンドグラスの入った天井の高い聖堂に響く清麗なハーモニーは、天国から聞こえるかのようでした。

(第3日目)

午前中、プレナリーセッションで鉄建公団の土井理事から「青函トンネルの安全施設」についての発表があり、トンネル火災に対する質問が出て若干のディスカッションがあった。

午後はトロンヘイム市内にある海洋研究所の水理実験室の見学があり、水中トンネルに作用する波力の影響や船舶走行実験が披露された。

3日目の夜のソーシャルプログラムは全員出席のバンケットで、筆者はチェアマン達用の特別席を用意され、大変光栄な会合であった。この日も市内の弦楽四重奏団によって、モーツァルトのディベルティメント、ノルウェイの民族音楽を基にした作品の演奏があり、優雅で和やかな雰囲気、リッチな気分にさせてくれました。6月の北欧は白夜で、夜中の12時になっても薄暗くなる程度で、北欧らしさが十分に満喫できた。

今回のシンポジウムで、筆者は特定の役割を帯びていたため全般的な面を見聞するゆとりはなかったが、プロシーディングスをみる限りでは、海峡横断に関するものであれば、形式を限定せず、オーソドックスな橋やトンネルの他、浮き橋、水中トンネル等、非常に幅広く論文が集っておりユニークな国際会議であると思う。その意味で、技術的専門的な点は食い足りない気もするが海峡横断の全世界的な情報を集めるという点では目的を達しているのだと思う。

6月という季節もあって、今回の出張中は天候にも恵まれ有意義かつ幸運であった。このような機会を与えて下さった関係者各位に心から感謝の意を表したい。

明石海峡大橋耐風設計要領改定について

明石海峡大橋は、中央支間長が約2000mと既存の吊橋規模をはるかに超える超長大橋である。

このためその耐風設計は他の吊橋に比べてより重要なものとなり、また超長大橋ゆえに考慮しなければならない問題も含まれている。従って、その耐震設計法については早くより検討がなされてきた。その内容は、土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会（委員長：岡内中大教授）から海洋架橋調査会・耐風委員会（委員長：宮田横国大教授）へと引き続き審議され要領化された。

これを受け、“明石海峡大橋耐風設計要領・同解説、平成2年2月”が制定された。

本要領は、耐風設計基準・同解説（1976）を基本に1976以降の研究成果を取り入れて明石海峡大橋用として改定し、作成したものであり、主な変更点は下記の通りである。

1. 基本風速の見直し
2. 風の変動特性の明確化
3. 設計風荷重の補正係数の見直し
4. 風荷重載荷方法の見直し
5. ガスト応答の3成分の重合せによる照査の義務付け
6. 必要に応じた乱流中での風洞試験の推奨
7. 構造減衰値の見直し

このうち特に5、6のように乱流中での安定照査（静的照査、動的照査）を規定した基準はこれまでに無く、1つの特徴といえる。

また、付録として下記のものが載せられている。

I. 明石海峡大橋風洞試験要領（1990）・同解説

II. ガスト応答解析法

III. 吊橋の固有振動解析

今治情報管理室の設置について

1. 概要

来島海峡は航行船舶も多く昔から海の難所と言われており、現在でも毎年海難事故の絶えない所である。また海上交通安全法に定める航路のうちの1つである来島海峡航路があり巨大船の通航する所でもある。

来島大橋はこの海峡を横断して架けられるため工事中の作業船舶の安全、構築建造物の保護は勿論一般船舶の安全にも十分注意を払う必要がある。

こうした状況下で、今後約10年間にわたり工事を安全に進めるためには作業船舶の運航を一括して管理し、各種気象情報や巨大船の通航情報等を十分に把握して作業を進める必要があるため、情報管理室が設置された。

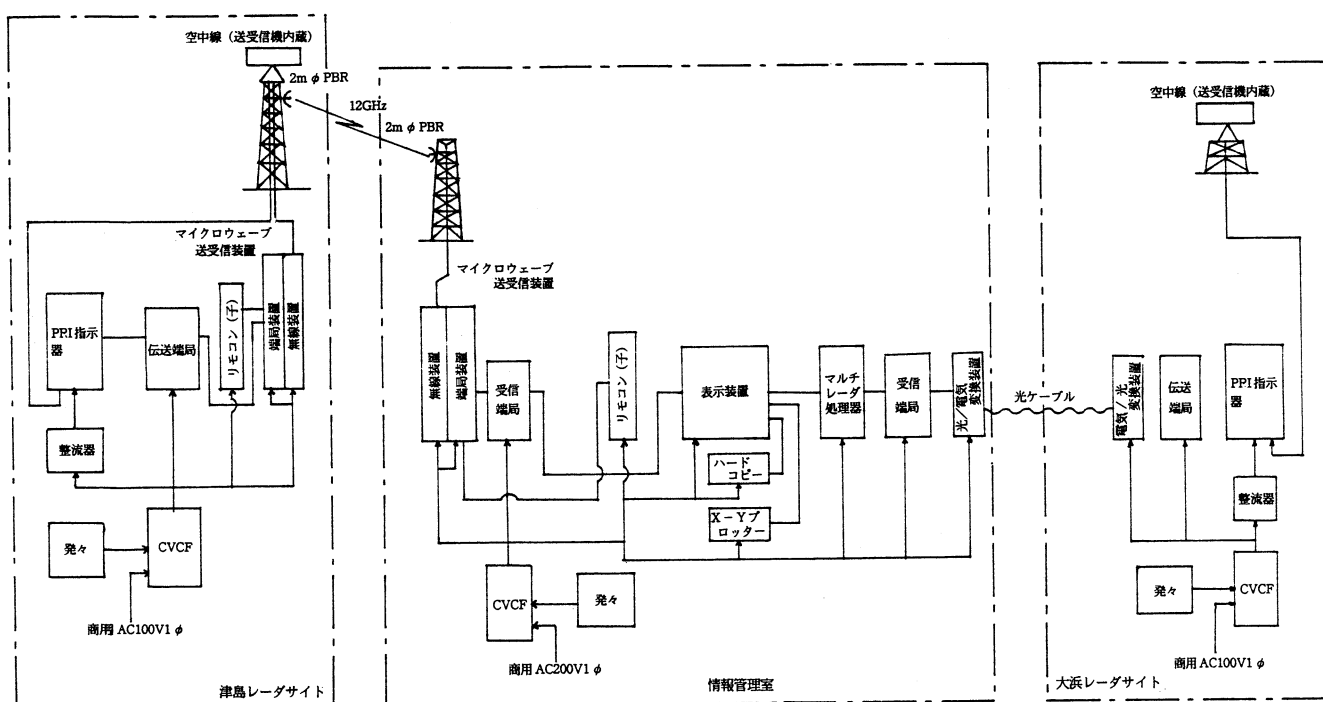
また、船舶の通航状況等を把握するためレーダ技術を駆使したレーダ合成装置を設置し、去る8月9日に無事官庁検査にも合格したので、その必要性及び設備等について以下に述べる。

2. 情報管理室の必要性

来島海峡は、

- ① 多数の島が点在し地形が複雑であり、可航水域は4つの水道に分れいづれも狭く屈曲して見通しが悪い。
- ② 潮流が激しく複雑である。

ブロック系統図



③ 船舶通航量が多く、通航船の内速力の速い旅客船の占める割合が高い。また、好漁場であり、操業漁船、遊漁船も多い。

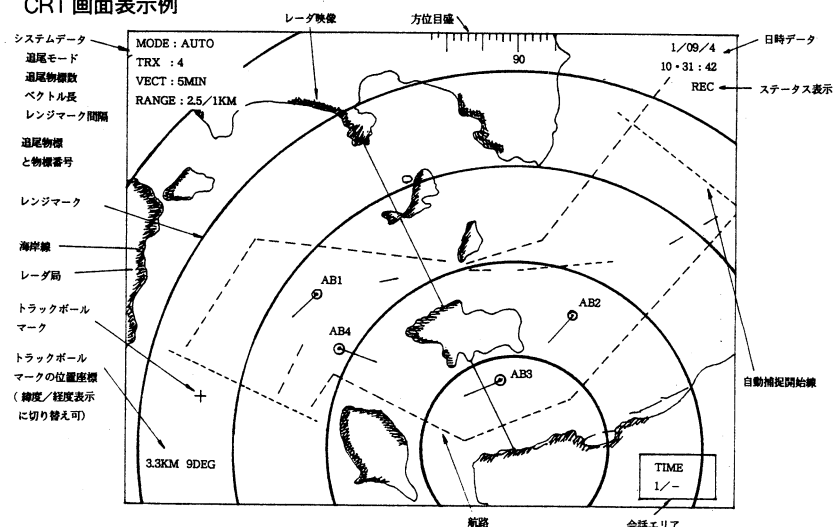
④ 国際的にも特殊な航法（順中逆西……順潮の場合中は水道を逆潮の場合は西水道を航行する）が定められている。

⑤ 法定航路の内では海難事故の発生率が高く交通環境の厳しい海域であり、船舶の通航上常に危険をはら

でいる航海の難所である。

この海域で可航水域を狭める複数の工事区域を設定し、複数の施工業者が多くの操縦性能の異なる作業船等を運航して行う工事を安全かつ円滑に進めるためには、工事に関する情報及び航行安全に関する情報の収集、提供を効率的かつ一元的に行うと共に、工事区域及びその周辺海域における工事作業船と一般航行船舶の動静を統括的に把握して航行の安全を図ることが必要である。

CRT画面表示例



機能仕様

機能	内 容	
合成処理機能	津島レーダ局と大浜レーダ局のレーダ映像の合成表示	
追尾機能	手動または自動にて初期捕捉された物標の自動追尾	
予測機能	船の進行予測が指定区域にかかる時は、物標表示の変更を行い、画面表示する。	
表示機能 高分解能 カラー CRT 20インチ	映像表示	レーダ映像をリアルタイムで走査変換し、カラー表示器に表示
	レンジマーク表示	画面上の任意の位置から選択レンジにより等間隔の距離環にて表示
	測定用カーソル表示	トラックボールの指定により2点間の距離及び方位の表示
	方位目盛表示	表示が面の外縁に真北を基準とする1°毎の方位目盛りを表示
	物標表示	位置、物標番号、針路、速度の数値の表示 船名(手動設定)表示
	マップ表示	あらかじめフロッピーディスクに設定された海岸線、部位、航路等のマップ表示
	自動追尾開始線表示	自動追尾を開始する線表示 最大10本まで設定可能
	緯線、経線表示	ノースアップモード(画面の真上が真北)時に表示
	日時表示	画面上に年、月、日及び時、分、秒の表示
	システムデータ表示	画面左上に選択レンジ、レンジマーク間隔、追尾中の物標数等の表示
記録機能	会話データ表示	システムと操作者の会話データ表示 (入力データのチェック)
	VTR録画機能	船舶動静の記録 一般TVモニターにて再生可能
	磁気テープ録画機能	生データの記録 表示装置にて再生可能 後日詳細な解析可能
	ハードコピー機能	表示装置のカラーコピー

3. 主要設備

主要設備として次のものを設置した。

- ① レーダ設備(津島及び大浜)
- ② レーダ合成装置(2か所のレーダ映像を合成する)
- ③ 多重無線設備(情報管理室-津島間に12GHz帯を使用したレーダリレーでレーダ情報をアナログで伝送する他に電話及び遠方監視制御用信号を伝送する)
- ④ 多重無線設備(情報管理室-念仏中継所間に2GHz帯を使用し今治工事事務所との連絡用の電話、ファクシミリ、遠方監視制御用信号を伝送する)
- ⑤ 光ケーブル伝送設備(情報管理室-大浜間に③と同様な情報を伝送する)
- ⑥ 単信方式(プレストーク)無線設備
- ⑦ 気象観測設備(風向、風速)
- ⑧ NTT回線
- ⑨ 暗視鏡、双眼鏡等

4. レーダ設備

レーダ設備の設置計画にあたっては最も経済性を重視して行ったが、情報管理室の設置された場所では地勢的に全海峽をカバーすることが不可能なため、津島と大浜の2か所にレーダ局を設置し情報管理室-津島は12GHz帯の無線によるレーダリレー回線により、また情報管理室-大浜は光ケーブルによる有線回線により、これら2か所のレーダ情報を情報管理室に伝送し、同管理室に置いて合成装置により演算処理し所要の覆域図(カラーディスプレイ)を構築することができた。この覆域図には船舶の位置は勿論のこと予想針路、航行速度をタイムリーに表示可能である。

また、レーダそのものがアナログ信号であることからレーダリレーについてはデジタル信号とすると数千万円もコスト高になることから郵政省との折衝を重ねた結果、工事期間中という限定期間付でアナログ方式として免許取得を行うことができた。

本州四国連絡橋公団の基準類

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。この基準類は(財)海洋架橋調査会(TEL 03-555-8361)で販売しています。

* 仕様書・要領等

土木工事共通仕様書 [平成2.4.一部改訂及び追加]	昭和48年10月
測量・調査・設計等共通仕様書 [平成元.5.一部改訂]	昭和56年11月
電気通信施設標準仕様書集 (3分冊)	昭和61年4月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和60年4月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物	昭和60年10月
保安規程電気通信施設保安基準	
電気通信設備標準図集	昭和58年4月
図面作成要領	昭和59年10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生の一例	昭和58年1月
植生のり面工施工要領	昭和62年4月
維持・修繕等共通仕様書 [平成元.5.追録]	昭和63年10月

* 設計基準類 (上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説	平成元年4月
耐風設計基準 (1976)・同解説	昭和51年3月
風洞試験要領 (1980)・同解説	昭和55年6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年4月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領 (案)	昭和52年3月
鋼床版設計要領・同解説	平成元年4月
ハンガー設計要領 (案)	昭和53年3月
ケーブルバンド設計要領 (案)	昭和53年3月
トラス格点構造設計指針 (案)	昭和51年3月
吊橋リンク・支保構造設計指針・同解説	平成元年4月
鋼橋直結軌道および緩衝軌道伸縮装置設計要領・同解説	昭和59年3月
下路管理路設計マニュアル (案)	昭和53年9月

* 設計基準類 (上部工・製作・材料編)

鋼橋等製作基準	平成元年4月
鋳鋼品製作基準・同解説	昭和55年3月
鋼橋等塗装基準・同解説 [平成2.4.一部改訂]	昭和55年3月
橋面舗装基準 (案)	昭和58年4月
鋼床版現場溶接施工基準 (案)	昭和54年3月
鋼上部構造用鋼材選定要領 (案) [60.3一部改訂]	昭和48年9月
材料規格	昭和60年8月
HBS鋼材規格 [53.10改正]	昭和52年11月
HBSケーブル材料規格	昭和54年6月
HBS塗料規格 [平成2.4.改訂]	昭和55年3月

* 設計基準類 (下部工編)

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針 [56.8一部改訂]	昭和52年3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年8月
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
橋梁用マスコンクリート施工基準・同解説 (案)	昭和50年3月
鋼設置ケーソン設計要領 (案)	昭和54年2月
風化花崗岩の支持特性判定要領 (案)	昭和55年3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

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	松本弘輝			
編集委員	青山銀三	井根勝重		
	糸日谷叔光	磯江浩		
	江藤隆男	岡野哲		
	岡本泰臣	加島延行		
	唐澤則次	河村幸夫		
	梶原博通	小原経隆		
	嶋貫勝彦	汐崎慎二		
	高城信彦	土谷和博		
	仁木清貴	日里正夫		
	樋口康三	森谷俊美		
	山岸一彦	山中清		
	吉川章三			
	小暮三郎 (海洋架橋調査会)			

本四技報 第56号

発行 平成2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

〒104 東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話 03 (555) 8361

発行者 井上義光

印刷 中井編集デザイン事務所

定価 2,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

本 四 技 報

