

報技四本

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第27号 目次

新たな目標	副総裁	松崎彬磨	1
耐震壁付橋脚の設計法(実験編)	(前)設計部設計第三課	塩井幸蔵	2
	第二建設局坂出工事事務所	加島聰	
	第二建設局児島工事事務所	吉田好孝	
門崎高架橋上部工の架設(架設編)	第二建設局児島工事事務所	宮下力	8
	同上	大橋治一	
	第一建設局鳴門工事事務所	真辺保仁	
大鳴門橋ケーブル製作	第二建設局坂出工事事務所	奥田基	16
北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計	第二建設局坂出工事事務所	馬場賢三	26
	同上	成井信	
	同上	平野茂	
オーストラリアの橋梁	本社設計第二課	辰巳正明	37
	本社設計第三課	山県守	
技術ニュース			40

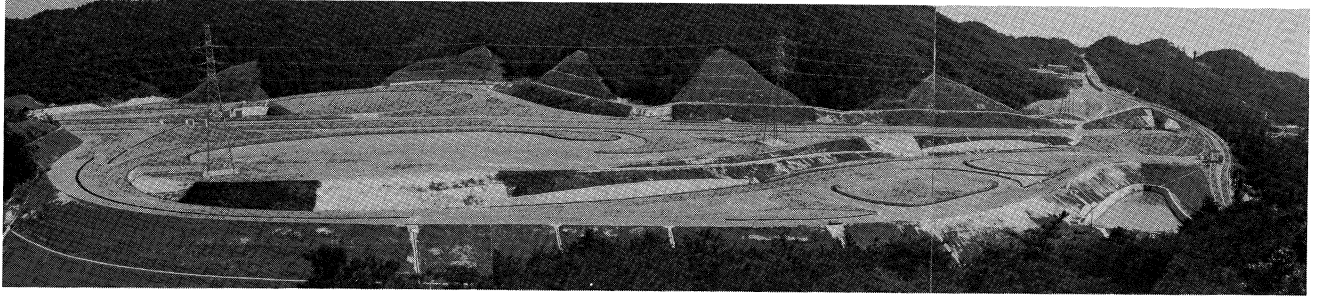
本四技報 第28号 (59.4) 掲載予定

- FEM・RBSMを支持力解析に用いる場合の問題点について
- 松帆沖地質調査報告
- 大鳴門橋ケーブルバンドの設計
- 北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計
(その1)

臨時増刊号(因島大橋特集号) 第29号 (59.4) 掲載予定

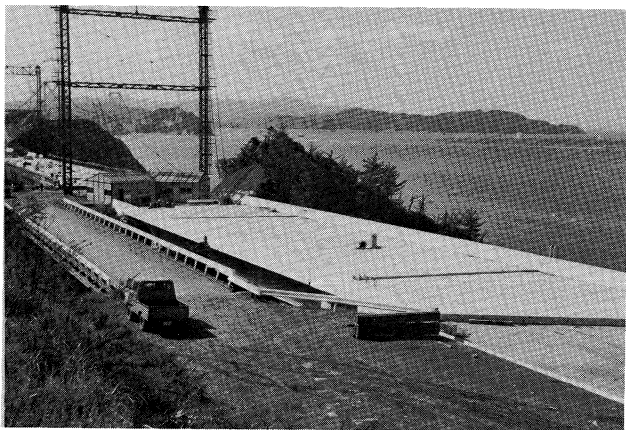
- 因島大橋と関連区間の概要
- 因島大橋の設計
- 因島大橋関連区間の陸上部工事
- 因島大橋橋面舗装
- 因島大橋架設時応力測定
- 因島大橋ケーブル・桁・後期工事
- 因島大橋上屋工事
- 因島大橋維持管理設備

神戸～鳴門ルート



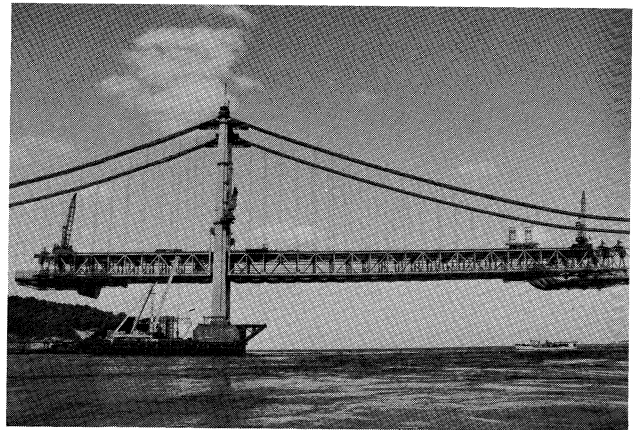
西淡 I.C 工事

(58年11月)



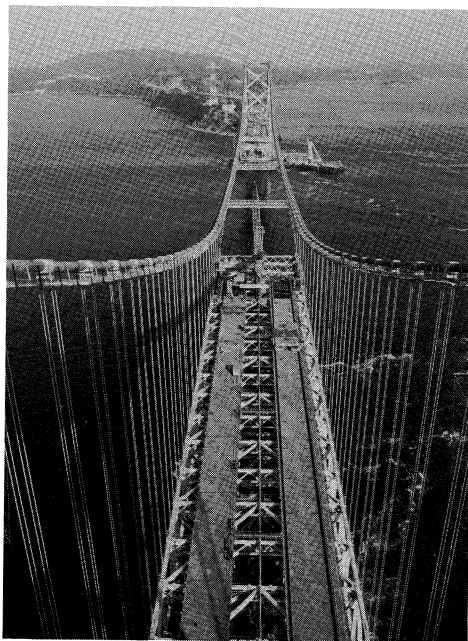
伊弉第 3、第 4 高架橋

(58年11月)

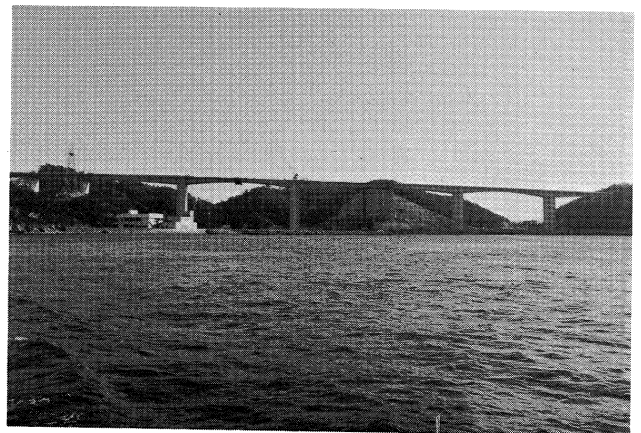


大鳴門橋補剛桁架設 3 P

(58年11月)

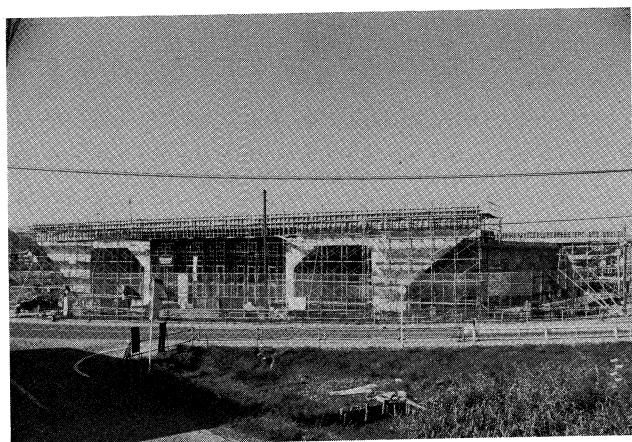


大鳴門橋補剛桁架設(3 P 塔頂より)
(58年11月)

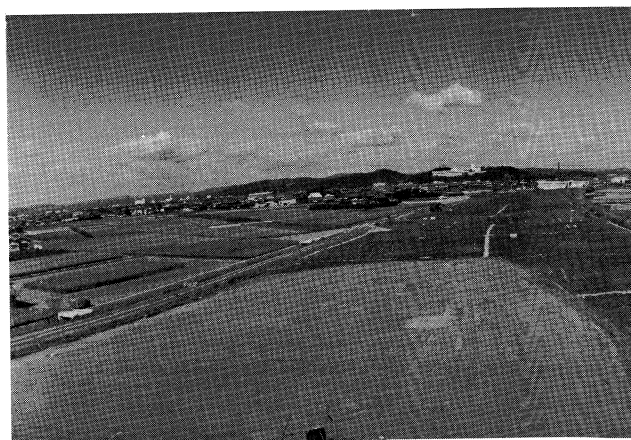


亀浦高架橋

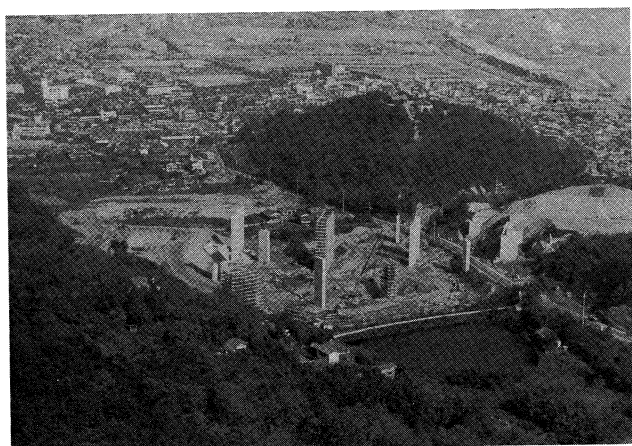
(58年11月)



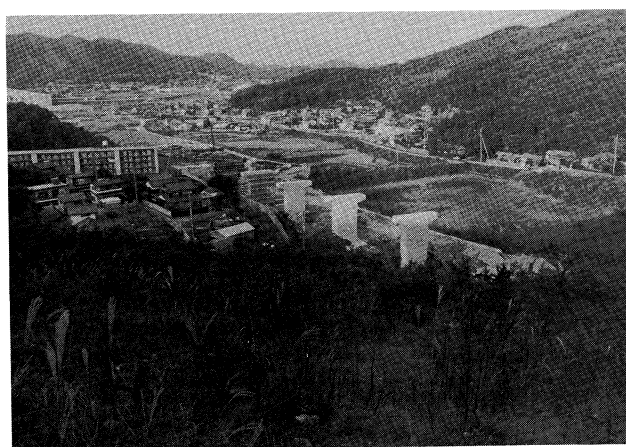
一般国道30号有城橋工事(壁高欄型枠工) (58年10月)



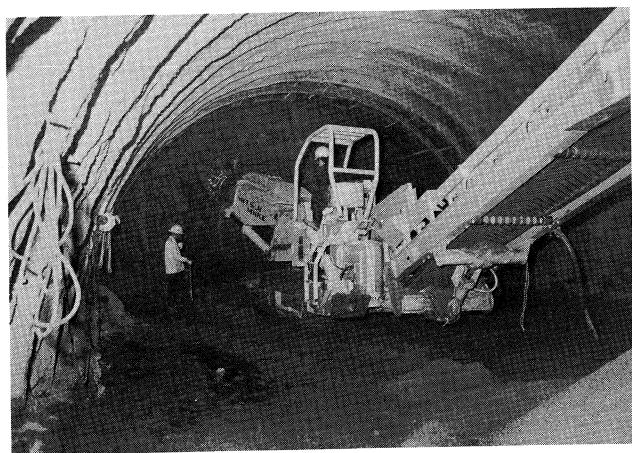
一般国道30号粒江(その1)工事(盛土工) (58年10月)



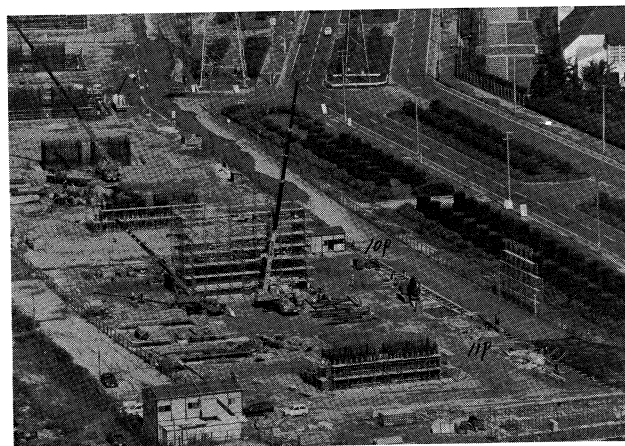
一般国道30号児島インターチェンジ(その1) 工事 (58年10月)



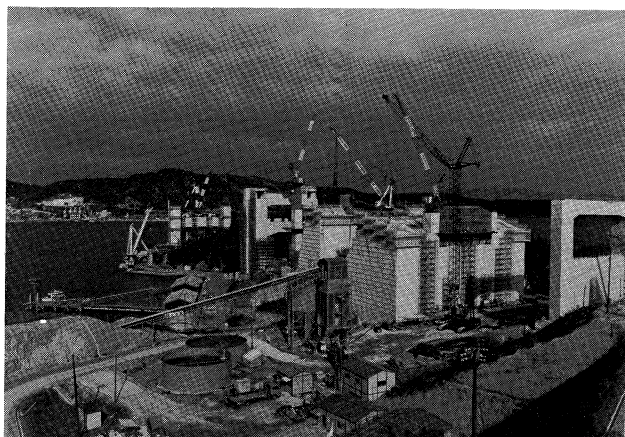
一般国道30号福江高架橋下部工事 (58年10月)



本四備讃線下村トンネル(その1) 工事 (58年11月)

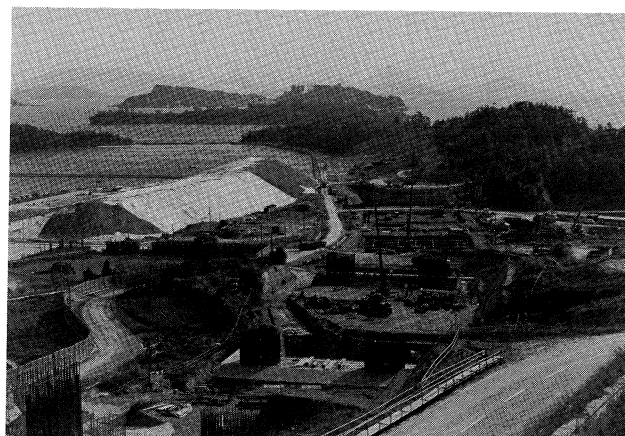


一般国道30号番ノ州道路高架橋下部工(その4) 工事 (58年10月)



櫃石島地区(その1)工事

(58年11月)



櫃石島高架橋工事

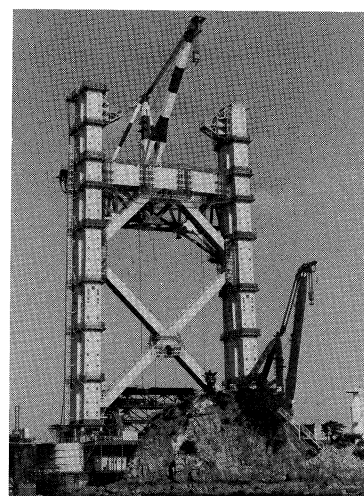
(58年11月)



岩黒橋下部工(その1)工事

(58年10月)

〔4P：モルタル注入 3P：リクレーマ船回航〕



北備讃瀬戸大橋塔架設工事

(58年11月)

〔塔注第9段架設完了〕



南北備讃瀬戸大橋下部工南工区(その4)工事 (58年11月)

〔7A 気中コンクリート工〕



番ノ州高架橋下部工(その2)躯体工事

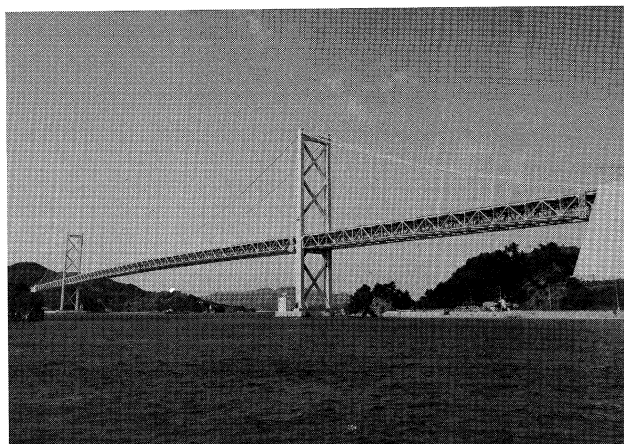
(58年11月)

〔6P 橋脚コンクリート打設〕



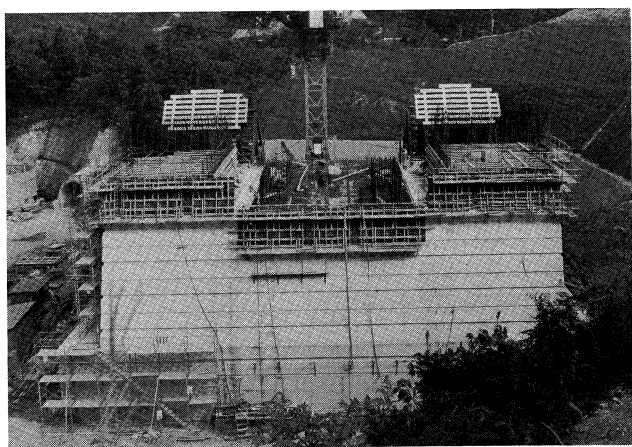
因島大橋開通式

(58年12月)



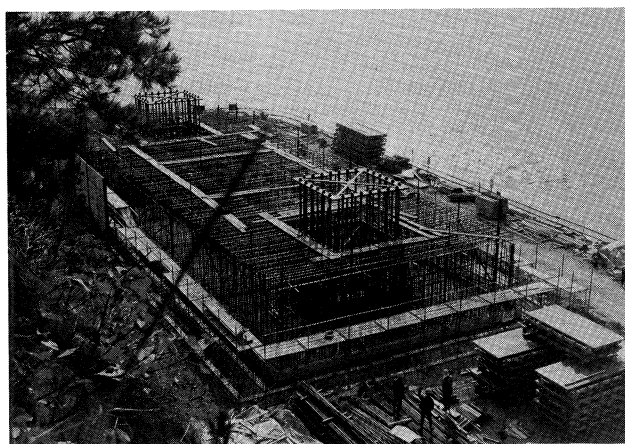
因島大橋全景

(58年11月)



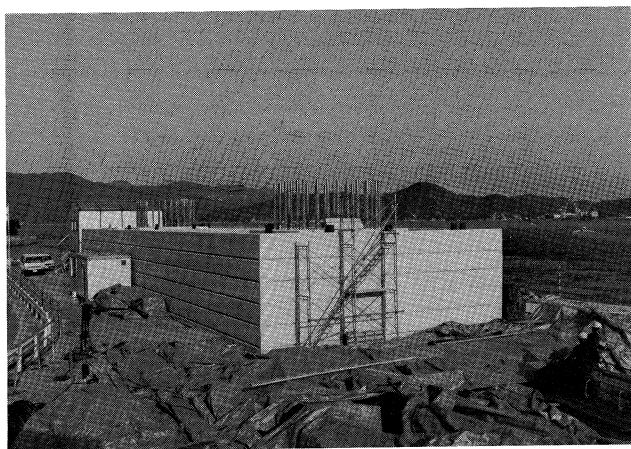
伯方・大島大橋下部工事(4A)

(58年11月)



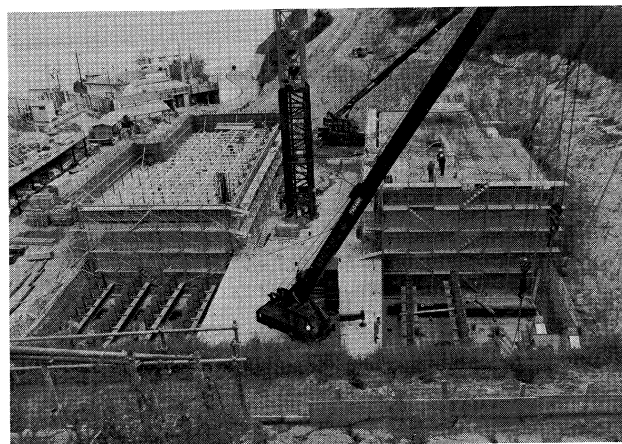
伯方・大島大橋下部工事(5P)

(58年11月)



伯方・大島大橋下部工事(6P)

(58年11月)



伯方・大島大橋下部工事(7P)

(58年11月)

新たな目標

Beyond the Bridge

副総裁 松崎 彬 麿
Yoshimaro Matsuzaki

「丈夫で美しい子供を産み落した感じでうれしいけれど、子育てを思えば、技術者みょうりに浸ってばかりはおれない。」昨年の12月4日、公団創設以来13年余を経て、因島大橋の開通に当り第3建設局長が報道関係者に語った言葉である。

皆さんの忍耐と努力によって、世界に誇りうる美しい橋が誕生したことは大変嬉しいことであるが、この間、直接あるいは間接にかかわりを持たれた方々の中にも、多くの方が既に公団を去られ、或いは故人となっておられる。我々の仕事を持つ性格を今さらながら考えざるを得ない。

これからの数年は、現在工事中の大鳴門橋、児島・坂出ルートならびに伯方・大島大橋の建設に主力を注いでゆく状況が続くであろう。造る事は確かに苦労は多いが、完成という喜びで報いられる。しかし、その後に続く交通管理、施設管理の仕事は、うまくいって当たり前、何かおこればすべてが我々の責任になりかねない。それだけに、地味ではあるが極めて大切な仕事である。

交通管理はお客様へのサービスである。お客によってマナーの良し悪しもあろうし、地域による特性もある。従って、どうしたら気持ちよく利用していただけるかは、多くの経験を積むことによる外はない。利用しやすいように考えて造ったつもりであっても、意外なところに盲点がみつかる事が多い。しかし、その対応は管制システムも含めて、事後に改善することはそれ程困難ではないし、費用も多額なものを要しないのが通例である。従って工夫次第でより良いサービスを提供出来る余地が残されているといえよう。

問題は施設管理である。完成後年月がたつにつれて施設の機能に変化があらわれて来る事は覚悟しなければならない。一般に、目に見えるものは別として、目に見えない箇所の機能の変化は部外の人には伝わりにくいものである。原因はともあれ、その事が経験と高度の技術内容を含むものであることが理由であろう。しかし、我々が造りつつあるものは少なくとも100年は交通施設としての役目を果してもらわなければならないものである。一方、鋼を主体とする構造物であるから海上という環境は非常にきびしいものと考えざるを得ない。また吊橋が主体であるだけに我が国におけるこの種の構造物に対す

る管理経験も日が浅い。本格的吊橋といえる若戸橋が完成後約20年、関門橋が10年の経歴を持つにすぎない。

吊橋に限らず長大橋の先進国は米欧である。米国の吊橋は橋歴100年のブルックリン橋を別とすれば、およそ50年の橋歴を持ち、欧州の吊橋はおよそ30年の橋歴を持っている。これからの我々の仕事として重要な課題である管理体制を確立するためには、長い橋歴を持つ橋の管理の実態、あるいは過去の修理の経緯ならびに現況を詳細に調査することが最も役立つであろうとの考えから、2か年にわたり主として維持管理面に焦点をしばって多くの橋を調査してきた。これからは、これらの資料を活用することにより公団としての維持管理体制のあり方の検討、ならびに維持管理要領の作成などの作業を早急に進めることが肝要であろう。

戦前の我が国の橋は、いわゆる永久橋といえるものは都市ならびにその周辺部が特殊な大河川にかかる国道級の橋に限られていた。昭和20年代の後半からようやく全国的に木橋の永久橋化が進み、今では都市高速のような連続高架橋や海に架ける橋など、建設後の管理環境も多様化してきているし、橋の種類や型式も多種多様である。しかし橋歴は30年に満たない。既に維持管理上の問題が話題に上ってきつつあるが、これからの恐らく大変であろう。

橋を設計・施工するに当り、わずかな配慮が維持管理費の節減につながり、あるいは維持修繕工事の際の利便につながる事が案外多いものである。従来の設計思想は、どちらかといえば橋の交通容量の問題もあって、寿命がくれば架け替えるという考え方であったと思われる。しかし、最近は橋種によって早い時期に修繕あるいは部品の取り替えを必要とする箇所もわかってきつつあるので、こうした箇所は必要に応じて手当てをすることにより橋梁本体はできるだけ長持ちさせるような考え方に変わりつつあるやに聞いている。

今日まで続けてきた我々の調査研究が、保守管理に十分生かされることは間違いないと思うが、今後建設される明石海峡大橋をはじめとする長大橋は勿論のこと、その他の陸上部の小橋梁に至るまで、その成果が設計・施工にも十分反映されることを期待したい。

Design of Reinforced Concrete Pier with Quake Resisting Wall

設計第三課長

Yukitake Shioi

第三工事長

Satoshi kashima

第二工事長代理

Yoshitaka Yoshida

4.1 実験目的

4.2 使用材料

(1) 鉄筋

(2) コンクリート

4.3 載荷装置及び載荷方法

a) PC鋼棒による装置

PC鋼棒にとりつけたひずみゲージによって、PC鋼棒張力を測定し、その値が一定となるように、100t油圧ジャッキを調整した。

b) 定滑車を用いた装置

図-17に示すワイヤリングを行い、ワイヤロープ張力はロードセル（4個）により測定した。張力に変動が生じた場合はチェンブロックにより調整した。

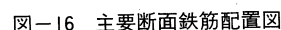
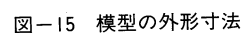


表-3 実構造物と模型の鉄筋比較

項 目	柱		柱	
	縱 筋	橫 筋	縱 筋	橫 筋
實 物	D51	D22	D32	D32
模 型	D10	$\phi 3.2$	D 6	D 6

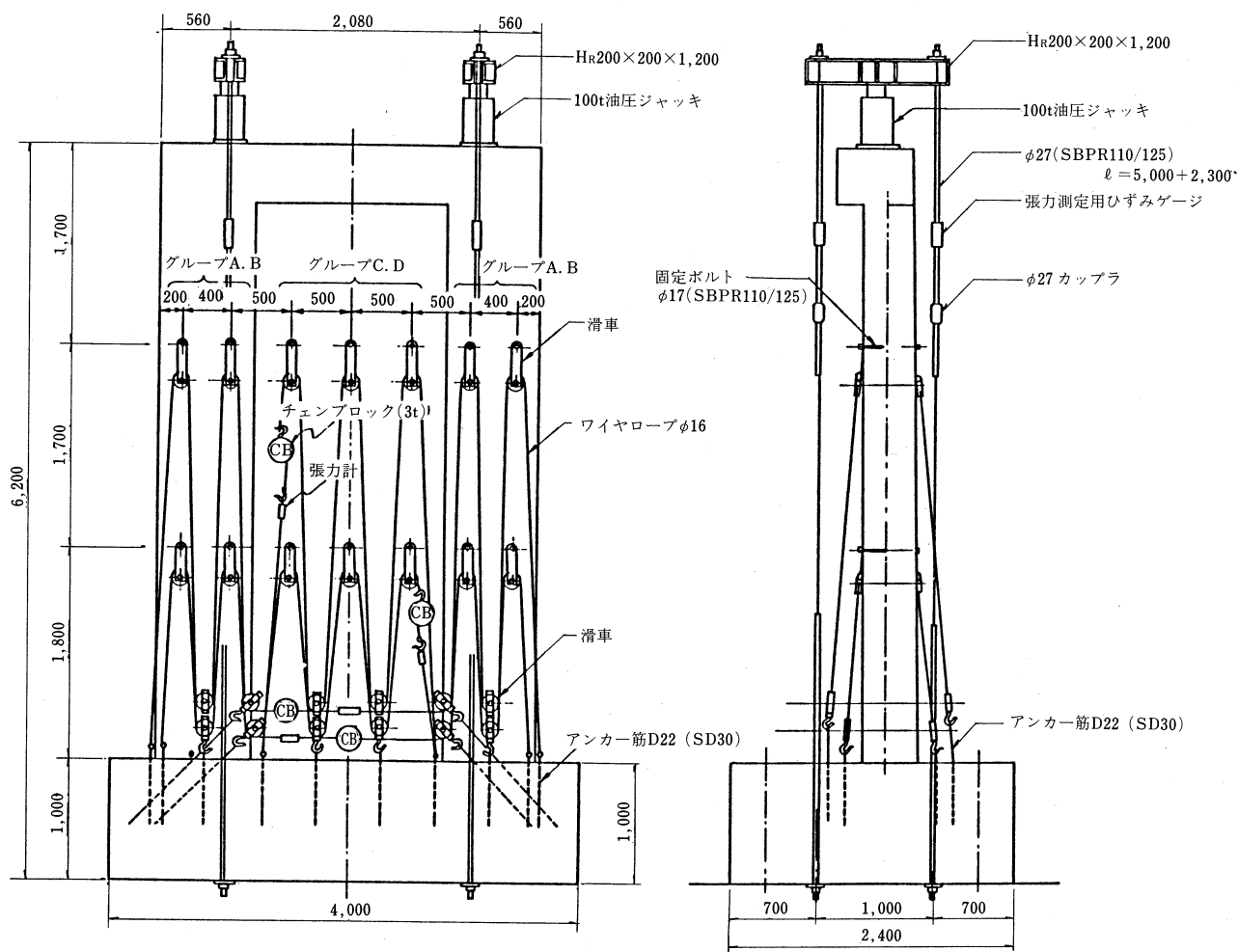


図-17 軸力載荷装置

地震力に相当する橋軸直角方向水平力は、橋脚の周囲に設けた鋼枠組を利用して、センターホールジャッキにより載荷した。ジャッキの容量は100tで、これを左右の柱にそれぞれ3台ずつ作用させた。図-18に鉛直力及び水平力の載荷位置図を示す。

載荷方法は、まず橋軸方向に3サイクル交番載荷を行った。荷重の大きさは $\pm H_L/4$ 、 $\pm H_L/2$ 、 $\pm H_L$ と次第に高めた。ここで H_L とは鉄筋応力度 $\sigma_s = 2,380 \text{ kg/cm}^2$ となる橋軸方向水平力の大きさで、ほぼ設計荷重に相当する。

次いで橋軸直角方向水平力の交番載荷を、 $\pm H$ 、 $\pm 3H$ (H ：設計地震力相当の水平荷重)と行い、一度、荷重を0とした後に $3.5H$ まで載荷した。この最大荷重は装置の容量より決まったものである。図-19に載荷順序図を示す。

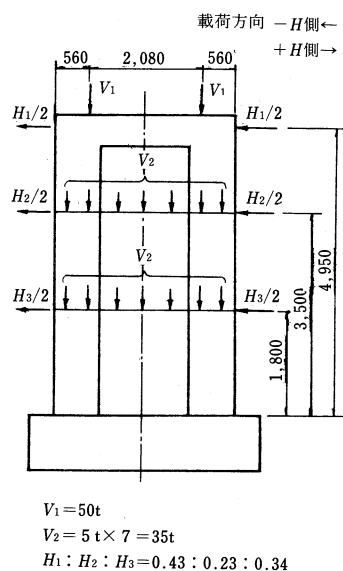


図-18 載荷位置図

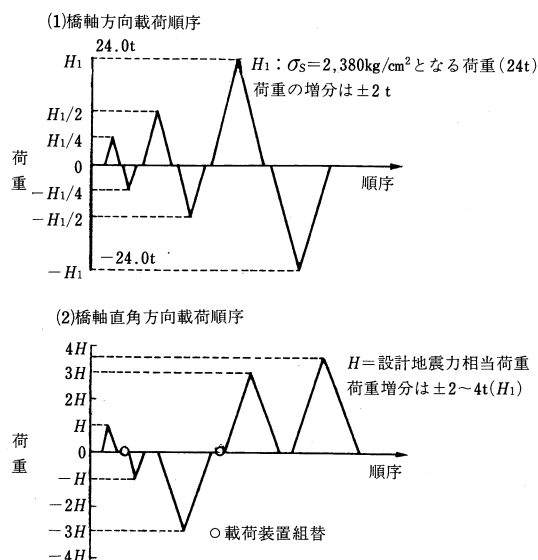


図-19 載荷順序図

4.4 測定

実験に際して、以下の項目について測定を行った。

a) 水平荷重の大きさ (10点)

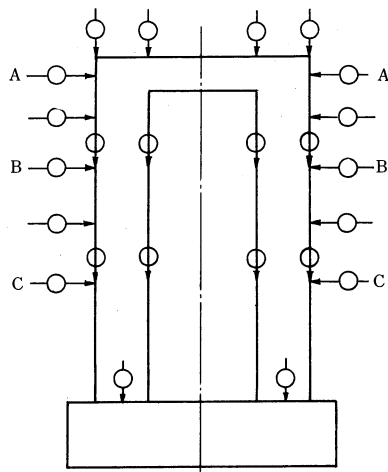


図-20 変位測定箇所

- b) 鉛直荷重の大きさ (12点)
- c) 橋脚の変位 (28点)
- d) コンクリート表面のひずみ (フーチング及び橋脚基部) (24点)
- e) ひびわれ進行状況 (各ステップ毎)

水平荷重についてはロードセル (50t、100t)、P C鋼棒張力はひずみゲージ、ブイ張力は簡易張力計 (3t) を使用した。

変位は、水平変位については摺動型 (200mm、100mm) 及びダイヤルゲージ (50mm)、鉛直変位についてはリング型変位計 (± 25 mm)、橋脚基部の拔出し変位についてはダイヤルゲージ (50mm) を用いた。

表-4 相似率

項 目	実構造物 : 模型
寸 法	1 : 0.1
鉄 筋 比	1 : 1
荷 重	1 : 0.01
応 力	1 : 1
変 位	1 : 1

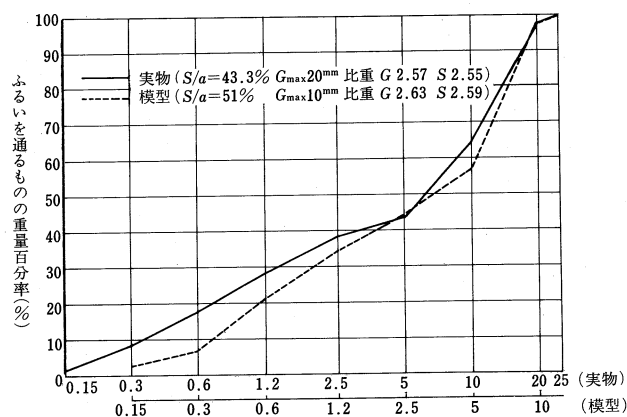


図-21 模型と実構造物の骨材粒度曲線の対応

表-5 実構造物と模型の対応一覧表

項 目	実 物	模 型
寸 法	柱部 8m×7.5m	柱部 80cm×75cm
	壁厚 2m	壁厚 20cm
	橋脚高さ 52m	橋脚高さ 52m
鉄筋配置	柱	模型は実物と同じ段数で配置(ピッチは異なる)
	壁	2 段配置
	梁	模型は実物と同じ段数で配置(ピッチは異なる)
鉄 筋 比	模型と実物は同じ鉄筋比	
鉄筋応力ひずみ特性	模型と実物の鉄筋は同じ降伏点を有する。	
コンクリート	G_{max}	25mm
	σ_{CK}	270kg/cm ²
	E_c	約 300,000kg/cm ²
	粒度分布	図-21
橋軸直角方向の荷重(基部)	鉛 直	28830t(自重含)
	水 平	7372t
	モーメント	296109tm
橋軸方向の荷重(基部)	鉛 直	28830t(自重含)
	水 平	5964t
	モーメント	198478tm
応 力 分 布	模型と実物は同じ応力分布を有する。	

注) 模型では軸力をかけず、引張側鉄筋応力が実物と等しくなるように水平力を梁部 2 点に分割して載荷

ひずみについてはひずみゲージを用いたがひびわれ進行状況は目視によって記録した。

4.5 相似率

本実験における実構造物と模型との相似率は、表-4 のとおりである。表-5 に実構造物と模型の各諸元の対応一覧表を、図-21 に骨材粒度曲線の対応を示す。

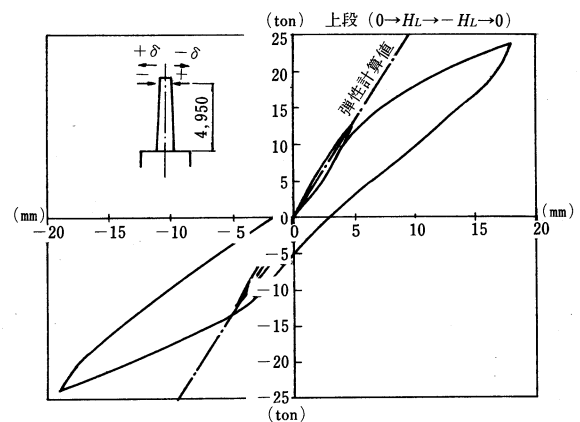
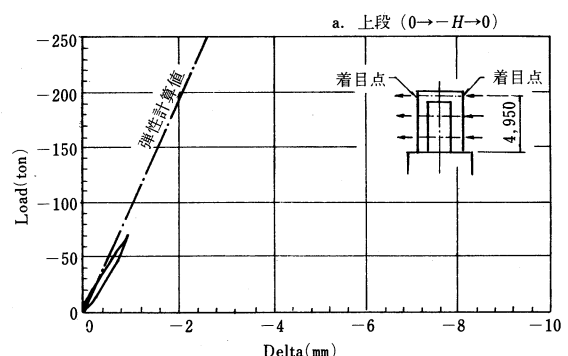


図-22 橋軸方向載荷のP-δ関係



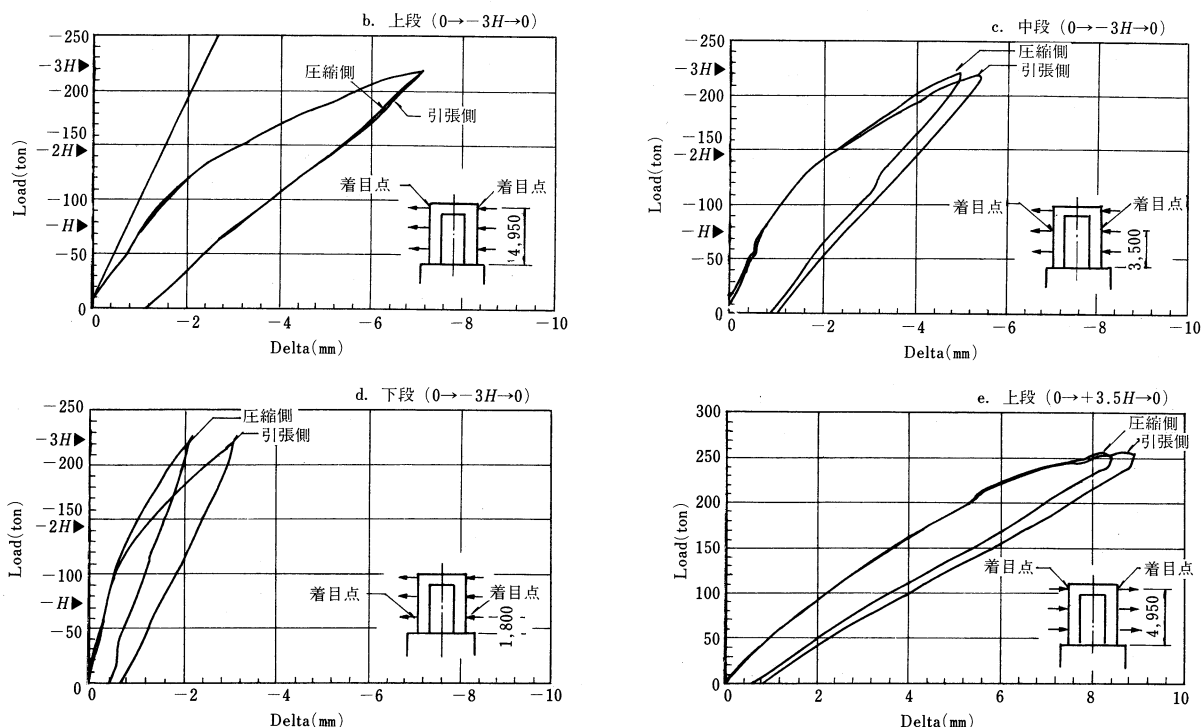


図-23 橋軸直角方向載荷の $P-\delta$ 関係

4.6 実験結果

4.6.1 荷重一変位関係

最初に橋軸方向に交番載荷した結果を図-22に示す。 $\pm H_L/2$ までは弾性計算値と良く合っているが、 $\pm H_L$ まで載荷すると、弾性領域から大きく離れ、ヒステリシスループを描くのがわかる。

図-23には橋軸方向載荷後の橋軸直角方向載荷の結果を示す。 $\pm H$ の載荷々重で弾性計算値との差が認められ、ヒステリシスループが生じている。荷重を大きくするに従い、弾性計算値との差が大きくなり、ヒステリシスループの面積も広くなる。 $H \sim 2H$ の間で $P-\delta$ 曲線の勾配が変化し、圧縮側と引張側で変位量に差が現われている。

この差は必ず引張側の水平変位が大きくなるように生じており、その量は橋脚基部の方が上部より大となっている。

4.6.2 軸力による応力度

鉛直方向荷重のみによる応力度の測定結果を、FEMによる弾性計算結果と併せて示す(図-24)。

一般に、柱からの荷重は基部で等分布に拡散するとされているが、本例のように柱部と壁部の剛性が大きく異なる場合には分担も変わること軸方向応力度分布が示している。

4.6.3 ひびわれ進行状況

図-25、図-26にひびわれ進行状況を示す。橋軸方向載荷後、橋脚の下半分の壁、柱にひびわれが生じている。橋軸直角方向載荷時の最大ひびわれ幅は、 $-3H$ 載荷後 0.15mm 、 $+3.5H$ 載荷後 0.2mm で、いずれも壁部に生じている。

5. 考察と結論

これまで実施してきた弾塑性FEM解析(本四技報 Vol. 1, No. 26)と1/10模型実験を通じて、番ノ州高架のような耐震壁付き橋脚の構造特性について、次のような知見が得られた。

- (1) 2.の静的弾塑性FEM解析の結果より、ひびわれ発生時及び鉄筋降伏時においても、橋脚は急激な崩壊に至らないことがわかった。一方、4.の1/10模型実験によっても $3.5H$ (H : 水平方向設計荷重)までの繰返し載荷に対して橋脚は崩壊することなく、その形状を保持している。この時点で壁部には斜めせん断ひびわれが発生しているが、柱部には生じていない。柱部では初期ひびわれ(橋軸方向荷重による水平ひびわれ)

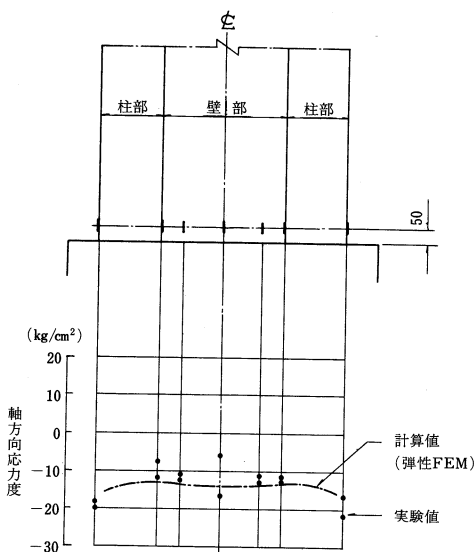


図-24 軸力による応力度

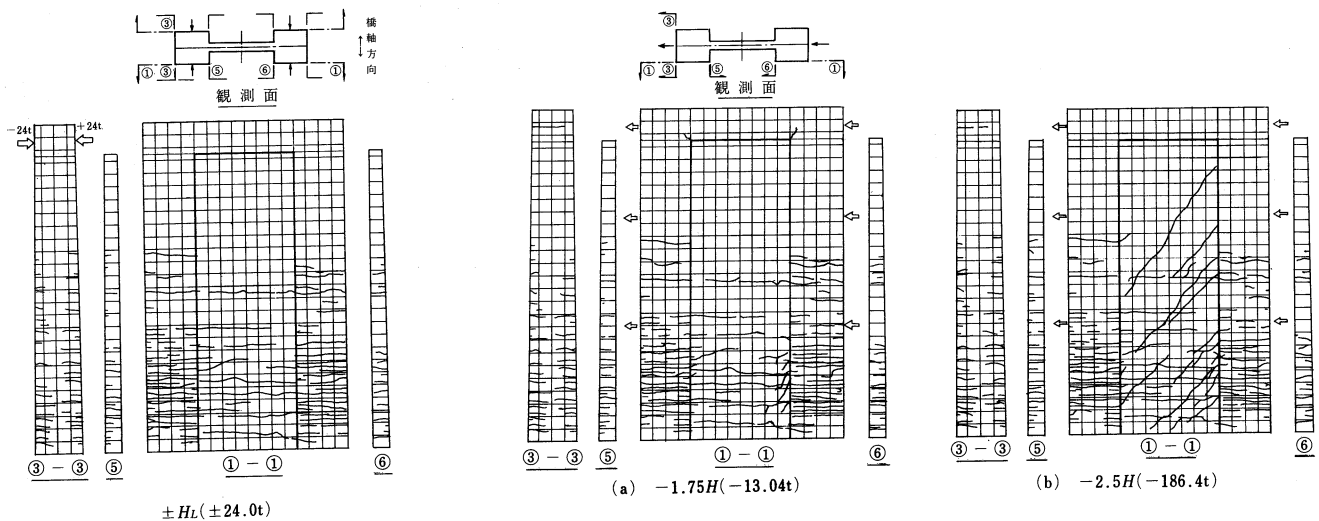


図-25 橋軸方向載荷時のひびわれ状況

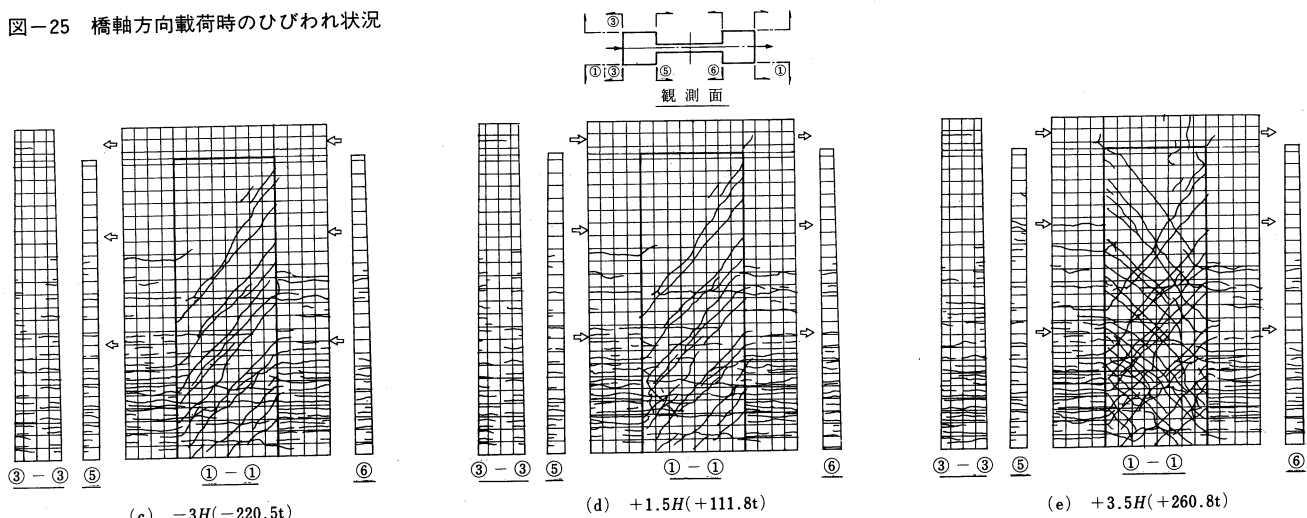


図-26 橋軸直角方向載荷時のひびわれ状況

が引張側で拡大し、圧縮側では閉じる現象があらわれているだけである。

以上より、実際の橋脚の最終耐力は水平方向設計荷重の3.5倍以上と推定され、この構造型式のじん性が極めて高いことが判明した。

- (2) 4.の1/10模型実験での橋軸方向載荷試験において、橋脚天端の変位は鉄筋降伏荷重の約1/2付近から弾性計算による推定値との間に差が生じ、ヒステリシスカーブを描く。そして設計荷重の時点で図-25に示すようなひびわれを生じる。

橋軸直角方向載荷試験においても、橋脚天端の変位は設計荷重 H に達する以前より、弾性計算による値との間に差が生じる。変位量は荷重が大きくなる程、繰返し回数が増加する程、大きくなる傾向を有する。引張側のひびわれは予め生じているので荷重との関係は不明確であるが、壁部のせん断ひびわれは $1.75H$ 付近で発生している。

なお、1つの荷重段階で、同一断面の圧縮側と引張側の水平変位量の相違は、壁のせん断ひずみに対する弾塑性挙動、せん断ひずみの分布に起因するものと考えられる。特にその影響の大きい下段の断面で著しい

差を生じている。

- (3) 橋軸直角方向載荷試験における $P-\delta$ 曲線より橋脚の減衰定数を求めると、設計荷重の段階のヒステリシス曲線から約5%、設計荷重の3倍の段階で約8%となった(表-6参照)。

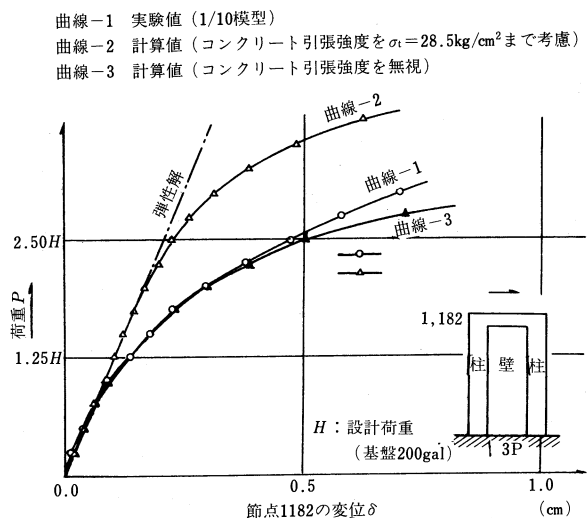
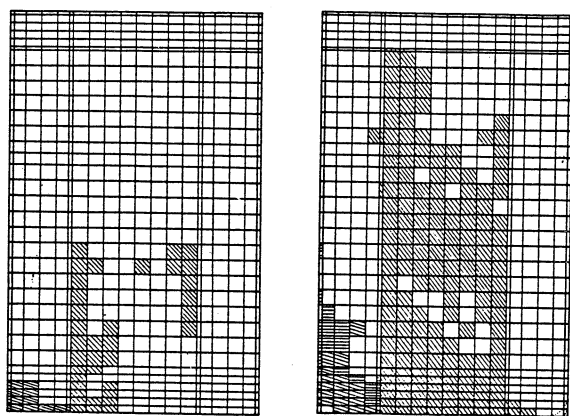


図-27 1/10実験値と弾塑性FEM計算値の比較



(a) 11ステップ(2.75H) (b) 14ステップ(3.5H)
(斜線部：せん断亀裂、水平線部：引張亀裂)

図-28 1/10 模型に対応させた弾塑性FEM解析

ただし、減衰定数の算定に用いた $P-\delta$ 曲線は表-6 にみるとおり、完全な履歴曲線ではなく、原点を始点としているのでやや小さな値となっている。

これらの結果より、動的振動解析に用いた減衰定数 5% は幾分安全側であること、設計荷重以上の外力に対しては減衰定数が大きくなることなどが確認された。

- (4) 地震が発生した場合、この型式の橋脚は橋軸方向の振動が卓越するが、列車の走行性や安全の面からは橋軸直角方向の振動の方が重要である。そのために橋軸直角方向の振動を検討するにあたって、橋軸方向の振動による初期ひびわれの影響も考慮に入れる必要がある。しかし、解析の上でその影響をどのように取り入れるかが問題である。

そこで、1/10 模型実験を忠実にモデル化して実験を再現した新しい弾塑性 FEM 解析を実施した。

その結果からコンクリートの引張強度を考慮したもの(曲線-2)、無視したもの(曲線-3)の $P-\delta$ 曲線を実験値(曲線-1)と対比して示したものが図-27である。

これより、設計荷重までは各曲線はほぼ一致するが、それ以上の荷重に対して実験値とコンクリートの引張強度を考慮したものとは遊離していく。しかし、引張強度を無視したものとは設計荷重の 2.5 倍程度の範囲で一致している。

- (5) 同じくひびわれの進行状態について、コンクリートの引張強度を考慮したモデルで解析した結果の一部を図-28に示す。壁部にひびわれの生じたのは 9 ステップ (2.25H に相当、1 ステップ 50gal) であった。模型実験では 7 ステップ (1.75H) で発生しているので、2 ステップの差がみられる。この差は初期ひびわれの影響を表わすものとみられる。

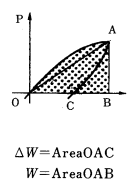
以上の結果より、橋軸方向の初期ひびわれの影響は、弾塑性 FEM モデルにおいてコンクリートの引張強度を無視することによって評価できることがわかった。

- (6) この他、乾燥収縮によって壁部のコンクリートにひびわれの生じた場合の影響は 2. の弾塑性 FEM 解析の結果によれば、図-9 における case 2 に相当する。変位に対しては、全断面のコンクリートの引張強度を考

表-6 減衰定数

	0→-H→0	0→+H→0
h_e	0.048	0.051
	0→-3H→0	0→+3H→0
	圧縮側	引張側
h_e	0.081	0.076
	引張側	圧縮側
	0.081	0.077

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W}$$



慮したケースと無視したケースの中間的挙動を示す。

むしろ柱に対して剛性が著しく低いので、せん断抵抗以外は慣用計算どおりの分担を示さないことに注意を要する。

- (7) 同じく図-9によれば、設計荷重 (200gal) の作用時に変位が弾性解の約 2 倍となる割線勾配 β の値はほぼ 1/6 である。一方、コンクリートの引張強度を無視した場合 (case 3、4) の変位量に対する割線勾配は 1/4.8 と 1/5.2 である。

これらの結果から、変形性能を弾性計算で照査するには耐震壁のせん断剛性を 1/6 程度とする便法が考えられる。これは壁部の厚さを 1/6 にするのに相当する。

6. あとがき

以上の検討を通じて、耐震壁付き鉄筋コンクリート橋脚は、橋軸直角方向の地震力に対して耐荷力、変形性能ともに極めて優れていることが判明した。

なお、その設計手法については、特に耐荷力の照査方法は公式には確立されていないので、合理的な設計を行うためには、今後とも、一層の研究が必要であろう。

最後に、本報告は、土木学会・本州四国連絡橋耐震、地盤に関する調査研究小委員会 (久保委員長) 及び耐震分科会 (栗林主査) の委員の方々の指導、金光前設計第三課長、谷中工務技術課長及び樋口第七工事長代理らの公同関係者、弾塑性 FEM を担当された鹿島建設電算センターの方々、模型実験を担当された鹿島建設技術研究所の方々の協力に負うところが大きい。ここに紙面を借りて厚く御礼申し上げたい。

参考文献

- 土木学会・本州四国連絡橋耐震、地盤に関する調査研究小委員会：本州四国連絡橋の耐震、地盤に関する調査研究報告書 (耐震編) 昭和 57 年 3 月
- 同上 昭和 58 年 3 月
- 本州四国連絡橋公団、鹿島建設株式会社：番ノ州高架橋橋脚の R C 弾塑性 FEM 解析報告書 昭和 56 年 3 月
- 本州四国連絡橋公団、鹿島建設技術研究所：本州四国連絡橋番の州高架橋下部工事 3 P 橋脚柱壁構造の模型破壊実験報告書 昭和 57 年 3 月
- 金光、塩井、神、吉田：水平力を受ける耐震壁付き鉄筋コンクリート橋脚のフーチング応力分布について、第 36 回建設省技術研究会講演概要
- 樋口、加島、太田、大型 I 断面橋脚の設計法に関する実験的検討、第 37 回土木学会年次学術講演会概要集 昭和 57 年 10 月

門崎高架橋上部工の架設（架設編）

Erection of Tozaki Viaduct (Erection)

児島工事事務所 第八工事長

宮下 力
Chikara Miyashita

児島工事事務所 第六工事長付

大橋 治一
Harukazu Ohashi

鳴門工事事務所 第二工事長付

真辺 保仁
Yasuhito Manabe

5. 架設の報告

表-1は、架設準備、積込、架設の実施工程を示す。積込、架設は同じFC、DBと複数回使用するため、1工程の遅延が全工程に影響をおよぼす。現地架設条件として好ましい北風の吹く場合には、往々にして輸送が困難となり現地到着が遅れたり、逆に気圧の谷通過に伴う南東風への転向によって現地にうねりが発生して架設が延期することが多かった。最終的には、目標とした昭和58年1月中旬に全架設を完了した。

5.1 積込み

7つの大ブロックは6箇所の岩壁でDBに積込まれた。G2、G3桁が1,300t吊FCを用いて積込んだ以外は、架設に使用するFCを用いた。

積込み時には、橋体の変形、FCおよびDBの吃水管理、荷重管理、動揺計測を行った。特に、G1、G7桁は、FCの吊能力限界近い状態での架設であり、現地の浅瀬、障害物を回避しての施工となるためFCの操船が極めて特殊な架設となる。そのため、現地での架設状態をあらかじめ再現し、施工性を確認するために積込み時に試験吊を実施した。写真-4は、G7桁の積込み状況を示している。

積込み完了後、ラッシングワイヤーおよびストッパーの取付を行い、最終的にサーベヤー検査を受け、翌朝の出港に備えた。

5.2 曳航

桁塔載のDB船団とFC船団は独立に架設現場まで曳航した。狭水道通過の際は、蛇行防止のために側方に一隻曳船をつけると共に、通過時間帯の限定、警戒船を二隻配備することにより一般船舶への航行安全に留意した。

写真-5は、G4桁の曳航状況を示す。

5.3 架設

架設順序は下部工の進捗状況に合わせて図-3に示すように実施した。

写真-4

G7桁積込み
状況（試験を
兼ねる）

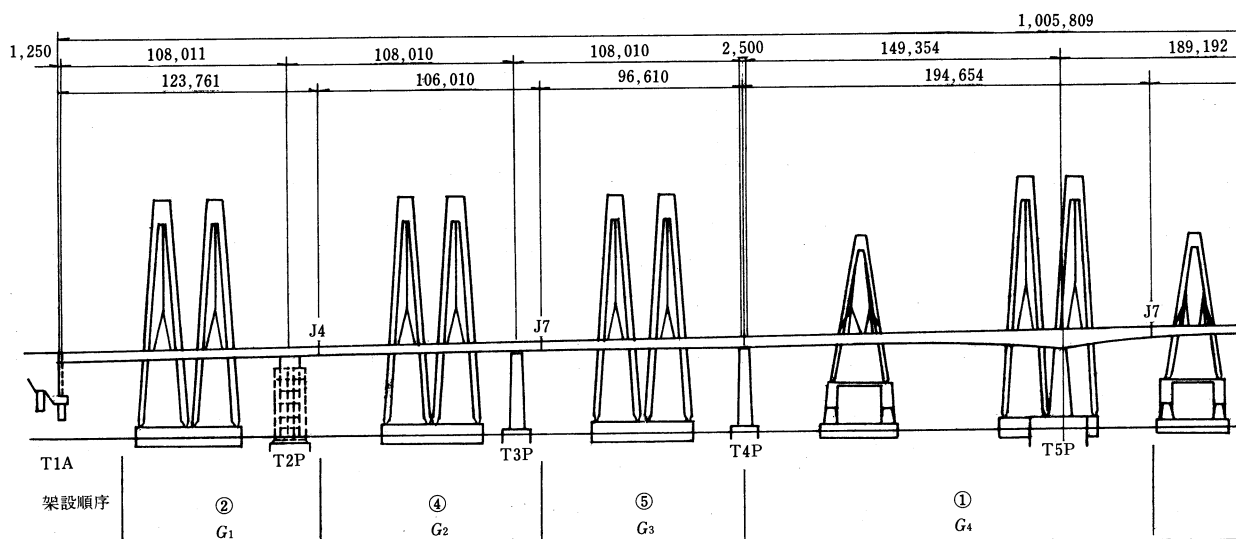
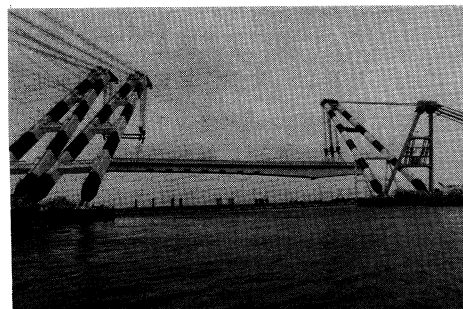


図-3 架設概要

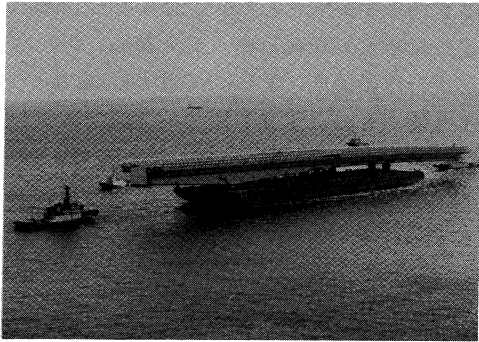


写真-5
G4桁曳航状況

5.3.1 3径間架設

(1) 架 設

架設は、3,000t吊FCによってG1桁からG3桁へと一方向に添接しながら延びていく方法をとった。

G1桁架設では潮位による水平変動および吃水を管理した。捲上げ時と捲下げ時には荷重計の読みは±6%変

動する。これらの読みとDBの吃水変化からの推定値、設計値とは約3%のばらつき内に収まった。

(2) 横引き

G1桁は、FCの前面進入限界から、一旦軌道桁上に仮置した後、正規の位置まで約18mを横引きした。横引きはVSLストランド工法を採用した。φ12.7mmのストランド19本を250tセンタホールジャッキに取付くグリッパに定着させて引張りと惜しみをとりながら、平行に軌道桁上をスライドさせた。操作はジャッキストローク盛替えを除き遠隔自動操作で、移動量検出による左右移動バランスコントロールが可能である。図-4は横引き施工要領を示している。

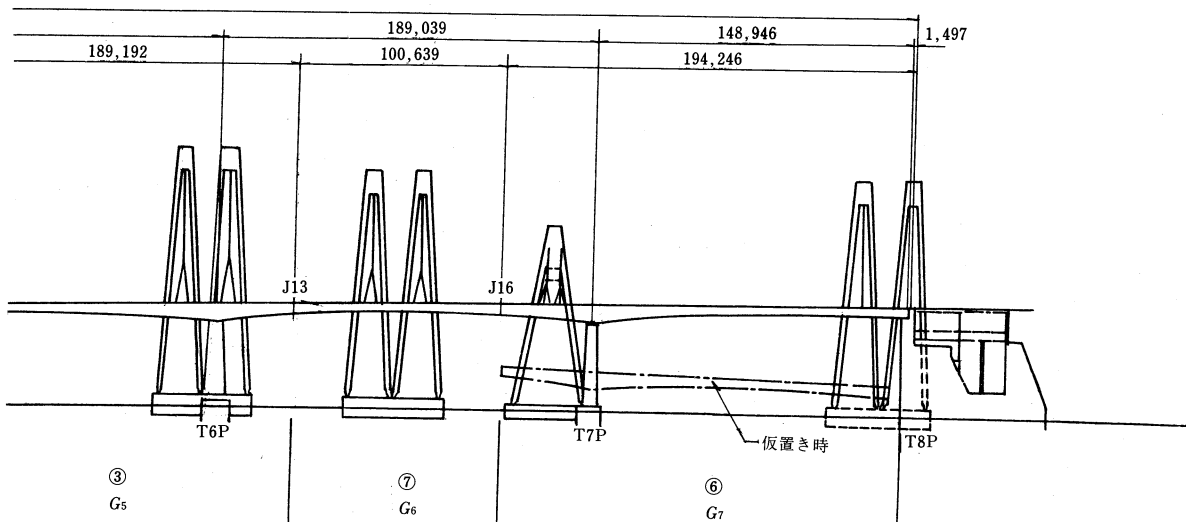
横引きは、表-2に示すように昭和57年12月10日に開始し、12月11日(所要時間5時間47分)に完了した。

横引き中の桁の蛇行は、T1A側に1.2%の縦断勾配が

表-1 架 設 工 程

注) 積込 △曳航待機 ○架設 ◎仮置架設

年 月 日	1982						1983	
	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	①	②
作業項目	15	15	15	15	15	15	15	15
T2P ベント・軌道桁 (487t)		準備	組立			解体		
T1A ベント・軌道桁 (80t)				準備	組立	横引き、解体		
T8A での載荷試験					載荷試験			
G1 桁 架 設					11/27	12/8		
G2 "					12/5	12/21		
G3 "					12/4		1/6	
G4 "				10/28	11/3			
G5 "						12/14	12/20	
G6 "							1/25	1/30
G7 "							1/13	1/15
							曳航	1/16



つけられているが、滑り支承が水平面で受けるので理論的には発生しない。しかしながら、施工開始第1ストロークでT1A側に横滑りを始め、第4ストロークでT1Aバラペットとガイドとの遊間が無くなった。そのためバラペットとガイドとの間にブリキ板を当て、それをガイドにして横引きを続行した。

横引き時の摩擦係数を表-3に示した。横引き時には、SE~SSEの風5~10m/sが吹き、アップリフト、押風として作用した。これらを考慮すると動摩擦係数はT1A側で0.043、T2P側で0.048となる。

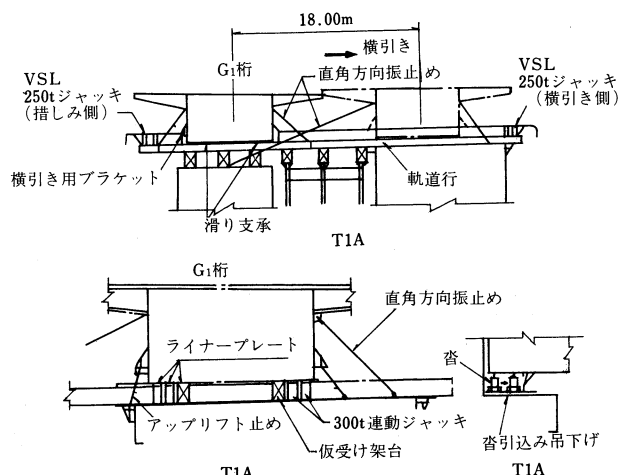


図-4 横引き要領 (G1桁)

施工は、T2P側が始終先行したが、途中2度15mmの片引き調整によりほとんど10mm以内(最大20mm)の左右差で行なった。平行移動速度は3.1m/h(最大4.5m/h)で、設置誤差はT1A側で0mm、T2P側で-2mmであった。

横引き完了後、各支承を300t連動ジャッキ2基でジャッキアップし、滑り支承、軌道桁を撤去し、所定位置に設置した支承上に桁降下を行いセットした(写真-6参照)。

表-3 横引き時の摩擦係数

	T1A	T2P	備 考
起 動 時	0.067	0.088	—
移 動 時	0.028	0.044	惜しみの抵抗考慮
	0.043	0.048	風の影響考慮 T1A: $V=7\%$ T2P: $V=5\%$

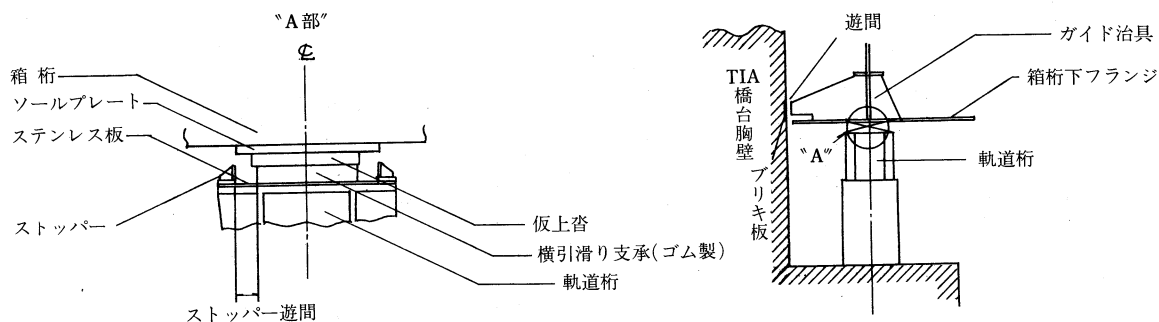
(3) モーメント連結

G2、G3桁のジョイントはモーメント連結を行った。

G2桁架設は、架設を既に完了しているG4桁との間に十分な遊間があるため、ジョイント部から横方向に離れた位置でほぼ所定の高さに位置決めした。この状態から徐々にジョイント方向へ横移動を行い、モーメント連結のための桁勾配調整を行った。吊桁と既設桁との間に振れ止めワイヤーをセットし仕口の引寄せ、動揺の吸

表-2 横引き計測

盛替回数	月日 時分	移動距離		引きジャッキ荷重		惜しみジャッキ荷重		滑り桁高さ		ストッパー遊間		T1A ガイド遊間		備 考
		T1A	T2P	T1A	T2P	T1A	T2P	T1A	T2P	T1A	T2P	海 側	陸 側	
1	12/10 13:30	-45	3	34	57	0	0	195	200	310	360	48	45	ベントにあずけられた位置
3	13:51	100	105	19	0	9.5	0	195	200	338	387	6	7	T1A側50mm片引橋軸線修正
4	13:56	250	253			9.5	9.5	195	202	345	396	0	0	T1A側橋台にあたる
50	16:07	6,945	6,944	19	38	4.7	9.5	194	200	347	399	0	6	T1A側15mm片引により修正
51	12/11 9:05	7,090	7,099	19	38	4.7	8.6	194	201	351	401	0	6	
118	13:11	16,973	16,974	19	0	4.7	0	196	205	351	390	0	0	T1A側15mm片引により修正
128	13:20	18,000	17,998	19	38	4.7	9.5	196	205	354	391	0	0	



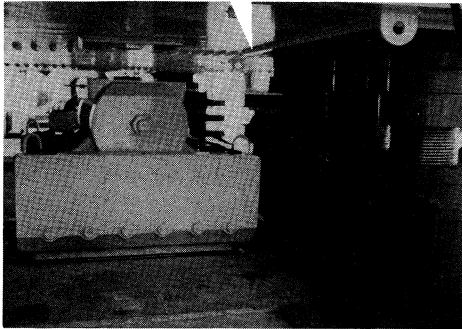


写真-6
G1桁降下

収を行い、桁降下しセッティングビームを受台にあずけた(写真-7参照)。この段階で振れ止めワイヤーを緊張し、デッキ面上の閉合金具のボルト添接作業を行った。引き続き、桁内に入り、下フランジ開口部の閉合のために、ロッキングピンの取付を行い、本添接作業を行った。

セッティングビームの荷重は、 $50t \pm 50t$ で管理し、潮位、動揺による負荷変動を管理し、スリングワイヤーの捲下げを行った。

ボルト添接は5～6人/組を3組で行い、2時間18分で1,800本の締付け作業を行った。図-5には添接順序を示した。

5.3.2 4径間架設

(1) 架設

4径間の架設は、3ブロックがFC2隻による相吊であ

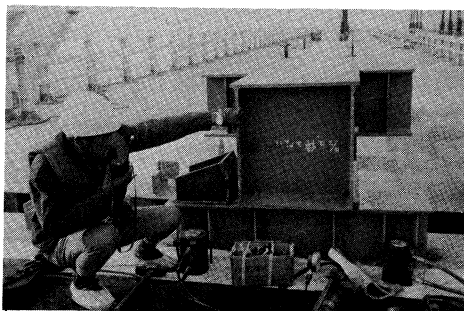
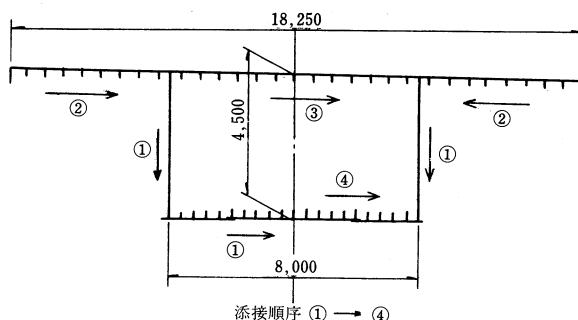


写真-7
G2桁架設用セッティングビーム
(セッティングビームはG3桁架設に転用)



順序	名称	HTB本数
①	腹板、下フランジ	1,040
②	縦桁、デッキ仮締材	236
③	デッキ仮締材(内)	156
④	縦リブ	380
合 計		1,812

図-5 ボルト添接順序 (G2桁)

る。表-4はG5桁架設のタイムスケジュールを示す。係留、台付け作業は架設前日に行った。

地切り時は、FCの捲上げに伴う桁の変形、DBの浮上および捲上げ誤差により吊荷重、DB架台反力のバランスを保つことが重要となる。荷重は、30%、50%、80%、100%で設計値との比較を行った(表-5参照)。また、DBの架台位置で、浮上りをチェックした。

DB離脱のために十分なクリアランスができた時、FC前面の係留ワイヤーを弛めて、その代わりにFC前面にシンカーを沈めDB離脱を待った。DB離脱後、捲上げ、横移動あるいは前進を行った。

2隻吊の場合、FC相互の移動量、揚程の差による荷重バランスをくずさないようにテープによって計測を行い調整を行った。

桁がほぼ所定位置に到達した時、ペDESTALフレームと桁下フランジに振れ止めワイヤーを取付け、ペDESTALフレーム上のガイド内へ引込み支承をセットした。支承位置の微調整は、約20%Unloadで各支承30tジャッキ8基によって惜しみを同時にとりながら行った。その後、仮固定を行った。

G7桁の架設は、水深上の理由から大潮・満潮時(水深5.6m以上が3時間以上継続する)に設定した。仮置作業は架設前日に行い、仮固定を行った。架設時の障害は、図-6に示す暗礁、アンカレイジ、門崎半島の松の木でそれらを回避するためにFCは同図に示すような複雑な移動を行う必要があった。左側の3,000t吊FCは橋軸法線に9.5°シフトさせ、両FCはハの字形で架設を行った。また、

表-4 架設(G5桁)タイムスケジュール 1982年12月20日

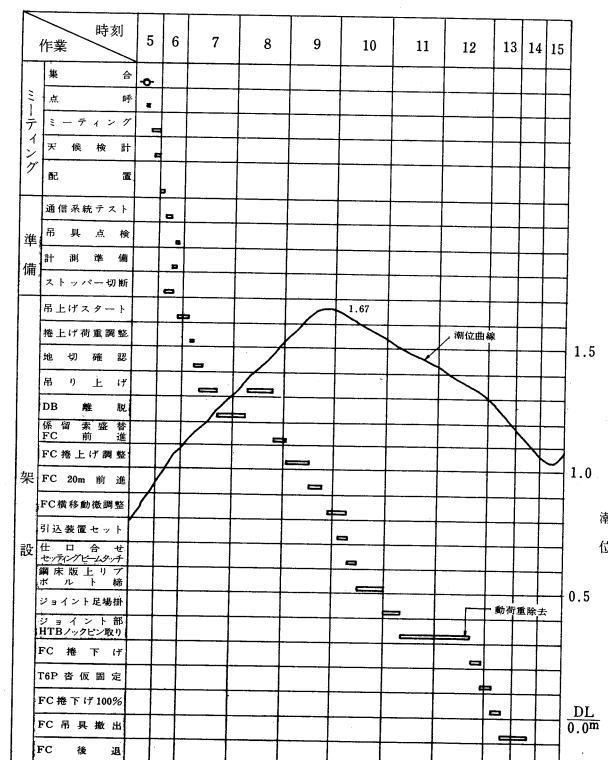
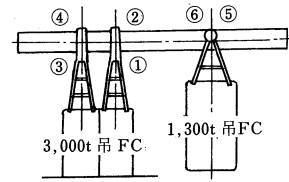


表-5 吊荷重表 (G5桁)



注) ①～⑥ フック位置を示す。

	負荷率 (%)		3,000t 吊 FC (ジブ角56°)						1,300t 吊 FC (ジブ角63°)		
	3,000t 吊 FC	1,300t 吊 FC	①	②	③	④	合計		⑤	⑥	合計
捲上	50	50	150 155	190 191	150 155	200 191	690 692		230 225	230 225	460 450
	100	100	350 311	370 382	350 311	370 382	1,440 1,386		490 449	490 449	980 898
捲下	100	100	410 350	420 431	380 350	430 431	1,640 1,562		520 506	520 506	1,040 1,012
	102	90	310 362	430 434	360 362	410 434	1,510 1,592		440 456	440 456	880 912
	80	80	270 280	360 345	290 280	360 345	1,280 1,250		410 405	410 405	820 810
下	50	50	170 175	220 216	180 175	220 216	790 782		250 253	250 253	500 506
	30	30	100 105	130 129	110 105	130 129	470 468		150 152	150 152	300 304

* 上段は計測値、下段は基準荷重 * 捲上荷重=実荷重×0.94、捲下荷重=実荷重×1.06

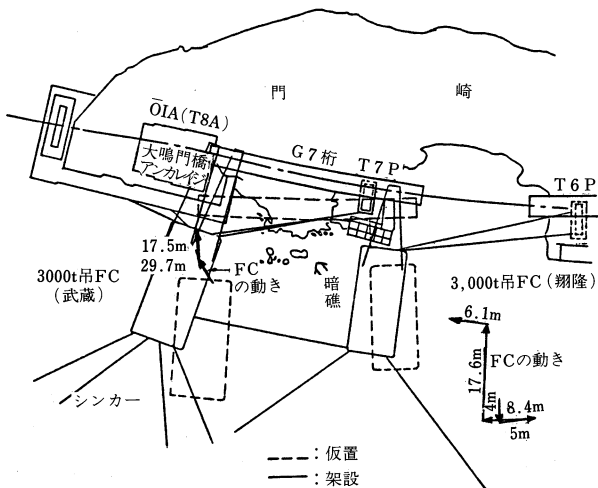


図-6 G7桁 仮置・架設状況

捲下げ時のアウトリーチ確保のために左側のジブを3.5°多く傾した。

(2) ヒンジ連結

G5、G6桁の連結はヒンジ連結法によって行った。G5の連結は、セッティングビーム (写真-8 参照) に約125tの反力をあずけた状態で約70%のボルト添接を行った。本連結にはロッキングピンは用いなかった。連結時の桁のデッキプレートと下フランジの温度差により仕口が下向きになったり、仕口調整のために水タンクと45tトラッククレーンの使用を考えた。G5桁架設時は、トラッククレーンをG4桁中央寄りに移動させた。ジョイント時のT6P支承上越し量は150cmであった。

G6桁の落込み架設は、G7桁をセットバックしてクリアランスを200mm有する状態で行った。添接作業完了後、



写真-8
G5桁架設用セッティングビーム (セッティングビームはG6桁架設に転用)

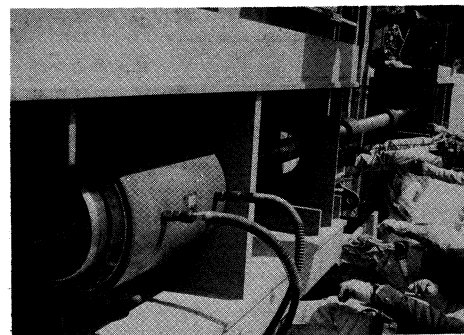


写真-9
デッキ閉合

J16側を降下し完全にJ16側セッティングビームに反力をとらせた。J16添接は、全ての製作・架設の累積誤差、温度の影響によって仕口が合いにくいため、翌朝、温度が一定した時間帯を選んで行った。G7桁の縦引きは、1支承当り4基の100tジャッキ (押し、惜しみ2基づつ) によって行い、デッキ面上の300tセンターホールジャッキ2基によってデッキ閉合を行い、添接作業を行った。(写真-9 参照)。

5.4 FCの動揺

FCによる大ブロック架設の可否は大きく3段階に分け

られる。

第1は、FCの台付けワイヤーの取付作業が可能であるかどうかである。この時点ではDBの動揺とFCの動揺の連成によって予想以上の上下動を生じ、平衡滑車のピン挿入が困難となることがある。

第2は、一括架設・設置時あるいはセッティングビーム接地が可能であるかどうかである。位置決めのための振れ止めワイヤーの取付け、仕口引込み、あるいはセッティングビームをその受台に接地する暇間は細心の注意を払う必要がある。動揺が最小でベストな位置に吊桁が到達した時に最大能力で桁降下を行うことになる。

第3は、本橋の添接作業を行うためにFCが2～3時間に渡り保持できるかどうかである。吊桁を保持した状態で海象・気象が変化してもジョイント部の仕口が合っていることが本架設の必須条件である。

ここでは、架設前に実施した動揺の予測解析と、現場計測について述べる。

5.4.1 動揺解析

本架設に用いたFC、DBの固有周期を求めた結果を表-6に示す。

3,000t吊FCがG 2桁を吊り現地係留された状態で波浪を受けた時の動揺を次の条件で求めた。

- ① 吊桁は吊点位置で仮想的に剛結し、重心、慣性モーメントを求めた。
- ② 12本の係留ワイヤーは等価な線形バネに置換した。
- ③ 流体力（付加質量、減衰力、波強制力）はポテンシャル理論に定式化される境界値問題を三次元特異点分布法によって求めた。減衰力は造波減衰のみ考慮した（ただし、Rollingについては共振点付近で造渦減衰を考慮した）。

表-6 FC, DBの固有周期

振動	1300t吊FC	3000t吊FC (油圧式)	15000t DB	16000t DB
Heaving	11.5	11.0	9.9	10.4
Pitching	9.6	11.7	9.6	9.1
Rolling	8.8	14.3	6.4	6.2

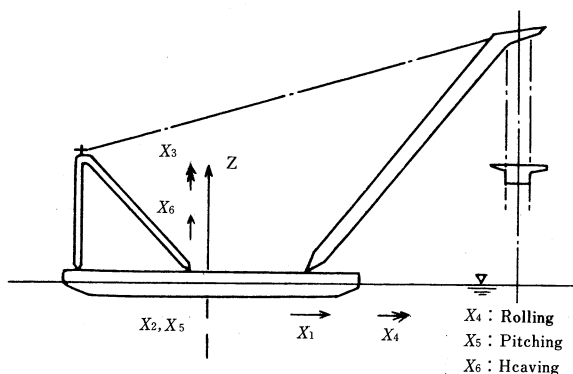


図-7 FCの運動量

④ 水深は等水深とし、FC中心での値とした。

⑤ 波は波高10cmの正弦波とした。

運動方程式は次式で与えられ、各運動量を図-7に示す。

$$[M_b + \mu]\{\ddot{x}\} + [\lambda]\{\dot{x}\} + [K + S]\{x\} = \{F\} \cdot e^{i\omega t}$$

ここに、

- $[M_b]$: 浮体の質量および慣性モーメント、
- $[\mu]$: 付加質量および付加慣性モーメント、
- $[\lambda]$: 減衰力係数、
- $[K]$: 静水圧復元力係数、
- $[S]$: 係留ワイヤーによる復元力係数、
- $\{x\}$: 動揺変位、
- $\{F\} \cdot e^{i\omega t}$: 波強制力、
- ω : 波の周波数。

解析では、波の入射角(θ)および周期 T を変化させ、Heaving(X_3)、Pitching(X_5)、Rolling(X_4)を求めた。

図-8～図-11に示すように、波の周期が6秒以下ではほとんど応答を示さないが、7～8秒以上の長周期波(うねり)に対しては急速に応答が増加している。また、Heaving、Rollingは波の入射が横方向になると応答が大きくなった。

5.4.2 動揺計測

G 1～G 3桁架設時には、FCのHeaving、Pitching、

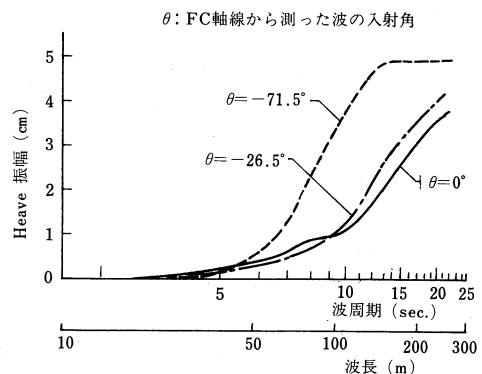


図-8 動揺計算結果 (Heave)

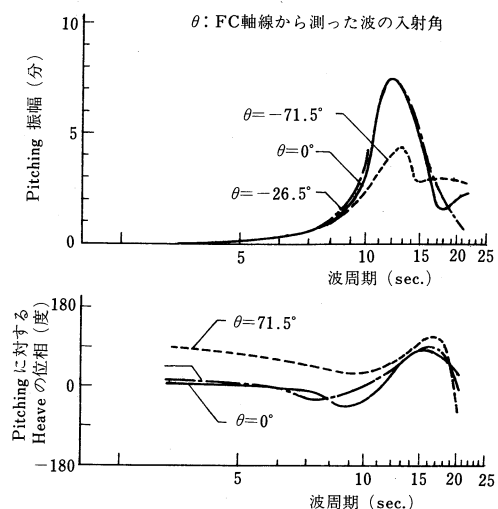


図-9 動揺計算結果 (Pitching)

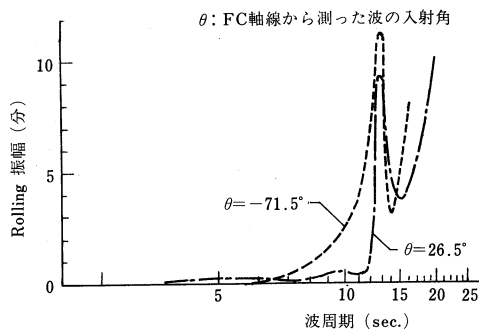


図-10 動揺計算結果 (Rolling)

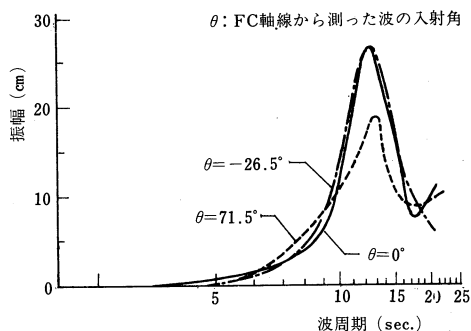


図-11 FCブーム先端での動揺計算値

Rollingの計測を行うために、FC上に傾斜計2台とレーザー式変位計受感部（レーザー発振器は降し）を設置した。記録はデータレコーダーに集録した。

図-12はG2桁架設時のFCの動揺と吊桁の動揺(推定)の時刻歴を示す。また、HTB添接中の動揺波形を抽出したものが図-12である。これらの結果から次のことが言える。

① 一隻吊りの場合は、回転運動としてはPitchingに比べてRollingが卓越した。

② モーメント連結時にはPitchingは小さくなる傾向にあり、吊桁の添接に伴う拘束の影響と思われる。

③ 吊桁を保持した状態では、PitchingとHeavingは同位相であるが、Unloadingに伴い位相が180°ずれるようになった。

④ 応答の周期は、各モードとも平均して約10秒であり、最大波周期に一致した。

⑤ 実測された最大波高 $H_{max}=28\text{cm}$ と周期 $T=10\text{sec}$ の場合の計算値は、実測値に比べてHeavingで1/2、Pitchingで1/2.6、Rollingで1/1.3であった。

⑥ ロッキングピンはルースな状態で挿入され、その動揺吸収効果について結論づけることは難しいが、その取付後、下フランジの隙間の開閉が極度に小さくなった。

⑦ ウェブ添接がほぼ完了した時点でも、下フランジ隙間は1～2mmの振幅で開閉していた。これはウェブ添接部に付加曲げモーメントを生じたことであるが、部材設計上、十分な余裕を有している。

5.4.3 吊形態と動揺

本橋の架設は、3,000t吊FCによる単吊、1,300t吊FC

と3,000t吊FCによる相吊、3,000t吊FC2隻による相吊の3種類の吊形態を用いた。

吊形態と動揺については各架設毎に気象・海象が異なるためその影響を受けると考えられるが、ほぼ次のことが言えよう。

① G4桁架設は1,300t吊FCが吊能力限度一杯であった。1,300t吊FC側の桁端では水平方向片振幅30cm、上下方向片振幅20cmの回転運動で、3,000t吊FC側の動揺は少なかった。

② G5桁架設時はG4桁より動揺が少なかったが、振れ止めワイヤーによる桁の位置決めは両FCの拘束のため単吊に比べて困難であった。

③ G7桁架設は吊形式が特殊で吊能力もアウトリーチの確保のため限界に近いが、動揺は最も少なかった。

④ FCの動揺は、移動時の係留ワイヤーのウィンチ操作によっても発生する。

⑤ 相吊の場合は、捲上げ、捲下げ時の差違による荷重バランスのくずれからも誘起されるため特に慎重な管理が必要である。

5.5 現場溶接

(1) 鋼床版

デッキプレート上のデッキ閉合金具を撤去後、開先形

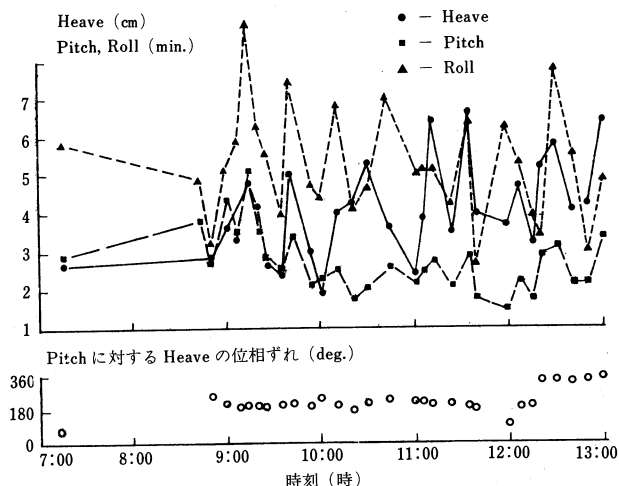


図-12 3,000t吊FCの動揺計測の結果

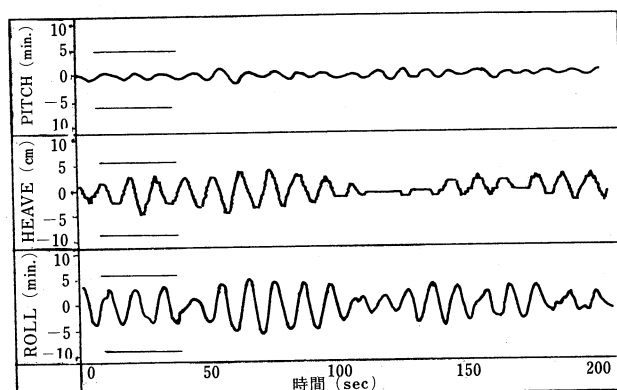


図-13 動揺計測波形 (G2桁)

1982.12.21、10:30

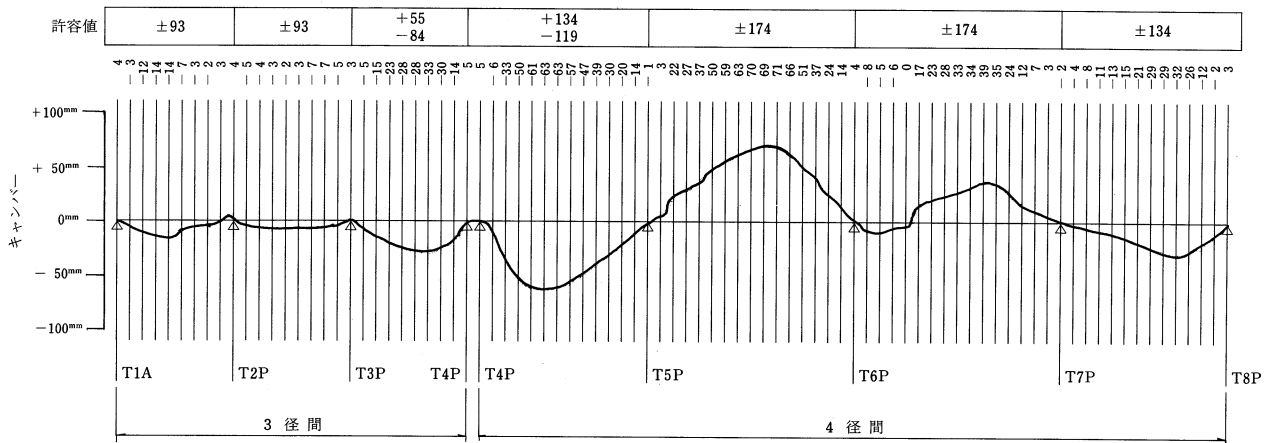


図-14 架設後カンバー計測値（舗装前）

注）数値は海測ウェブの値を示す。

状、ルートギャップ、目違いを計測した。（表-7 参照）。目違いの大きな箇所は、加熱バーナあるいはストロングバックと鉄矢によって矯正した。

デッキプレートの突合せ溶接は裏当材付片面サブマージアーク自動溶接で行った。溶接は横断の低い方から高い方に走行した。溶接による縮み代は約2mmであった。溶接後、全線にわたって放射線検査を行い、要求品質である2級以上であることを確認した。

Uリブの突合せ溶接は6mmの裏当金を用いた被覆アーク溶接によって行った。溶接は上向き姿勢により行い、ウェブとの狭あい部は施工条件を施工試験に合致した状態で行うことに努めた。溶接後は念入りにビード外観検査を行い、ビード始端、終端等はグラインダー仕上げを行い浸透探傷検査を行った。

(2) 支承

下査あるいは底版の材質はSCMn2AあるいはSCW49で、ペデスタルフレームとの溶接部の開先はJ形状とした。溶接はCO₂半自動溶接あるいは被覆アーク溶接で行った。溶接は2名が同時に平行に実施した。溶接部はビ

ード外観検査および浸透探傷検査を行った。

5.6 精度

図-14は舗装前のカンバー計測結果である。架設後のカンバーの許容値は、道路公団管理規準を除き、示方書等に明記されていないため、供用上からの許容値を道路構造令等によって求めた。

5.7 その他

耐風安定材であるダブルフラップは4径間部は大ブロック架設に支障のない範囲で取付けた。3径間部は、パネル状態を現地で組立・架設を行った。

11台の検査車はウィンチにより架設した。

舗床版舗装は、基層35mmのグースアスファルト、表層は30mmの改質アスファルトを施工した。

6. あとがき

本橋の架設は、例年になく南風が吹く温暖な日が続く異常気象のため、現場にはうねりが発生し何度も架設を断念した。その都度、工事関係者は静水にも近い海を眺め、また、クレーン船の待避する姿を見送った。度重なる打合せを行い、工法の改善を図ったが、うねりに対しては最終的には消滅するのをただ待つのみであった。

最後に、3か月という短期間に1kmの長大橋梁の架設を無事完成することができたのは、3年間に渡る計画・設計・製作・架設に携わった技術者全員の熱意によるものであることを記す。本橋が今後、同種の大ブロック架設を計画するための参考になれば幸である。

表-7 鋼床版の開先状況

目 違 い	ルートギャップ									
	3 径 間					4 径 間				
	J4	J8	J7	J13	J16	J4	J8	J7	J13	J16
海側	-1.3	-0	5.0	3.5	2.0	-5.7	-6.0	-5.5	1.8	6.2
	-	-	1.2	0.2	0.0	-	-	-	4.0	5.7
	-	-	3.0	5.4	3.5	-6.0	-6.0	-5.0	-5.5	-5.6
	-	-	0.5	1.8	0.3	-	-	-	-	-
	-0.5	-1.3	10.0	0.0	0.0	-5.9	-6.0	-5.2	4.8	5.5
	-	-	1.1	0.3	1.5	-	-	-	5.8	5.5
	-2.0	-0.5	5.0	2.7	1.0	-5.9	-6.0	-5.2	-5.0	-5.6
	-	-	0.5	1.0	0.0	-	-	-	-	-
	-1.0	-1.5	3.2	4.8	0.0	-5.9	-6.0	-5.5	6.5	8.0
	-	-	0.2	0.5	1.3	-	-	-	3.8	5.4
	-1.5	-0.5	2.0	0.0	1.7	-5.7	-5.9	-5.6	-2.0	-5.9
	-	-	0.5	0.5	1.0	-	-	-	-	-
	-1.5	-0.5	2.0	4.7	0.8	-6.0	-6.0	-5.1	4.5	9.0
	-	-	0.0	0.0	0.5	-	-	-	3.2	5.6

-は測定データなし。上段は架設直後、下段は溶接前。

大鳴門橋ケーブル製作

Cable Fabrication of Ohnaruto Bridge

坂出工事事務所 第九工事長付

奥田 基
Motoi Okuda

1. まえがき

大鳴門橋のケーブルストランド製作は「大鳴門橋ケーブルストランド製作」という名称で、新日本製鉄・神戸製鋼所共同企業体に発注した。また、ハンガーロープ製作は「大鳴門橋ケーブル架設工事」に含まれ、同じく、新日本製鉄・神戸製鋼所共同企業体に発注した。製作内容を表-1に、工程を表-2に示す。

ケーブルストランドは、因島大橋が5.17mm径の素線127本よりなるストランド（単重28.4t長さ1,360m）に対して、5.37mm径の素線よりなるストランド（単重43.5t長さ1,723m）とかなり大きなものとなった。また、大鳴門橋が側塔付きの吊橋であるため、2P側塔の3P側への倒れを防ぐため、エキストラストランド（単重3t長さ121m）も製作した。ストランドは昭和54年10月より昭和56

年8月まで製作し、昭和56年12月より昭和57年6月までに現地搬入し、架設した。

ハンガーロープの製作は、ロープの製作、測長マーキング、クランプメタルの取付け、仮梱包後、ケーブルの架設誤差を考慮して、ソケット付けを行った。ハンガーロープは、ケーブルバンド架設後、昭和57年11月より架設し、昭和57年12月までに架設を完了した。

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「ケーブルストランド製作」の詳細設計で行った。その後、死荷重等の精算値が補剛桁の詳細設計で算出され、また、サドルの形状変更等があり「ケーブル架設工事」の詳細設計において見直しを行い、ストランド調整シム量の算定において考慮することとした。ストランド長の算出には、ケーブル仮想中心線についてケーブルのIP点間の長さを求め、さらに各サドルでの曲率の影響を補正して、図-1に示す

表-1 製作内容

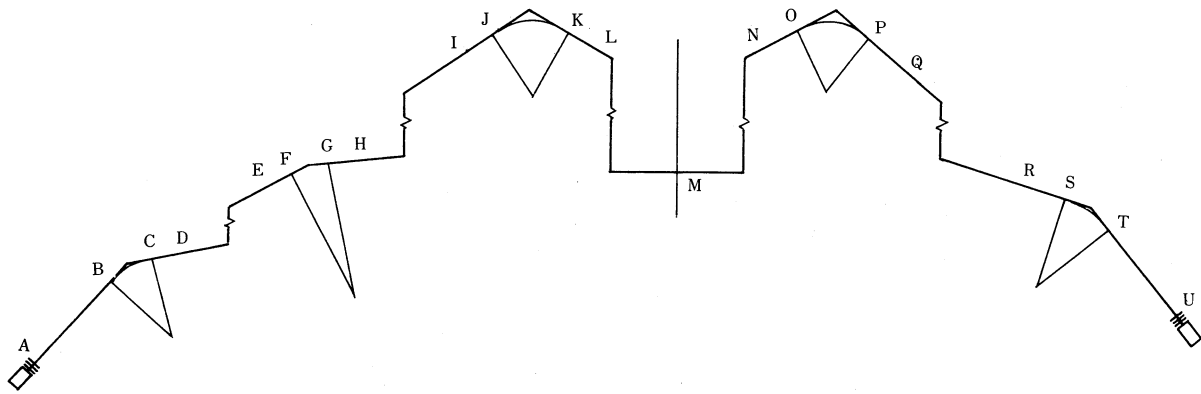
項 目	単位	数量	備 考
ケーブルストランド製作	ton	11,962	メインストランド 1723 ^m ×308 st エキストラストランド 121 ^m × 4 st
ストランド用ソケット	ton	69	110.2kg/個×624個
輸 送 AB	本	312	ケーブルストランドの輸送 ストランドの工場保管 ストランドリールの損料
ハンガーロープの製作	ton	637	ハンガーロープ 568本
ハンガーロープ用ソケット	ton	46	ソケット 1136個

表-3 ストランドの製作誤差

	カタヨリ	バラツキ
ゲージワイヤの 製 作 誤 差	a_e $\pm \frac{1}{60,000}$	a_s $\pm \frac{1}{20,000}$
ストランドの 製 造 誤 差	b_e $\pm \frac{1}{14,000}$	b_s $\pm \frac{1}{14,000}$

表-2 製作工程

	54年			55年												56年												57年													
	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
ケーブルストランドの製作																																									
ストランド用ソケットの製作																																									
輸 送（ストランド）																																									
ハンガーロープの製作																																									
ハンガーロープ用ソケット																																									
ハンガーロープの輸送																																									



	形状長	弾性伸び	無応力長	補正量
A～B	23.3594	0.0578	23.3016	0.0437
B～C	3.2377	0.0080	3.2297	
C～D	7.8096	0.0193	7.7903	
D～E	75.6641	0.1876	75.4765	
E～F	8.6532	0.0215	8.6317	0.0003
F～G	1.6435	0.0041	1.6394	
G～H	3.4167	0.0085	3.34082	
H～I	332.3638	0.8524	331.5114	
I～J	3.7779	0.0100	3.7674	0.2137
J～K	4.7436	0.0126	4.7310	

K ~ L	} 883.8348	0.0098	3.6882	0.2125
L ~ M				
M ~ N		2.2315	881.6033	
N ~ O		3.6987	0.0098	
O ~ P	4.7424	0.0126	4.7298	0.1882
P ~ Q	3.7783	0.0101	3.7682	
Q ~ R	324.4755	0.8328	323.6427	
R ~ S	9.4149	0.0235	9.3914	
S ~ T	5.2213	0.0130	5.2083	0.6594
T ~ U	22.2953	0.0556	22.2397	
	1725.8287	4.3805	1721.4482	

図-1 ケーブル仮想中心線長

表-4 ストランドの現場施工誤差 (カタヨリ)

単位: mm

誤差要因	根拠	カタヨリ推定値	
		1A側	5A側
アンカースパン長	$\Delta x = 54.6\text{mm}$ $\Delta y = 54.6\text{mm}$ $\Delta z = 33.2\text{mm}$	± 84.1	± 84.1
バックステイ径間長	$\Delta x \} = 55\text{mm}$ $\Delta y \}$	Δx による ± 53.9 Δy による ± 11.0	—
サイドスパン	$\Delta x = 15\text{mm}$ $\Delta y = 9\text{mm}$	$\Delta x \pm 14.4$ $\Delta y \pm 2.4$	± 14.4 ± 2.4
センタースパン	$\Delta x = 19\text{mm}$ $\Delta y = 9\text{mm}$	—	$\Delta x \pm 18.6$ $\Delta y \pm 4.3$
空隙率 (サドル内)	$\pm 30\text{mm}/\text{サドル}$	$1A \pm 15.6$ $2P \pm 8.5$ $3P \pm 11.3$	$5A \pm 21.3$ $4P \pm 10.2$ $3P \sim 4P \ 10.3$
ソケット支圧板製作誤差	$\Delta \ell = 2\text{mm}$	± 2.0	± 2.0
架設計算誤差	$\Delta \ell = 10\text{mm}$	± 10.0	± 10.0
絶対サグ測量誤差	センター $\pm 70\text{mm}$ サイド $\pm 100\text{mm}$	— ± 17.0	33.6 ± 17.0
計	(R.M.S)	± 105.6	± 99.2

表-5 ストランドの現場施工誤差 (バラツキ)

単位: mm

誤差要因	根拠	バラツキ推定値	
		1A側	5A側
サグ調整時温度誤差	$\Delta t = \pm 3^\circ\text{C}$	± 16.6	± 45.4
サグ測定調整誤差	$\Delta f = \pm \frac{D}{2}$	サイド ± 6.0 バックステイ ± 1.0	センター ± 16.8 サイド ± 6.0
アンカースパン張力調整	$\Delta T = 2\text{st}$	± 1.0	± 1.0
サドルでのストランドのくずれ	$\Delta R = 1\text{st}$	アンカー ± 18.2 サイド ± 9.9 バックステイ ± 13.4	センター ± 12.4 サイド ± 13.4 アンカー ± 24.9
その他ストランドの形くずれ	$\Delta \ell = \pm 10\text{mm}$	± 10.0	± 10.0
計	(R.M.S)	± 32.0	± 58.6

表-6 誤差の推定値

	1A～3P	3P～5A
カタヨリ	± 110.1	± 135.2
バラツキ	± 49.7	± 124.6
合計	± 159.8	± 259.8

ケーブル仮想中心線長を求めた。各ストランド長はアンカースパンにおける3次元的な広がり考慮した補正を行い、さらに1A5Aでの設計シム量およびソケット鋳込長を考慮して求めた。

設計シム量は、ストランドの製作誤差とストランドの現場架設誤差と余裕代の合計である。ストランドの製作誤差は、表-3に示す誤差を前提としている。現場施工誤差は表-4、表-5を考えた。以上のようなカタヨリ、バラツキの合計は、それぞれ、

$$Li \times \sqrt{a_e^2 + b_e^2 + c_e^2} i$$

$$Li \times \sqrt{a_s^2 + b_s^2 + c_s^2} i$$

となる。

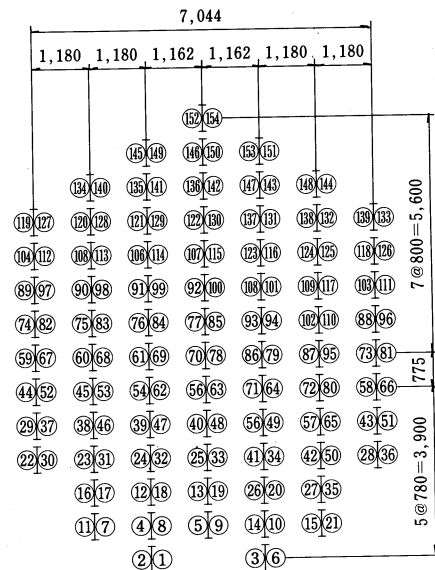
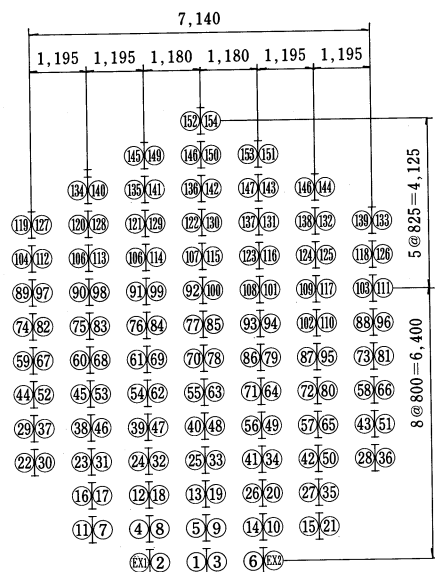
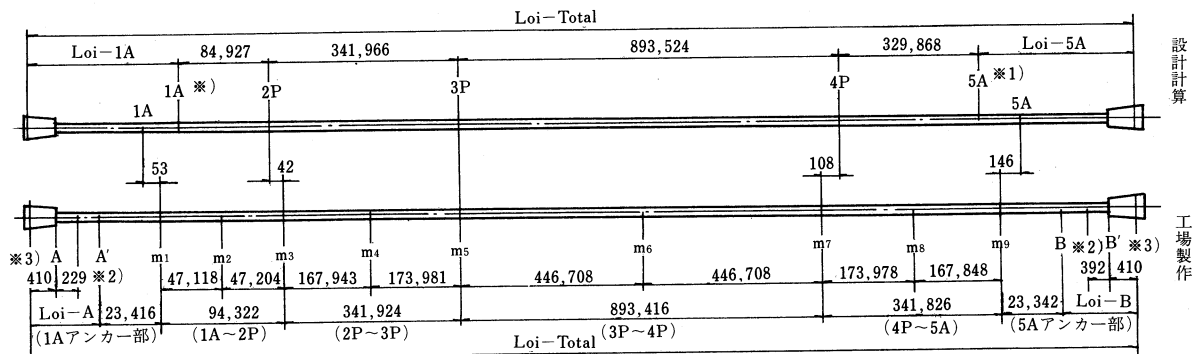
数値を代入すると表-6のようになる。

設計シム量は、カタヨリ+バラツキ+余裕代で求めた。

余裕シム量を50mmと設定すると、

表-7 ストランド長

	設 計 計 算				工 場 製 作						
ストランド 番 号	アンカースパン ストランド長 (Loi-1A)	門崎バックステ	84,927	アンカースパン ストランド長 (Loi-5A)	製 作 長 (Loi-Total)	ソケット特込長 + (A ~ A') (Loi- A)	A'-m1	23,416	m5-m6	446,708	(B' ~ B) + ソケット特込長 (Loi- B)
		門崎側径間	341,966				m1-m2	47,118	m6-m7	446,708	
		中 央 径 間	893,524				m2-m3	47,204	m7-m8	173,973	
		大毛島側径間	329,868				m3-m4	167,943	m8-m9	167,848	
		各径間ストランド長	m4-m5				173,981	m9-B'	23,342		
マーキング長											
1	34,659	1,650,285		37,276	1,722,220	1,890	1,718,246				2,084
2	34,750	"		37,317	1,722,352	1,981	"				2,125
3	34,683	"		37,305	1,22,2733	1,914	"				2,113
4	34,790	"		37,345	1,722,420	2,021	"				2,153
5	34,711	"		37,268	1,722,264	1,942	"				2,076
6	34,777	"		37,357	1,722,419	2,008	"				2,165
7	34,921	"		37,474	1,722,680	2,152	"				2,282
8	34,800	"		37,363	1,722,448	2,031	"				2,171
9	34,735	"		37,298	1,722,318	1,966	"				2,106
10	34,818	"		37,381	1,722,484	2,049	"				2,189
145	35,134	"		37,841	1,723,260	2,365	"				2,649
146	35,115	"		37,819	1,723,219	2,346	"				2,627
147	35,148	"		37,857	1,723,290	2,379	"				2,665
148	35,228	"		37,974	1,723,487	2,459	"				2,782
149	35,152	"		37,867	1,723,304	2,383	"				2,675
150	35,129	"		37,841	1,723,255	2,360	"				2,649
151	35,153	"		37,899	1,723,337	2,384	"				2,707
152	35,134	"		37,859	1,723,278	2,365	"				2,667
153	35,172	"		37,927	1,723,384	2,403	"				2,735
154	35,148	"		37,882	1,723,315	2,379	"				2,690



1 A 設計シム量 $S_{1A}=50+159.8\div 210\text{mm}$

5 A 設計シム量 $S_{5A}=50+259.8\div 310\text{mm}$

設計シム量 $=S_{1A}+S_{5A}=520\text{mm}$

ケーブルストランド製作長の一部を表-7に示す。

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平行線ケーブル用垂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。製造条件・設備・化学成分等は、因島大橋と同じであるので省略する。(本四技報 No. 18 '81. 10. 参照) 垂鉛めっき鋼線品質検査結果を図-2に示す。

ストランドは前記の垂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) ゲージワイヤの測長にあたって着磁式測長装置を用いた。着磁式測長装置の原理は、図-3に示すとおりである。方法としては被測長ワイヤに磁気マークをつける着磁ヘッドと磁気マークを検出する検出ヘッドをワイヤの近傍に一定の距離 ℓ_0 で配置し、着磁ヘッドで磁気マークをつけられたワイヤの送りに伴い磁気マークが移動し検出ヘッドで磁気マークを検出すると同時に次の着磁信号が出され、次のマークがワイヤに付けられるという方法である。この着磁検出サイクルを尺取式に繰り返して、測長を行った。

測長 L は基準尺 ℓ_0 と尺取回数 H の積によって次の式で表わせる。

$$L=N\times\ell_0+\alpha$$

α は ℓ_0 以内の端数で巻取側にあるメジャリングロールの回転角によるパルス発振数によってmm単位まで検出した。

(2) ストランドのシージングテープ巻きやストランドクランプは因島大橋と同じであるが、大鳴門橋の場合、エキストラストランドがあり、2P側塔サドル部において曲げ半径が小さくなるため、ストランドを正六角形から金型等を用いて図-4に示す矩形にした。矩形に成形した部分を側塔サドルの曲率($R=1,200\text{mm}$)に合わせて曲がりストランドとして加工した。そして、矩形および曲率を保持する治具類をストランドにつけたまま巻取り梱包した。

2.3 考 察

ストランドのソケット口元は、雨水等が溜まりやすいため、防錆処理を予め行う必要がある。大鳴門橋では、ストランド架設段階に現場でコーキングを行った。今後のストランドについては、製作時に何らかの対処を行うことが必要となろう。

3. ハンガーロープ製作

3.1 一 般

ハンガーロープは、主ケーブルと補剛桁を結合する吊

表-8 ハンガーロープ諸元

項 目	内 容	備 考
ロープの種類	C.F.R.C 7+6×7+6×WS(36)	
1格点のロープ本数	$n=4$ 本/格点	2本のロープをバンドに取付けて使用する
使用ロープ径	一般部 60φ、2Pおよび3A側端ハンガー70φ	70φ使用は
標準断面積	60φ	1,930mm ²
	70φ	2,580mm ²
最大素線径	60φ	3.93mm
	70φ	4.53mm
最小切断荷重	60φ	250t
	70φ	339t
弾性係数	$E_k=1.4\times 10^7\text{t/m}^2$	

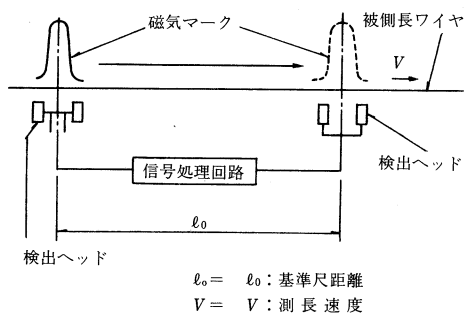


図-3 測長原理

ストランド断面(一般部)

ストランド断面(サドル内)

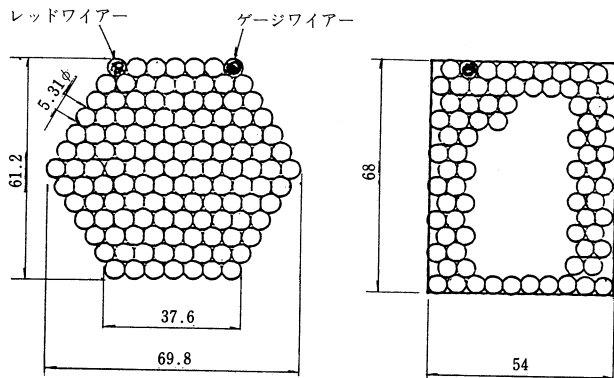


図-4 ストランド形状の変化

橋の重要な部材の一つである。このため、製作には十分な精度を必要とした。また、過去の吊橋の部材の交換は、ハンガーロープが多く、防錆対策に注意を払って製作した。

ハンガーロープの諸元を表-8に示す。側径間端部には、鉄道併用時に大きな張力を支持するため太径ロープとなった。ロープの構成を図-5に示す。製作本数は、φ60mmが560本φ70mmが8本の計568本で長さは10~165mと種類が多い、製作総延長は38,000mとなり総重量は、647tonであった。

ハンガーロープの素線となる垂鉛めっき鋼線の製造方

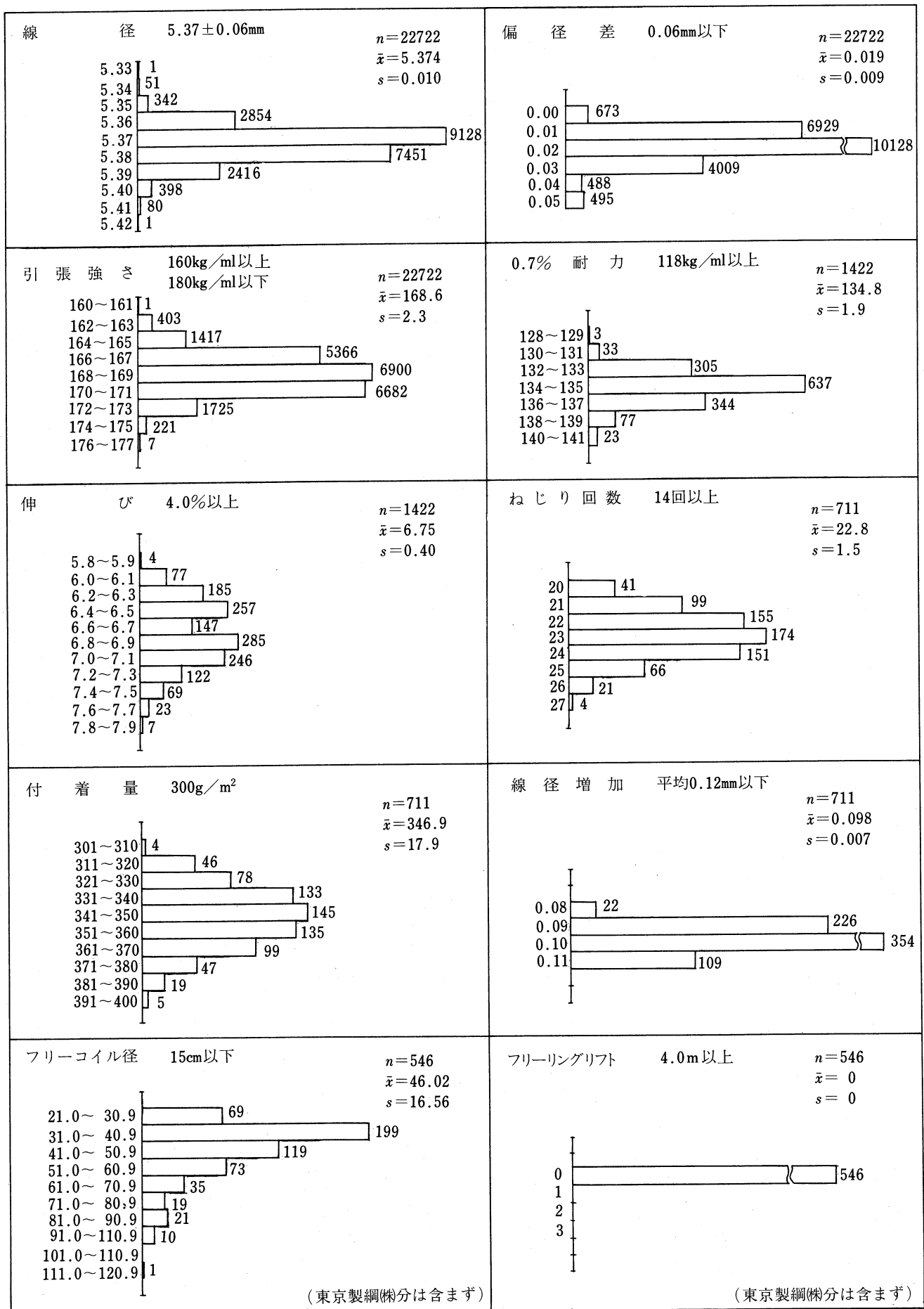
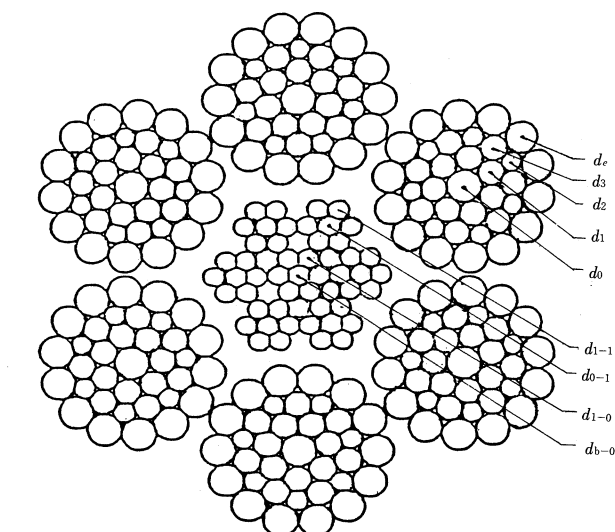


図-2 垂鉛めつき鋼線品質検査結果



$$(1+6) + 6 \times (1+6) + 6 \times WS(1+7+(7+7)+14)G/O$$

	d_{0-0}	d_{1-0}	d_{0-1}	d_{1-1}	d_0	d_1	d_2	d_3	d_4	d_{0-1}^{1-0}
$\phi 60\text{mm}$	3.00	2.74	3.93	2.90	2.20	3.60	2.86			
$\phi 70\text{mm}$	3.45	3.16	4.53	3.35	2.55	4.16	3.30			

図-5 ロープの構成

法・過程は、ケーブルストランドと同じである。また、ロープ製造方法は、多くのロープに実績があり、特に新しいものではないため省略する。

大鳴門橋では、補剛桁の架設にハンガー直接引込方式を採用するため、ハンガーソケットの後面にネジ切り加工を行った。

3.2 設計張力

死荷重、活荷重、温度変化による張力は、有限変形理論による解析を行って求め、製作誤差、架設誤差およびハンガーの曲げの影響によるみかけの張力については「ハ

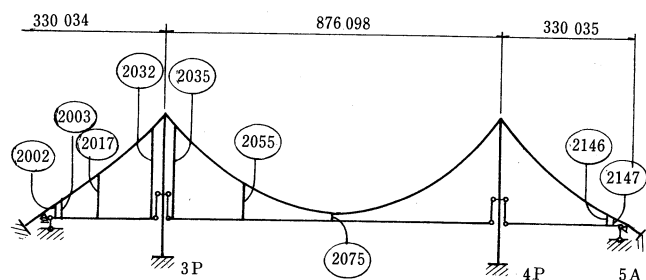


図-6 着目ハンガー

表-10 必要破断強度

項目	ハンガー	ハンガー設計張力 T (t/格点)	必要破断強度 T_{req} (t/本)	使用ロープ径	使用ロープの破断強度 T_a (t/本)
門 崎	2002	384.4	288.3	70 ϕ	339
	2003	282.0	211.6	60 ϕ	250
	2017	292.1	219.1	"	"
	2032	246.3	184.7	"	"
中 央	2035	245.6	184.2	"	"
	2055	305.0	228.8	"	"
	2075	327.4	245.6	"	"
大 毛 島	2146	286.6	215.0	"	"
	2147	451.8	338.9	70 ϕ	339

ンガー設計要領(案)」に基づいて計算を行った。

計算上着目したハンガーは、図-6に示したとおりである。計算結果は表-9に示すとおりとなった。計算結果を基に、ハンガーの設計張力を T t/格点とすれば、ハンガーロープ1本当りの必要破断強度 (T_{req}) は次式となる。

$$T_{req} = \frac{1}{4} \times T \times \nu_a \quad (\nu_a: \text{安全率} = 3)$$

上式より各ハンガーロープの必要破断強度は、表-10に示す。使用するハンガーロープ径も $\phi 60\text{mm}$ と $\phi 70\text{mm}$ とした。

表-9 ハンガー張力集計

着目ハンガー		門 崎 側 側 径 間				中 央 径 間			大毛島側側径間	
項	目	2002	2003	2017	2032	2035	2055	2075	2146	2147
死 荷 重	前死荷重	121.0	121.0	122.0	123.9	122.9	127.8	127.2	127.9	134.6
	後死荷重	18.0	26.6	27.7	7.8	2.9	30.0	29.6	28.4	16.6
	小 計	139.0	147.6	149.7	131.7	125.8	157.8	156.8	156.3	151.2
活 荷 重 + 温 度	活 荷 重	98.0	32.5	45.5	29.9	30.7	54.2	53.4	35.4	154.8
	温 度	4.2	2.4	1.1	5.5	9.9	00.2	0.0	2.8	13.5
	小 計	102.9	34.9	46.6	35.4	40.6	54.4	53.4	38.2	168.3
そ の 他	製作誤差	46.6	26.5	22.8	15.2	15.2	22.8	46.2	21.1	36.4
	架設誤差	32.	32.	32.	23.	23.	29.	30.	32.	32.
	曲 げ	63.9	41.0	41.0	41.0	41.0	41.0	41.0	41.0	63.9
	小 計	142.5	99.5	95.8	79.2	79.2	92.8	117.2	94.1	132.3
合 計		384.4	282.0	292.1	246.3	245.6	305.0	327.4	288.6	451.8

3.3 設 計

ハンガーロープの製作には、設計張力と製作長を決定しなくてはならない。しかし、製作はハンガーロープ架設の10ヶ月前より開始しないと架設に支障を与えるため、予め本橋の目標完成形状および設計ハンガー張力より理論ハンガーロープ長を求め、これに若干の余裕長を加えたもので、仮切断およびマーキングを行っておき、ケーブルストランド架設等の誤差を、一定マーキングポイントとソケット口元との距離を補正することにより誤差を吸収した。補正はソケット付加工を行う際に行った。

補正は以下の項目について行った。

- (1) 補剛桁縦断勾配による格点での長さの差の補正。
 - (2) マーキング張力と死荷重時張力の差による弾性伸びの補正。
 - (3) ケーブル架設誤差の補正。
- このうち(2)、(3)について述べることとする。
- (2) マーキング張力と死荷重時張力の差による弾性伸びの補正

ハンガーロープのマーキング張力は、死荷重載荷時のハンガーロープ張力として、 $\phi 60\text{mm}$ では格点2,055、 $\phi 70\text{mm}$ では格点2,147のハンガー張力を代表値として用いた。しかし、実際には、各格点でハンガー張力が異なるので、弾性伸びの差を補正した。

- (3) ケーブル架設誤差による補正

- a. サドル内でのストランド高さによるケーブルセンターの補正

計画では、サドル内のストランド高さは、中央列でサドル最下段より14層 $\times 68\text{mm} = 952\text{mm}$ であったが、架

表-11 サドルでのストランド高誤差 単位: mm

	北ケーブル	南ケーブル
1A スプレーサドル	-14	-11
2P 側塔サドル	-4	-6
3P 主塔サドル	-5	-8
4P 主塔サドル	-7	-12
5A スプレーサドル	-2	-10

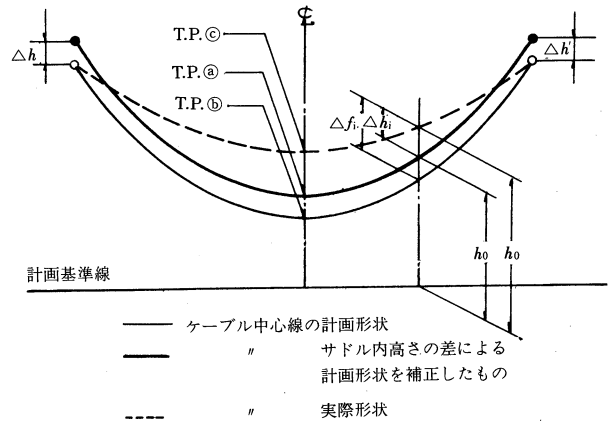


図-7 ケーブル架設形状の計画と実際の関係

設完了後の実測では、空隙率の減少により低くなっていた。そこで、ケーブルの実センターと計画センターの差を各列のストランド高さの差の平均値の $\frac{1}{2}$ とすると、各サドルでのケーブル中心での差は表-11に示すとおりとなる。従って、ケーブルのセンターは図-7

表-12 ケーブル最終出来形(ケーブル芯)測量結果

		20,907	92,796	329,446	877,610	329,442	17,619		
		f_{1A-2P}	f_{2P-3P}		f_{3P-4P}	f_{4P-5A}			
		20,967	93,008	330,034	876,098	330,035	17,678		
		f_{1A-2P} (T.P.①)	δ_{2P}	f_{2P-3P} (T.P.②)	δ_{3P}	f_{3P-4P} (T.P.③)	δ_{4P}	f_{4P-5A} (T.P.④)	
目 標 値 ($\Delta t = 0$, $t = 20^\circ\text{C}$)		0.842m (T.P. 45,755)	0.272m	10.820m (T.P. 88,990)	0.860m	74.732m (T.P. 69,716)	0.652m	10.820m (T.P. 88,996)	
南 ケ ー ブ ル	測 定 値								
	基準状態($\Delta t=0, \Delta \delta=0$) への補正值	T.P. 45,627		T.P. 88,904		T.P. 69,635		T.P. 88,921	
	目標値との差	-0.128		-0.086		-0.081		-0.075	
北 ケ ー ブ ル	測 定 値								
	基準状態($\Delta t=0, \Delta \delta=0$) への補正值	T.P. 45,659		T.P. 88,883		T.P. 69,677		T.P. 88,939	
	目標値との差	-0.096		-0.107		-0.039		-0.057	

のように計画センターよりずれて架設されているため路面の計画高を確保するためには、ハンガーロープ長で補正する。補正值の計算は、サドル部における実センターと計画センターの差を直線補完で求め、各ハンガーロープ位置での補正量を求めた。

b. サグの誤差

スクイズ後のケーブル中心の測量結果は、表-12に示すとおりである。この表はサグの誤差として各スパンセンターにおける目標値と実測値の差で表示しているため、ケーブル中心の誤差とサグの誤差が含まれている。このため、ハンガーロープ長の補正には、この数値からサグの誤差を分離する必要がある。すなわち径間中央の理論標高をサドル位置でのケーブル中心の平均で補正し、これと実際の標高との差がサグ誤差となる。ところで、ここで求めたサグ差は、ケーブル架設完了の値であり、桁架設完了時の目標サグ差が0の

場合には理論上、全死荷重載荷時にも、計画サグが得られるが、ケーブル架設完了時にサグ誤差があると全死荷重載荷時には塔頂変位を生じ、それが各スパンのサグに影響するからである。特に大鳴門橋の場合、1A～2P間のサグ誤差が側塔に変位を生じさせ、これが全スパンのサグに影響を与える。そのため、ケーブル架設完了時にサグ差のある場合とない場合を計算し、両者の差をハンガーロープ長補正用のサグ差とした。

各ハンガー位置での補正は次式によった。

$$\Delta f_i = 4(f - f') \times \frac{x}{\ell} \times (1 - \frac{x}{\ell})$$

f : 計画サグ量

f' : 実際サグ量 (補正済み)

x : 水平距離

ℓ : スパン

以上をまとめた計算結果を表-13に示す。

表-13 ハンガーロープ長 (南ケーブル門崎側側径間)

格点番号	ハンガー番 号	補 正 値			形 状 長	無応力長	重 量 (t)
		桁の勾配による ハンガー長調整	死荷重張力と マッキング張力の差	サグ誤差による差			
2	1	0.004	0.001	-0.009	9.547	9.537	0.207
	2	-0.004	0.001	-0.009	9.732	9.722	0.211
3	1	0.004	0.001	-0.011	12.039	12.021	0.195
	2	-0.004	0.001	-0.011	12.236	12.218	0.198
4	1	0.004	0.001	-0.013	14.825	14.804	0.240
	2	-0.004	0.001	-0.013	15.035	15.013	0.243
5	1	0.004	0.001	-0.015	17.781	17.755	0.288
	2	-0.004	0.001	-0.015	18.003	17.977	0.291
6	1	0.004	0.001	-0.016	20.926	20.896	0.339
	2	-0.004	0.001	-0.016	21.160	21.130	0.342
7	1	0.004	0.002	-0.018	24.241	24.206	0.392
	2	-0.004	0.002	-0.018	24.488	24.452	0.396
8	1	0.004	0.002	-0.019	27.730	27.689	0.449
	2	-0.004	0.002	-0.019	27.989	27.948	0.453
9	1	0.004	0.002	-0.021	31.388	31.343	0.508
	2	-0.004	0.002	-0.021	31.660	31.614	0.512
10	1	0.004	0.002	-0.023	35.220	35.168	0.570
	2	-0.004	0.002	-0.023	35.504	35.452	0.574
11	1	0.004	0.002	-0.023	39.227	39.170	0.635
	2	-0.004	0.002	-0.023	39.524	39.466	0.639
12	1	0.004	0.003	-0.024	43.406	43.342	0.702
	2	-0.004	0.003	-0.024	43.715	43.651	0.707
13	1	0.004	0.003	-0.025	47.757	47.688	0.773
	2	-0.004	0.003	-0.025	48.079	48.009	0.778
14	1	0.004	0.003	-0.025	52.284	52.208	0.846
	2	-0.004	0.003	-0.025	52.617	52.541	0.851
15	1	0.004	0.003	-0.026	56.982	56.899	0.922
	2	-0.004	0.003	-0.026	57.328	57.244	0.927

16	1	0.004	0.004	-0.026	61.856	61.765	1.001
	2	-0.004	0.004	-0.026	62.214	62.124	1.006
17	1	0.004	0.004	-0.026	66.903	66.806	1.082
	2	-0.004	0.004	-0.026	67.275	67.176	1.088
18	1	0.004	0.004	-0.026	72.125	72.020	1.167
	2	-0.004	0.004	-0.026	72.509	72.404	1.173
19	1	0.004	0.004	-0.026	77.522	77.409	1.254
	2	-0.004	0.005	-0.026	77.918	77.805	1.260
20	1	0.004	0.005	-0.025	83.095	82.974	1.344
	2	-0.004	0.005	-0.025	83.504	83.382	1.351
21	1	0.004	0.005	-0.025	88.842	88.712	1.437
	2	-0.004	0.005	-0.025	89.263	89.133	1.444
22	1	0.004	0.005	-0.024	94.766	94.628	1.533
	2	-0.004	0.005	-0.024	95.200	95.062	1.540
23	1	0.004	0.005	-0.024	100.863	100.716	1.632
	2	-0.004	0.006	-0.024	101.310	101.163	1.639
24	1	0.004	0.006	-0.023	107.140	106.984	1.733
	2	-0.004	0.006	-0.023	107.599	107.443	1.741
25	1	0.004	0.006	-0.022	113.592	113.427	1.838
	2	-0.004	0.006	-0.022	114.065	113.898	1.845
26	1	0.004	0.006	-0.021	120.222	120.046	1.945
	2	-0.004	0.006	-0.021	120.707	120.531	1.954
27	1	0.004	0.007	-0.020	127.029	126.843	2.055
	2	-0.004	0.007	-0.020	127.526	127.341	2.063
28	1	0.004	0.007	-0.019	134.013	133.818	2.168
	2	-0.004	0.007	-0.019	134.524	134.328	2.176
29	1	0.004	0.008	-0.017	141.177	140.972	2.284
	2	-0.004	0.008	-0.017	141.701	141.494	2.292
30	1	0.004	0.011	-0.015	148.520	148.303	2.403
	2	-0.004	0.011	-0.015	149.056	148.839	2.411
31	1	0.004	0.015	-0.013	156.041	155.814	2.524
	2	-0.004	0.015	-0.013	156.589	156.361	2.533
32	1	0.004	0.023	-0.011	163.739	163.501	2.649
	2	-0.004	0.023	-0.011	164.300	164.060	2.658

3.4 ハンガーロープの製作

(1) ロープの構造

ロープの構造は、CFRC7+6×7+6×WS(36)G/Oの60mmφ、70mmφとし、その断面を図-5に示す。

(2) 製作方法

線材は、JIS G 3502(ピアノ線材)に規定するSWRS 72Aとした。

ワイヤーロープの製作は、まず、素線をストランドに撚り、そのストランドをロープに撚らなければならない。撚りの方向と標準ピッチは表-14に示すとおりである。

a. 防錆処理

ハンガーロープの防錆処理としては、素線に亜鉛めっきを行い、ロープより合わせ後に下塗塗装を行う。塗料は、関門、平戸、因島で使用した常乾型エポキシエステル樹脂プライマーである。従来の吊橋ではこの下塗塗装

のまま、ハンガーロープを架設し、その後中塗、上塗を実施した。本橋でも同様であるが、特にハンガーの桁に定着する部分は、雨水、塩分等が溜まりやすいため、架設当初より、塩化ゴム系の塗料を上塗まで塗装した。塗装仕様は表-15に示す。

ハンガーロープは、プレストレッシング、測長、マーキングを行った後に、試験、検査を行う。検査内容は、HBS G 3504に示されているとおりである。試験内容のうちロープ試験の結果を表-16に示す。

3.5 考 察

ハンガーロープの製作を述べてきましたが、以下に今後改良すべき点を書いて終りにする。

(1) ハンガーロープの製作精度は設計要領(案)によると、長さにより段階的に変化しているが、桁架設の際に

表-15 ハンガーロープ塗装仕様

	下地 処理	第 1 層	塗 装 間 隔	第 2 層	塗 装 間 隔	第 3 層	塗 装 間 隔	第 4 層	塗 装 間 隔	第 5 層
塗 装 系	清掃	塩化ゴム系 鉛酸カルシウム プライマー (下 塗)	16h	塩化ゴム系 鉛酸カルシウム プライマー (下 塗)	12h } 6M	塩化ゴム系 鉛酸カルシウム プライマー (下 塗)	12h } 6M	HBS K 5602 塩化ゴム系 (中 塗)	24h } 3M	HBS K 5602 塩化ゴム系 (上 塗)
		35 μ		35 μ		35 μ		35 μ		35 μ

表-14 ロープ製造条件

項 目		製 造 条 件	
		東 京 製 鋼	帝 国 産 業
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	同 左
	より 線 機	500mm $\times$ 6 ^F 筒型	同 左
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	同 左
	より 線 機	500mm $\times$ 6 ^F 筒型	同 左
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	同 左
	より 線 機	600mm $\times$ 36 ^F 籠型	500mm $\times$ 42 ^F 籠型
ロ ー プ	より 方向	Z	
	標準ピッチ	ロープ径の 8 倍	
	塗 装		
	型 付	な し	
	より 線 機	600mm $\times$ 21 ^F +1000mm $\times$ 6 ^F +1500mm $\times$ 9 ^F	1800mm $\times$ 8 ^F +760mm $\times$ 36 ^F
	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 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	プレストレスング後 60 ^{+3.6} ₋₀ mm 70 ^{+4.6} ₋₀ mm	

表-16

上段：規格値
下段：測定値

呼 び 径	ロープ径 mm	引 張 試 験		
		切断荷重	弾性係数	2本引き切断荷重
60mm ϕ	60 ^{+3.6} ₋₀	260t以上	140 $\times 10^4$ kg/mm ² 以上	450t以上
	61.95	301.9t	151 $\times 10^4$	511.3t
70mm ϕ	70 ^{+4.2} ₋₀	350t以上	140 $\times 10^4$ kg/mm ² 以上	603t以上
	71.65	418t	151 $\times 10^4$	685t

ら防錆上の弱点となりやすく、何らかの対策が必要である。また、ロープ内を通過してくる水分がソケット内に浸透して来る現象もあり、今後の解決が必要である。

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については、関門橋工事報告書、HBSの解説にも詳述されており、本四技報においても因島大橋の例もあるため、本稿においては、大鳴門橋における製作の結果と問題点を述べるにとどめた。

参考文献

- 1) 大鳴門橋ケーブルストランド製作製作計画書
- 2) 大鳴門橋ケーブルストランド製作工事報告書
- 3) 大鳴門橋ケーブル架設工事工事報告書
- 4) HBS ケーブル材料規格
- 5) 因島大橋ケーブル製作 (本四技報No. 18)

は仮設備などの上載荷重の影響などのため、測量が困難となり、ハンガーロープのシム板等による微調整は行えない。現設計要領(案)の製作精度の見直しを行うか、設計許容張力を上げるなどの改良が必要となろう。

(2) ハンガーロープとソケットの口元の間は、構造か

北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計

Design of the Towers in North Bisan-Seto Bridge

坂出工事事務所 第五工事長

馬場 賢三

Kenzo Baba

坂出工事事務所 第五工事長代理

成井 信

Shin Narui

坂出工事事務所 第五工事長付

平野 茂

Shigeru Hirano

1. まえがき

北備讃瀬戸大橋は、備讃瀬戸北航路を横断する中央径間990mの3径間連続道路鉄道併用補剛桁吊橋で、その諸元は図-1に示すとおりである。

長大吊橋の塔は基部において橋脚コンクリートに固定され、塔頂においては“柳に風”のごとく、ケーブルの橋軸方向変位に対して、塔本体の曲げ変形で追従しながらケーブルを支えるように設計される。今回設計した塔の基本諸元を図-2に示すが、この塔は次の特徴を有している。

(1) 塔頂において巨大なケーブル反力約30,000ton/cableを受ける。そこで、この反力を塔壁にスムーズに伝達させるため、直接荷重伝達型サドルを採用し、あわせて塔頂ブロック重量の軽減を図った。

(2) 補剛トラスを連続させるための空間確保（塔柱間

隔約37.8m）、および、塔頂で塔柱中心間隔とケーブル中心間隔(35m)を一致させるため、塔柱を内側に1.3%傾いた斜塔にした。

(3) 風等による橋軸直角方向の横力に対して変形が小さく、また座屈長の短い斜材形式とした。

(4) 塔柱断面はコーナー部の応力低減および美観上の配慮から、3セルで構成する十字型断面とした。

(5) 塔架設用クレーンの能力を考慮して、塔柱を17段に分割し、最大ブロック重量を110ton程度に押えた。なお、塔の鉛直精度1/10,000の確保、応力の伝達、および工場の製作能力を考慮し、塔基部1段と塔頂17段は3セル1体構造とした。また、塔基部1段の重量は225tonになるので、クレーン船で架設することにした。

(6) 補剛トラス下弦材をタワーリンクで吊る支承構造を採用して、道路面からの景観をすっきりさせた。

(7) ウインドシューを補剛トラス上下弦材に取付け、

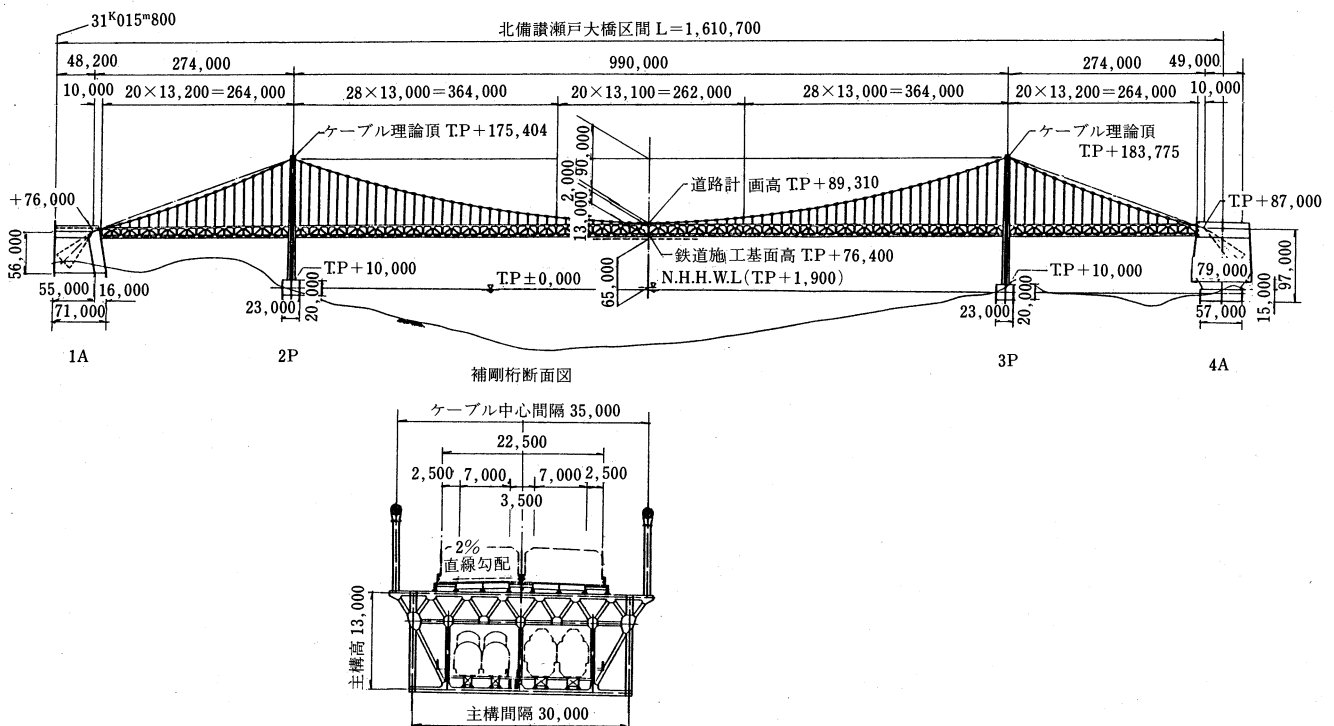


図-1 北備讃瀬戸大橋の諸元

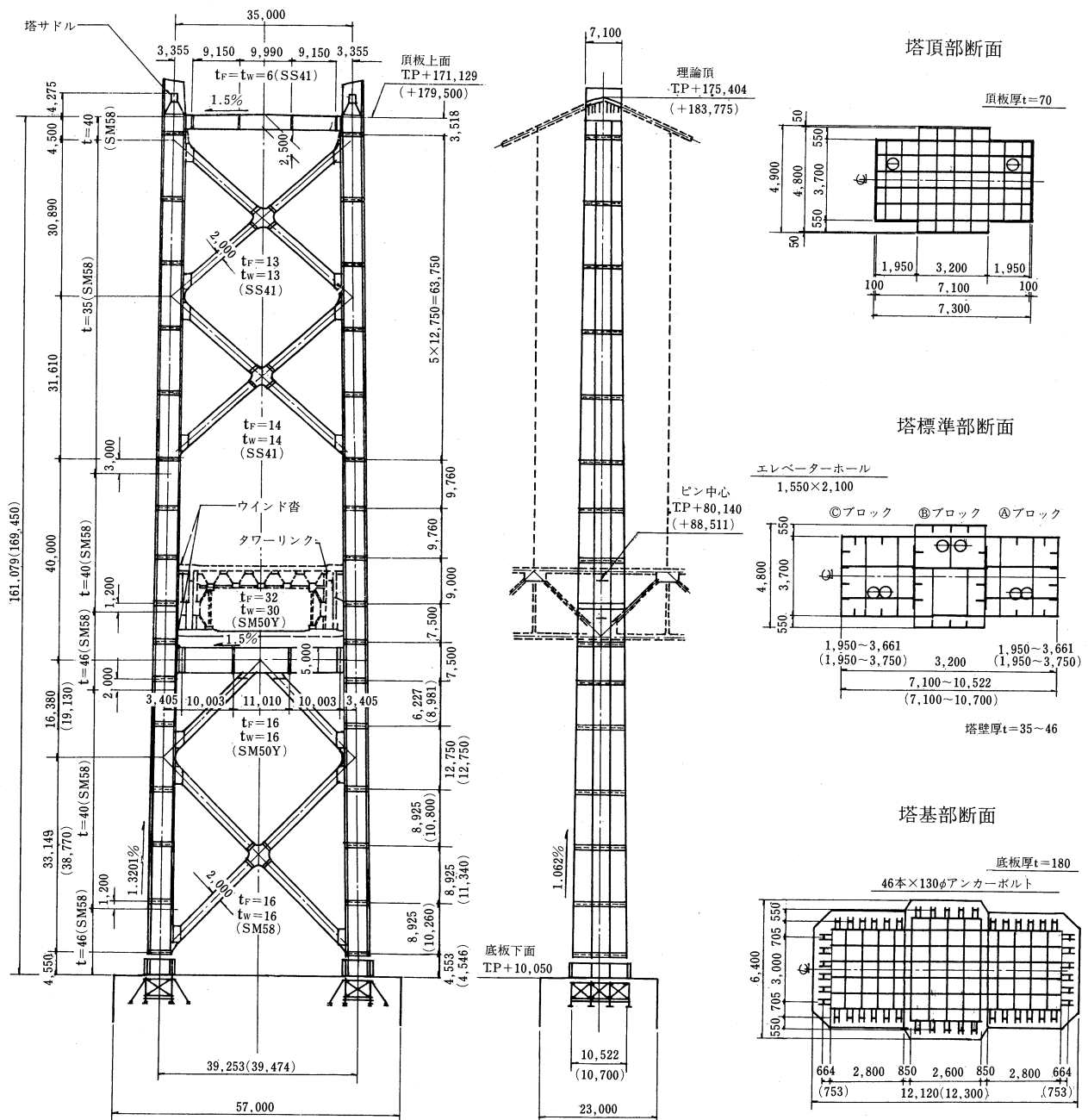


図-2 塔の基本諸元

()内数値は、3P 側塔を示す。

風および地震による横方向反力を直接塔柱に伝達する構造にした。

本報告では塔の詳細設計の概要を全般的に紹介する。設計の手順を図-3に示すが、塔頂部構造およびタワーリンクについては別の機会に発表させていただくことにし、ここでは記述を割愛する。

2. 吊橋全体系の静的解析

塔本体の設計に先だって、吊橋全体系の静的解析を橋軸方向 (LL)、橋軸直角方向 (TT) について行い、塔の設計反力・塔頂水平変位を求めた。

2.1 解析モデル

吊橋の橋軸方向解析は図-4および表-1に示す2次元モデルを用いて有限変形理論により行っている。なお、橋軸方向解析では塔の曲げ剛性がケーブル剛性に比べ無視できる程小さいので、塔部材を省略している。一方、橋軸直角方向解析では塔の曲げ変形がケーブルと補剛トラスの相対変位に影響するので、塔についてもモデル化している。

2.2 設計荷重

死荷重 (図-4 参照) のうち、ケーブルについては確定しているが、補剛桁については詳細設計が未着手で不確定である。そこで、次式を満足するようにケーブル全強に相当する補剛桁死荷重を逆算して用いた。

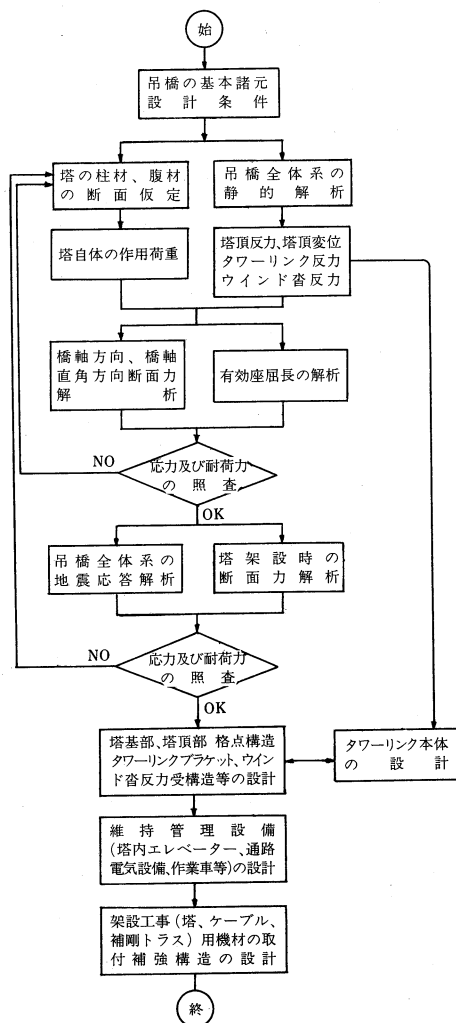


図-3 設計の手順

表-1 断面諸元

	断面積(m ²)	断面2次モーメント(m ⁴)	
		鉛直方向	水平方向
ケーブル (PWS-5.18φ×127×234)	0.6263	—	—
補剛桁	塔付近	0.271	29.9
	中央径間	0.093	7.8
	側径間	0.096	8.1

表-2 設計活荷重

自動車荷重 L_H		等価 L 荷重
列車荷重 L_R (2線載荷)	在来線	3.8t/m/軌道(載荷長370m)
	新幹線	3.8t/m/軌道(載荷長320m)

表-3 設計風速 (基本風速 $V_{10}=43\text{m/sec}$)

	橋軸直角方向	橋軸方向
吊構造	66.2m/sec	66.2m/sec
ケーブル・吊材	71.1m/sec	考慮しない

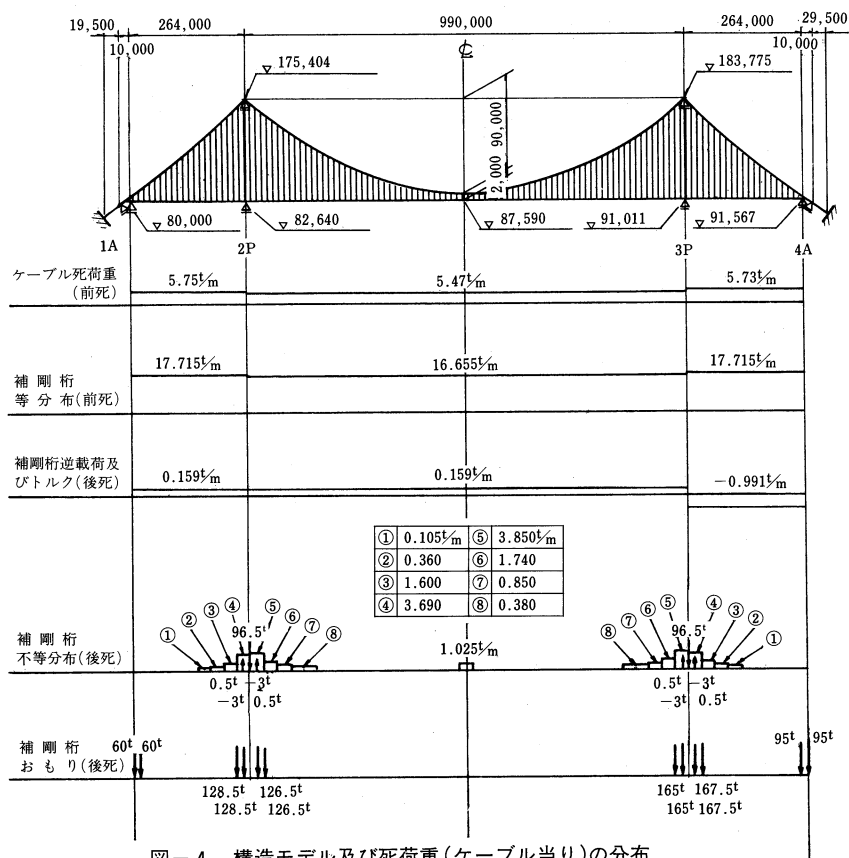


図-4 構造モデル及び死荷重(ケーブル当り)の分布

表-5 塔頂付加変位(m)

	2P	3P
施工誤差 ($h/2000$)	0.083	0.087
アンカレッジのクリープ・弾性変形	0.168	0.168
地震等による橋脚の回転	0.123	0.129

$$\sigma_a = \sigma_L + \sigma_T + \sigma_{DC} + \sigma_{DS} \dots \dots \dots (1)$$

ここで、

σ_a : ケーブル許容応力度

σ_L : 活荷重によるケーブル応力度

σ_T : 温度変化によるケーブル応力度

σ_{DC} : ケーブル自重によるケーブル応力度

σ_{DS} : 補剛桁の仮定死荷重によるケーブル応力度

活荷重、風荷重を表-2、表-3に示す。温度変化は常時±30度、暴風時+15度を考慮している。

表-4に吊橋全体系の解析結果を示す。

なお、塔の設計においては、吊橋全体系解析で得られた塔頂変位その他、表-5に示す付加変位を考慮している。

3. 塔本体の設計

3.1 断面力解析

解析は橋軸方向、橋軸直角方向の両方向について行った。

橋軸方向モデルは図-5に示すように、塔頂部に相対付加変位 δ を有する頂部ヒンジ、塔基部固定の柱とし、

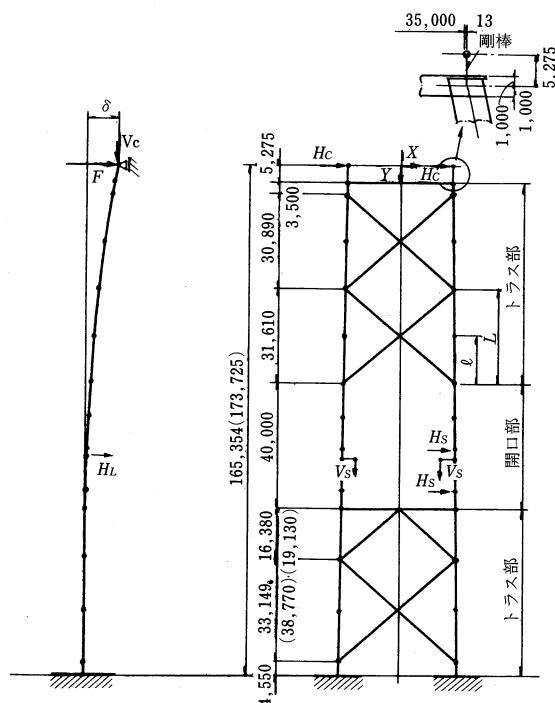
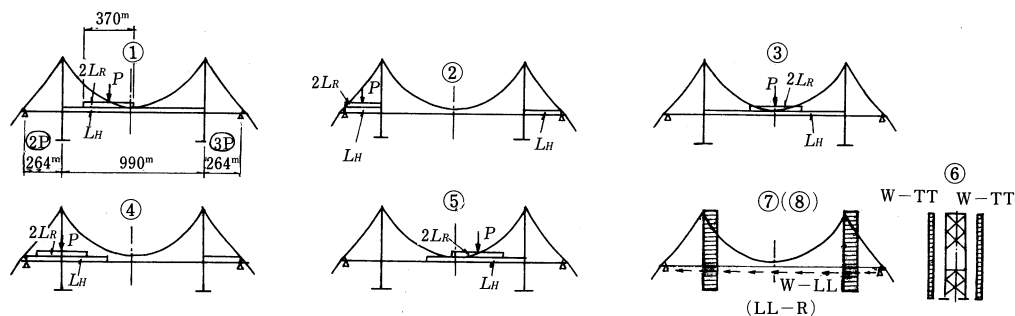
表-4 吊橋解析の結果（塔設計反力及び塔頂変位）

基本ケース	荷重ケース	温度	着目塔	δ (m)	$V_c^{(t)}$	$V_s^{(t)}$	$H_c^{(t)}$	$H_s^{(t)}$	$H_L^{(t)}$	$F^{(t)}$	α
常時 D+L+T+S _D +E	δ 最大	①	+30°	2P	0.726	28,503	1,408			16.1	1.0
				3P	0.743	28,807	1,329			1.6	"
	δ 最小	②	-30°	2P	-0.601	25,437	1,802			-23.7	"
				3P	-0.616	25,640	1,829			-12.0	"
	V_c 最大	③	-30°	2P	0.473	29,939	323			5.3	"
				3P	0.484	30,180	319			-3.7	"
	V_s 最大	④	+30°	2P	0.488	25,101	3,540			19.9	"
				3P	0.501	25,321	3,523			10.3	"
	V_s 最小	⑤	-30°	2P	0.437	29,254	-321			4.7	"
				3P	0.448	29,494	-327			-3.5	"
暴風時 D+W+T+S _D +E	橋軸 直角方向	TT ⑥	+15°	2P	0.431	24,584	1,329	480	1,851	23.0	1.5
				3P	0.442	24,802	1,323	480	1,806	14.5	"
	橋軸方向	LL-R ⑦	+15°	2P	0.406	23,997	1,540		-199	326.2	"
				3P	0.466	25,377	1,107		-122	-294.7	"
		LL-L ⑧	+15°	2P	0.454	25,144	1,127		119	-270.8	"
				3P	0.419	24,258	1,524		184	331.4	"

注) 1) 各荷重ケースの荷重状態を右図に示す。

2) 表中 α は許容応力の割増係数

3) その他の記号は図-5、6に示すとおりである。



注) 1) δ は中央径間側の場合を正とする。
2) F は塔頂たわみの方向を正とする。

図-5 橋軸方向解析モデル 2P (3P)

図-6 橋軸直角方向解析モデル 2P (3P)

有限変形理論により断面力を求めた。また、橋軸直角方向については図-6に示す平面骨組にモデル化し、有限変形理論により断面力を求めた。図-7にその断面力を示す。

3.2 応力照査および安定照査

吊橋主塔設計要領(案)⁽¹⁾に基づき、応力照査を(2)式、安定照査を(3)式で行った。

$$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal} \dots\dots\dots (2)$$

σ_c : 作用軸方向圧縮応力度

σ_{bx} : 橋軸直角方向の作用曲げ圧縮応力度

σ_{by} : 橋軸方向の作用曲げ圧縮応力度

σ_{cal} : 補剛板の局部座屈に対する許容圧縮応力度

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cax}} + \frac{C_x \cdot \sigma_{bx}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c/\sigma_{eax})} \leq 1 \dots\dots\dots (3)$$

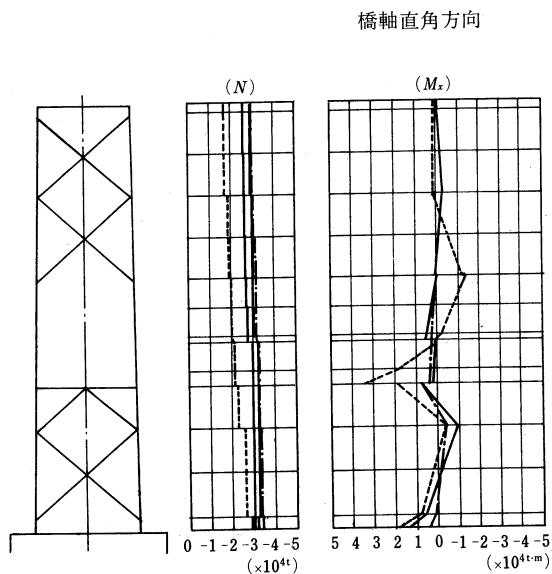
$$\sigma_{cax} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao}$$

σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

σ_{cao} : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値

σ_{bx} : 部材端に働く橋軸直角方向の作用曲げ圧縮応力度のうち絶対値の大きい側の値

σ_{bao} : 許容曲げ圧縮応力度の上限値



荷重ケース	グラフ記号	備考
D + L + T	CASE-1	+δ最大 +30°
	CASE-2	-δ最大 -30°
	CASE-3	Vc 最大 +30°
	CASE-4	Vc 最大 -30°
D + W + T	CASE-7	橋直方向 +15°

σ_{eas} : オイラー座屈応力度

C_x : モーメント換算係数

なお、上記 σ_{cag} および σ_{eas} の算出にあたっては表-6に示す有効座屈長を用いた。このうち、開口部の有効座屈長 l_e は設計要領(案)⁽¹⁾ 5.3に基づき、全体座屈時における塔柱の有効接線弾性係数 E_f を用いた橋軸直角方向面内固有値解析を行い、得られた最小座屈荷重 P_{crx} より、(4)式で求めた。固有値解析結果を表-7に示す。

$$l_e = \pi \sqrt{E_f \cdot I_x / P_{crx}} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 I_x は塔柱の平均断面2次モーメントである。

設計された部材断面は図-2に示すとおりで、応力照査、安定照査結果(図-7)より、必要な耐荷力が得られていることがわかる。なお、部材の曲げ応力の計算においては、せん断遅れを考慮して、曲げモーメント分布形状に対応する有効幅を採用した。

3.3 耐震設計

地震の影響は応答スペクトル法による解析によって求めた⁽²⁾ 橋軸および橋軸直角方向地震に対する振動モデルを図-8に、また固有振動解析諸元を表-8に示す。基礎は「剛体基礎の安定計算法」⁽²⁾に基づき、並進バネと回転バネを有する剛体にモデル化した。なお、地盤の変形係数については C_M 標準地盤 ($E_d = 2 \times 10^5 \text{ ton/m}^2$) の他、地盤の不確定性、ばらつき等を考慮して $1/2 E_d$ 、 $2 E_d$ に対しても照査を行った。

橋軸方向地震時における主塔の卓越振動モードを図-9に示す。18次振動モードは上部構造の運動エネルギーの比率が小さい4Aの卓越振動であるが、4Aのロッキング振動によりケーブルを介して2P、3Pの振動が励起されていると考えられる。3Pの地震時の曲げモーメント

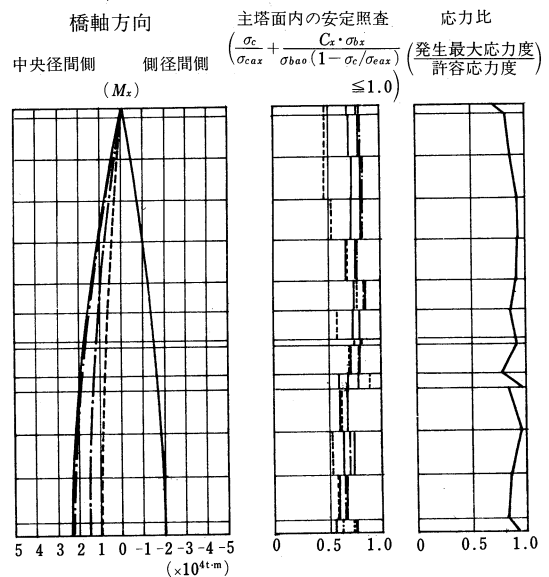


図-7 塔柱断面力および応力度・安定の照査

ントを図-10に示すが、橋軸方向地震では E_d のケースが大きくなった。そこで、地盤の変形係数を変えて検討したところ、図-11に示すように、二乗和平均法(R.M.S)で評価すると、2Pでは $0.8 E_d$ のとき、3Pでは $0.7 E_d$ のときに最大塔基部曲げモーメントが得られた。この原因としては、18次の4A卓越振動固有周期が地盤の変形係数の減少とともに長くなり、 $0.8 E_d$ で2P卓越モード(16次)と連成し、 $0.7 E_d$ で3P卓越モード(14次)と連成することがあげられる。

一方、橋軸直角方向地震時の塔柱曲げモーメント(図-10)はウインドシュー取付位置で大きくなり、 $2 E_d$ のとき最も大きい。この現象も補剛トラスの高次振動モードと4Aの卓越モードの連成による影響である。

ところで、応答に大きな影響を与える各振動モードの固有周期が接近し、連成振動をする場合、スペクトル解析の各次の応答値を二乗和平均した値(R.M.S)は適用できないと言われている。⁽³⁾ そこで、完全二次結合法(Complete Quadratic Combination method-CQC法)⁽⁴⁾により応答を計算した。その結果は図-11に示すとおりで、極端なピークは見られず、標準地盤 E_d の二乗和平均した値と比べた場合、ピーク値は、2Pではほぼ一致し、3Pでは20%程度大きいにすぎなかった。以上の点を考慮して、地震時の照査は標準地盤 E_d で二乗和平均した地震による曲げモーメントに、さらに吊橋の静的解析から得られた荷重(表-4)を重ね合せて応力計算を行った。その結果、発生応力は、許容値以内に納まり、塔柱補強を行う必要は生じなかった。また、標準地盤以外の二乗和平均した曲げモーメントに対しても応力計算を行ったところ、部材応力は降伏点以下で十分な耐荷力があると判断された。

3.4 塔柱水平継手

塔柱の上下ブロック間の水平継手は、塔壁について50

表-6 有効座屈長のとり方 (図-6 参照)

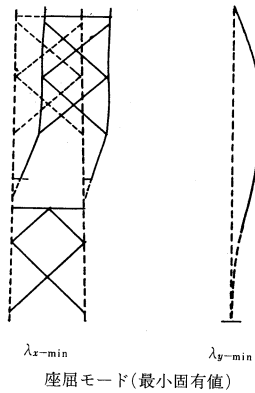
	トラス部	開口部
σ_{cay} の計算用	骨組長 (L)	面内全体座屈解析による
σ_{eay} の計算用	格点距離 (ℓ)	格点距離 (ℓ)

注) L , ℓ の記号については図-6 に示す。

表-8 固有振動解析の諸元 (E_d の場合)

モデル	節点数	部材数	自由度数	質量数	計算次数	有効質量(%)
面内	114	145	283	110	70	99.13
面外	154	219	341	94	65	100.00

表-7 座屈解析の結果(最小固有値及有効座屈長)



解析ケース	区分	2P	3P
D+L+T (-30°)	λ_x	2.275	2.253
	λ_y	2.027	1.986
	ℓ_e	52.07m	52.43m
D+W(π)+(+15°)	λ_x	2.462	2.439
	λ_y	2.354	2.304
	ℓ_e	48.81m	49.18m

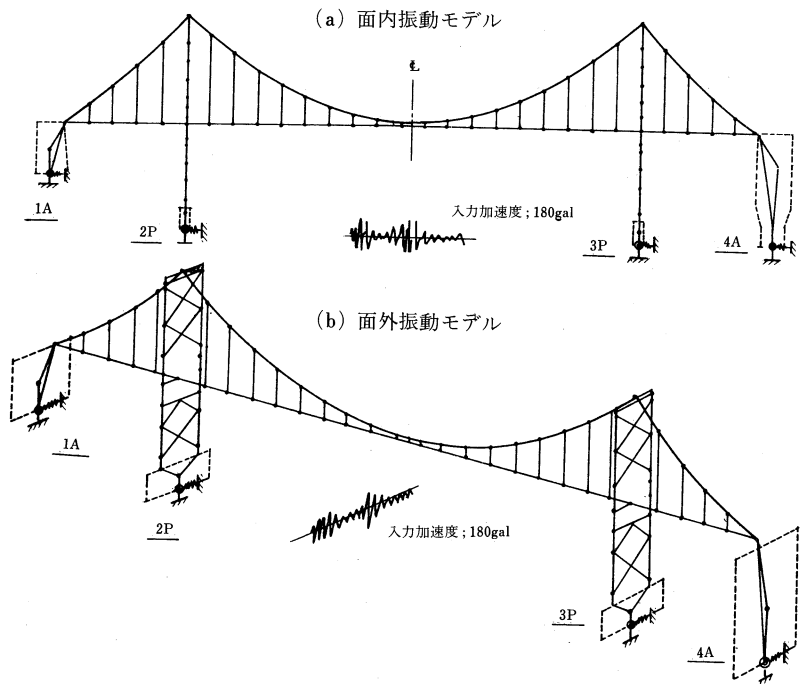
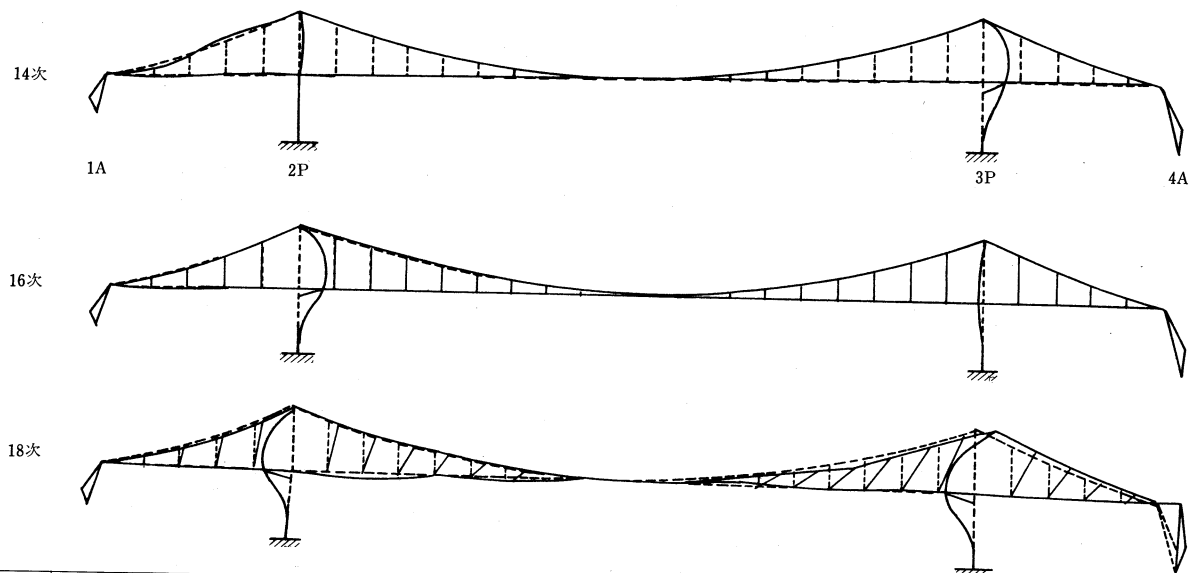


図-8 振動モデル



振動次数	固有周期(SEC)	有効質量(%)	上部構造の運動エネルギー比率(%)
14	1.072	3.204	98.23
16	0.979	2.088	98.94
18	0.888	38.91	11.95

図-9 橋軸方向の塔の卓越振動モードと振動特性 (E_d の場合)

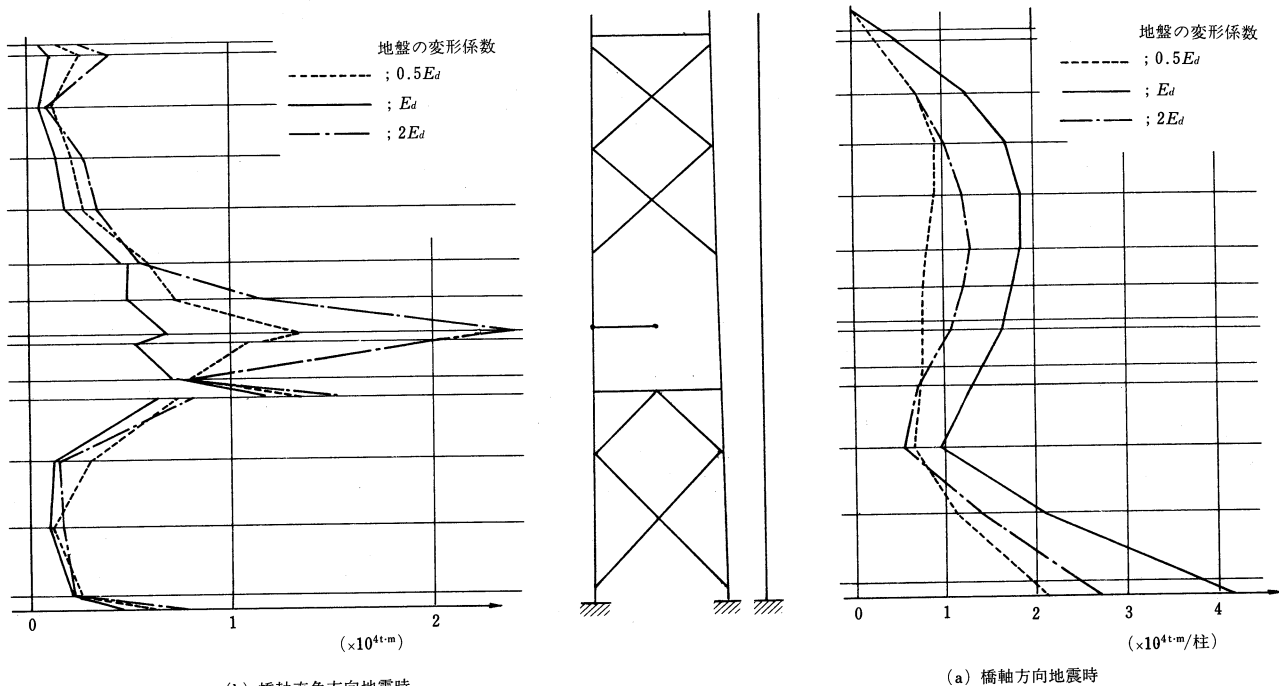


図-10 地震による塔柱曲げモーメント (3P)

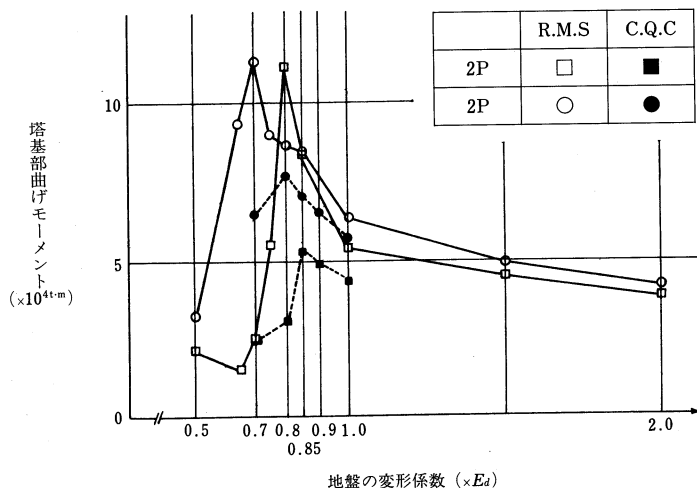


図-11 塔基部曲げモーメントと地盤の変形係数

R.M.S

$$M = \sqrt{\sum M_i^2}$$

C.Q.C

$$M = \sqrt{\sum \sum M_i \rho_{ij} M_j}$$

ここで

M_i : 各モードによる曲げモーメント

ρ_{ij} : モード相関係数

$$\rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{\zeta_i \zeta_j} (\zeta_i + \zeta_j) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4 \zeta_i \zeta_j r (1+r^2) - 4 (\zeta_i^2 + \zeta_j^2) r^2}$$

ただし、 ζ_i 、 ζ_j はそれぞれ第*i*、*j*次モードの減衰定数

r は第*i*、*j*次の振動数(w_i 、 w_j)の比

%、縦リブについて25%のメタルタッチ率を期待しており、ボルト本数は(5)式を満足するように算出している。

ボルト継手外力=(作用応力または全強の75%)

$$\times \frac{100-\alpha}{100} \dots\dots\dots (5)$$

ここで α はメタルタッチ率(%)である。

4. 塔基部の設計

約34,000tonの反力を受ける塔基部の設計では、この反力を橋脚コンクリートに確実に伝達させると同時に、フレキシブルタワーとしての塔基部固定条件を満足する必要がある。そこで、塔基部は格子状多室構造とし、橋脚コンクリート接触面に板厚180mmの底板を敷設するとともに、プレストレスを導入したアンカーボルト(SNB24-

5、 $\phi 130\text{mm}$)を塔壁外周に46本/柱配置する構造とした(図-2参照)。

プレストレス量は以下の条件に基づいて決定した。⁽⁵⁾

- (1) 塔基部の応力は平面保持を仮定したプレストコンクリートの慣用計算による。
- (2) 地震時および塔架設時(フリースタANDING系)、塔基部縁端に若干の浮上りを許すが、その他の荷重ケースでは浮上りは許容しない。
- (3) プレストレス量については、ボルトのリラクゼーション、コンクリートのクリープ・乾燥収縮による減少量を加味した導入プレストレス量に対して、各部の応力が許容値以下であること。

図-12に上記のプレストレス量決定手順を示す。その結果、有効プレストレス量を360ton/本、初期導入プレストレス量を400ton/本とした。

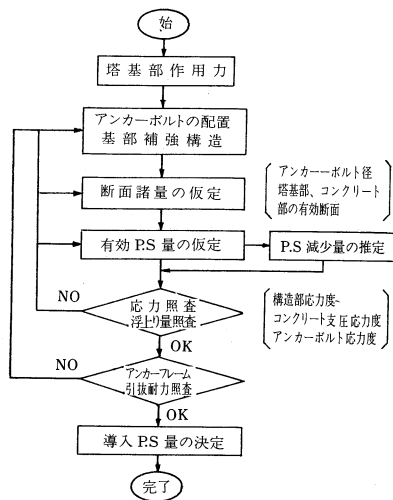


図-12 プレストレス量決定手順

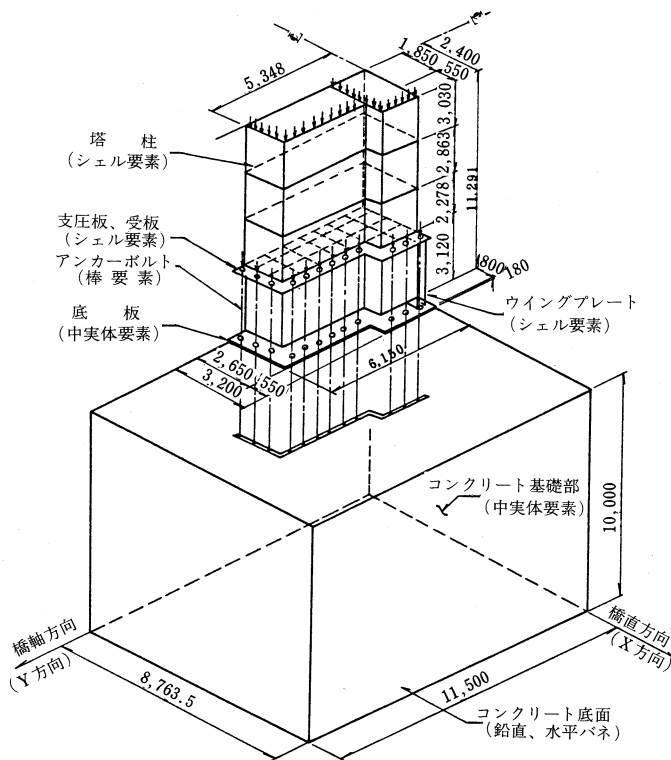


図-13 解析モデル (1/4モデル)

塔基部の構造は複雑であるため、より詳細な応力照査を行うことを目的として、橋脚コンクリートを Boussinesq の弾性解より、等価な集中バネに置換し、塔柱1段をこのバネで支持した格子モデルによるせん断格子解析、ならびに図-13に示すように橋脚コンクリートも含め塔基部の1/4をモデル化した3次元FEM解析を行った。この解析によって得られた常時荷重 $D+L+T$ (δ_{max}) における橋脚コンクリートの支圧応力分布を図-14に示す。図-14から格子補強全体に支圧応力が広く分布している様子がわかるとともに、コーナー部で前者より後者の結果が幾分大きいものの、その他は両者の結果がよく一致しており、設計の妥当性を示している。他方、格子補強構

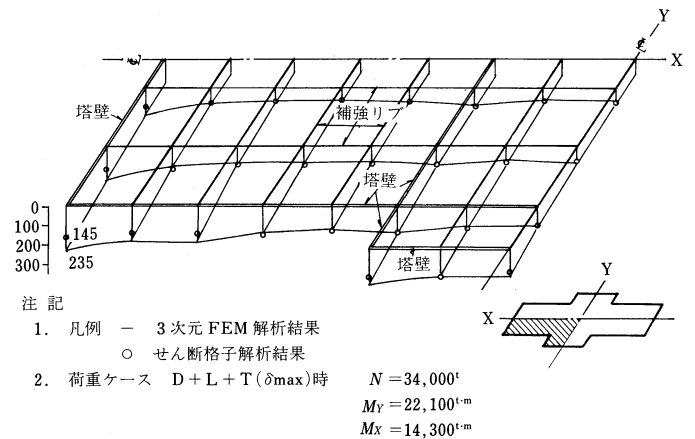


図-14 底板下面のコンクリート支圧応力分布

表-9 塔基部の設計結果

項目	内容	摘要
構造	型式 格子補強構造 材厚 塔壁・46mm、格子リブ・30mm 材質 SM58	荷重分配用テーパリブ付
諸元	アンカーボルト 本数 46本(外周配置方式) 直径 $\phi 130$ mm 材質 SNB24-5	M125×6 ネジ JIS-G 4108
底板	板厚 180mm 材質 SM41	HBS-G 3107
プレストレス量	有効P.S.量 $P_e=360$ t/本 初期P.S.量 $P_i=400$ t/本	P.S.減少量 $\Delta P=40$ t/本を考慮
設計	アンカーボルト P.S.導入時 $\sigma_i=3,552$ kg/cm ² D+L+T時 $\max \sigma_e=3,041$ kg/cm ²	$\sigma_{ea}=3,820$ kg/cm ²
結果	コンクリート せん断格子解析 $\sigma_{b1}=145$ kg/cm ² 立体FEM解析 $\sigma_{b2}=235$ kg/cm ²	$\sigma_{ba1}=150$ kg/cm ² $\sigma_{ba2}=300$ kg/cm ²
浮上り量	架設時(風速 $V_{10}=31$ m/s)発生 最大浮上り量 0.7mm 接触面積率 86%	吊橋完成時は浮上りの発生なし
アンカーフレーム引抜耐力	塔架設時 $P_t=16,910$ t	$P_a=17,190$ t

注) σ_{ba1} : 塔柱載荷面を巨視的にとらえた許容支圧応力度
 σ_{ba2} : 塔柱載荷面を局部的にとらえた許容支圧応力度

造型式の他に格子補強構造がなく、塔壁から直接荷重伝達を図る構造形式についてもあわせて検討を行ったが、コーナー部の応力緩和のため板厚 300mm の底板が必要となり、本塔の場合、構造的なメリットは得られず、詳細検討から除外した。

なお、塔基部の設計結果をまとめて表-9に示した。

5. ウィンドシュー塔柱内部補強の設計

ウィンドシューは、補剛トラスのねじり変形を少なくするため、図-16に示すように上下弦材に4組取付け、補剛トラスの橋軸方向の移動を許しながら、橋軸直角方向の横力を押付け力として塔柱に伝達させる機構を採用している。このため、押付けられる側のウィンドシューのみ働くことになる。一方、塔柱には図-15に示す内部補強を設けて反力をとるようにしている。

塔柱内部補強の設計反力を決定するにあたって、まず上下ウィンドシュアの反力分担割合を把握する必要がある。この分担割合は上下各ウィンドシュア位置での塔の相対横変形量により変化し、その要因には塔柱の橋軸直角方向剛性、主横トラスのせん断剛性、ウィンドシュア以外からの横力による塔柱の変形、シュアの据付誤差がある。これらの関係は図-16に示すとおりであり、アン

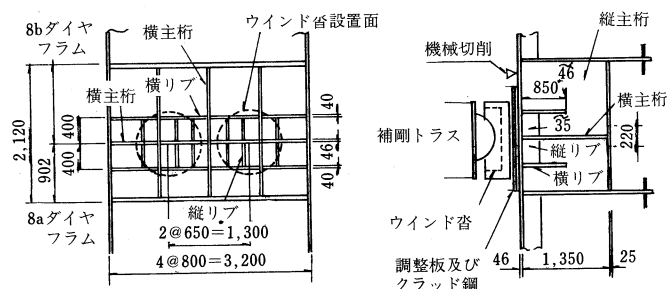
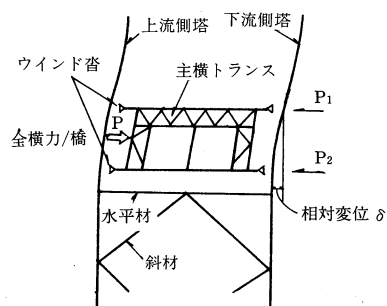


図-15 ウィンドシュア塔柱内部補強構造



$$P_2 + P_1 = P \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$(P_2 - P_1) K_s = P_1 K_{T1} + P_2 K_{T2} + \delta_0 + \delta_E \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\alpha_i = \frac{2P_i}{P} \geq 1.0 \quad \alpha_i = \text{アンバランス係数} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$P_{di} = \frac{P}{2} \cdot \alpha_i \quad \dots\dots\dots (4)$$

P = 全横力/橋 P_i = 上下ウィンド盾の負担横荷重
 K_s = 主横トラスせん断剛性 (m/T)
 K_{Ti} = 上下ウィンド盾部別々に荷重を載荷した場合の塔の相対 (上下ウィンド盾部) 横変形剛性 (m/T)
 δ_0 = ウィンド盾以外からの横力による上下盾位置での塔の相対変位 (m)
 δ_E = 据付誤差による上下盾と塔壁とのクリアランスの差 (m)
 P_{di} = 塔内部補強設計荷重

図-16 塔とウィンドシュアの関係

表-10 ウィンドシュア塔柱内部補強設計条件

		暴 風 時	地 震 時 (E_d)
全 横 力 P		3,800ton/橋	1,900ton/橋
アンバランス係数 α_i	上側	1.0	1.0
	下側	1.35	1.30
橋 軸 方 向 移 動 量		$\pm 650\text{mm}$	
上下ウィンドシュアの据付相対誤差		$\pm 5\text{mm}$	
塔とシュアとの設計クリアランス		4mm (左右合計)	

バランス係数 α_i を地震時・暴風時について求めた (表-10)。この表からわかるように、塔柱の変形より塔下部水平材に近い下側のウィンドシュア反力の方が平均値より3割程度大きい。なお、上下各補強構造は少なくとも全横力の1/2を伝達できる耐荷力が必要であると判断し、アンバランス係数の最小値は1.0として、設計ウィンドシュア反力を求めている。

補強構造については、ウィンドシュアの各移動点に対して、せん断格子解析により応力照査を行った。また、製作時の溶接作業スペースが狭いので、あらかじめ発泡スチロールで実物大模型を製作し、溶接姿勢・組立順序等の検討を行い、構造の適性を確認した。

6. タワーリンクブラケットの設計

6.1 構造と設計荷重

タワーリンクは図-17に示すように、塔のブラケットに挿入されたピン ($2r=1,370\phi$) により吊られており、ブラケットには、表-11に示す荷重が作用する。⁽⁶⁾ このうち橋軸方向水平力は、水平補強材により塔柱に伝達される。また、塔柱中セルは、ブラケット構造のため重量が大きくなるので、縦に二分割し高力ボルトにより現場で一体にするものとした。

ここでは、ピンプレートおよびブラケット本体について行ったFEM解析について報告する。

6.2 ピンプレートのFEM解析

FEM解析は、ピン穴周辺の応力の流れ、ブラケット本体との溶接部付近の応力分布を照査するために行った。解析モデルとその結果を図-18、表-12に示す。この結

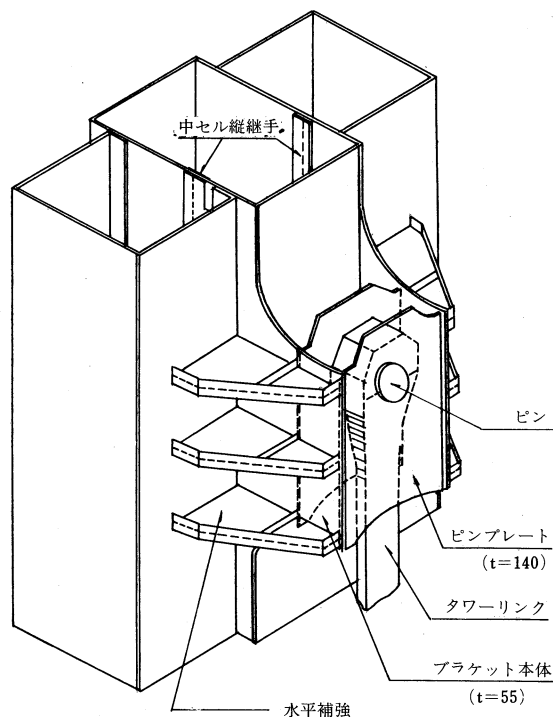


図-17 リンクブラケット構造

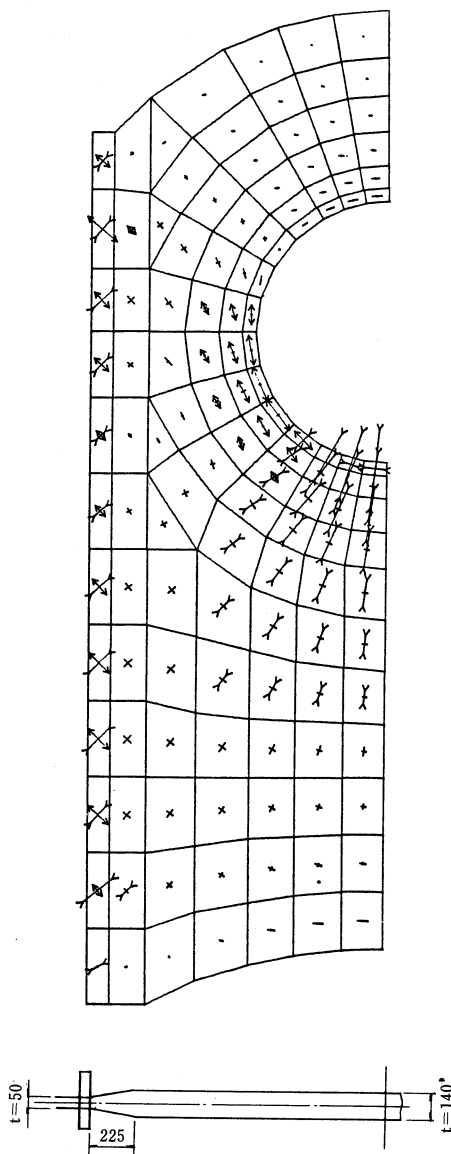


図-18 ターリンクピンプレートのFEM解析

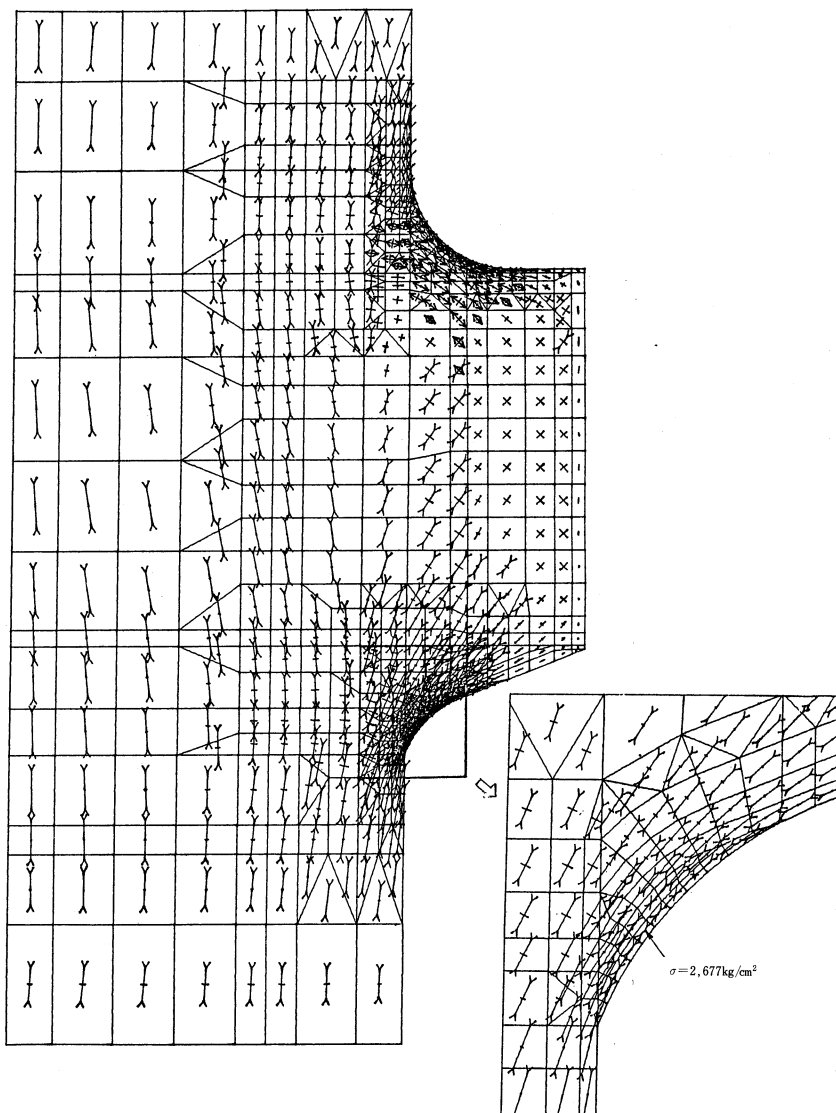


図-20 ターリンクブラケットのFEM解析

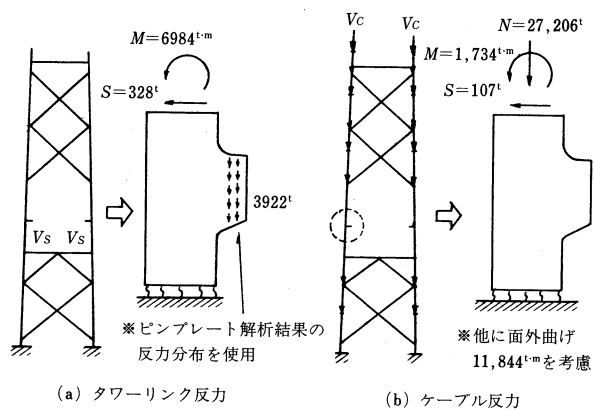


図-19 載荷荷重

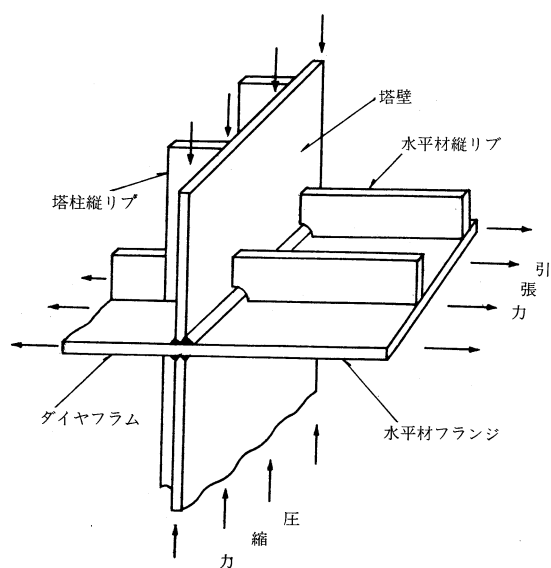
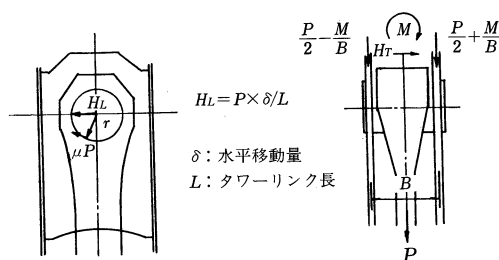


図-21 下部水平材フランジと塔壁との取合い

表-11 ブラケットに作用する荷重

荷重の種類	数値	摘 要
鉛 直 力 P	3,922 ^t	補剛トラス反力(3,800 ^t)、タワーリンク自重(122 ^t)
トルク荷重 $\mu \cdot P \cdot r$	403 ^{t·m}	ピンの摩擦による荷重 ($\mu=0.15$)
橋軸方向水平力 H_L	300 ^t	タワーリンクの傾きによって発生 ($P \times \delta/L$)
橋軸直角方向水平力 H_T	48 ^t	ウインドシュューが働くまで分担する横力
曲げモーメント M	202 ^{t·m}	塔・タワーリンクの製作・架設誤差、ウインドシュューの遊間および塔・主横トラスの曲げ変形により生じる付加曲げモーメント

表-12 ピンプレート最大応力度 (kg/cm²)

		中間部 (t=140)		端部 (t=50)	
		σ_{max}	τ_{max}	σ_{max}	τ_{max}
最 悪 時 (D+L+T)	V_{Smax}	2,303	1,104	1,149	759
	V_{Smin}	870	492	714	356
	許容応力度	2,600	1,500	2,600	1,500

果、極厚 S M58材 (t=140) を用い、さらに溶接部は板厚 50mm までテーパをつけることにした。

6.3 タワーリンクブラケットの FEM 解析

FEM 解析は、ブラケット周辺の応力の流れを照査するために行った。この場合、タワーリンクばかりでなく、塔頂からのケーブル反力の流れも問題になるので、図-19 に示す 2 種類の荷重を組合せて解析を行った(図-20)。

解析の結果、上部フィレット部の最大引張応力度は、2,037 kg/cm²、下部フィレット部の最大圧縮応力度は 2,677 kg/cm² となり、いずれも許容応力度 3,120 kg/cm² (=2,600 kg/cm² × 1.2)⁽⁷⁾ 以下で十分安全であることが確認できた。

なお、タワーリンクには、列車の通過により比較的大きな変動応力を受けるので、ブラケットについては新しく改訂された疲労許容応力度⁽⁸⁾により照査し、その安全性を確認するとともに、溶接止端部を仕上げる等の対策を行った。

7. その他

7.1 ラメラティア対策

塔柱に下部水平材が取付く隅角部は、塔壁を貫通させると、板厚方向に引張力が作用し、溶接部にラメラティア(層状割れ)が生じる危険がある。そこで図-21 に示すように、水平材のフランジを貫通し、圧縮応力が主体である塔壁をフランジに溶接する構造にした。

7.2 斜塔としてのその他の特徴

斜塔として、特に問題になった項目を以下に紹介する。

- (1) 斜塔にするため、塔基部 1 段と塔頂ブロックの端面を傾斜させた。
- (2) 完成時における塔の収縮(全高約 170m に対し 120 mm)に対する製作キャンバーの設定。
- (3) 傾斜した塔柱内を昇降するエレベーター設備。
- (4) 塔架設用クリーパークレーンのガイドレール取付を考慮した塔柱縦リブ配置。

8. あとがき

北備讃瀬戸大橋の塔は、その規模・橋梁形式から従来の吊橋に見られない特徴を有しており、さらにこの数年間の研究の進展により、設計手法は大幅に改善されている。以上の点を踏まえながら、本設計ではさらに、製作・架設、完成後の維持管理、美観、経済性の観点から検討を行い、より合理的な構造になるように努めた。

紙面の都合上、検討の経緯を省略し、設計の概略的な報告になったことをお詫びするとともに、類似の橋梁の設計に多少なりとも参考になれば幸いと考えている。

最後に、本設計にご協力いただいた関係者各位に厚く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 吊橋主塔設計要領(案)・同解説 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 1 土木学会 昭和55年 3 月
- 2) 本四公団 耐震設計基準・同解説(参考資料) 昭和52年 3 月
- 3) 小西一郎 鋼橋 基礎編 II P 796~800 丸善
- 4) E.L. WILSON, A. DER KIUREGHIAN, E.P. BAYO: A REPLACEMENT FOR THE SRSS METHOD IN SEISMIC ANALYSIS, EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, Vol 9, 1981
- 5) 本四公団第二建設局 吊橋及び斜張橋の塔基礎の設計要領(案)〈内規〉 昭和57年 2 月
- 6) 吊橋リンク支承構造設計の指針 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 5 土木学会 昭和51年 3 月
- 7) トラス格点構造設計指針(案) 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 3 土木学会 昭和51年 3 月
- 8) 本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書 土木学会 昭和58年 3 月

オーストラリアの橋梁

Bridges in Australia

設計第二課 課長代理

辰巳 正明

Masaaki Tatsumi

設計第三課 課長代理

山 県 守

Mamoru Yamagata

1. まえがき

'83.4.10~16にメルボルンで開催された第5回国際岩の力学会議に山県、原崎（州本工事事務所工務課長）が、また'83.10.8~15にシドニーで開催されたPIARC第17回国際道路会議に山口（鳴門工事事務所副所長）、辰巳が各々出席する機会を得た。

会議の合間、会議終了後に訪れた都市毎に各々の地で見聞した橋梁を簡単にご報告したい。図-1に訪れた都市を示す。

2. シドニー

シドニーは人口約320万人のオーストラリアで最大の都市である。シドニー周辺に流れるパラマツタ河には多くの橋が架けられている。オーストラリア人の誇るシドニーハーバー橋や、長大コンクリートアーチ橋として有名なグラデスビル橋等がある。

シドニーハーバー橋の交通量は、現在166,000台/日で重交通の状態になっており、第二シドニーハーバー橋が話題になっている。

また、代替ルートとしてのグラデスビル橋の交通量も80,000台/日を越えてきている。

オーストラリアの科学的な橋梁の歴史は、1788年に最初の移民がニュー・サウス・ウェールズ州のジャクソン湾に上陸し、石橋や木橋をかけたことに始まる。オーストラリアにおける橋梁技術のパイオニアであるレノックスによって1833年に架けられた石造りの道路橋（2車線）がシドニーとメルボルンを結ぶヒュームハイウェイにあるが立派に使用されている。（写真-1）

近代的な橋にまじって木鋼合成トラス橋も各地で見ることが出来る。これは非常に硬い木ironbarkに恵まれているからで、木の名前からして硬そうである。（写真-2）

a) シドニーハーバー橋

シドニーハーバー橋は、自動車専用道8車線、鉄道軌道が2線、それに歩道と自転車道を有する世界で最も大きいアーチ橋で、デッキの幅は49mある。アーチ鋼重は39,000tである。図-2は一般図を示す。

アーチは、背面にトンネルアンカーを設け、ケーブルで反力を取って片持ちで架設している。

管理は鉄道の占める部分を州鉄道公団が、他の部分を

すべて幹線道路局が行っている。

管理は防錆、リベット点検、アーチ基部のスライディングベアリング点検等であるが、アーチライズが高く、複雑なトラス組みで、しかもラテラル材にアングルがアーチの弧にそってつけられているために、維持修理はロープやスリングを使って行っており、メンテには非常に苦労しているということであった。（写真-3）また方法は聞きもらしたが、付着した塩分等は水で流しているということを知った。大三島の経験からするとスブラッシュゾーンの所では水洗は有効な方法であろうと思われる。管理費は年間約4億円で管理のエンジニアは1人、フォアマン3人、エンプロイア70人とのことであった。

塗装についていろいろ質問されたところを見ると、塗装も苦労の種のようなのである。塗装系はMIO系で、鉛丹2層、MIO3層の計5コートであった。

通行料金はシドニー方向の南行車だけが払うようになっており、2t以下の車で20セント（往復料金）であった。朝と夕方で南北方向の交通量が違うためにトルブースは移動式になっており、徴収不用の方向で交通量が多い場合はブースを移動して（かたづけて）車の通行がスムーズに流れるように工夫してあった。

b) グラデスビル橋

グラデスビル橋はスパンが約300mのコンクリートアーチ橋で、ユーゴスラビアのKrk橋について世界で2番目の長大橋である。

オーストラリアでは建設労務者が少ないことから、プレキャストブロック等の架設が非常に発達している。この橋のアーチは4本のコンクリートアーチリブからなるが、各リブはプレキャストブロックを鋼セントル上で連結し架設している。鋼セントルは移動式で水平移動してすべてを架設した。基盤岩は約2億年前の3畳紀に堆積した砂岩で、支持力は十分ある。

3. メルボルン

シドニーがアメリカ的であるのに対して、メルボルンはイギリス的で建物や橋梁はおち着いた趣きを持つ。市の中心をヤラ河が流れているが、ウエストゲート橋はその河口にかかる。

メルボルンでは基礎施工中のウエストゲートフリーウェイと、1978年に完成したウエストゲート橋を視察した。



図-1 訪門地位置図

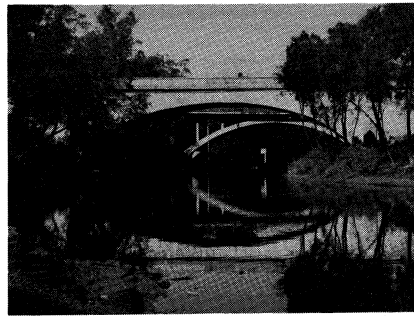


写真-1 レノックスが作った石橋
(1833年)

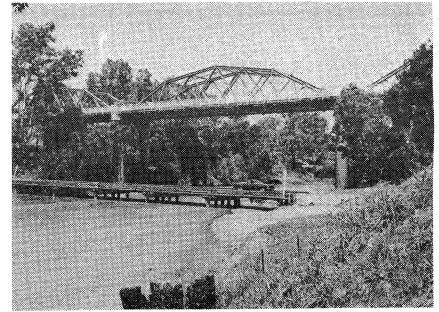


写真-2 木鋼合成トラス橋

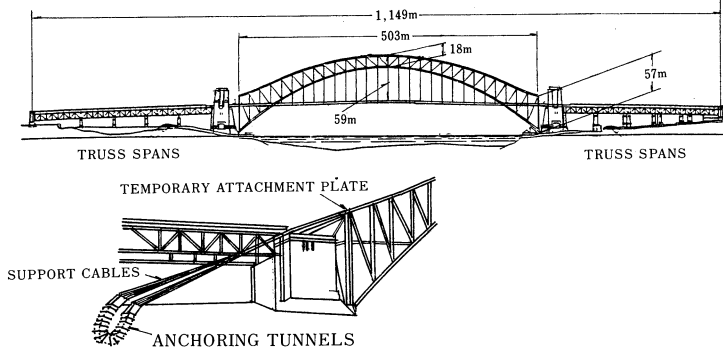


図-2 一般図

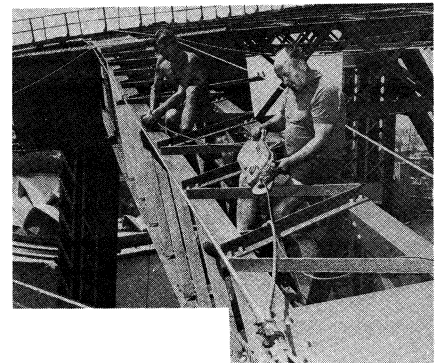


写真-3 メンテナンス

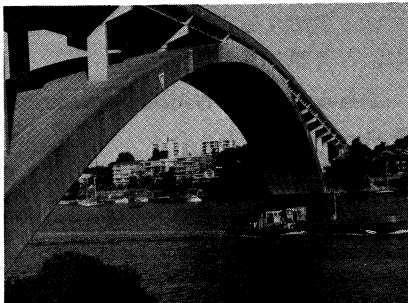


写真-4 グラデスビル橋

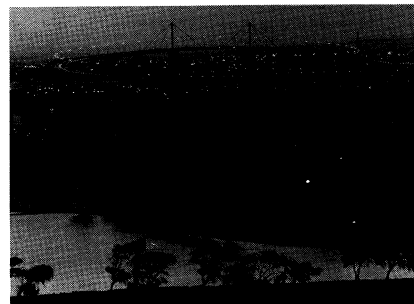


写真-5 ウェストゲート橋の夜景

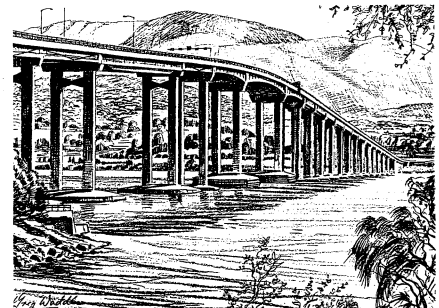


図-3 タスマン橋(手前の長いスパンが再
建後の鋼箱桁)

a) ウェストゲート橋

中央5径間が鋼構造で、取付部はPC構造である。中央径間は337mの斜張橋である。

橋は、1965年に、法で設立されたウェストゲートオーソリティによって建設された。今このオーソリティは道路局に合併されている。

4. タスマニア

タスマニア島は大陸の南にあり、一島で一州を成している。緯度的には北海道とほぼ逆の位置となる。この島は1642年にオランダの探検家により発見され、発見者の名にちなんでタスマニアと名づけられた。オーストラリア本土と同様、かつてはイギリスの流刑地の1つであった。本土に比べ、緑が豊かで穏やかな自然に恵まれている。

州都ホバートとローンセストンを訪れた。

a) タスマン橋

タスマン橋はデルウェント河にかかる全長1,024m、21本の橋脚をもつPC橋である。中央部に幅73m、高さ

45.7mの航路空間を確保し、その両側の橋脚だけにはコンクリートの防衝材がとりつけられている。本橋は1964年に開通したが、1975年1月5日夜、鉱石運搬船が航路以外の無防備の2本の橋脚に衝突し、長さ128m重量約7,000t 3支間の上部工が船とともに水中に没した。再建には橋脚建設のために取り除く落下物が少ない等の理由により85mの鋼箱桁と43mのPC桁を架設することとなった。図-3は再建後のタスマン橋である。写真-6は桁の状況を示す。

b) ボーウェン橋

本橋はタスマン橋から約5km上流に建設された10径間連続の変断面PC箱桁橋(52m+8×109m+52m=976m)である。(写真-7) 架設はプレキャスト・セグメント片持ち工法である。本橋では全ての橋脚に船舶衝突荷重を考慮している。本橋は'83年12月に供用開始になったばかりである。

c) バットマン橋(図-4、写真-8)

ローンセストンの北、タマル河の河口近くにかかる1968年に完成した世界で初めての補剛トラス形式の斜張橋である。塔は中央側へ20°傾いたA型である。ケーブル

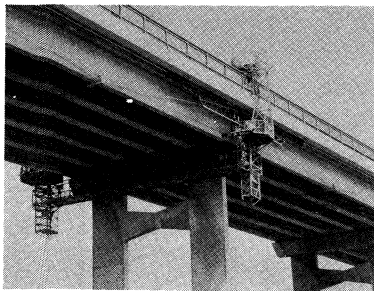


写真-6 検査車（PC橋にも装備されている）端桁は Out Cable で補強されている。推測であるが、拡幅された時であろう。

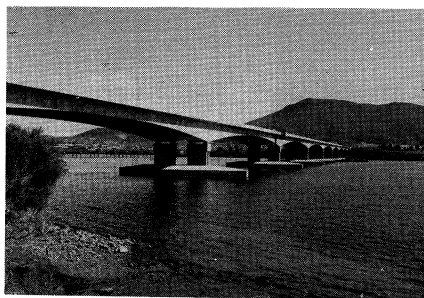


写真-7 ポーウェン橋の全景、大きな防衛工がついている。

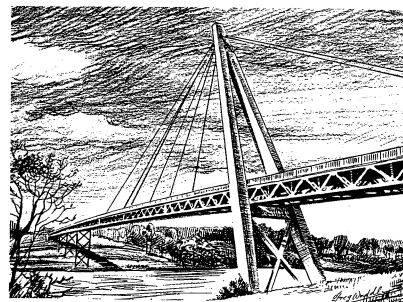


図-4 バットマン橋



図-5 リッチモンド橋（1825）

写真-8 バットマン橋、アバットメント高欄に取付けられているオーストラリアコンサルタント協会技術優秀賞の記念章である。

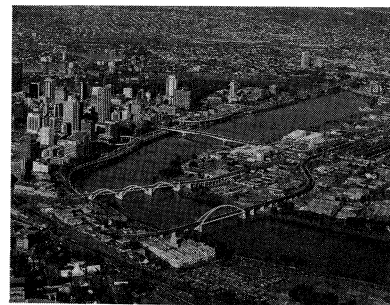


写真-9 ブリスベーンの橋

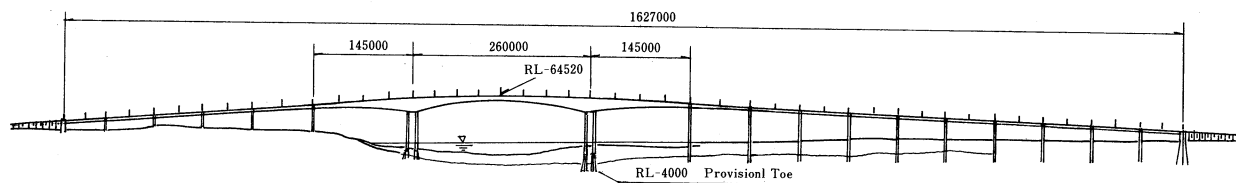


図-6 ゲートウェイ橋

には亜鉛めっきしたロックドコイルロープが使用されている。主構と床組は分離した構造であり、風速63m/sec.の風に対して安定である。

d) タスマニアの古い石橋（図-5）

流刑囚によって建設されたというオーストラリア最古の石橋にリッチモンド橋（1825年）、とロス橋（1836年）がある。ともに良好な維持管理が行われ、現在も立派に供用されている。

5. ブリスベーン

ブリスベーンは緯度的に沖縄と同緯度程度となり、タスマニアとはぐっと雰囲気が変わり、南国的な感じとなる。近くにはオーストラリア最大のレジャーランドであるゴールドコーストがある。

a) ゲートウェイ橋

中央支間長は260 mで、浜名大橋を20 m上回る。（図-6）パラグアイのリオ・パラグアイ橋（中央支間長270m、1978年完成）につぎ世界第2位の規模である。

架設はFCC工法（Free Cantilever Erection with Cable）で、ブロックは場所打ちである。防衛工としてまわりの水面下にH型鋼を打ち、更に内側をコンクリートで固めている。H型鋼に防衛効果をもたせている。

取付部は全てプレキャストPC工法である。

工事開始は1980.6、工事完了は1986第2四半期の予定である。左岸側基礎はまだ基礎掘削中であつた。総工費約264億円である。

b) ブリスベーン市内の橋

市内を流れるブリスベーン河にはいくつかの美しい橋がかかる。写真-9は市の中心部である。オーストラリアは北部の一部を除いて地震がなく、ブリスベーンにおいても設計に地震を考慮しなくてよい、美しく大胆な設計がなされている。

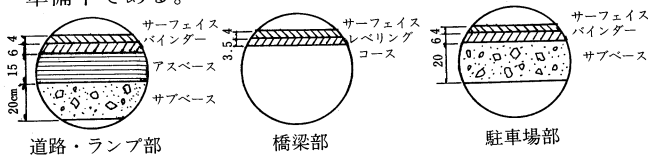
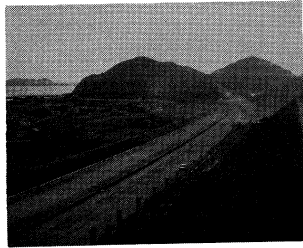
6. あとがき

比較的地盤条件が良く、地震の影響がなく、また鋼材使用量も少いためコンクリート橋が有利であり、建設中、あるいは新しい橋はコンクリート橋が多かった。シドニーハーバー橋、ウェストゲート橋には英国のコンサルタントが関与しているが、他の橋はオーストラリアのコンサルタント、施工業者が行っている。シドニーハーバー橋の近くに新しい架橋計画があり、350 m程度の斜張橋が含まれるという。またいずれシドニー湾口に架橋計画が出るのではないだろうか。本四公団から技術協力で参加できるような時が来るのも夢でないかもしれない。

最後に、このような機会を与えて頂きましたことに心から感謝申し上げます。

西淡・大毛地区舗装工事 始まる

60年春供用を予定している西淡ICから大毛IC間のうち、伊弉第6高架橋から大鳴門橋を除く区間約4.9kmを暫定4車線で舗装するものである。神戸～鳴門ルートでは門崎高架橋の鋼床版橋面舗装に続き、一般土工部及びRC床版部等の舗装のスタートとなり、舗装構成は下図のとおりである。なお、関連工事である孫崎工事は昭和57.2.5、孫崎高架橋上部工事は昭和58.1.25、西淡IC工事は9.5、大毛島IC工事は11.30、大毛工事は12.25にすでに竣工しており、亀浦高架橋も11.24にすべて閉合を完了し、残り伊弉高架橋についても今年の9月には舗装できるよう急ピッチで工事を進めている。現在舗装工事は発注を終え6月ごろから本格的なアスファルト舗装に着手すべく段取り準備等を行っている。また大毛島IC内に予定している鳴門管理事務所についても昨年の12月1日に建屋工事の発注を終え、現在基礎工事の準備中である。



岩黒島橋主横トラス下弦材(SM50Y材)の疲労試験(速報)

主横トラス下弦材は鉄道縦桁を直接支持する部材である。(図-1) 鉄道縦桁は単純支持形式で1本の下弦材に縦桁支承が2個載るため、列車通過に伴い下弦材に曲げと振りを発生させる。振りに対する安全性を向上させるために角溶接として内面にも隅肉溶接を行った。また鉄道縦桁支承直下にはダイヤフラム(図-2)を配置したが、当初下弦材下フランジの疲労許容応力度の低下を避けるために、ダイヤフラムと下フランジの間を溶接しない計画とした。

部材製作に先立ち、パイロットメンバー(図-1の斜線の部分)を製作し、その部材を用いた大型疲労試験を行った。その目的は以下のとおりである。

- 1) 内面溶接作業性の確認
- 2) 多くの沓座があるが、溶接による変形程度
- 3) 内面隅肉溶接により溶接欠陥が生じやすくなるが

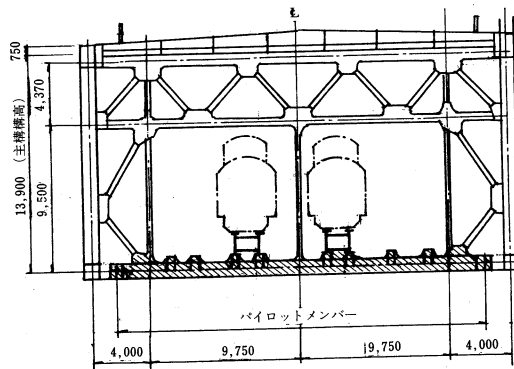


図-1

疲労強度に及ぼす影響 確認

パイロットメンバーの製作の結果、内面溶接作業を行う部材寸法であることを確認し、変形は製作途中で矯正を行うことにより対処しうることを確認した。

疲労試験を行う前に、静的振り試験を行った。その結果、ダイヤフラムを下フランジとの間で溶接を行っていないために、Boxの断面形状保持が十分でなく、スカーラップのために補剛されていないウェーブ部分で、板の面外方向の変形を生じ、大きな板の曲げ応力を生じた。将来、疲労上の弱点となると判断し、急拠下フランジとダイヤフラムをボルトで閉じ、再度振り試験を行った。その結果、断面形状保持は十分となり上記の現象は抑えられ、板曲げによる応力発生は無くなった。よって実際の製作ではダイヤフラムと下フランジを溶接で結合することとした。以降の橋梁は全てこの方針とする。その結果、疲労許容応力度をBランクからCランクへ変更した。

引き続き行った疲労試験の結果、下フランジにおける応力振幅は 16.8kg/mm^2 (Aランク許容応力度 15.3kg/mm^2 の10%up)で200万回まで安全であることを確認した。

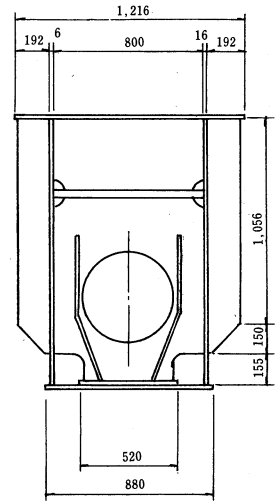


図-2 縦桁支承直下の
ダイヤフラム

因島大橋開通

因島大橋は、昭和58年12月3日、建設事務次官、広島県知事、愛媛県知事を始め多数の方々の御出席を得て、盛大に開通式が行われた。

因島大橋と因島大橋関連道路の概略は次のとおり。

(因島大橋)

型 式	3径間2ヒンジ補剛桁吊橋(ケーブル支間割 250+770+250=1,270m)
コンクリート量	1A: 56,000m ³ 4A: 50,000m ³
鋼材量	塔 : 2,800t/基 ケーブル: 5,200t ハンガー: 410t ロープ: 17,000t

工 費 326億円

(因島大橋関連道路)

供用区間	向東出入口から因島IC
供用延長	9.4km(因島大橋を含む)
道路規格	1種3級
車線数	暫定2車線(因島大橋区間は4車線)
主 な 道路施設	向東出入口、向島IC、因島IC、大浜P.A、バスストップ3か所

工 費 349億円

なお、因島大橋は昨年の12月4日に供用開始され、晴天の日曜日だったせいもあって、因島大橋断面の交通量は13,959台/24時間であった。

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。

仕様書・要領等

- * 土木工事共通仕様書 昭和53年 6 月
- * 測量・調査・設計等共通仕様書 昭和56年12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

材料規格等

- * 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 昭和54年 3 月
の解説
- 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

設計基準等

- 幾何構造基準(案) 昭和48年10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
- ### 製作基準等
- * 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
 - * 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 (写真集) 昭和58年 1 月

本四技報編集委員会名簿 (アイウエオ順)

編集委員長	杉田秀夫			
編集委員	有田稔	黒瀧義則		
	後藤忠	坂本政彦		
	庄司吉美	高橋靖典		
	辰己正明	田中嘉博		
	千々岩敏弼	成田秀志		
	野村直茂	秦健作		
	水間雅昭	宮沢修二		
	村田正信	森田行守		
	山下義之	山県守		
	渡辺忠明			
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)		

本四技報 第27号

発行 昭和59年 1 月15日
監修 本州四国連絡橋公団
発行所 財団法人海洋架橋調査会
東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル 〒105
電話03(436)-3896
発行者 井上義光
印刷 中井編集デザイン事務所

定価1,400円

