

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 9 No. 33 '85. 4

本州四国連絡橋公団監修

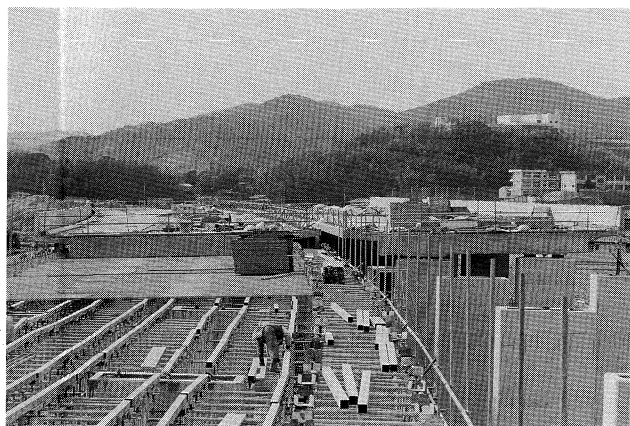
APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第33号 目次

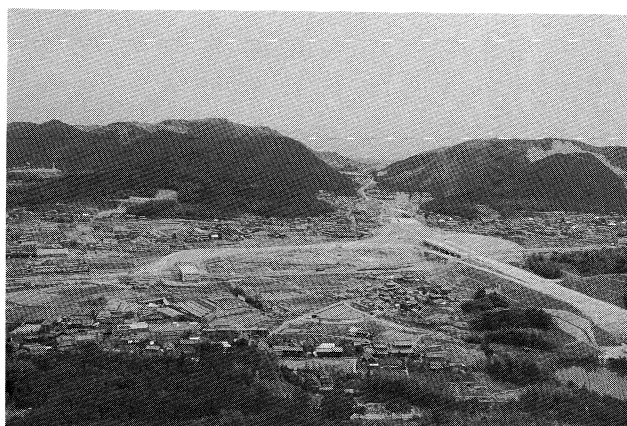
技術と人間あれこれ.....理 事.....	山下文利.....	1
撫養橋の風洞実験.....	(前)第一建設局設計課.....	田中淳之..... 2
	第一建設局設計課.....	多田和夫
	(前)同上.....	長谷川芳己
下津井瀬戸大橋1Aトンネルアンカーの.....	第二建設局児島工事事務所.....	竹内寛夫..... 11
設計施工	第二建設局建設第一課.....	吉田好孝
榎石高架橋剛結横梁の設計.....	第二建設局児島工事事務所.....	大町武司..... 17
	同 上.....	吉田茂司
	同 上.....	北口雅章
南北備讃瀬戸大橋(上部工)の基本設計.....	(前)第二建設局坂出工事事務所.....	森本隆也..... 26
	(元)同上.....	馬場賢三
北備讃瀬戸大橋塔製作.....	第二建設局坂出工事事務所.....	成井 信..... 41
	(前)同上.....	平野 茂
	同 上.....	古屋和彦
技術ニュース.....		50

本四技報 第34号 (60.7) 掲載予定

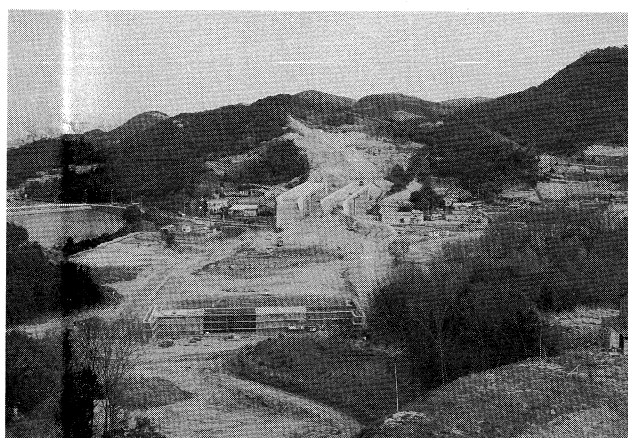
- 明石海峡大橋主塔基礎施工調査
- 下津井瀬戸大橋塔製作
- 北備讃瀬戸大橋サドル製作
- 北備讃瀬戸大橋塔架設
- 強風化花崗岩の支持力と変形特性
- 明石海峡大橋洗掘実験(その1)
- 下津井瀬戸大橋タワーリンク設計製作



一般国道30号亀山高架橋上部工施工 (60年2月)



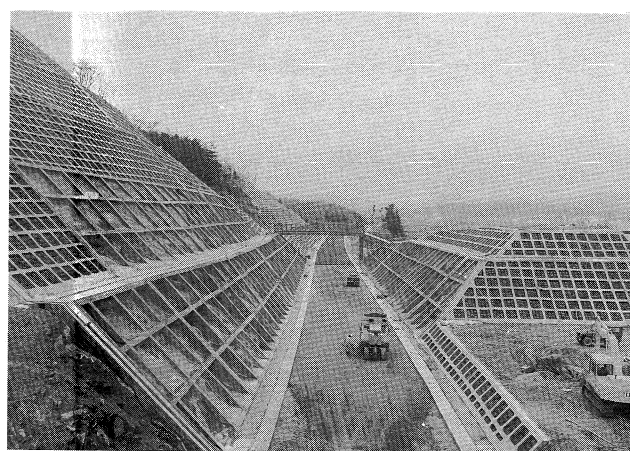
水島インター工事 (工事全景) (60年2月)



一般国道30号通生工事 (60年2月)



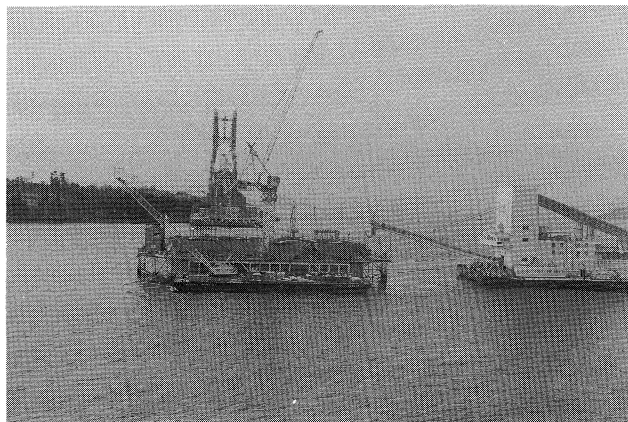
本四備讃線小川 (その2) 工事 (60年2月)



阿津鉄道土工 (その2) 工事 (路盤工) (60年2月)

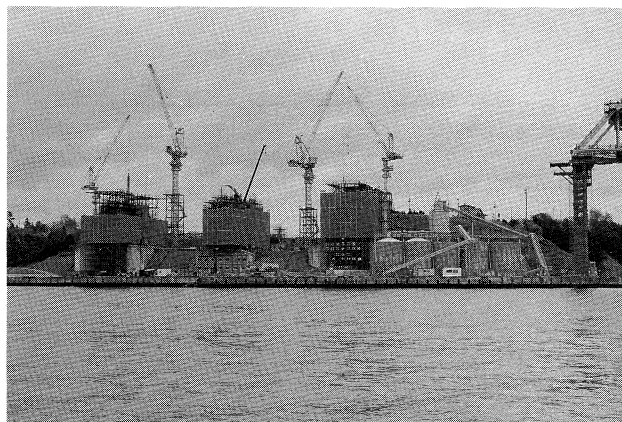


下津井瀬戸大橋ケーブル工事 (60年2月)



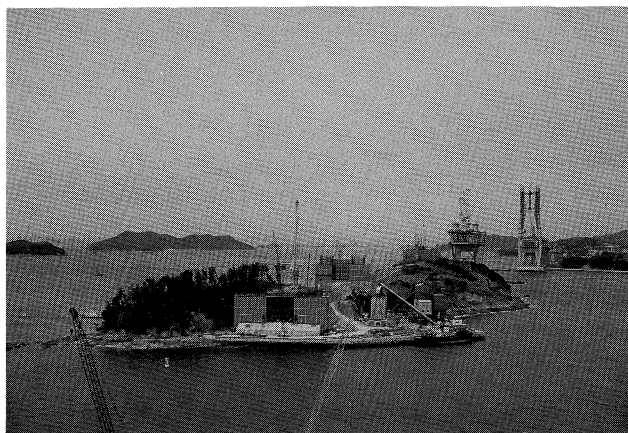
櫃石島橋下部工（その３）工事

（60年２月）



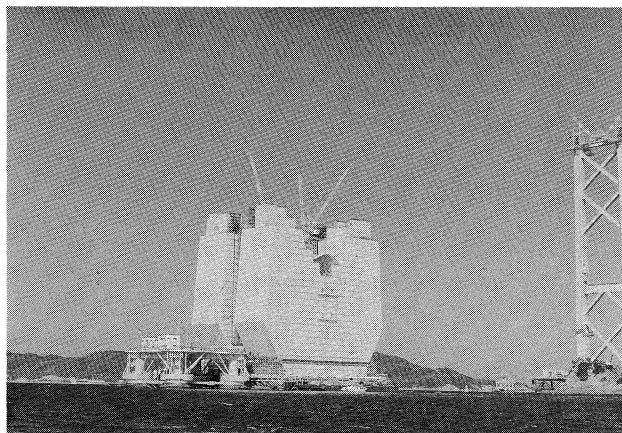
岩黒橋下部工（その２）工事

（60年２月）



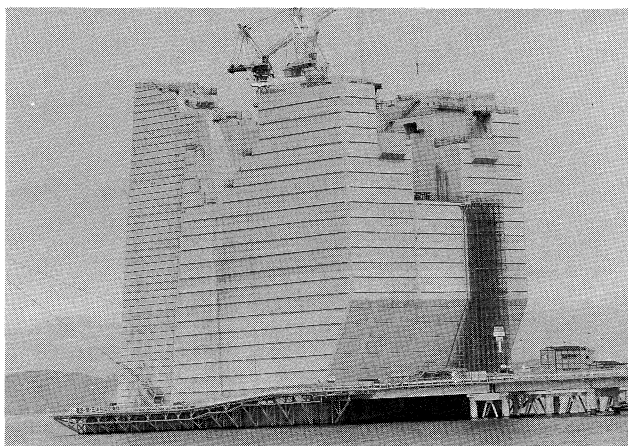
羽佐島地区（その１）工事

（60年２月）



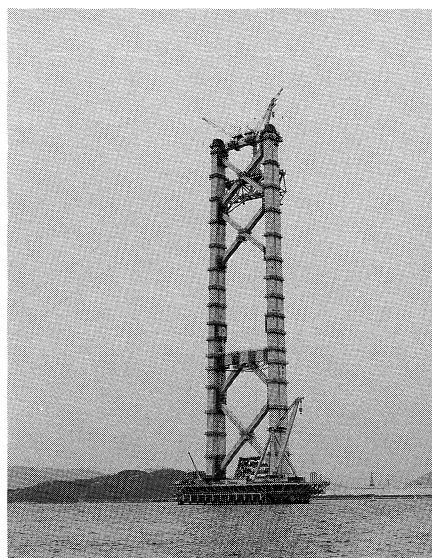
南北備讃瀬戸大橋下部工北工区（その４）工事（４Ａ）

（60年２月）



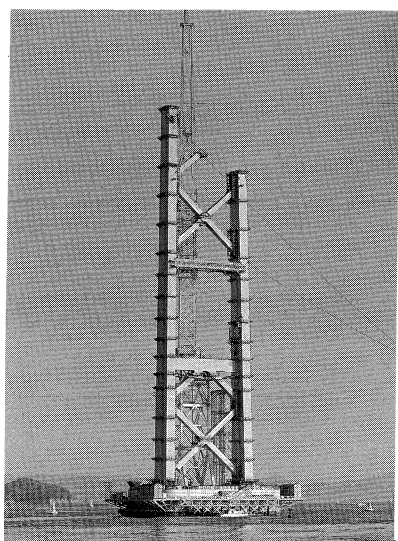
南北備讃瀬戸大橋下部工南工区（その４）工事（７Ａ）

（60年２月）



南北備讃瀬戸大橋塔架設工事（60年２月）

児島～坂出ルート

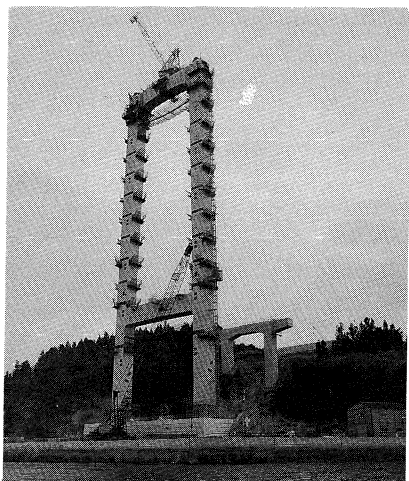


南北備讃瀬戸大橋塔架設工事 (60年 2 月)

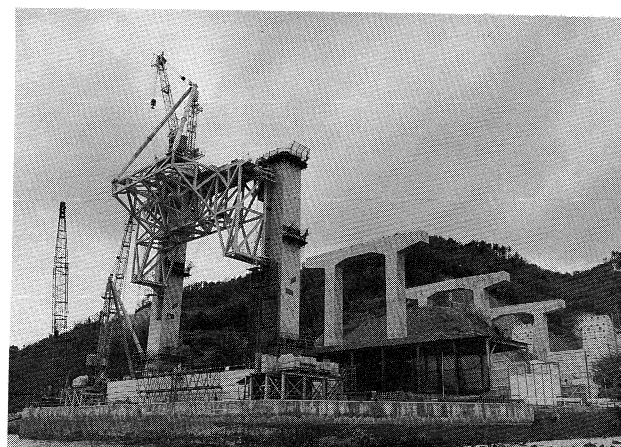


番ノ州高架橋 1 P・2 P 鋼橋脚工事 (60年 2 月)

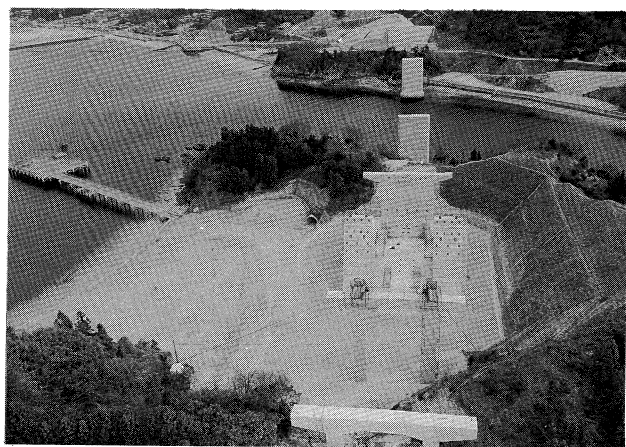
尾道～今治ルート



大島大橋塔架設工事 (5 P 完了) (60年 2 月)



大島大橋塔架設工事 (6 P) (60年 2 月)



伯方大島大橋下部工完了 (60年 3 月)



宮窪トンネル北坑口 (60年 1 月)
左側：下り線 (暫定供用線)、右側：上り線

技術と人間あれこれ

Somethings, Technic and Human

理事 山下文利
Fumitoshi Yamashita

最近、日本列島は海図に書かれた場所よりも約470m北西方向にずれていることが解ったという。ぶら下げた重りで星との仰角を測り位置を決めるそうだが、日本の沖を深く挟む日本海溝によって重力のアンバランスが起り、重りはわずかながら北西方向に引張られるための誤差とのこと。

この話にさる方面の先生は、「日本海が狭くなったのだな、」と。また、別のタカ派の先生からは、「むやみに公表すべきことではない。ミサイルの標的地点を修正されてしまうではないか、」とおこごと。大海にバケツ一杯の水を注いで、増えたと云うのは馬鹿げているが、増えないと云うのも正確さを尊べば間違いといえそう。専門外の者にとっては、何となくひっかかるものがあるにしても、技術に基づいた成果については、過大評価し、盲信し、誤解してしまう。

四半世紀前、需要の将来予測に納得しない事務屋の上司が、最小自乗法で計算したとの説明に、「それなら間違いあるまい。」ともの知り顔で諒解。今でも、コンピュータで計算しましたと云われると反論し難くなる。人間の咳のエネルギーは1回あたり20カロリーという。それなら10回せき込むと20分間のジョギングに相当する。ダイエットするより風邪をひく方が手取り早いと思ってしまう。

飛行中のジェット機の翼を見ていると、紙のようになって今にも引きちぎれそうで不安になる。しなる方がむしろ安全と聞いて安心するが、技術的に安全な筈の航空機もニヤミスや心身症といった人災には弱い。橋のタワーは外側に反っており、しかも、たわんでいると聞くと倒れないかと心配になる。負荷を考慮した緻密な技術的計算に驚嘆し、橋梁工学の成果に目をみはるが、油断をすれば六郷の橋のような人為的な事故が起ることもある。日進月歩する技術に人間の弱さが追いつけず、これを妨害するようになっては困る。

本四架橋と並び世紀の事業である青函トンネルがこの程貫通した。近代的技術の粋を駆使したトンネル工事の現場では、これとは裏はらに何となく古めかしい女人禁制が行われているという。女性評論家等が入坑したあと

必ず事故が起ったとか。家を建てる時家相が云々される。中国伝統の家相ではイヌイの玄関を大吉とするが、毎年暦を発行している某易所ではこれを凶としているとか。家相も理論的に説明がつかないものもあるようだ。本四児島坂出ルートの工事で事故が続いた。総裁以下役員が安全祈願をしたところ、その後事故は起っていない。迷信だと片付けられないところに人間の弱さがあり、慣例に従うことで安心を与えられる。人間の弱さを見せつけられる。

アメリカ国内には、「アーミッシュ」といわれる人々が約4万人も住んでいる。プロテスタントの中でも非常に徹底した聖書中心主義を信奉している。永遠なる生命を得るため世俗的なものから完全に離れるべきであるとの強い信念をもち、ガス、水道、電気、電話はもちろん、ラジオ、テレビ、自動車といった技術文明を一切拒否し、移民時代の伝統をかたくなに守っているという。人間性を極端に重視するのあまり技術を無視する行き方には首をかしげたくなる。

最新鋭の船舶で通信室にひどい振動があるので改造したところ、その振動は消えたものの別の個所に振動が移ってしまった。ブロック工法や溶接技術等で世界の最先端に行く技術者集団の一員に聞くと、「船は一品生産だから造ってみなければ、どこに振動が伝わるか解らない。しかし、安全面では全く問題はないので御心配なく。」と。安全な船であることは技術として当然の要求性能であるが、快適性等人間的な面への配慮に欠けるのではないかと危惧している。沖ゆく船の無事を祈って灯をともし沿岸灯台。その一つひとつは形状、色彩等に個性を持っている。単調な灯台であっても、設計陣は特徴を出すために精根をこめている。だからこそ、灯台は単に光波を出して航海安全に寄与するだけに止まらず、船舶乗組員に心のやすらぎと憩を与え、すさみがちな心をなぐさめる。

橋梁の場合も、安全に車を通すだけの機能に止まらず地域の生活文化に密着し、人間性を尊重したものであり、ロマンを生むようなものにならないだろうか。技術に対する期待が大きいだけに、願望もまた大きくなる。

撫養橋の風洞実験

Wind Tunnel Tests of Muya Bridge

(前)第一建設局 設計課長	田中 淳之
設計部 設計第一課長	Atuyuki Tanaka
第一建設局 設計課長	多田 和夫
	Kazuo Tada
(前)第一建設局 設計課	長谷川 芳己
第二建設局 坂出工事事務所	Yoshimi HasegaWa

1. まえがき

撫養橋は、大毛島～四国本土間の撫養瀬戸に既に架設されている小鳴門橋（4径間トラス補剛吊橋）に隣接して、架設される4径間連続橋梁（107m+160m+160m+107m）である。上部工は張り出し部を有する鋼床版矩形箱桁（幅員10m×2）で、暫定施工として、先ず単一箱桁（幅員10m）を架設し、上下線非分離の2車線として供用し（以下「暫定系」）その後さらに、単一箱桁を追加して上下線分離の4車線として完成させる計画となっている（以下「完成系分離構造」）。

周知のとおり、類似の橋梁形式である門崎高架橋では、

諸々の検討により耐風性能の確認が必要となり風洞実験が実施された。その結果によると、基本断面一様流中では渦励振・ギャロッピングが、乱流中ではバフティングが発生したため制振対策を施した上で架設されている。

これらの状況を踏まえ、本実験は①撫養橋の渦励振・ギャロッピング②撫養橋が小鳴門橋に及ぼす影響③小鳴門橋が撫養橋に及ぼす影響④完成系分離構造での並列2箱桁の相互干渉の影響⑤乱流中の挙動の一連の現象を把握し適切な制振対策を施すために実施したものである。本文は風洞実験の概要を実験経過に沿って報告する。

図-1に撫養橋・小鳴門橋の概要を示す。

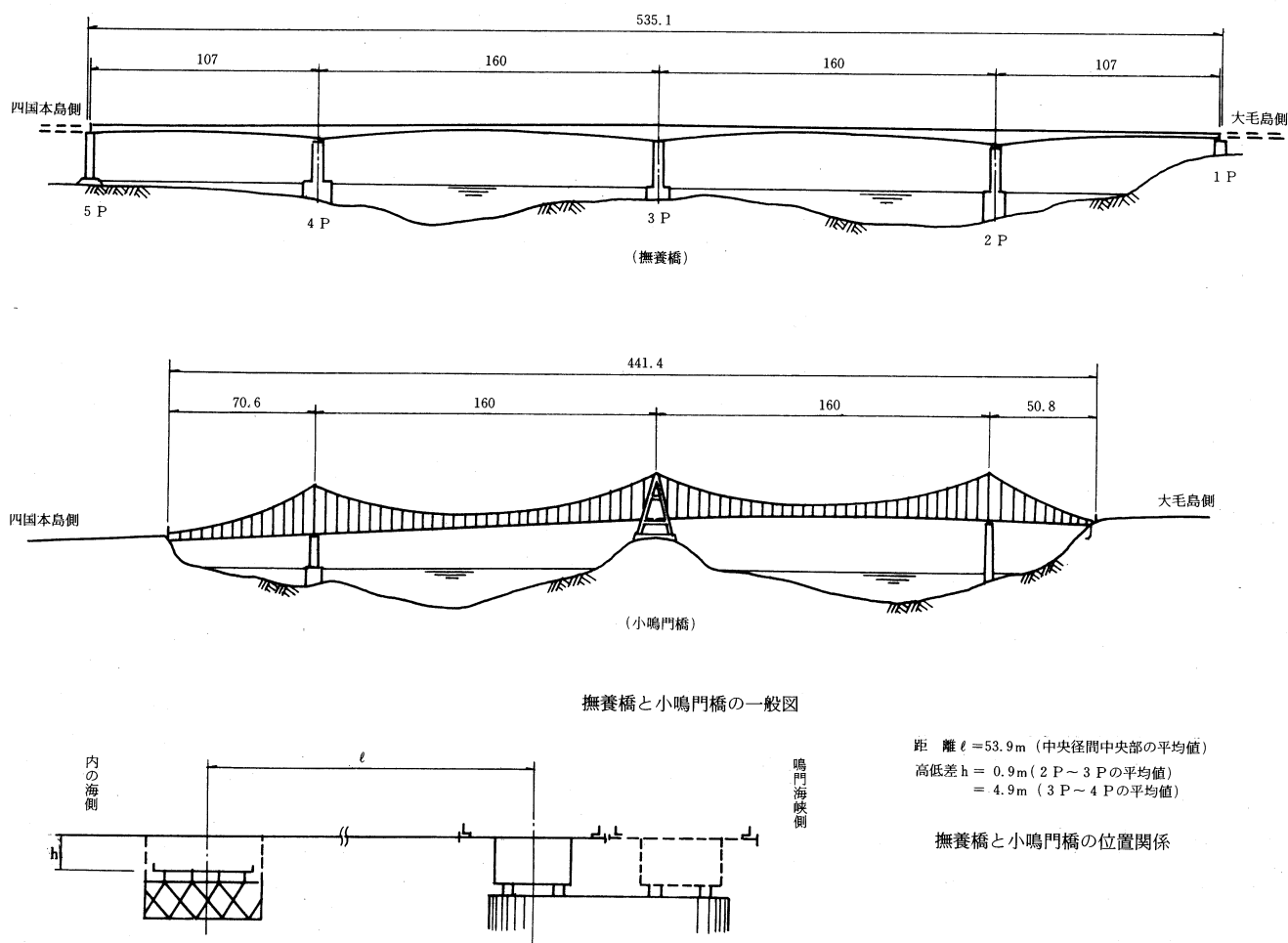


図-1 橋梁の概略図

2. 風洞実験の経過

前述のように本実験は対象とする現象が多かった事、また相互干渉等は実験事例が少なかった事から実験を進めるに際しては多くの方々の御指導、御助言を頂きながら進めた。図-2に実験の経過を示す。

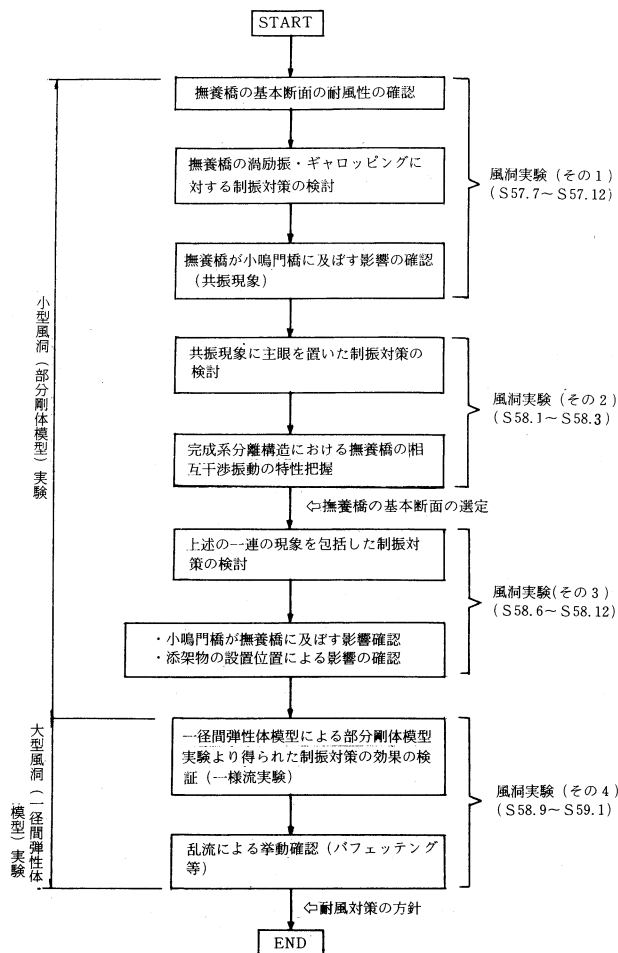


図-2 風洞実験経過の流れ

3. 小型風洞(部分剛体模型)実験

3.1 模型・実験条件等

部分剛体模型による実験は、撫養橋の基本断面の選定、制振対策の検討等基本的な耐風性能の把握を主目的として実施した。

風洞実験に供する撫養橋の基本断面は、耐風性はもちろんのこと、既に施工中であった下部工の耐力等も考慮し、3種類を選定した。O断面は最適設計から得られる経済性の高い断面であり桁高は中央径間(160m)の支間中央で4m、支点部で7mの変断面である。B断面は耐風性を重視し、支間中央部を極力扁平にしたもので、桁高はそれぞれ3m、7mの変断面である。当然ながら経済性は損なわれ、O断面に比べ約1割の鋼重増となっている。C断面は、完成系においてO断面を横桁で連結し、上下線一体構造(2 Box形式)とすることで、耐

風安定化を図ろうとするものである。表-1に断面別の実橋諸元を示す。

模型は、縮尺 $1/60$ とし、変断面の取扱いは中央径間支間中央 $1/2$ 区間の平均等断面で代表させ、横断勾配($i=2\%$)は忠実に再現した。

使用した風洞は、日立造船(株)のゲッチンゲン型風洞である。

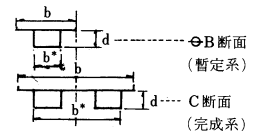
表-1 実橋諸元

項 目	記号	単 位	O断面	B断面	C断面
投 影 幅	b	m	11.70	11.70	23.50
"	b*	m	5.10	7.00	17.10
投 影 高 さ ¹⁾	d	m	4.50	3.53	4.50
単 位 質 量 ²⁾	m γ	t $\cdot$ s ² ・m ⁻¹ /m	0.897	1.059	1.710
鉛直たわみ振動数 ³⁾	N γ	Hz	0.492	0.452	0.491
対数減衰率	$\delta\gamma$	—	0.02	0.02	0.02

1) 中央径間中央 $1/2$ 区間の平均高さ⁴⁾

2) 中央径間の平均質量

3) 最低次モード対象



3.2 撫養橋自身の耐風性能

図-3に基本断面別の応答を示す。暫定系であるO・B断面は、渦励振・ギャロッピングとも発生し、完成系一体構造であるC断面はギャロッピングは発生しないものの風速域の広い渦励振が発生した。

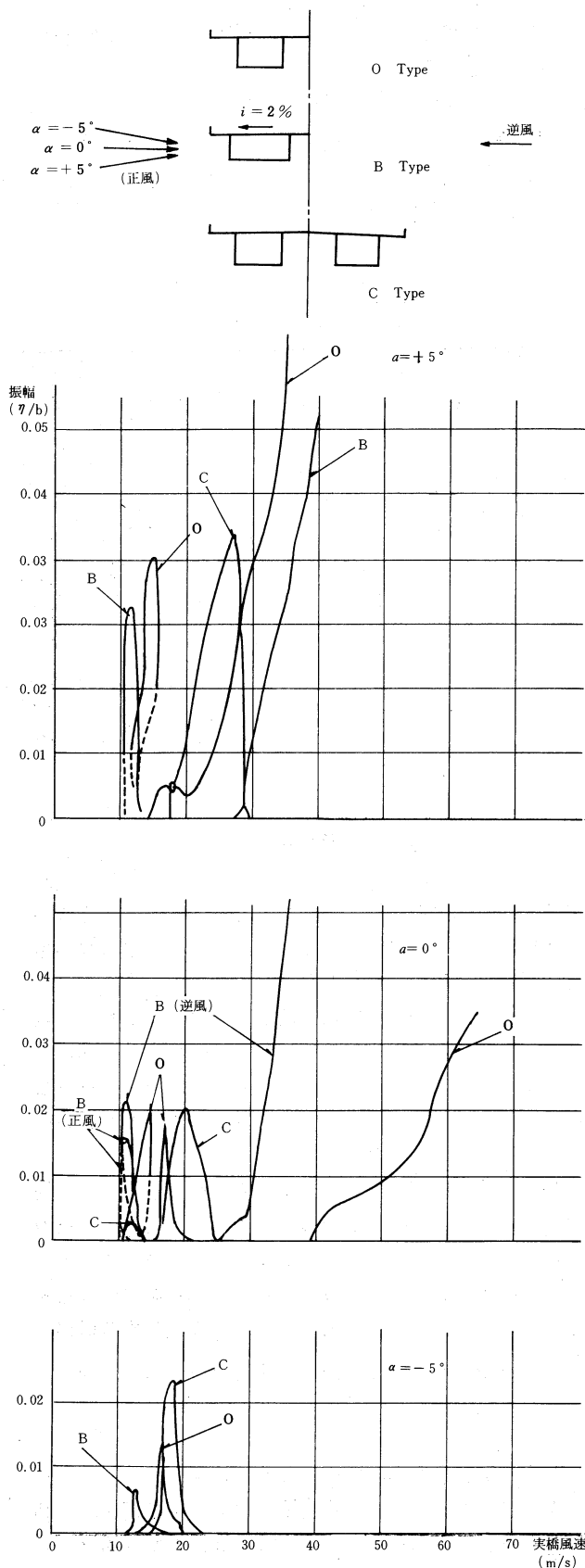
さらに、横断勾配の影響を確認するため、B断面迎角 0° については、図-3に示す正風・逆風の2 CASEを実施した。これによると正風では発生しないギャロッピングが逆風では発生し、耐風安定性は逆風の方が厳しいことが明らかとなった。

制振対策として、門崎高架橋の部分剛体模型による検討で得られた付加物(以下「門崎形式」、図-4)を取付けた場合、暫定系O・B断面は渦励振・ギャロッピングとも抑制されるが、完成系C断面の渦励振にはほとんど効果は認められなかった。なお、門崎高架橋の最終付加物は背後の地形等を考慮して決定されており、図-4とは多少異っている。

3.3 撫養橋が小鳴門橋に及ぼす影響

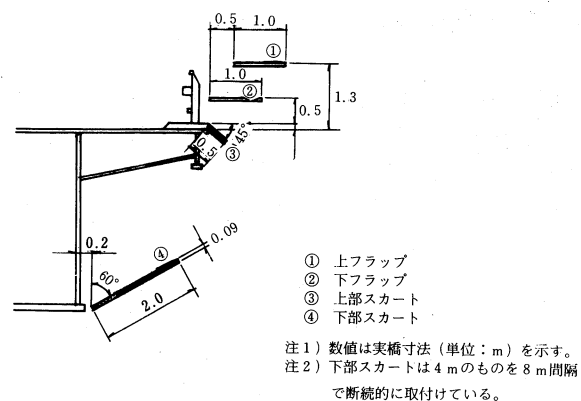
撫養橋の架設による小鳴門橋への影響を把握するため、風上の撫養橋は固定し、小鳴門橋は2自由度(曲げ・ねじれ)のパネ支持とした実験(高低差 $h=0$ m、迎角 $=+5^\circ$)を行った。その結果が図-5・6である。

なお、撫養橋は門崎形式の付加物を取りつけたもので、暫定系では安定な断面である。また、小鳴門橋は撫養橋がない場合(以下「単体時」、80m/s付近まで曲げ・ねじれ振動とも発生しないことを別途確認した。表-2に小鳴門橋の実橋諸元を示す。



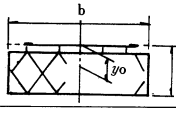
図－3 基本断面別の応答

小鳴門橋は撫養橋の後流の影響により、曲げ・ねじれともある風速で卓越ピークをもつ不規則振動が発生している。特にO断面の曲げ卓越ピークは大きく、撫養橋の



図－4 門崎形式の耐風付加物

表－2 小鳴門橋の実橋諸元

			
項 目	記号	単 位	
投 影 幅	b	m	8.5
投 影 高 さ	d	m	4.183
単 位 質 量	$m\eta$	$t \cdot s^2 \cdot m^{-1}$	0.983
単位 極慣性モーメント	$H\theta$	$t \cdot s^2 \cdot m^{-1}$	73.23
振 動 数	鉛直たわみ	$N\eta$	Hz
	ね じ れ	$N\theta$	Hz
	振 動 数 比	$N\theta/N\eta$	—
回 転 中 心 ¹⁾	y_0	m	1.736
対 数 減 衰 率 ²⁾	$\delta\eta$	—	0.03
” ²⁾	$\delta\theta$	—	0.05

1) 重心とせん断中心間の1/2点

2) 常時微動による計測値

影響は無視できないことがわかった。

これら小鳴門橋の応答に見られる卓越ピークは、発生風速、撫養橋のストローハル数より、後流渦の変動成分と小鳴門橋との共振現象 (wake resonance) であると推察され、後流渦の発生周波数と小鳴門橋の曲げ・ねじれの固有振動数が一致した風速において大振幅が発生した。

3. 4 撫養橋の相互干渉の影響等の検討

(1) 風洞設備の改造

3. 3の実験から、撫養橋の制振対策や耐風性能を検討するには、撫養橋自身の渦励振・ギャロッピングについては勿論のこと、小鳴門橋への影響も考慮し、総合的に判断すべきことが明らかになった。

このため、一連の現象を同時に捉えられるよう風上の

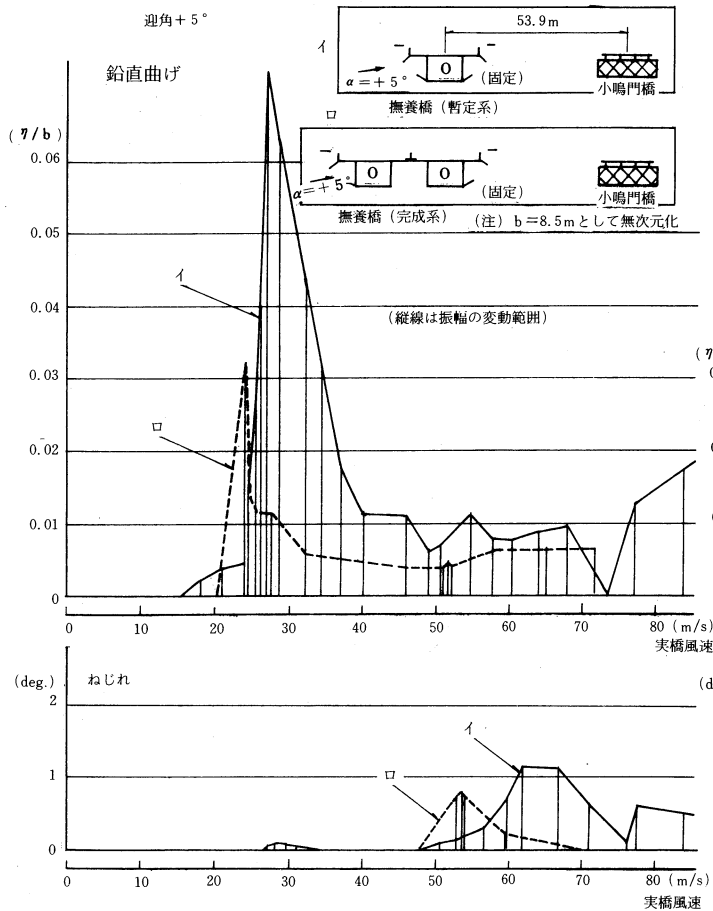


図-5 O模型での相互干渉試験の結果(小鳴門橋の応答)

撫養橋は曲げ1自由度で、風下の小鳴門橋は曲げ・ねじれの2自由度で、同一風洞内に2系統(暫定系)または3系統(完成系分離構造)のパネ支持ができるよう改造し以下の検討を実施した。

(2) 撫養橋の相互干渉の影響(完成系分離構造)

基本断面B断面での実験結果を図-7に示す。撫養橋の応答を暫定系(図-3)と対比すると、正迎角で発生していたギャロッピングは負迎角で発生し、渦励振の振幅も全体的に大きくなっている。並列2箱桁の相互干渉の影響が大きいことが明らかになった。

撫養橋の相互干渉振動の特性の一端を明らかにするため、渦励振発生風速域において、上・下流2模型のうち1模型を固定したときの応答及び2模型の振動の位相差を調べた一例が図-8である。これらより応答特性の大略は、①並列2箱桁まわりの強制空気力(剝離渦等)による応答②並列2箱桁の一方が振動することにより誘起される動的空気力による応答の2種が混在し、2箱桁の振動には位相差があることが明らかになった。なお、2種類の応答の混在割合は断面形状(付加物)により異なった。

(3) 一連の現象に対する制振対策

前述までの諸現象に対し、撫養橋基本断面は小鳴門橋への影響が少ないと判断できる偏平なB断面を選定し、

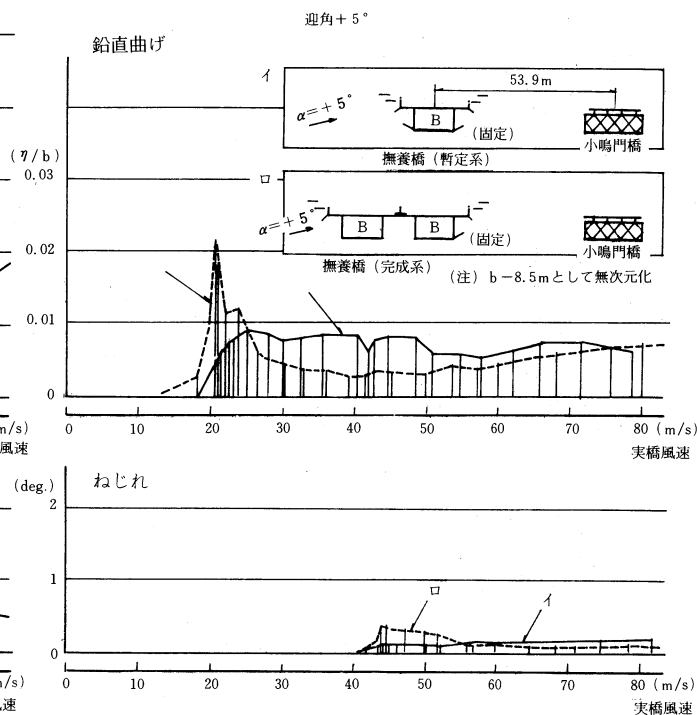


図-6 B模型での相互干渉試験の結果(小鳴門橋の応答)

門崎形式付加物の改良について試行錯誤的に種々検討した結果、撫養橋・小鳴門橋ともほぼ問題ない程度の振幅に抑制できることがわかった。図-9に得られた耐風付加物(以下「門崎改良形式」)の形状寸法を示す。

3.5 検査車レールの耐風付加物抑制効果に対する影響

箱桁の下フランジ面に検査車レール($h \approx 0.25\text{m}$)を設置すると撫養橋自身の抑制効果にはほとんど影響しないが、小鳴門橋への抑制効果は弱められ、曲げ・ねじれ、とも卓越ピーク振幅が大きくなることが明らかになった。なお、プレート下面(箱桁側面)に設置すると影響は低減した。

3.6 小鳴門橋が撫養橋に及ぼす影響

トラス補剛吊橋により乱された風(格子乱流化)が撫養橋に及ぼす影響を、風上の小鳴門橋は固定し、風下の撫養橋は曲げ1自由度のパネ支持として確認したが、暫定系・完成系とも門崎改良形式付加物の抑制効果に変化はなかった。

3.7 小型風洞実験のまとめ

撫養橋全体の振動現象に対し最も支配的と考えられる

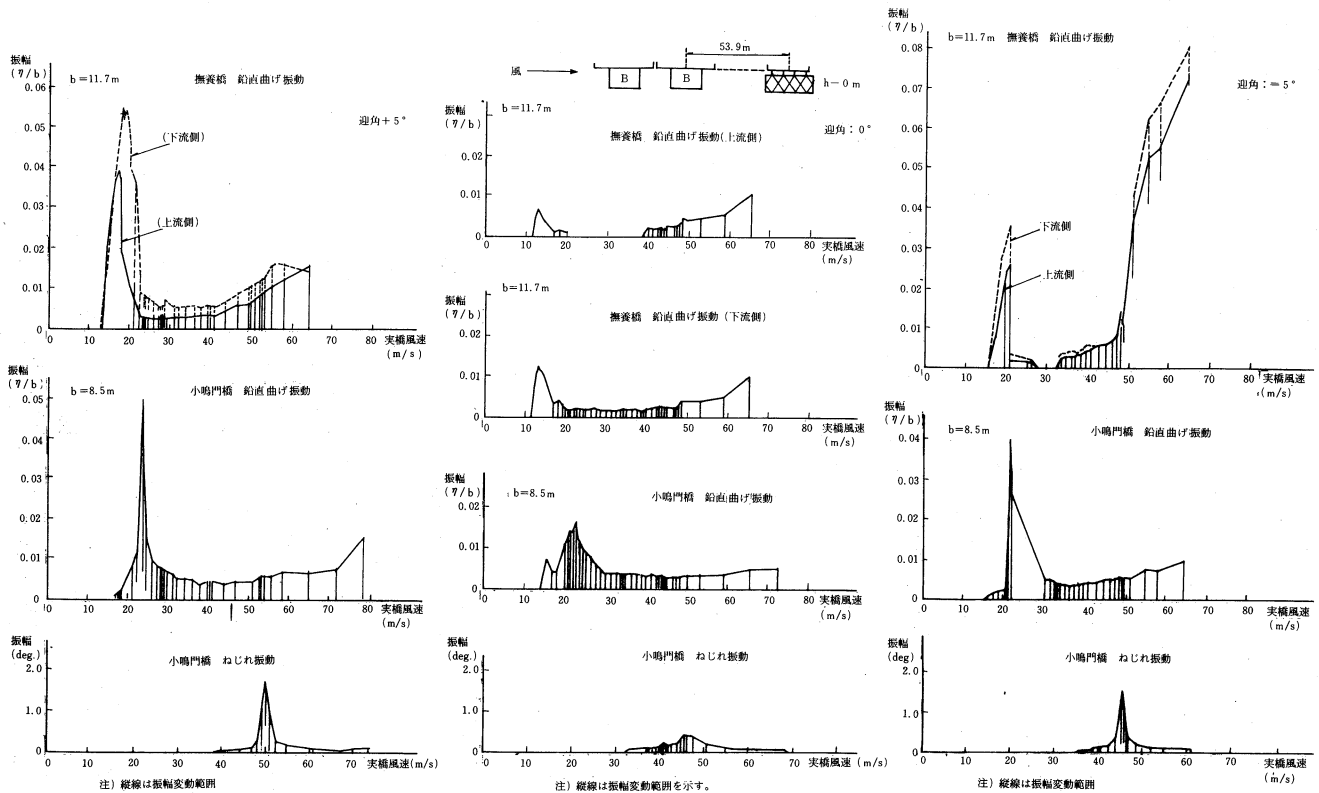


図-7 完成系分離構造基本断面(B断面)における一連の応答(迎角: +5°、0°、-5°)

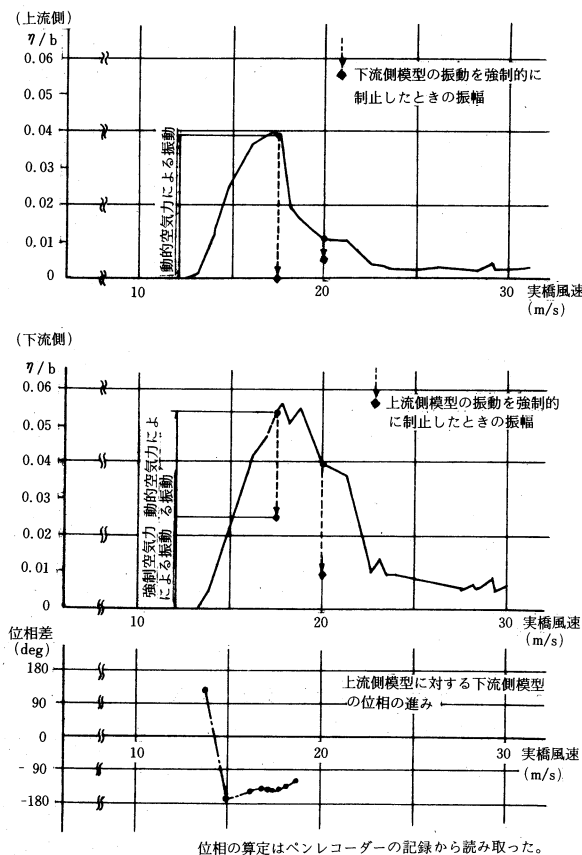


図-8 基本断面(B断面、迎角+5°)の応答特性

スパン中央部付近の平均等断面を用いた一様流実験により、撫養橋の基本断面の選定と制振対策が明らかになった。

た。

一方、撫養橋は橋軸方向に桁高が変化する変断面であること、また振動モードによる空気力の変化等三次元的効果及び乱流中の挙動の確認が指摘された。

これらの問題に関して、検査車レールの設置位置の決定も含め、大型風洞による一径間弾性体模型実験を実施し検証することとした。

4. 大型風洞（一径間弾性体模型）実験

4.1 実験内容

実験は、完成系・暫定系共、撫養橋を風上に置いた状態のみ実施した。

実験は、一様中での制振効果の検証、乱流中の耐風性能の確認を主眼としたもので内容は以下のとおりである。

(1) 一様流実験

実験はまず、管理路（門崎改良形式付加物のプレートという）・耐風付加物（フラップ・上部スカートという）を付けない基本断面の耐風性能を検証したのち、管理路を設置し、実験を行った。管理路は検査車レールの設置位置とペアで考え、図-10に示す2 CASEについて実験を行い、耐風性の良好な方を選定し、最後に耐風付加物を設置し効果を検証した。

(2) 乱流実験

現地自然風を反映させた乱流中での制振効果・撫養橋の渦励振及び小鳴門橋の共振現象に対する乱流効果などの耐風性能を把握した。

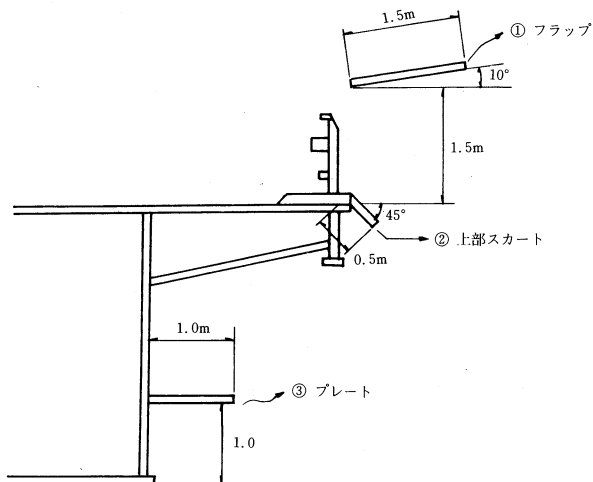


図-9 改良された耐風対策

4.2 模型・実験条件等

模型の縮尺は、部分剛体模型と同様 $1/60$ とし、実験対象スパンは、変位モードが大きく、また両橋の高低差が小さく撫養橋の後流による小鳴門橋への影響が大きいと思われた中央径間2P～3P間とし、両橋の線形・縦断・横断関係は忠実に再現することとした。

振動特性は、一径間弾性体模型であることから基本(一次)モードについて相似させることとしたが、模型固有の高次モードの特性は適確に把握しておき、類似の実橋高次モードの挙動把握に努めることとした。

撫養橋模型は、ねじれ剛性が大きくねじれ振動は発生しないことから桁の曲げ剛性と重量分布を相似させることとし、曲げ剛性は、振動モード、振動数が相似するように2本の鉄棒を幾何学的形状模型の中に通した剛性棒形式とした。

小鳴門橋模型は、曲げ・ねじれ両振動が発生することから、曲げ・ねじれ剛性、重量・極慣性分布を相似させる必要がある。しかし、剛性に関しては、両剛性を剛性棒のみで満足させることは不可能であったので、ねじれ剛性は2本の剛性棒で相似させ、曲げ剛性は、ねじれ剛性への寄与がないように2本の剛性棒を連結しているアルミ棒の中央の上下に、橋軸方向3箇所にコイルバネを配することによって相似させた。

また、それぞれの桁径間模型は、模型の構造減衰を極力小さくするよう板バネを介して支持架台に結合した。図-11に実験の全体機構概念図を示す。

なお、構造諸元等はその後の調査・設計で得られた値を用いた。

乱流実験に用いる風の乱れ強さ・乱れのスケールは昭和48年から昭和50年にかけて実施された現地風観測記録の分析結果参考文献2)を反映させた。風洞の乱流発生は、角材・隋円くさび・キャスルの組合せによった(写真-1)。表-3に風洞乱流の特性を示す。

使用した風洞は石川島播磨重工(株)所有のエッフェル型大型大気乱流風洞である。

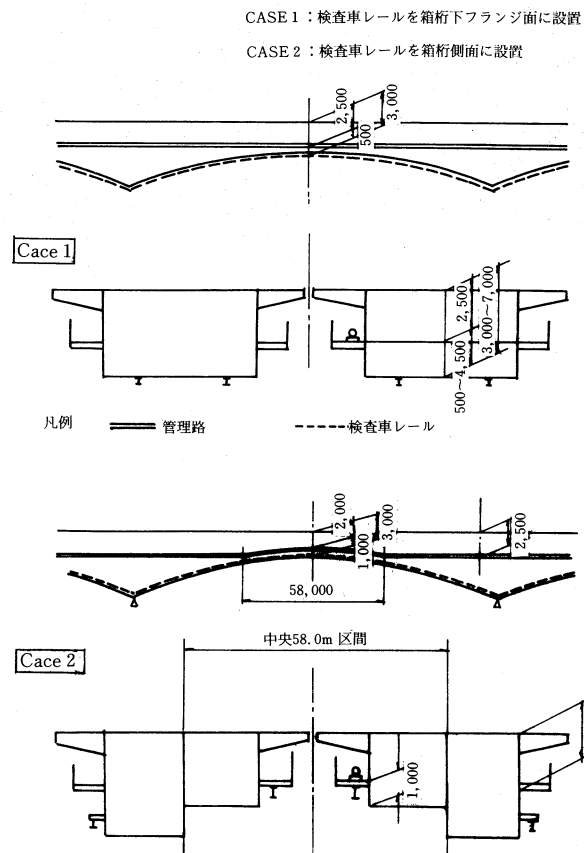


図-10 撫養橋の管理路および検査車レールの配置図

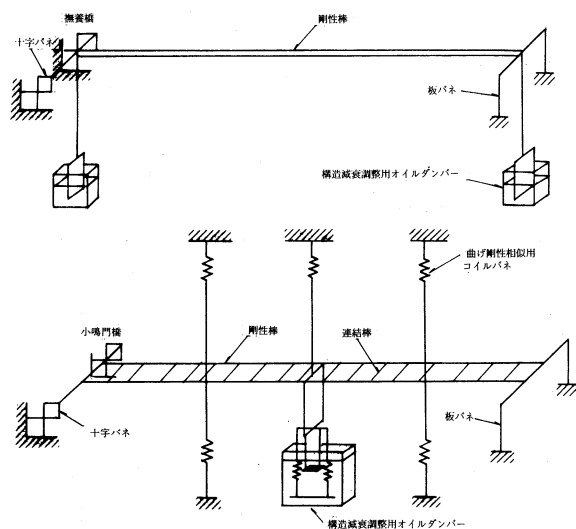
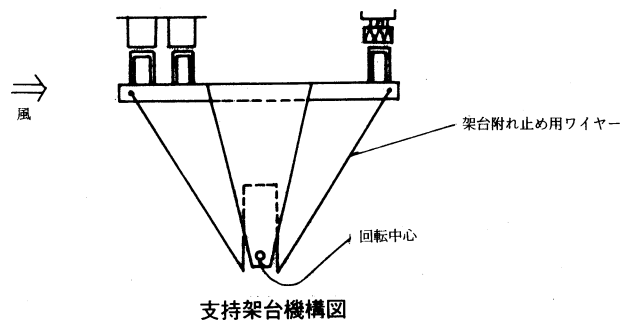


図-11 全体機構概念図(1径間弾性模型)

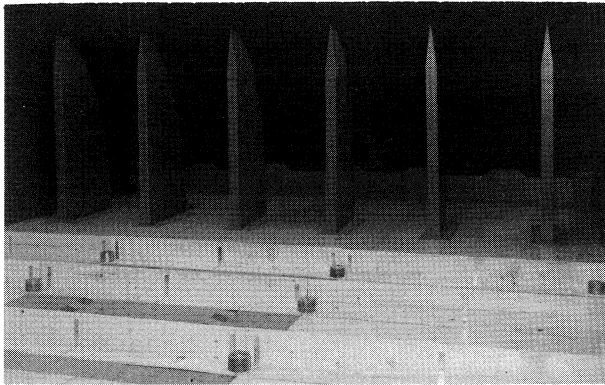


写真-1 乱流発生装置

表-3 風洞乱流の特性

	風洞気流	現地での測定値	摘 要
乱れの強度	Iu	9~28%	±10~±30%
	Iw	6~17%	—
乱れのスケール	Lu	59~90m	自己相関が0を横切る積分スケール
	Lw	14~24m	〃
横方向相関	k	4~7m	decay factor

4.3 実験結果

(1) 一様流実験

検査車レールの設置位置は小型風洞実験と同様 CASE 2の方が概ね良好であることが検証された。

また、小鳴門橋単体時の耐風性は50m/s付近でねじれのフラッターが発生することが別途確認された。これはその後の調査により極慣性モーメントを小さくしたためである。

図-12に暫定系・管理路 (CASE 2) 設置の場合の V-A 図を示す。

1) 撫養橋の応答

部分剛体模型実験との整合性は、概ね良好であった。即ち基本断面は渦励振・ギャロッピングが発生する耐風性の劣る断面であり、制振対策については、管理路+耐風付加物の効果が部分剛体模型実験で確認されているが、管理路の設置によりギャロッピングが、さらに耐風付加物の設置により渦励振が消滅することが検証された。

2) 小鳴門橋の応答

部分剛体模型実験結果とは、曲げ振動の応答が大きく異った。15m/s付近で1次の共振振動が発生したのち、20m/s付近より3次(実橋4次モードに類似)卓越(1次・3次の混合)に変わり振幅も風速とともに増大する不規則振動が発生した。これは撫養橋の後流渦に含まれるエネルギーは3次の成分が最も卓越しているためと考えられる。図-16は応答振幅をフィルターにかけ成分別に分離した一例であるが、一次モードの応答に着目すると共振後は応答が落ちている。即ち、1次モードのみに着目した部分剛体模型実験結果と同様と見ることができる。

ねじれについては、一次共振の卓越ピークは発生す

るものの単体時に発生したねじれのフラッターは消滅した。

制振対策は、管理路 (CASE 2) の効果は認められるも、耐風付加物の有効性はほとんど認められなかった。

(2) 乱流実験

暫定系・管理路 (CASE 1) の場合の V-A 図を図-13に示す。

また、V-A 図には小鳴門橋単体時の応答も併記している。

1) 撫養橋

一様流中で見られた渦励振は消滅し、一次のバフェッティングが発生した。

応答は迎角による変化、耐風付加物等の有効性はほとんど認められなかったほか、別途構造減衰を大きくし制振効果を確認したが、顕著な効果は見られなかった。

なお、完成系・暫定系を対比した場合、完成系の応答が多少大きく相互干渉の影響が見られた。

2) 小鳴門橋

曲げ・ねじれとも一様流中で見られた一次共振の卓越ピークはほぼ消滅し、1次卓越(1次・3次の混合)のバフェッティングが発生した。

小鳴門橋単体時の応答と対比すると、大差がなく、乱流中では撫養橋の後流の影響は小さいと考えられる。

制振対策の効果は、撫養橋と同様認められなかった。

5. 耐風対策の検討

(1) 許容振幅の検討

風洞実験により振幅が問題となるのは、制振対策が困難と考えられる乱流中のバフェッティング及び一様流中の小鳴門橋の高次(3次)曲げ不規則振動である。ここでは、①振動を静的変形と考えた場合の許容振幅(「初通過限界振幅」)、②耐用年数期間でのバフェッティング振動の繰返しに対する疲労上からの許容振幅(「バフェッティング許容振幅」)を検討した。検討の手法は参考文献4)に詳しく述べられているので参照されたい。

検討に際しては、初通過限界振幅(a_0)は許容応力度の割増し($\beta=1.25$)を考え、バフェッティング許容振幅は撫養瀬戸に比べ強風頻度が高いと考えられる室戸岬の風データ(Weibull分布)を用い、橋軸直角方向近辺の風向生起確率は全風向の40%、耐用年数100年とした。図-14~16に検討結果を風洞実験の V-A 図に併記して示す。

検討結果によると、乱流中のバフェッティングは、撫養橋・小鳴門橋共初通過限界振幅は下回っていること、バフェッティング許容振幅は最大振幅と大差なく、応答波形もかなりランダム(max値> $r \cdot m \cdot s$ 値 $\times 3$)であること、一様流中の小鳴門橋高次曲げ不規則振動は、初通過限界振幅は厳しいものの S48年度に実施されている実橋載荷試験結果のみかけの剛性(弦材のみを評価した計算上の剛性の50%増)を考慮すると振動数が20%増加し、

その結果実橋換算風速が上がることで、疲労については高風速（ $\approx 30\text{m/s}$ 以上）で発生していることを考慮すると問題ないと考えられる。

なお、小鳴門橋のねじれ振動は、応答振幅・振動モードから耐力上は問題ないと判断した。また小鳴門橋は乱流中においても高次の曲げが発生するがその応答振幅は一様流中に比べ小さい。

(2) 当面（暫定施工）の対策

風洞実験・許容振幅の検討等を総合すると、

- 1) 撫養橋は、①基本断面一様流中では渦励振・ギャロッピングが発生するが、破壊的振動であるギャロッピングは管理路（CASE 2）設置により消滅する。
- ②現地の風を反映させた乱流中では渦励振は消滅しバフティングが発生する。
- ③バフティングに対しては耐風付加物等の効果は期待できないが橋梁の耐力

等からは、許容振幅と判断できる。

- 2) 小鳴門橋は、①一様流中では撫養橋の影響により高次曲げ不規則振動等が発生する。
- ②乱流中ではバフティングは発生するものの、その応答量は単体時と大差なく撫養橋の影響は小さい。
- ③一様流中の高次曲げ不規則振動・バフティング等は、撫養橋と同様耐力等からは許容できる。

以上から、架設後は動態観測を実施し挙動を監視することとして、当面の制振対策は管理路（CASE 2）のみで対応し、耐風付加物は設置せず設置可能な処置を施しておくこととした。

6. あとがき

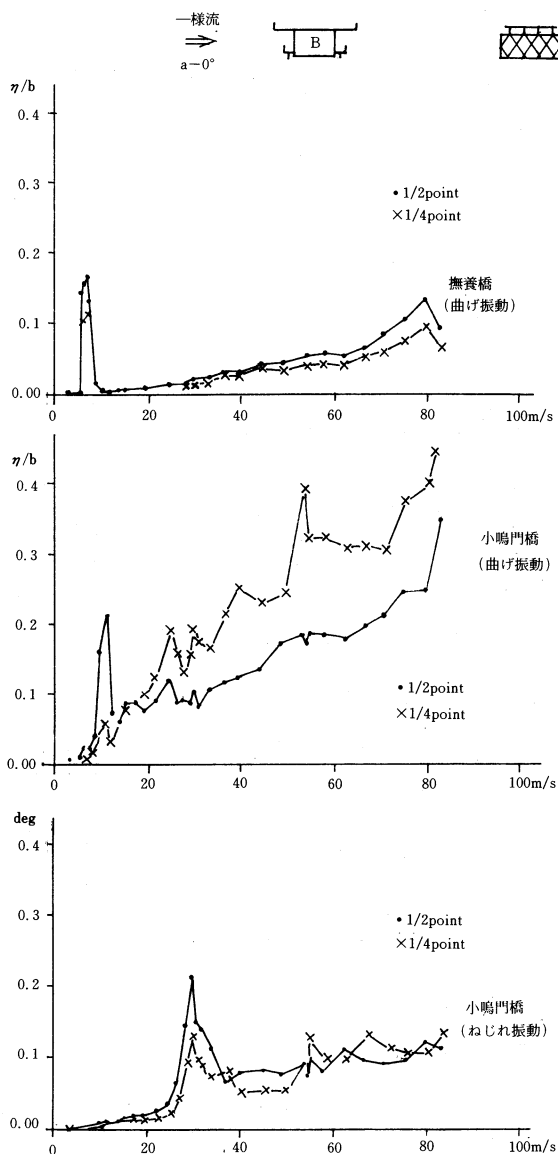


図-12 暫定系、管理路(Case 2)付き断面の一様流中の応答（迎角：0度）

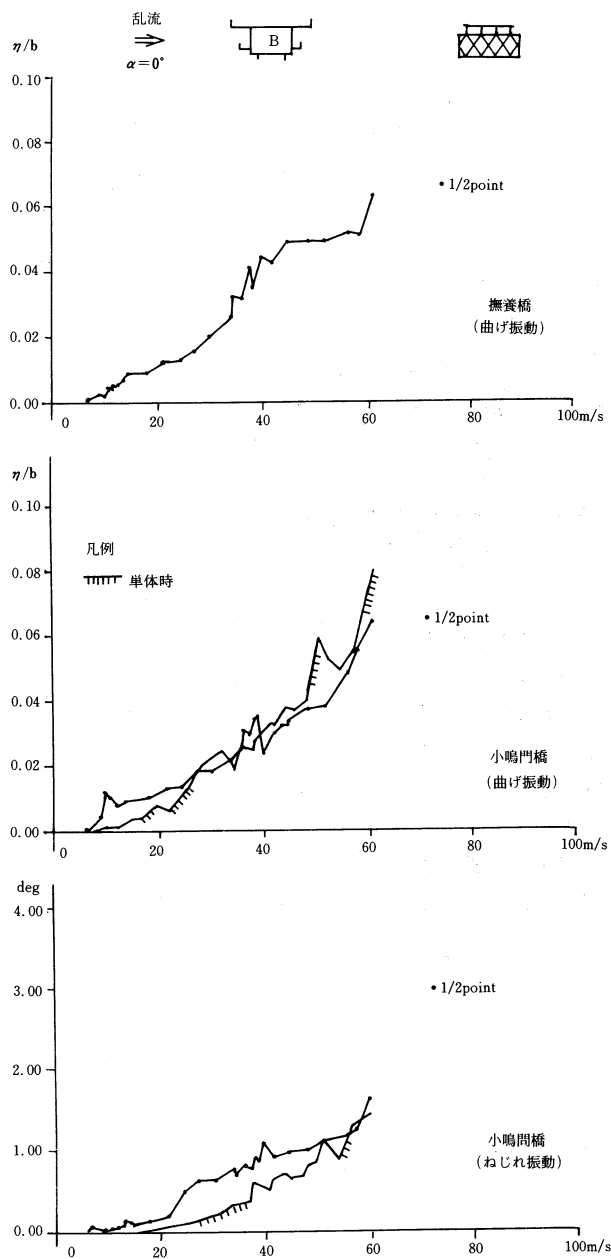


図-13 暫定系、管理路(Case 1)付き断面の乱流中の応答（迎角：0度）

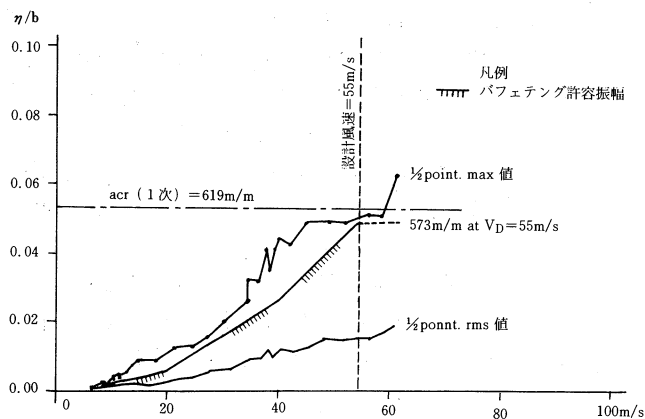


図-14 撫養橋のパフェッティングに対する許容振幅
(暫定系、管理路(CASE 1, 迎角 0°))

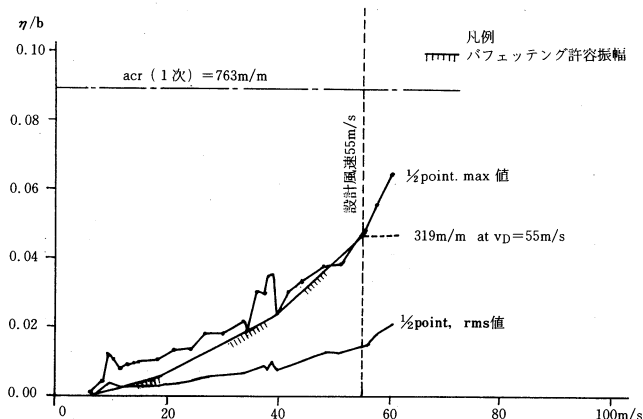


図-15 小鳴門橋の曲げのパフェッティングに対する許容振幅
(暫定系、管理路(CASE 1, 迎角 0°))

今回の風洞実験では、門崎高架橋と同様長径間鋼箱桁自身の耐風性はもちろん、箱桁の後流渦による共振現象、近接箱桁の相互干渉の影響についても現象の一端を明らかにするとともにこれら一連の現象に対する制振対策を検討した。今後の耐風性検討の一参考となれば幸いである。

最後に、風洞実験は土木学会本州四国連絡橋耐風小委員会の御指導を頂きながら、小型風洞実験は日立造船(株)

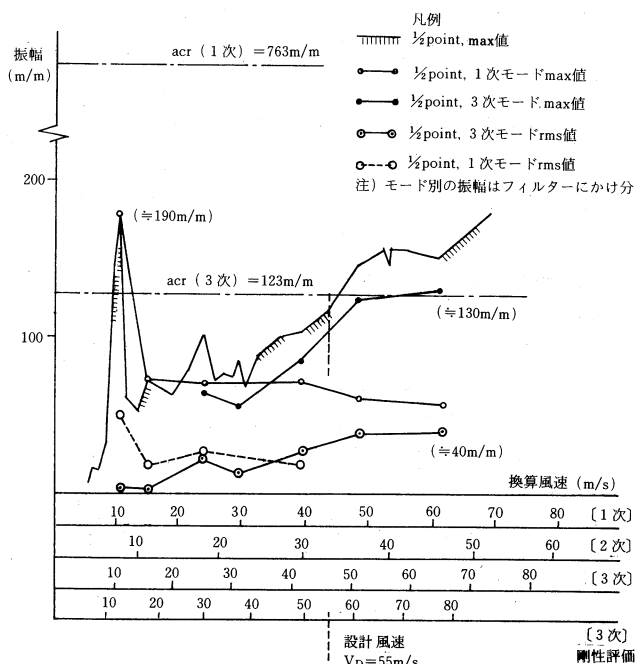


図-16 一様流中で撫養橋の後流の影響による小鳴門橋の曲げ
不規則振動に対する許容振幅
(暫定系、管理路 CASE 2, 迎角 0°)

技術研究所、大型風洞実験は石川島播磨重工(株)技術研究所で実施した。末筆ながら誌上を借りて関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) ICE : BRIDGE AERODYNAMICS PROPOSED DESIGN RULES, 1981. 1
- 2) 徳島県・京都大学・徳島大学; 小鳴門橋の耐風性に関する調査研究報告書 昭和49年3月~52年3月
- 3) 徳島県土木部; 小鳴門橋の応力測定報告書 昭和48年12月
- 4) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会; 本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書 昭和57年3月・昭和58年3月・昭和59年3月
- 5) 本四公団; 撫養橋風洞実験 (その1) 昭和57年12月
- 6) 本四公団; 撫養橋風洞実験 (その2) 昭和58年3月
- 7) 本四公団; 撫養橋風洞実験 (その3) 昭和58年12月
- 8) 本四公団; 撫養橋風洞実験 (その4) 昭和59年1月

下津井瀬戸大橋1Aトンネルアンカーの設計施工

Design and Construction of Tunnel Anchors of Simotsui-Seto Suspension Bridge

児島工事事務所 専門役

竹内 覚夫

Kakuo Takeuchi

第二建設局 建設第一課長代理

吉田 好孝

Yoshitaka Yoshida

1. まえがき

長大吊橋のメインケーブルを定着するアンカレイジには、いくつかの形式があるが、一般に重力式アンカレイジを採用することが多い。しかし下津井瀬戸大橋1Aの場合は、堅硬な岩盤を有する鷲羽山が海岸近くまで迫っているため、この山腹を大きく開削して重力式アンカレイジを施工することは、多大の費用と労力を要する。更に鷲羽山周辺は国立公園特別地域に指定されており、山腹の大カットは景観上大きな問題を生ずることが指摘されて来た。そこで鷲羽山を通過する道路及び鉄道をトンネル構造とし、この両側に隣接する1Aアンカレイジについても、大カットを生じる重力式を避けて、トンネル形式を採用することが決定された。

アンカートンネルの掘削は昭和58年1月に始まり58年12月に完了した。アンカーフレームの製作は、掘削に先立つ昭和56年3月から開始し、昭和59年8月には現地において殆どの部材の架設を終えた。躯体コンクリートの打設は昭和59年10月から始め、同年12月に最終リフトの打設を完了した。これらの施工は全て東西両トンネルを並行して行った。

2. 地質調査

鷲羽山地区では、昭和46年度から弾性波探査、ボーリング等による調査が進められ、昭和50年にはアンカートンネル予定位置に沿って調査坑(斜坑、延長68m1本)を掘削し、各種の物性試験等を行っている。

最近の調査としては、アンカートンネル掘削直後、東西のトンネルそれぞれに対し5本ずつのボーリング($\phi 76\text{mm}$)を施工し、地質状況の確認、原位置試験等を行ったものがある。この調査結果に基づいた地質平面図を図-1に示す。

試験結果によれば変形係数と岩級区分との相関性はかなり明瞭であった。坑壁から深度2m以内における変形係数は、掘削の影響により低下する傾向が見られたが、これはほぼ予想された結果である。弾性波探査の結果でも、このゆるみ層におけるP波速度は、新鮮な岩盤における値よりやや低い値を示している。

岩級区分によるせん断強度の差は明瞭ではなかったが、CL、CM級では花崗岩の方が閃緑岩よりやや高目の値を示している。

割れ目間隔はCH級岩盤において平均約15cmであり、

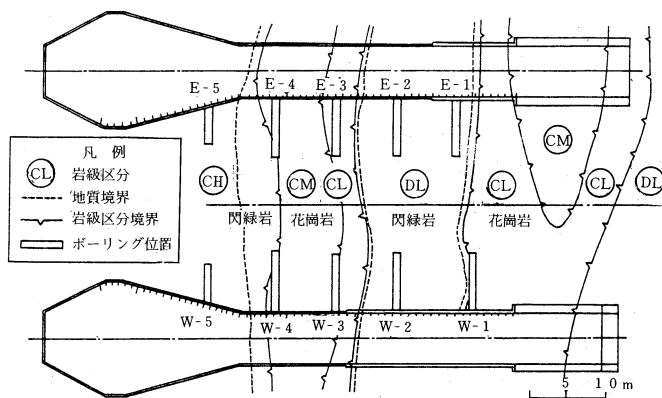


図-1 トンネルアンカー地質平面図

比較的狭い。岩盤の強度特性、変形特性等はこの割れ目の影響を受けるため、トンネル壁面周辺のゆるみ層における変形係数の低下の割合を、鷲羽山トンネルにおけるデータ等も参考にして4割と仮定して解析を行った。

3. 設計

3.1 トンネルアンカーの形状

トンネルアンカーの形状としては、坑奥部で断面を拡大させ、Key作用によりせん断抵抗を期待する anchor head type と、トンネルアンカー周囲を比較的緩い傾斜面としてくさび効果を期待する Wedge type とが考えられる。1Aトンネルアンカーの場合は①躯体と地盤との応力集中を極力避けること、②岩盤に生じる圧縮領域をより広範囲に広げること、の2点に着目して後者のWedge typeを採用した。

3.2 安定計算

トンネルアンカーの滑動あるいは引抜けに対する安定度は、ケーブル張力とそれに対する抵抗力との比によって簡易的に表わされる。ケーブル張力 T に対する抵抗力としては、躯体重量 W_1 、拡大部より前方の地山である共連れ岩重量 W_2 、底面摩擦係数 μ 、底面および側面の粘着力 C 等が対象となる。滑動または引抜けに対する安全率 F_s は、トンネルの傾斜角が38度であるので次式で与えられる。

$$F_s = \frac{\sum W \sin 38^\circ + \mu \sum W \cos 38^\circ + \sum CA}{T}$$

上式によると、アンカーガーダーより後方の躯体重量

無視、あるいは設計定数の低減等かなり安全側の仮定を行っても、 F_s は滑動安全率の必要最小値2.0（気中施工、常時）以上を確保できる。

一方地震時には、設計ケーブル張力が常時の場合より小さく、アンカー躯体の慣性力の影響も殆ど無視できるので、常時の安全率を下回ることはない。

3.3 FEM解析

(1) 安定解析

トンネルアンカーの安定性を、周辺岩盤も含めてより詳細に確認するために、FEM解析による検討を行った。トンネルアンカー躯体と岩盤は平面弾性連続体としてモデル化したが、アンカー躯体と周辺岩盤との境界部は不連続面を形成するとして、ジョイント要素を取入れた。このモデルは Goodman のジョイント要素をトラス要素で置換したものである（図-2）。ジョイント要素の剛性 E_1 、 E_2 は鉛直バネ $K_n=1.0 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ 、せん断バネ $K_s=K_n/100=1.0 \times 10^4 \text{ ton/m}^2$ として求めた。

トンネルアンカーの解析では、周辺岩盤の安定度を把握する必要があるが、ここでは各岩盤要素に対して Mohr Coulomb の破壊規準を採用した。この方法は Mohr の応力円において、主応力円と破壊絶対線との離れを破壊接近度 R として表わすものである。即ち R は図-3において、

表-1 岩盤と躯体の物性値

岩 盤 区 分		単位体積 重 量 (gf/cm ³)	ポアソン 比	弾性係数 (kgf/cm ²)	引張強さ (kgf/cm ²)	粘着力 (kgf/cm ²)	内 部 摩擦角 (d e g)
D _L	ゆるみ層	2.3	0.3	432.0	1.4	1.24	30.0
	非ゆるみ層	〃	〃	720.0	2.4	2.07	〃
D _H	ゆるみ層	2.4	〃	1,440.0	3.0	2.76	32.5
	非ゆるみ層	〃	〃	2,400.0	5.1	4.60	〃
C _L	ゆるみ層	2.5	〃	3,600.0	3.9	3.74	35.0
	非ゆるみ層	〃	〃	6,000.0	6.5	6.24	〃
C _M	ゆるみ層	2.6	〃	7,200.0	5.5	5.87	40.0
	非ゆるみ層	〃	〃	12,000.0	9.1	9.79	〃
C _H	ゆるみ層	2.7	〃	12,600.0	6.5	7.82	45.0
	非ゆるみ層	〃	〃	21,000.0	10.8	13.04	〃
コンクリート		2.4	0.14	210,000.0	9.0	43.50	〃

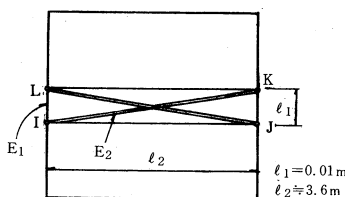


図-2 ジョイント要素モデル概念図

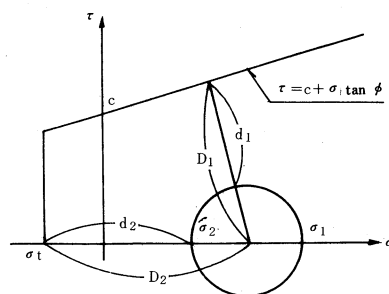


図-3 破壊絶対線と主応力円

$R=d_1/D_1$ 、または d_2/D_2 のいずれか小さい方の値として示される。

FEM解析モデルとしては、トンネル軸線に沿った鉛直断面モデルと平面断面モデルを作成した。表-1に前述の地質調査に基づいて設定した岩盤の物性値を、図-4にケーブル張力（32,300ton）を背面定着ガーダー位置に作用させた時の主応力図を示す。図-4には岩盤とアンカー躯体の重量は作用させていないので、荷重載荷面近傍には引張応力度が生じているが、これらの重量を加算した解析結果では、この引張応力度はかなり減少して

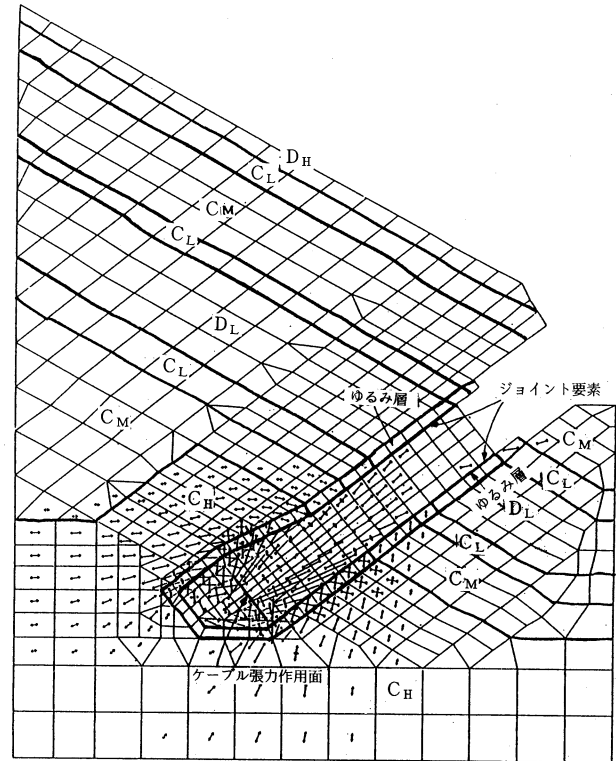


図-4 主応力図（鉛直断面）

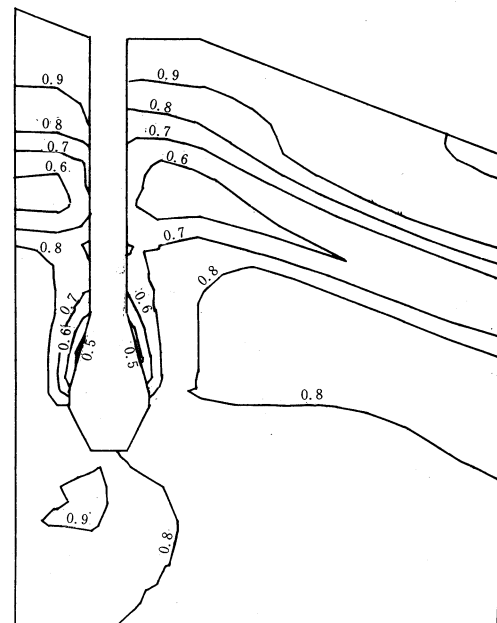


図-5 破壊接近度 R 分布図（平面断面）

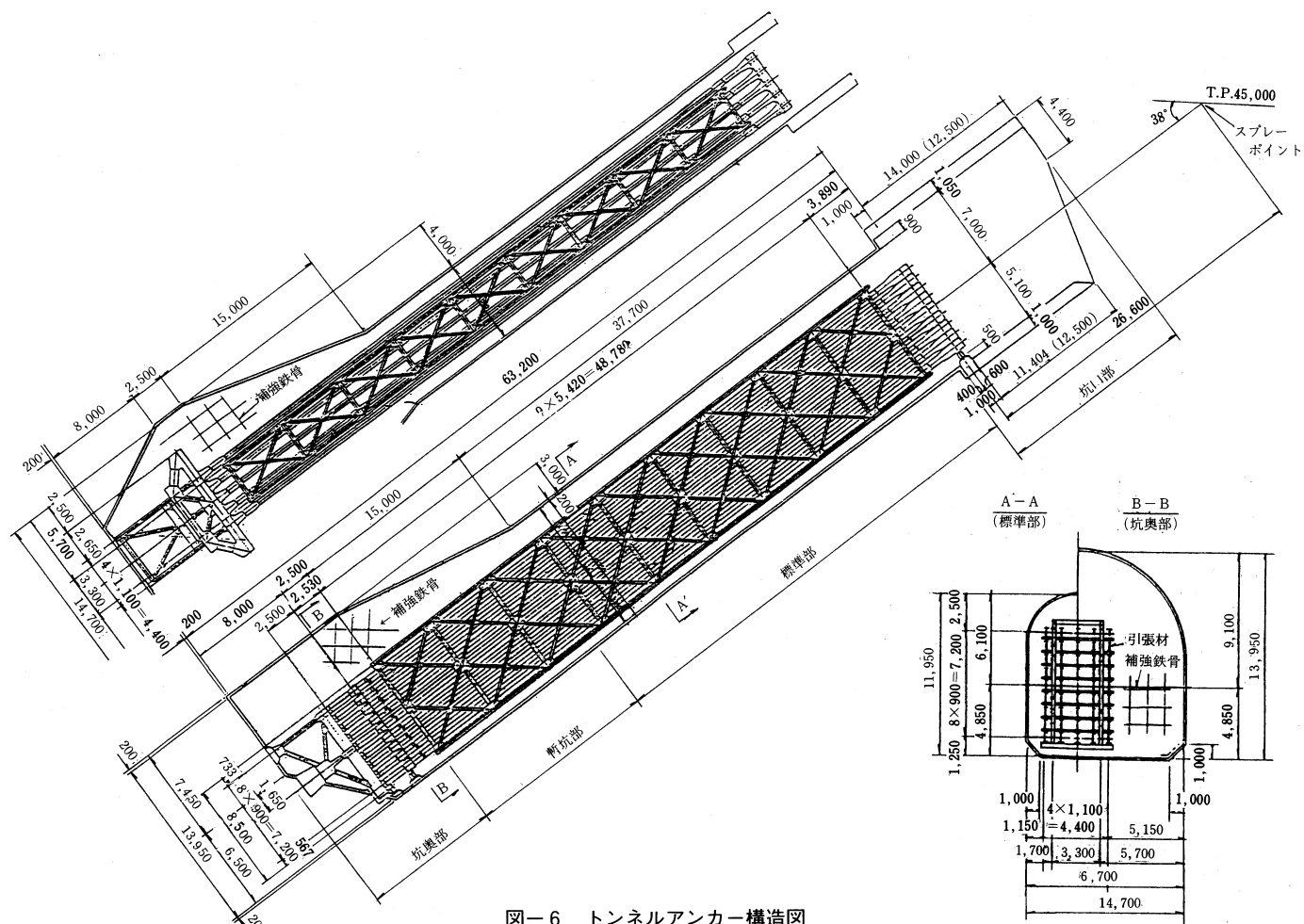


図-6 トンネルアンカー構造図

いる。この図よりケーブル張力が地山へ伝播して行く状態がよく分かるが、簡易計算の仮定とはかなり異なった結果を示している。すなわちアンカー暫拵部付近にあまり大きな応力集中が見られず、応力が広く拡散している。ただし実際には岩盤に存在する大小の亀裂のために、引張応力度の伝播はやや異なったものとなろう。

図-5には平面断面における R の分布図を示す。この荷重状態はケーブル張力+岩盤自重であり、アンカー躯体からの力はトンネル内壁面に直接作用させている。 $R \leq 0.3$ の要素を一応危険領域と考えたが、この結果では最小値が $R=0.5$ 程度であり、安全であるとの確認が得られた。

(2) 躯体内の補強鉄骨

アンカー躯体部は当初無筋コンクリートとして計画されていたが、解析結果によれば、この無筋部分に最大11~12kg/cm²程度の引張応力度が生じる。そこで暫拵部から坑奥部にかけての無筋部分全空間に鉄骨を組み、コンクリート躯体部分の一体化を図ることとした。図-6にトンネルアンカー構造図を示す。

4. 施工

4.1 アンカートンネル掘削

計画段階においては、パイロットトンネルをアンカートンネルの坑底へ通し、そこから地表へ向けて切り上げる案が検討されたことがある。しかし安全性に対する配慮などにより、地表から坑底へ斜坑を掘削して行く施工

法を採用した。

(1) 掘削設備

アンカートンネル掘削における最大の特徴は、傾斜38度の斜坑という点にある。したがって掘削工には次の設備、機械等を利用した。

削 孔：2ブーム油圧式クローラジャンボ（1トンネル当り1台）

ずり積込み：パワーショベル（標準部0.4m³バケット、坑奥部付近0.7m³バケット）

ずり出し：スキップ（5m³積み、速度30m/min）

重機の搬入出：台車（速度4m/min）

巻揚げ設備：スキップ、台車等の昇降

切羽のスペースが狭いため、発破時には台車を用いてジャンボを搬出した。また、ジャンボとパワーショベルを同時に置ける余裕も無いため、作業内容が変わる度に台車にてこれら重機の入れ替えを行った。

(2) 掘削順序

最初に坑口部の掘削を行い、直ちに覆工コンクリートを施工した。覆工コンクリート部分の延長は岩質から判断して東側15.0m、西側13.5mとした。

標準部における掘削の1サイクルは、①上半部掘削、②③下半部掘削、④軌条設置（枕木およびレール）である（図-7）。

坑奥部では下半部断面積が最大220m²に増加するので、標準部の2回に対し3回に分割して掘削した。

(3) 発破工

トンネルアンカー施工地点付近には人家密集地域があ

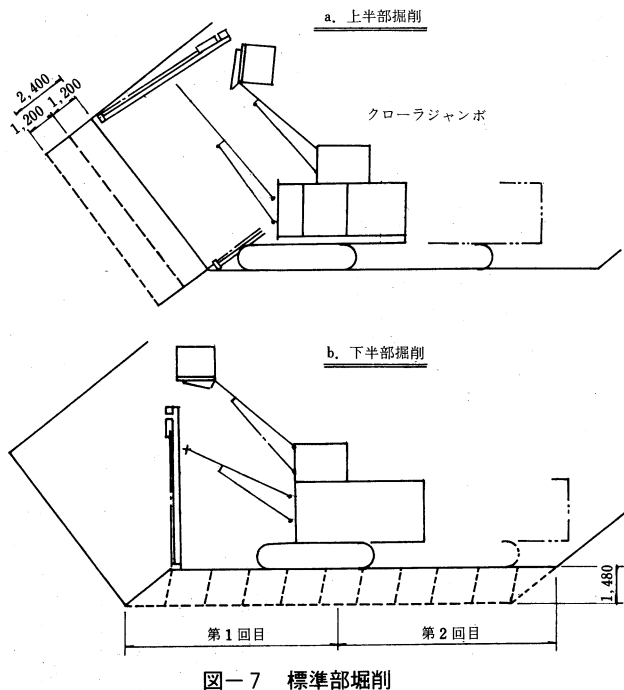


図-7 標準部掘削

り、最も近接する民家との距離は50mである。そこで発破の薬量決定に際しては、50m離れた地点での振動速度を0.2 kine 以下におさえることとし、分割発破等も併用した。坑口には鉄製扉および防音建屋を設けて発破時の防音対策とし、発破作業は昼間のみに限定した。

穿孔パターンとしてはスムースプラスチング工法を採用し、地山を極力緩めずにトンネルの計画形状を保持するように努めた。図-8に坑奥部の穿孔パターンを示す。

1 発破進行長は上半部で0.8~1.2m、下半部で1.2~1.5mである。使用爆薬は全て含水爆薬で、爆薬使用量は上半部で1 kg/m³程度、下半部で0.7 kg/m³程度である。

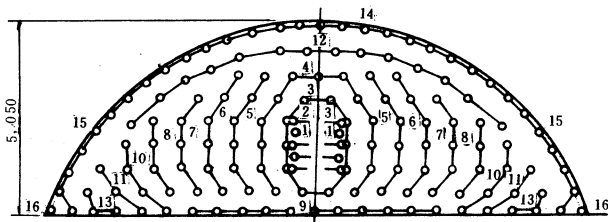


図-8 穿孔パターン（坑奥部上半断面）

(4) 吹付けコンクリート工、ロックボルト工

掘削後トンネル壁面の浮土を除去し、コンクリート吹付けを行った。吹付けコンクリート厚は20cmまたは25cmであるが、最初はその半分の厚さで1次吹付けを行い、次に油圧式クローラジャンボにより穿孔し、ロックボルト（SNアンカー、径24mm）を施工した後、2次吹付けとして残りの吹付けを施工し、壁面処理を完了した。吹付け機は骨材と水および急結剤を先端ノズルで混合する乾式を使用した。図-9にロックボルト配置図、表-2に吹付けコンクリートの配合、表-3にロックボルト材の仕様を示す。

(5) 計測

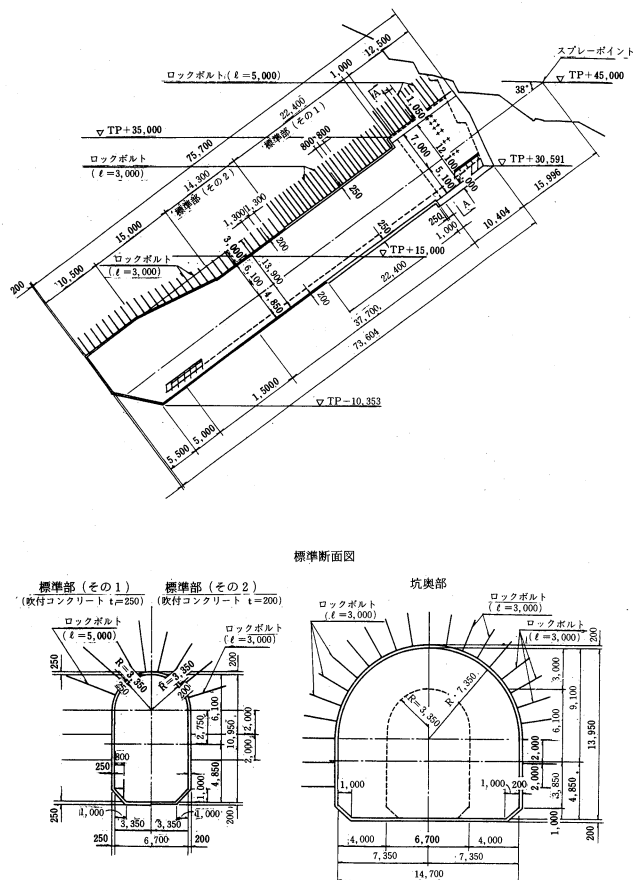


図-9 ロックボルト配置

表-2 吹付けコンクリートの暫定配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	セメント (kg)	水 (kg)	W/C (%)	S/A (%)	砂 (kg)	砕石 (kg)	急結材 (%)	圧縮強度 kg/cm ²
15	350	165	47	69	1,289	570	5~7	180

表-3 ロックボルト材

ボルト 呼び径	ネジ部				素材部		
	径 (mm)	断面積 (mm ²)	耐力 (ton)	引張 (ton)	断面積 (mm ²)	耐力 (ton)	引張 (ton)
TD 24	M 24	353	17.65	21.18	445.9	22.2	26.7

トンネル内空変位の測定は、1トンネル当り5断面を選定し、1断面当り8測線とした。最大変位量は左右の壁面を結ぶ水平測線長が減少する方向に生じ18mmであった。（西側トンネル、D層）

坑外からの地中変位の測定結果では、トンネル切羽通過時に変位量が急激に増大している。水平方向最大変位は3.1cm（西側トンネル、東側へ移動）、上下方向最大変位は1.4cm（西側トンネル、下降）であった。切羽通過後はいずれの変位も安定している。

坑内からの地中変位は1トンネル当り3断面を選定し、測定深度は壁面より1.0m、2.0m、5.0mの3点である。5.0m地点を不動点とみなした時の各点の変位は±2mm程度であり、計器設置後約20日経過した後は殆ど一定であった。

4.2 アンカーフレーム製作・輸送

工場製作されたアンカーフレーム各部材の鋼重と鋼種を表-4に示す。引張材は44本全て同一断面で、互いに平行に配置される。最大板厚は、背面定着ガーダー支圧部の50mm(SM50YC)である。

塗装は現場添接部以外を工場塗装とした。1次および2次下地処理の後、背面定着ガーダー外面は厚膜型無機ジンク(75 μ)を塗装、引張り材および前面定着ガーダー外面はタールエポキシ(110 μ)2層の後アルミニウムペイント(15 μ)を塗装した。

輸送は1,000tonおよび2,000ton バージを利用して、佐世保より岡山県水島港まで海上輸送した後、水島港岸壁に仮置きした。次いで各部材をアンカーフレーム架設の進捗状況に合わせて、陸上輸送により少量ずつ現地へ搬入した。

これは架設地点のヤードが非常に狭い上に、鷲羽山鉄道トンネル、サドルバント掘削工事、県道切替工事などと競合するからである。

表-4 アンカーフレーム重量および鋼種
(2トンネル当り、単位:t)

	鋼板	形鋼	鋼種
引張り材	1,659		SM58
前面定着ガーダー	213		SM58, SM41, SS41
背面定着ガーダー	366		SM58, SM50Y, SM41, SS41
支持トラス	71	235	SM41, SS41
合計	2,309	235	

4.3 アンカーフレーム架設

(1) 架設設備

アンカーフレーム部材を傾斜38度の斜坑に降して所定の位置に設置するため、次の設備を利用した。

回転軌条：坑口において部材を載せた後、38度回転させて部材を坑内へ降すための設備。

回転軌条を回転させるために、油圧ジャッキ設備(120ton シールドジャッキ、ストローク1,050mm)を回転軌条の直下に設けた。

運搬台車：部材を坑口から坑奥へ運搬するための台車で、坑外のウインチ設備により昇降する。

ターンテーブル：台車の上に載せ、坑奥で部材を水平回転させるために使用した。

巻上げ設備：坑奥および坑口部で部材を吊上げ、移動させるために用いた小型ウインチ、滑車類。壁面にボルトで固定した。

(2) 架設順序

アンカーフレームの架設順序を図-10に示す。背面支持トラス、背面定着ガーダー、支持トラスは回転軌条と台車により坑奥へ運搬した。特に背面支持トラスは三角形形状のため、坑奥部にヒンジを設け、ここで回転させて所定の位置に設置した。背面定着ガーダー(L=9.0m, 9本)は坑奥でトンネル軸に直角水平方向に設置しなければならないため、ターンテーブルを利用した。これらの作業はいずれも巻上げ設備を補助的に利用している。

支持トラスは片側当り3ブロックに分割したが、寸法

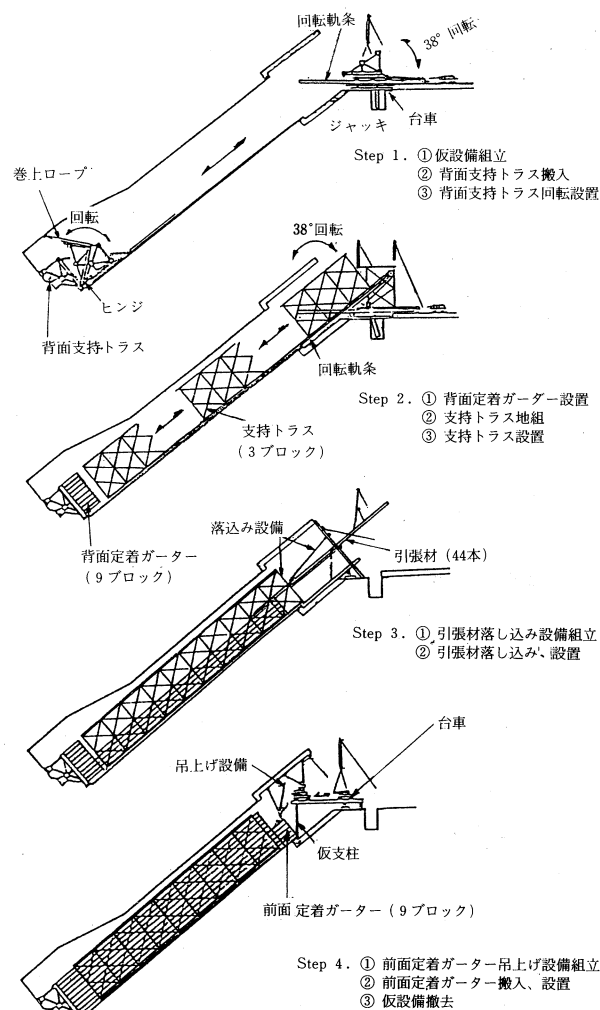


図-10 アンカーフレーム架設順序

が大きいため、回転軌条上で直接組むこととした。

引張材は全長56mで5分割されている。これを坑口部で添接しながら、支持トラスの棚上を直接滑らせて設置した。引張材の添接部はそり状の鋼材で防護し、添接ボルトと棚材が直接接触しないよう配慮した。架設ブロックの最大重量は支持トラス第3ブロックの52tonであった。

各部材は設置後必ず測量を行い、ジャッキによる微調整の後固定した。最終的な据付け精度は、前面定着ガーダー位置において最大13mm以内に収めることができた。

アンカーフレームの現場継手は、全てトルクシャー型高力ボルト(F10T, M22)を使用した。

4.4 コンクリート打設

(1) コンクリート工

アンカーフレーム架設終了後、コンクリートを打設した。これはアンカートンネル内をコンクリートで充填するもので、コンクリート容積は東西両トンネル合わせて約12,000m³、打設期間は約4ヵ月を要した。表-5にコンクリートの品質基準、表-6に暫定配合を示す。

コンクリート打設時にリフト数が増えると、フレーム内でのグリーンカット等複雑な作業が増し、工程も延

表-5 トンネルアンカー用コンクリートの品質基準

圧縮強度 (kg/cm ²)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ の 範 囲 (cm)	空 気 量 の 範 囲 (%)	セメントの種類
$\sigma_{91}=240$	40	8±2.5	4±1	高炉セメントB種(中熱型)

表-6 トンネルアンカー用コンクリートの暫定配合

単位セメント 量 (kg)	単位水量 (kg)	単位細骨 材料 (kg)	単位粗骨 材料 (kg)	混和材の 種 類
280	150	720	1,160	減 水 剤

びることになる。そこで、現場プラント(70m³/h)の容量に合わせて、1回の打設量を約700m³とし、10リフト(1リフト約10日サイクル)で躯体コンクリートを打設した。リフト高さは坑奥部で約3m、標準部で約6m、リフト打継面は最終ブロックを除き全て水平である。

打設にはコンクリートポンプ車2台およびミキサー車を使用した。特に坑奥部の場合、打設面積が広いため、コールドジョイントが生じないように打設手順によらなければならない。これに対しては、引張材の間に上からシュートを設け、アンカーフレーム上に載せた2基の小型クレーン(1.4ton吊)で2本のコンクリート打設ホースを要領よく移動させることによって、引張材の間にも丁寧にコンクリートを打設することができた。

(2) 硬化熱の検討

トンネルアンカーはトンネル内の全容積をコンクリートで充填する形で施工を行うので、コンクリート面が露出する部分は、打設リフト上面だけに限られる。したがって打設コンクリートが直射日光、気温の日変化、乾燥収縮等の影響を受けることは少なくなるが、トンネル内でのマスコンクリートの急速施工のため、打設コンクリートは断熱状態に近くなり、内部最高温度の高騰が予想された。そこで、打設にあたりプレクーリングとパイプクーリングを併用することとした。

解析に際しては、断熱温度上昇を表わす式

$$T=K(1-e^{-\alpha t})$$

において、終局断熱温度上昇を示す定数 K を39.2(℃)、温度上昇特性を示す定数 α を0.518としている。コンクリートの熱特性としては熱拡散率 $h^2=0.084\text{m}^2/\text{日}$ 、熱伝導率 $K=1.8\text{kcal}/\text{m}\cdot\text{h}\cdot\text{℃}$ 、比熱 $C=0.22\text{kcal}/\text{kg}\cdot\text{℃}$ 、熱膨張係数 $\alpha=10\times 10^{-6}/\text{℃}$ を用いた。

なお岩盤も含めた温度ひずみを求めるために、FEM解析等も併せて行った。

(3) クーリング工

プレクーリングについては、クーリングプラントを現地に設置し、粗骨材と混練水を冷却した。この時の練上がり温度は25℃程度であった。

パイプクーリングについては、坑奥部では水平配管としているが、標準部では引張材と交差して、作業性が極端に低下することが予想されたため、引張材に沿って配管した。管の内径は $\phi 2.5\text{cm}$ 、配管ピッチは1m、クーリング水は海水を常温で用いた。

打設当初の計測によれば、リフト内部の温度は打設後

3日目に最大となり、その後降下している。この時、温度の降下速度が速ければ、ひずみが大きくなり、ひびわれが生じる。たとえば第1リフトでクーリングを継続した場合、温度降下速度は約1.6℃/日であったため、第2リフト以降の温度降下時のクーリングを停止することとした。計測の結果最高温度は第2リフト中心の57.8℃であった。

(4) グラウト工

トンネルアンカーを理想的に機能させるためには、アンカー躯体と周辺岩盤とを完全に密着させることが必要である。従って、クーリングパイプを利用して2次クーリングを行い、アンカー躯体と周辺岩盤との間に生じた隙間にコンタクトグラウトを施工した。グラウト用配管はトンネル壁面に沿って配置し、グラウト吐出口を壁面に密着させ設置した。

5. あとがき

トンネル形式のアンカレイジは、その立地条件さえ整えば非常に合理的な基礎形式と言える。たとえば、コンクリート量は通常の重力式アンカレイジの数分の1で済むことになる。しかし長大吊橋の基礎としては欧米において二、三の例があるものの、我が国では初めてであり、設計施工面で改良すべき点もあると思われる。よって有効応力計、継目計等を配置して引張材およびコンクリート躯体の応力、躯体と岩盤とのずれ、離れ等の計測を行っている。これらのデータが今後有効に活用されることを望むものである。

SB1A トンネルアンカーの工事は、狭い坑内での危険で複雑な作業を伴いながら、さしたる事故もなく無事に工程どおり完成させることができた。ここに、関係各位に紙面を借りて厚く御礼申し上げたい。

参考文献

- 1) 重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説、本四公団 昭和55年3月
- 2) 鷺羽山トンネルの安定に関する調査・研究報告書、土木学会・本四公団 昭和55年3月
- 3) 宮下・江藤・田村; 鷺羽山の地質調査 本四技報 Vol. 4, No.12, '80. 4
- 4) 金光・大町・樋口; 吊橋トンネル式アンカレイジの極限引抜き耐力の算定法(下津井瀬戸大橋1A)(その1)~(その3) Vol. 4~5, No.14~16 '80.10~'81. 4
- 5) 鷺羽山地区(その1)工事 SB1A アンカートンネル安定解析FEM解析報告書 昭和59年2月 奥村・鉄建・大本 J. V.
- 6) 鷺羽山地区(その1)工事 岩盤物性調査報告書 昭和59年2月 奥村・鉄建・大本 J. V.
- 7) 鷺羽山地区(その1)工事報告書 昭和59年2月 奥村・鉄建・大本 J. V.
- 8) 鋼橋等塗装基準・同解説 本四公団 昭和55年3月
- 9) 鋼橋等製作基準・同解説 本四公団 昭和55年3月
- 10) 下津井瀬戸大橋1Aコンクリート硬化熱の検討報告書 昭和59年10月 コルバック
- 11) 竹内・吉田; トンネルアンカー、コンクリート工学 Vol. 22, No. 11, '84, 11

櫃石島高架橋剛結横梁の設計

Design of Rigid Flame of Hitsuishi Viaduct

児島工事事務所 第一工事長

大町 武司
Takeshi Omachi

児島工事事務所 第一工事長付

吉田 茂司
Shigeshi Yoshida

児島工事事務所 第一工事長付

北口 雅章
Masaaki Kitaguchi

1. はじめに

櫃石島高架橋は、道路・鉄道併用のPC連続箱桁橋として計画されており、その構造の特殊性により種々の問題点が提起された。

本報文は、これらの問題点の中でも、梁と桁が一体となっている剛結横梁に着目し、設計上の問題点を抽出し、実験、解析および設計へのフィードバックまで含めて記述することとする。

2. 構造概要

2.1 一般

櫃石島高架橋の1P～30P区間 ($L=1,165\text{m}$) は、上層の道路桁、下層の鉄道桁とも3～5径間連続PC箱桁形式で、支間は35m、40mの等径間部と高橋脚最大支間52+2@68+52mの不等径間部で構成されている。ただし、4P～8Pの鉄道は切土区間となっている。

橋脚は、二層門形ラーメン形式の剛体橋脚が基本形式となっており、基礎は、高橋脚部の3基の杭基礎 ($\phi 3.0\text{m}$) 以外は全て直接基礎となっている。

また、柱断面形状は美観を考慮して六角形断面とし、大型構造物による威圧感を緩和すると同時に面の変化による造形美を期待した形状を採用している。

橋脚高は15～53mで、道路と鉄道の併用橋脚であるため、単独橋と比較すると橋脚高に対して支間が短い形態となっている(図-1)。

2.2 上部工の支持形式

道路桁の支持形式は下記の諸条件を総合的に検討して

①橋脚の梁と上部工の桁を一体とする立体ラーメン形式。
②ゴム沓を用いた反力分散形式。の2形式を採用している。

(1) 道路と鉄道との計画高相互の高低差および鉄道建築限界との関係で道路橋の構造設置空間高(梁、桁等)を5.5m以下に納める必要がある。

(2) 桁の乾燥収縮、温度変化など常時作用する応力状態において部材断面が決定されないこと。

(3) 耐震性に優れた構造であること

(4) 経済的であること。

1P～9P区間は低橋脚で高さも異なることから、上記条件(2)の理由より支持形式②のゴム沓を用いて、桁伸縮による不静定力の影響を緩和させた支持形式を採用している。また、10P以降は高橋脚で桁伸縮による影響は少なく、支間35m、40m区間では、梁を設けて固定支承による水平分散方式とすることも可能であるが、梁が偏平になり過ぎて好ましくないことと、ラーメン形式と比較して橋脚下端の断面力が大きくなり、耐震性の面でも劣ることなどから、10P～30P区間は最大支間部に準じた立体ラーメン形式を採用している。

一方、鉄道桁は、道路桁の支持形式に対応して、各橋脚の地震時水平力の分担と、桁伸縮による影響を考慮して、ダンパー沓、固定沓、可動沓を使い分けた支持形式としている。

2.3 立体ラーメン橋の剛結横梁

橋脚の梁と桁を一体とする立体ラーメン橋は図-2のように、鉄道の建築限界を確保する必要性から、道路桁を直接柱で支持する配置とならず、桁側面と柱を連結する梁部材が必要となる。これは上部工横桁とも一体のものである。(以降、この部材を「剛結横梁」と称す)

剛結横梁には、通常の梁としての曲げモーメント、せん断力の他、橋軸方向ラーメン節点部の桁の不均衡モーメント(即ち、柱部材に生じる曲げモーメント)が、ねじりモーメントとして、同時に作用することになる。

このような剛結横梁を有する構造形態の施工例は皆無であり、特に、ねじりモーメントに対する応力の評価や設計手法等が未だ明確に確立されていない現状で、その設計に当っては、FEM解析や模型実験等、種々の検討を行っている。

以降、これらの検討内容および剛結横梁の設計法について記述する。

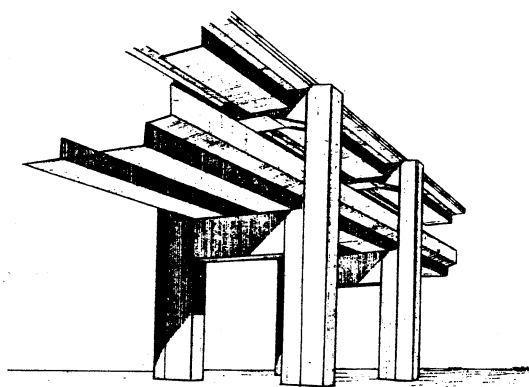
3. 剛結横梁の設計

3.1 構造の特色および設計上の問題点

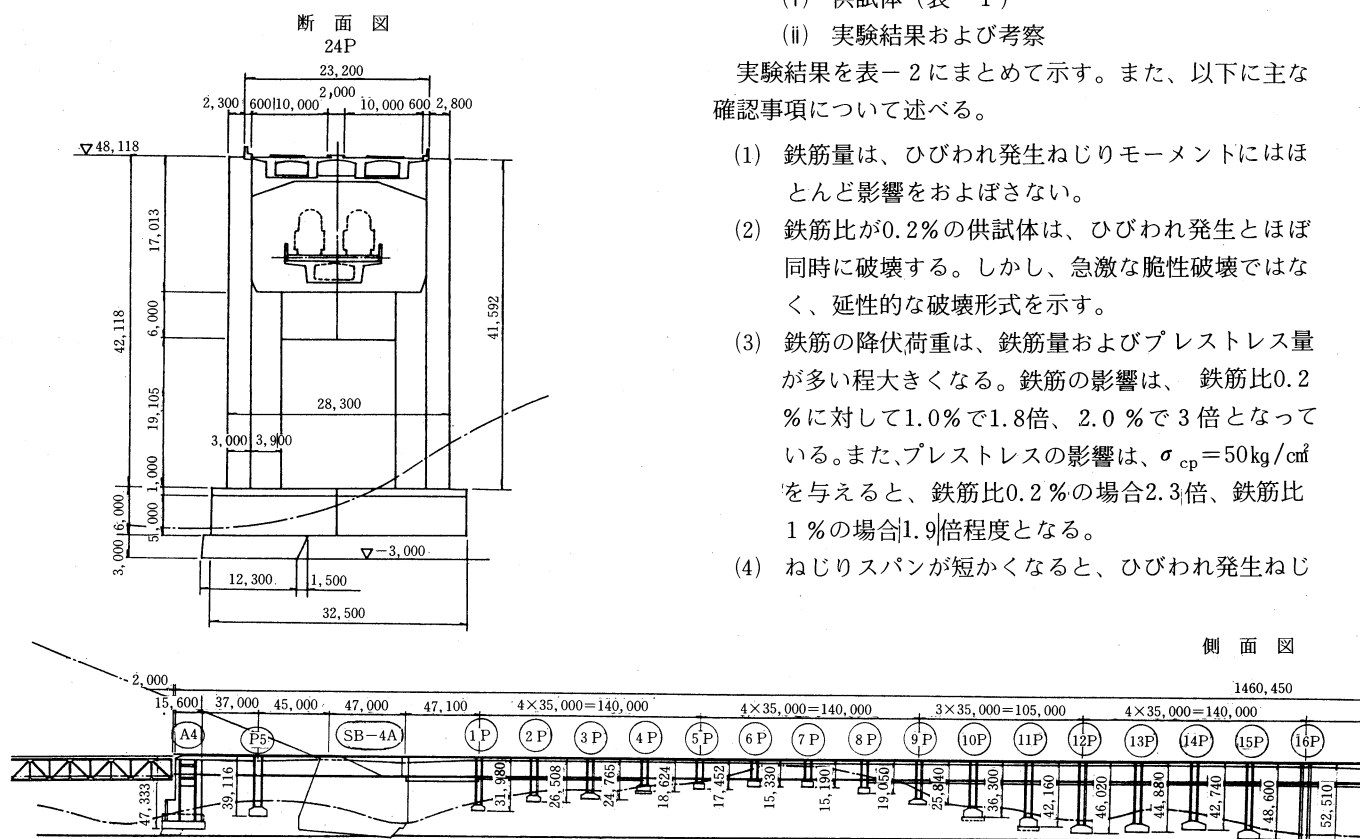
本剛結横梁は、曲げモーメント、せん断力、および、ねじりモーメントの作用を同時にうけ複雑な応力状態となるとともに、常時、地震時において、ねじりモーメントによる影響が卓越した部材であるため、一般のコンク

したがって、設計に当っては、これらの特徴を十分考慮することが必要である。しかし、ねじりモーメントに対する設計手法が未だ十分に確立されていないことや、作用荷重および構造の特殊性によって応力状態が不明確であることなど、次に述べるような事項が問題として考えられる。

- (1) 道路主桁が脚柱に近接しているため、橋軸方向の不均衡モーメントの全てが剛結横梁にねじりモーメントとして作用するかどうか検討が必要である。
- (2) ねじりモーメントをうける部分の長さが短かく、また、道路主桁と脚柱によってねじり変形時の反りが拘束されるため、一般の弾性理論による解析方法が妥当であるかどうか問題である。
- (3) 本剛結横梁には、曲げ、せん断、ねじりが作用し、



図一 2 完成予想図



圖一 1 高架橋一般圖

(4) ねじりモーメントの作用が明確でないため、ねじりせん断応力度の評価が難しい。

以上のことから、剛結横梁が、所要の強度と安全性を確保できるように設計するため、あらかじめ次のような検討を行って、その結果をもとに設計手法を確立した。

- ① 実橋立体FEM解析
- ② 模型基礎実験
- ③ 模型確認実験（模型立体FEM解析を併用）

以下、模型実験の概要、設計手法、および、ねじりモーメントに対する補強方法について述べることにする。

3.2 模型実験

(1) 基礎実験

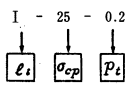
本実験は、ねじりを受ける鉄筋コンクリート部材の基本的な性状を把握するためのものであり、以下に述べる項目を検証するために行った。

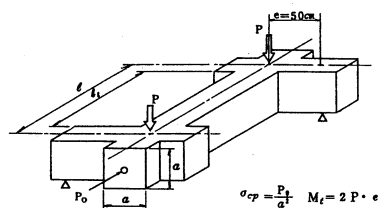
- (1) ねじりモーメントが、短い区間に作用する部材のせん断応力の分布、破壊性状の確認、および、補強方法の検討。
- (2) プレストレスによる補強効果の検証
 - ① ひびわれ発生荷重、および、終局耐力の確認
 - ② ひびわれ発生後の応力履歴に対するねじり剛度の評価
 - (i) 供試体（表-1）
 - (ii) 実験結果および考察

実験結果を表-2にまとめて示す。また、以下に主な確認事項について述べる。

- (1) 鉄筋量は、ひびわれ発生ねじりモーメントにはほとんど影響をおよぼさない。
- (2) 鉄筋比が0.2%の供試体は、ひびわれ発生とはほぼ同時に破壊する。しかし、急激な脆性破壊ではなく、延性的な破壊形式を示す。
- (3) 鉄筋の降伏荷重は、鉄筋量およびプレストレス量が多い程大きくなる。鉄筋の影響は、鉄筋比0.2%に対して1.0%で1.8倍、2.0%で3倍となっている。また、プレストレスの影響は、 $\sigma_{cp}=50\text{kg}/\text{cm}^2$ を与えると、鉄筋比0.2%の場合2.3倍、鉄筋比1%の場合1.9倍程度となる。
- (4) ねじりスパンが短くなると、ひびわれ発生ねじりモーメントは、ひびわれ発生ねじりモーメントにはほとんど影響をおよぼさない。

表-1 基礎実験供試体一覧

導入プレストレス量 σ_{cp} (kg/cm ²)	鉄筋比 P_t (%)	ねじりスパン ℓ_t (mm)				備 考
		8a $\ell_t=2400$	4a $\ell_t=1200$	2a $\ell_t=600$	a $\ell_t=300$	
0 (PC鋼棒あり)	0.2		○ IV-0-0.2	○ II-0-0.2	○ I-0-0.2	$\alpha: 30\text{ cm}$ ○印: 実験ケース 供試体記号 Ex I - 25 - 0.2 
	1.0	○ VII-0-1.0	○ IV-0-1.0	○ II-0-1.0	○ I-0-1.0	
	2.0		○ IV-0-2.0			
0 (PC鋼棒なし)	0.2		○ IV-0-0.2 (NPCB)			NPCB: PC鋼棒なし
	1.0		○ IV-0-1.0 (NPCB)			
	2.0		○ IV-0-2.0 (NPCB)			
25	0.2		○ IV-25-0.2	○ II-25-0.2	○ I-25-0.2	
	1.0	○ VII-25-1.0	○ IV-25-1.0	○ II-25-1.0	○ I-25-1.0	
	2.0		○ IV-25-2.0			
50	0.2		○ IV-50-0.2			
	1.0		○ IV-50-1.0			
	2.0		○ VI-50-2.0			



りモーメント、および、降伏ねじりモーメントは増大する。すなわち、ひびわれ発生ねじりモーメントは、ねじりスパン比4.0の場合を100%とするとねじりスパン比1.0の場合112%~140%に、また、ねじりスパン比2.0の場合108%~122%程度に増大する。降伏ねじりモーメントは、同様に、ねじりスパン比1.0の場合140%程度に増大する。

- (5) 軸方向鉄筋と横方向鉄筋の荷重分担率は、ねじりスパン比とPC鋼棒の有無によって異なる。

ねじりスパン比1.0の場合でPC鋼棒を配置していないRC部材では、両鉄筋の荷重分担率はほぼ等しく、終局破壊は軸方向鉄筋の先行降伏によって起こっている。

一方、ねじりスパン比2.0以上の場合でPC鋼棒を配置した供試体では、いずれも横方向鉄筋の荷重分担率が大きく、横方向鉄筋の降伏によって破壊している。

(2) 確認実験

本実験は、鉄筋およびPC鋼材で補強されたコンクリート供試体を用いて、複合応力下にある実際の構造物の応力状態に近い状態を再現し、載荷実験を行ってひびわれ状況や構造物の安全性、および、設計手法の妥当性を確認するために行った。また、本実験の供試体について立体FEM解析を併せて行い、実験によって得られた種々の性状を数値的に検証した。

- (i) 供試体 (表-3)

表-3 供試体の種類

種 類	ℓ_t (cm)	水平梁のプレストレス量 σ_{cp} (kg/cm ²)		水平梁の鉄筋量 P_t (%)
		支点断面	標準断面	
A	11	30.3	19.3	0.65
		10.6	33.8	
B	11	30.3	19.3	0.32
		10.6	33.8	
C	11	15.1	9.6	0.32
		5.3	16.9	

注) 上段 上縁の値
下段 下縁の値

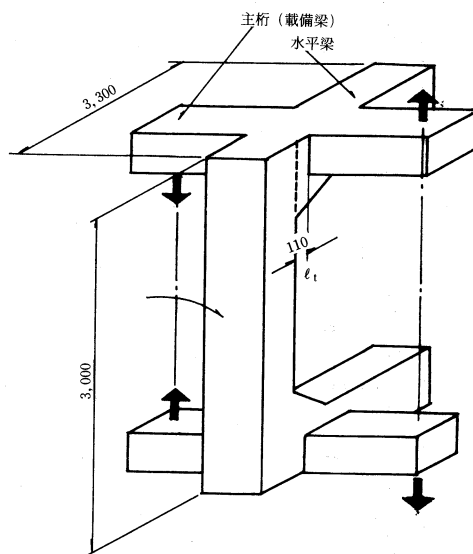


図-3 形状

- (ii) 実験結果

実験結果を表-4にまとめて示す。また、本実験によって確認された主な事項を以下に述べる。

- (1) 実構造物の縮小模型である供試体Aのひびわれ発生モーメントは、下縁で22.0tmである。このと

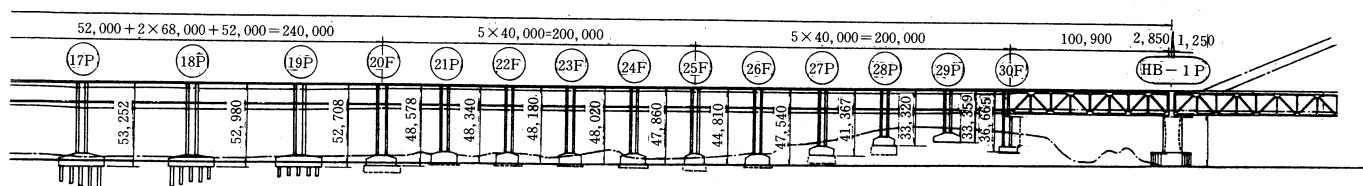


表-2 実験結果一覧表

項目	供試体	I-0-0.2	I-0-1.0	I-25-0.2	I-25-1.0	II-0-0.2	II-0-1.0	II-25-0.2	II-25-1.0	IV-0-0.2	IV-0-1.0	IV-0-2.0	IV-50-0.2	IV-50-1.0
鉄筋比 P_t (%)		0.2	1.0	0.2	1.0	0.2	1.0	0.2	1.0	0.2	1.0	2.0	0.2	1.0
導入プレストレス量 σ_{cp} (kg/cm ²)		0	0	25	25	0	0	25	25	0	0	0	50	50
振りスパン比 (l/a)		1	1	1	1	2	2	2	2	4	4	4	4	4
実験日 (月/日)		4/1	4/1	3/23	3/23	4/2	4/3	3/24	3/25	3/26	3/26	6/3	3/28	3/30
コンクリートの圧縮強度 σ_c (kg/cm ²)		394	394	425	427	396	392	427	431	432	432	377	453	469
コンクリートの引張強度 σ_t (kg/cm ²)		28.0	28.0	26.6	27.3	29.1	26.1	27.3	28.1	28.8	28.8	26.2	27.9	30.1
コンクリートの弾性係数 E_c (10^3 kg/cm ²)		1.95	1.95	2.54	2.58	1.94	1.91	2.58	2.59	2.67	2.67	1.77	2.59	2.58
コンクリートのポアソン比 ν		0.20	0.20	0.21	0.19	0.20	0.18	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.20	0.19
ひびわれ発生荷重 P_{cr} (t)		3.5	3.5	5.5	5.5	3.0	3.5	5.0	5.0	2.8	3.5	3.0	6.5	7.0
ひびわれ発生振りモーメント M_{ter} (t·m)		1.75	1.75	2.75	2.75	1.5	1.75	2.5	2.5	1.4	1.75	1.5	3.25	3.5
$2M_{ter}/\sigma_t$ (t·m/kg/cm ²)		0.125	0.125	0.207	0.201	0.103	0.134	0.183	0.178	0.097	0.122	0.115	0.233	0.232
$\frac{M_{ter}}{\sigma_s}$ (kg/cm ²)		6.48	6.48	10.19	10.19	5.56	6.48	9.26	9.26	5.19	6.48	5.56	12.0	13.0
鉄筋の降伏荷重 (t)		4.0	9.0	6.5	11.5	4.0	7.5	5.0	9.0	2.8	5.0	9.35	6.5	9.3
降伏した鉄筋の種類		軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋
終局荷重 P_u (t)		5.15	9.5	7.6	11.85	4.95	8.70	5.25	9.1	3.25	7.75	9.35	6.5	10.25
(部材の降伏荷重)		(4.0)	(9.3)	(7.5)	(11.5)	(4.0)	(8.40)	(5.00)	(9.0)	(3.0)	(7.5)	(9.0)	(6.5)	(10.25)
破壊形式		鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏	鉄筋の降伏

表-4 確認実験供試体実験結果

項 目	A	B	C
ひびわれ発生荷重 $P_{cr}(t)$	10.0	9.0	9.0
ひびわれ発生 振りモーメント $M_{cr}(t \cdot m)$	20.0	18.0	18.0
ひびわれ発生位置	ハンチ中央およ びハンチ付根	ハンチ付根	ハンチ付根
鉄筋の降伏荷重 $P_{yp}(t)$	25.0	20.4	17.0
降伏鉄筋の種別	横方向鉄筋	横方向鉄筋	横方向鉄筋
部材の降伏荷重 $P_u(t)$	33.0	26.0	25.0
降伏振りモーメント $M_{tu}(t \cdot m)$	66.0	52.0	50.0
最終破壊荷重 $P_{u\max}(t)$	34.4	27.3	26.0
破壊状況	ハンチ部の軸方 向筋、横方向筋 の降伏破壊	ハンチ部の軸方 向筋、横方向筋 の降伏破壊	ハンチ部の軸方 向筋、横方向筋 の降伏破壊
破壊位置	ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部

きのひびわれは、0.04mm以下の極めて小さいヘアークラックであり、部材の剛性を変える程のものではない。

- (2) ひびわれ発生（9～10t）後の再開荷重は、約7.5tである。また、鉄筋の降伏点付近まで繰返し載荷した後の残留ひびわれは、0.05mm以下の小さいひびわれ幅であり、プレストレスの効果が大きいことが確認された。
- (3) 軸方向鉄筋と横方向鉄筋の荷重分担率は、横方向鉄筋が大きい。すなわち、ハンチ部の図心位置に近い横方向鉄筋が先に降伏する。この時の軸方向鉄筋の荷重分担率は33%以下である。なお、軸方

表-5 ひびわれ発生ねじりモーメントの比較

位 置	供試体	$M_{tr}(t \cdot m)$		
		A	B	C
上 縁	計算値	27.8	27.6	20.9
	実験値	40.0	32.0	30.0
図 心	計算値	24.7	24.5	19.3
	実験値	30.0	22.0	26.0
下 縁	計算値	21.5	21.3	17.8
	実験値	22.0	22.0	22.0

表-6 終局ねじりモーメントの比較

		A	B	C	
理論値	道 示	29.4	14.5	14.5	低減係数 0.8の場合
	児島理論	28.6	18.2	15.8	
実 験 値		66.0	52.0	50.0	

向鉄筋も最終破壊直前に降伏する。

- (4) 終局耐力は、ひびわれ発生荷重の約3倍であり、ひびわれ発生荷重を設計荷重とした場合、本部材の破壊安全率は、いずれも3倍程度確保できることになる。

(3) 実験結果および考察

1) ひびわれ発生モーメント

ひびわれ発生モーメントの理論値と実験値との比較は、表-5に示すようになり、実験値が理論値よりも大きくなっている。ひびわれ発生荷重（下縁）は、全ての供試体において差はなく、鉄筋量、プレストレス量を変化（ $\frac{1}{2}$ に低減）させてもひびわれ発生におよぼす影響はほとんどみられない。また、ひびわれ方向は、部材軸に対して45°程度となっている。

2) 終局ねじりモーメント

終局ねじりモーメントの理論値と実験値との比較は、表-6に示すようになり、実験値は理論値の2～3倍大きくなっている。すなわち、これらの理論値に基づいて補強を行えば、破壊に対する安全率は2～3倍確保できることになる。また、ひびわれ発生後のねじりモーメントに対しては、軸方向鉄筋の応力分担率が33%以下であり、横方向鉄筋が降伏した後、部材が破壊に達する直前に軸方向鉄筋が降伏し、最終的に破壊に至っている。

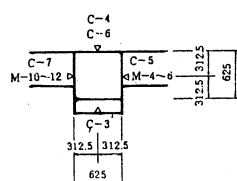
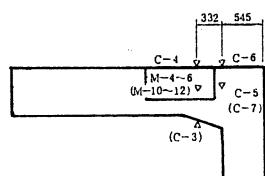
3) 主応力

実験値と立体FEM解析結果との比較は、表-7に示すとおりである。引張応

表-7 実験値と立体FEM解析値の平面主応力の比較表（供試体B）

荷重 (t)	位置	C-3			M-4～6			C-5			C-6		
		σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	θ (°)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	θ (°)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	θ (°)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	θ (°)
5	実験値	8.73	-8.82	44.3	2.93	-4.86	60.8	9.12	-13.18	57.2	12.20	13.91	43.3
	FEM	8.4	-8.4	—	4.0	-8.1	—	7.4	-13.0	—	6.1	-6.1	—
8	実験値	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	FEM	12.3	-12.4	—	3.7	-10.4	—	10.8	19.8	—	7.8	-7.9	—
9	実験値	16.05	-17.12	44.8	—	—	—	18.00	-25.04	56.6	—	—	—
	FEM	13.8	-13.8	—	4.0	-11.4	—	12.0	-22.2	—	8.6	-8.6	—
10	実験値	13.05	-24.40	44.8	7.53	8.39	64.4	19.67	-27.61	56.6	25.68	-33.38	43.3
	FEM	15.3	-15.3	—	4.4	-12.6	—	13.3	-24.7	—	9.3	-9.3	—
12	実験値	17.12	-29.32	44.1	—	—	—	23.97	-34.03	56.2	—	—	—
	FEM	18.3	-18.4	—	5.4	-15.2	—	16.1	-29.7	—	11.0	-11.0	—

注：上表におけるFEM解析値はプレストレス量を除いている。
C-3筋点は実験値がハンチ面の値であるが、FEM解析値は水平面(XY面)の値である。



力は、荷重9.0 tの場合、実験値、計算値とも20kg/cm²程度であるが、計算値については、プレストレスを考慮していないことや、立体解析結果が平面主応力に換算され、低減されていることから、ひびわれは、25kg/cm²程度で生じたものと推定できる。

4) 主応力分布

(a) 引張応力とひびわれ

立体FEM解析による引張応力の分布とひびわれを、図-4に対比して示す。ひびわれ形状は、ハンチ中央の下縁部から45°勾配で上方に進行したのち水平となり、しだいに主桁ウェブに沿って鉛直方向に向きを変えている。その後、45°勾配で上縁に達している。

一方、FEM解析によれば、最大引張応力は、ハンチ部から少し上方に入った位置に生じ、ハンチ部で水平方向にほぼ一定となっている。ひびわれは、この部分で水平方向に生じている。

以上のように、供試体のひびわれ性状と、解析による応力状態とは、よく一致しており、FEM解析によって実験結果の妥当性が検証された。

(b) 最大主応力

実験では、地震時相当の荷重9.0 tでハンチ部にひびわれが生じている。また、FEM解析の結果、ひびわれと同じ位置に25~30kg/cm²の最大引張応力が生じている。コンクリートの引張強度が30kg/cm²程度であることを考えれば、ひびわれ限界は、応力的にはコンクリートの引張強度としてよいことが確認できた。

また、最大圧縮応力は、局所的な応力集中を除けば、ハンチ上部の主桁下縁付近で80kg/cm²程度であり、コンクリートの圧縮強度と比べて問題ない応力レベルであることが確認できた。

以上のように、実験結果と立体FEM解析結果とを比較すると、応力の大きさや発生状況等がよく一致している。

3.3 設計手法

(1) 応力度の照査

1) 許容斜引張応力度

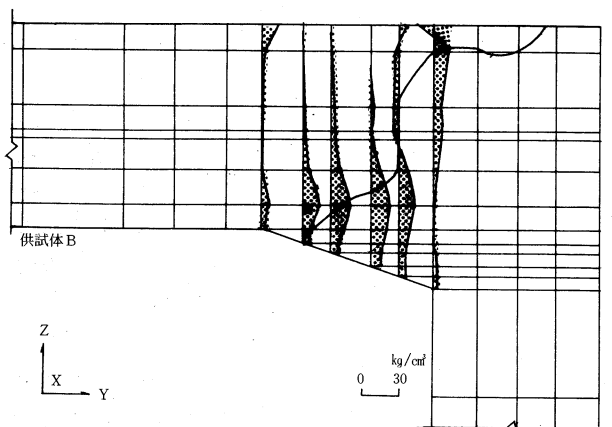


図-4 引張応力とひびわれ分布

ねじりに対する模型実験、立体FEM解析を行った結果、次の事項が確認された。

- (1) 斜引張応力度は、計算値と実験値とがほぼ一致しており、25kg/cm²~30kg/cm²である。
- (2) ひびわれ発生後の残留ひびわれは、プレストレスの効果が大きく、0.05mm以下のきわめて小さいひびわれ幅である。
- (3) ひびわれが生じて、剛性の低下は小さい。
- (4) 終局荷重に対しては、プレストレスを無視して、RCで抵抗すると仮定しているため、十分なねじり耐力がある。

以上のことから、ねじりに対する許容斜引張応力度は表-8に示すように定めた。

2) 設計フロー (図-5)

(2) ねじりモーメントに対する有効断面

ねじりモーメントに対して同一配筋された中空断面、および充実断面において、ねじりモーメントとねじれ角との関係は図-6のような傾向にあり、中空断面のひびわれモーメント (M_{cr}) は充実断面よりも小さいことがわかる。これは、ひびわれが発生するまでは充実断面のコアコンクリートがねじりモーメントに対して低抗するためである。しかし、破壊ねじりモーメント (M_u) に対しては充実断面と中空断面に差が認められない。これは、ひびわれ発生後ねじりに対して抵抗する部分が断面の外周部分のみとなるためであり、コアコンクリートが破壊ねじりモーメントに対して抵抗しなくなるからである。

したがって、本設計ではねじりモーメントに対する有効断面の扱いを次のように定めた。

- ① 設計荷重作用時——全断面有効
- ② 終局荷重作用時——等価中空断面

表-8 許容斜引張応力度

i) 常時
ひびわれを許容しないこととし、道示の値を使用する。
$\sigma_{Ia} = -10 \text{ kg/cm}^2$ (せん断のみ又はねじりによる主応力)
$\sigma_{Ia} = -13 \text{ kg/cm}^2$ (せん断とねじりによる主応力)
ii) 地震時
プレストレストコンクリート標準示方書のII種の規定に準拠する。
$\sigma_{Ia} = -20 \times 1.5 = -30 \text{ kg/cm}^2$ (せん断のみ又はねじりによる主応力)
$\sigma_{Ia} = -25 \times 1.5 = -37.5 \text{ kg/cm}^2$ (せん断とねじりによる主応力)

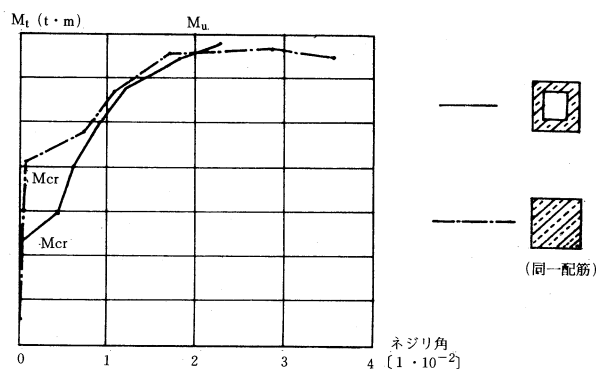


図-6 同一ネジリ配筋の中空断面と充実断面との比較

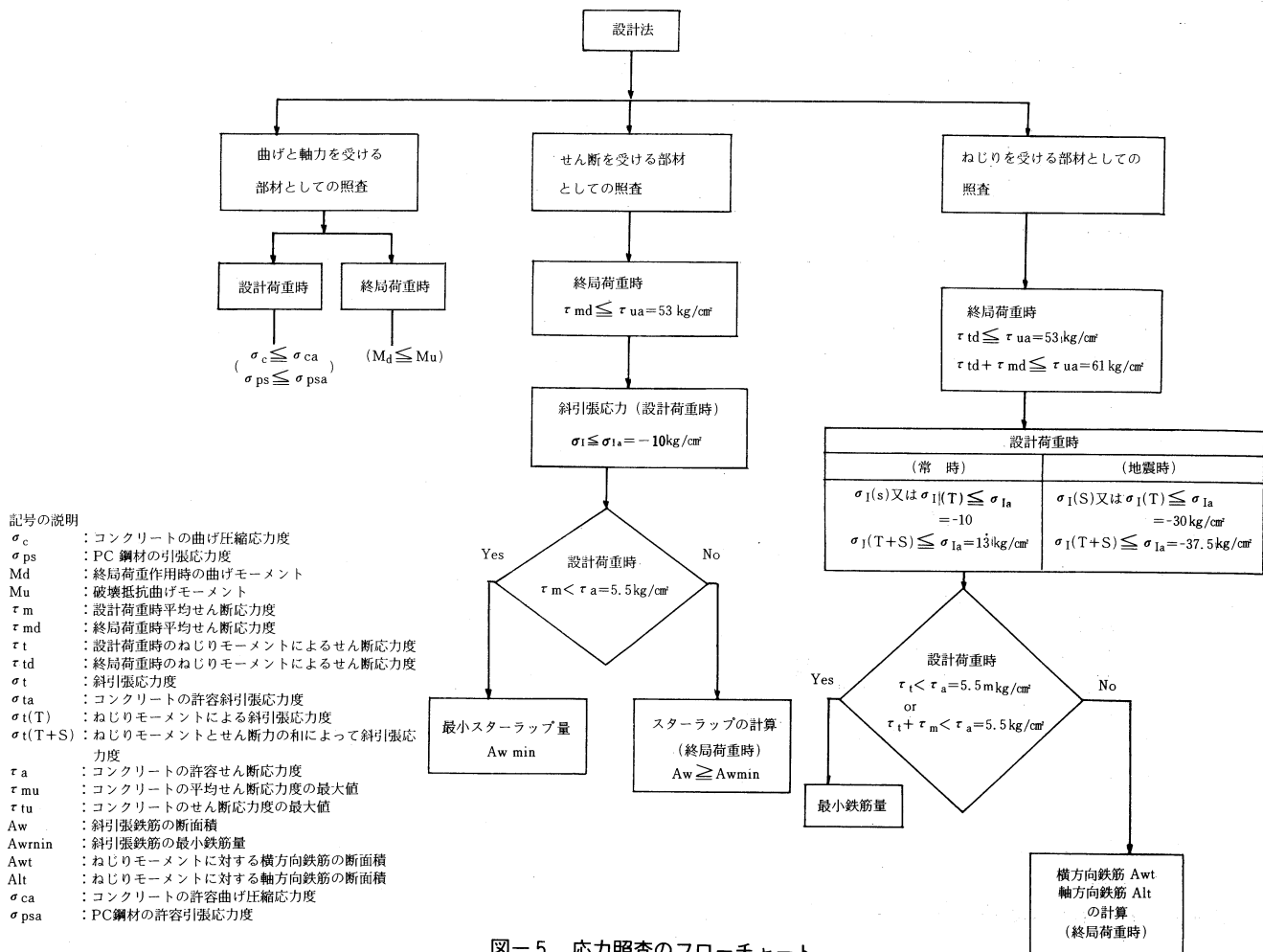


図-5 応力照査のフローチャート

なお、等価中空断面は、CEB-FIP、モデルコード 1978に準じて求めた (図-7)。

3.4 ねじりモーメントに対する補強

(1) プレストレスによる補強

ねじりモーメントを受けるコンクリート部材は、ひびわれが発生するまでは弾性理論によって解析すれば十分である。しかし、ひびわれ発生後は著しく、ねじり剛性が低下することが実験により明らかとなっている (図-8)。

本設計においても、剛結横梁に対してねじりによるひびわれを許容すれば、ひびわれ発生前後での剛性の変化による弾塑性的な挙動が部材応力や全体構造としての安定性に与える影響が問題となる。また、ひびわれの補修が困難となるなど維持管理上の問題もある。

一方、ひびわれ耐力の向上とひびわれ発生後の剛性の確保のためにプレストレスによる補強が有効であることが実験によっても確認されている (図-9)。

以上のことから、剛結横梁はPC構造とし、プレス

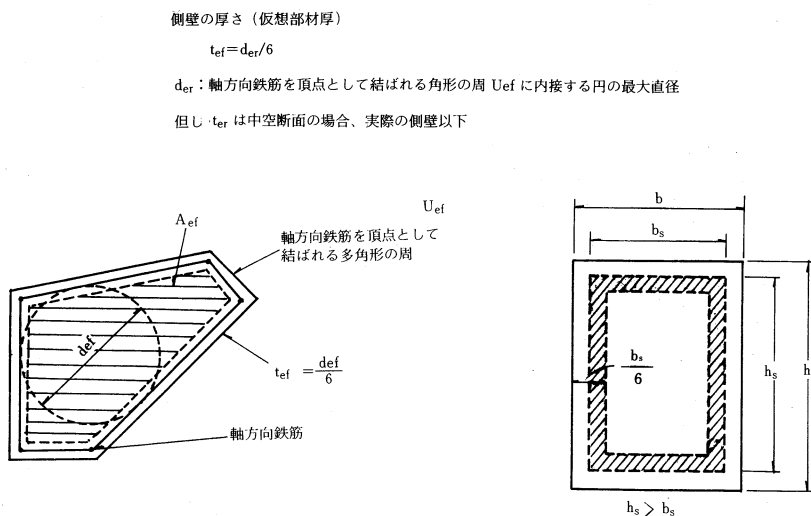


図-7 等価中空断面

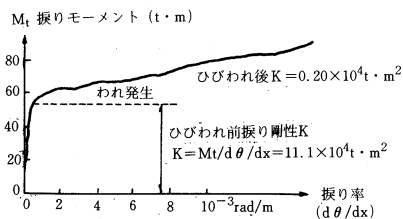


図-8 箱断面の純振り M_t による振り率 $d\theta/dx$ の変化

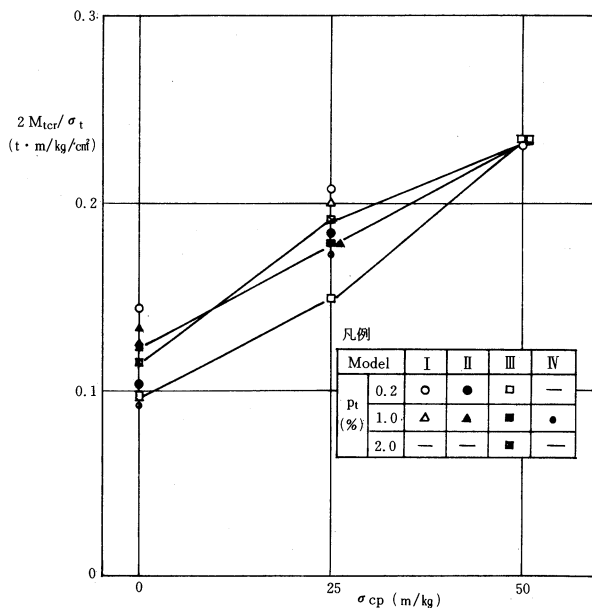


図-9 導入プレスト量とひびわれ発生振りモーメントの関係

トレスを導入してねじり耐力を向上させるとともに、地震荷重時の斜引張応力度を制限して設計を行うこととした。

(2) 鉄筋による補強

1) 補強鉄筋の配置方法

ねじりに対する補強鉄筋の配置方法は、軸方向鉄筋とそれに直角に配置された横方向鉄筋によるのが原則である。一方、プレストレスされた梁の場合、軸方向鉄筋よりも横方向鉄筋の荷重分担率が大きいため、終局破壊は

以上により、充実断面のネジリ補強鉄筋の配筋は仮想部材厚内とする。

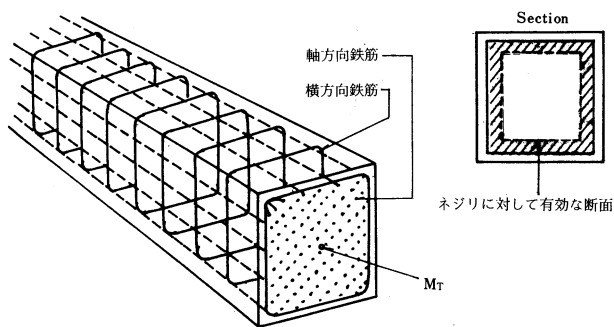


図-10 ねじりに対する有効断面

横方向鉄筋の先行降伏によって起こっていることが実験によって確認されている。

したがって、構造細目として重要なことは、横方向鉄筋は軸方向鉄筋をとり囲み閉合した形状のもので、末端をコンクリート内部に十分定着するなどして、所要の強度を有するよう対処することである。また、軸方向鉄筋についても十分な定着を行うことである。なお、補強鉄筋は、終局荷重時に有効に抵抗する断面領域に配置する必要がある(図-10)。

配筋方法は、図-11に示すとおりとした。

2) 補強鉄筋量

鉄筋コンクリート部材のひびわれ性状や終局ねじり耐力は、配置される補強鉄筋量によって大きく影響を受ける。すなわち、ひびわれについては、配筋量が多くなる程ひびわれの分散効果が大きくなり、実験結果では、鉄筋比0.2%と1%を比較すると、1%配置すればひびわれの発生状態がかなり改善されることが明らかとなった。(図-12)

また、終局ねじり耐力については、実験結果で述べたように、道示による方法で補強鉄筋を配置すれば十分安全であることが確認されたため、本設計では道示の式に従って横方向鉄筋、および、軸方向鉄筋を算出することとした。

4. おわりに

本論文は、道路水平梁と主桁とが一体となった「剛結横梁」の設計手法を中心にとりまとめたものである。

本高架橋は、コンクリート構造としては他に例を見ないもので、かつ、特殊な構造形式であり、本論文が、

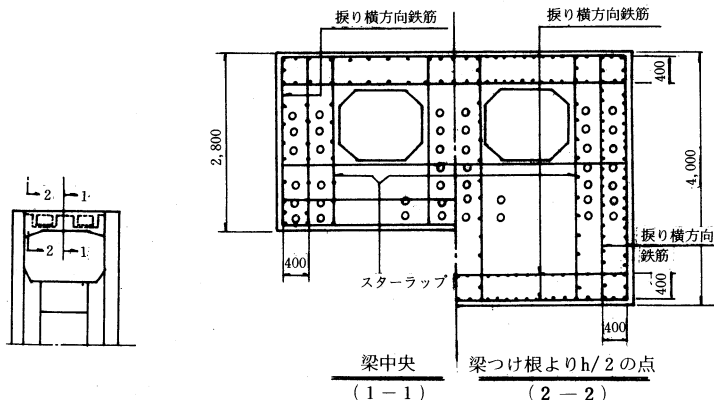


図-11 剛結横梁の配筋例

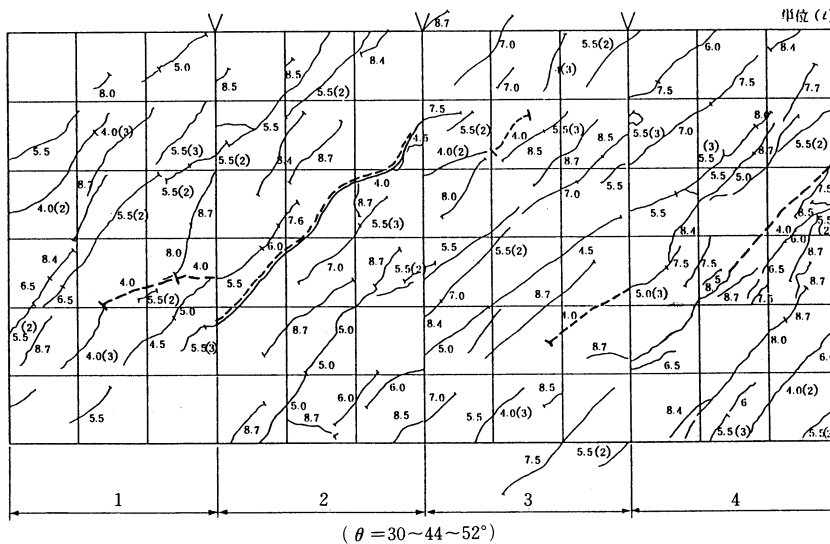
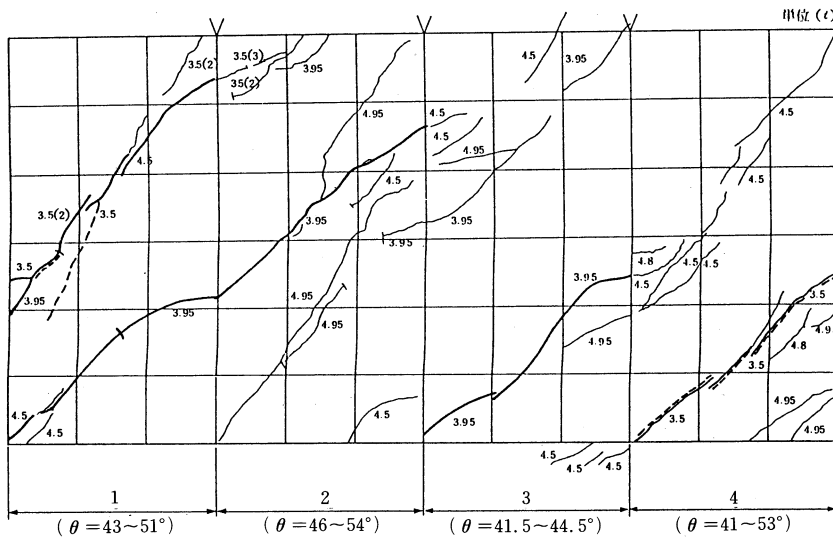
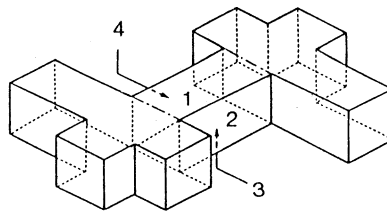


図-12 ひびわれ状況図

今後、同様な構造物の設計・施工に何等かの参考になれば幸いである。

最後に、本プロジェクトを推進させるため、当初より本高架橋の設計、施工上の問題点を検討、解明するため力を尽くされた「島しょ部PC高架橋の設計・施工に関する調査研究委員会」委員長津野和男氏はじめ委員各位ならびに、種々の実験、および、解析を行って「PC高架橋水平梁剛結部設計法の検討」報告書を取りまとめられた関係各位に対して、心より感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 島しょ部PC高架橋の設計施工に関する調査研究報告書 昭和55年3月
- 2) PC高架橋水平梁剛結部設計法の検討 昭和57年3月

南北備讃瀬戸大橋(上部工)の基本設計

Design of Superstructure on South & North Bisan-Seto Bridge

(前)坂出工事事務所 所 長 森 本 隆 也
第二建設局 建設部長 Takaya Morimoto
(元)坂出工事事務所 第五工事長 馬 場 賢 三
第三建設局 計画課長 Kanzo Baba

1. まえがき

南北備讃瀬戸大橋は、昭和53年10月の児島～坂出ルート起工式以来建設が進められ、7基の基礎はほぼ完成し、上部工も塔架設が完了し、ケーブル架設の準備中である。一方、工場では補剛桁を製作中である。

本稿では、南北備讃瀬戸大橋上部工の基本設計について、その検討経緯と概要を報告する。

2. 設計条件

南北備讃瀬戸大橋（以下南北備讃という）の橋梁一般図、平面線形、縦断線形を図－1，2，3に、設計基本事項を表－1に示す。

3. 設計基本事項

本橋上部工の主な特色は次のとおりである。

- (1) 中央径間長が大きく、完成時日本一および世界有数の長径間吊橋であること。
- (2) 世界で初めての本格的な高速鉄道の走る長大吊橋であり、列車走行性から連続補剛桁形式を採用していること。

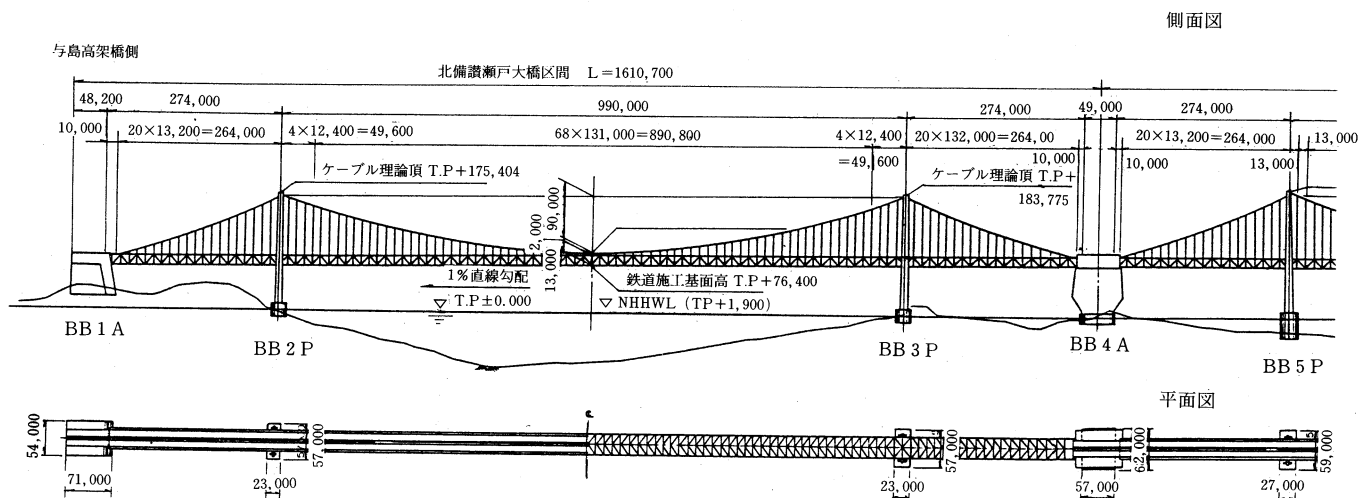
南北備讃は二連の双子吊橋であり、お互いに共通しており、同一の設計思想で設計している。（以下、特記のない数値は南備のものを示している）

3.1 補剛桁形状・寸法

吊橋の補剛桁にはボックス断面とトラス断面が考えられるが、次の理由によりトラス断面を採用した。

- (1) 本橋は道路鉄道併用橋であり、上側に道路、下側に鉄道を通す構造である。トラス断面の方が列車の乗客に対しては望ましい。
- (2) ボックス桁は原則としてブロック架設を前提としている。南北備讃の中央径間は、海上交通安全法に定める主航路であり、側径間には浅瀬、陸上もあることから、全区間ブロック架設については問題が残った。
- (3) ボックス断面の低風速における限定振動の問題について、当時完全には解決されていなかった。

補剛桁寸法については、構造上必要な寸法と耐風安定性から巾30m×高さ13mとした。耐風安定性は、桁断面が南北備讃同じであるので、中央径間長の大きい、振動数の低い南備で決まる。南備の耐風安定性に関する諸元は表－2の通りであり、その風洞実験結果は表－3の通りである。



図－1 南北備讃瀬戸大橋一般図

連続補剛桁吊橋の施工例としては、列車載荷の計画のものとして、4月25日橋（中央径間長1,013m）がある。その他にはタンカルビル橋（中央径間長608m）、マタ

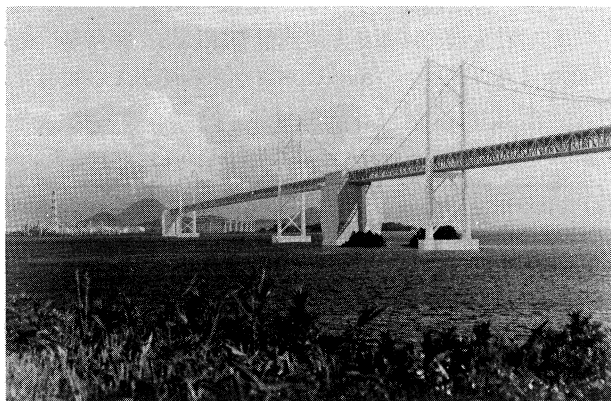
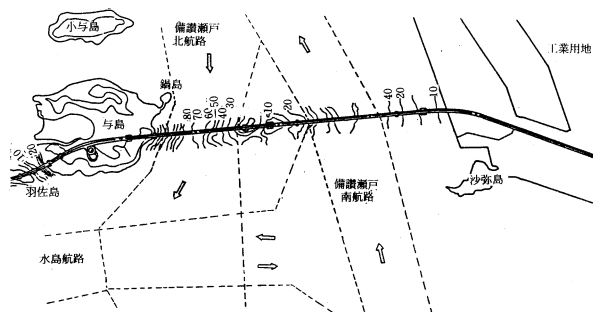
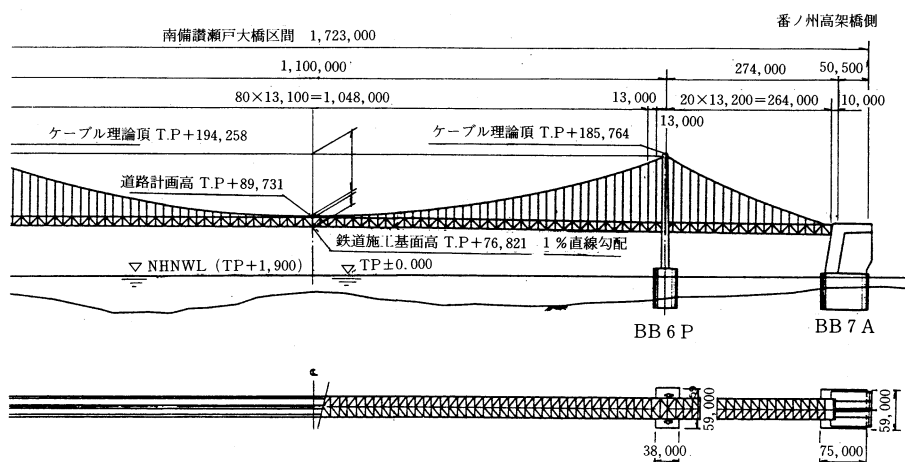


写真-1 南北備讃瀬戸大橋の完成予想



図一 2 備讃瀬戸平面図



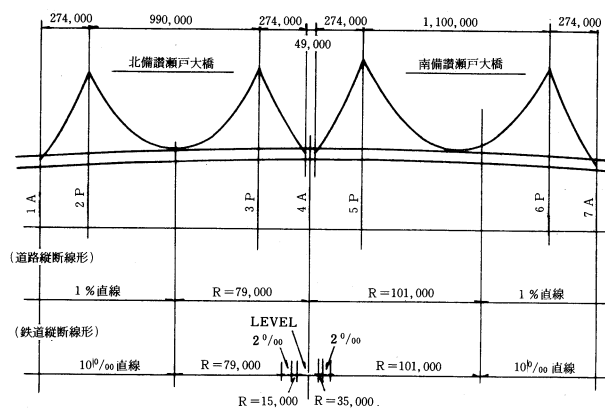
ディ橋（中央径間長520m）をはじめ数百メートル以下の吊橋が中心である。4月25日橋は現在列車は走行しておらず、連続補剛桁吊橋としての問題点はまだ露呈していないと考えられる。

2 ヒンジ吊橋と連続吊橋の比較を表-4 に示す。工費の面から見ると明らかに2 ヒンジ形式が有利である。

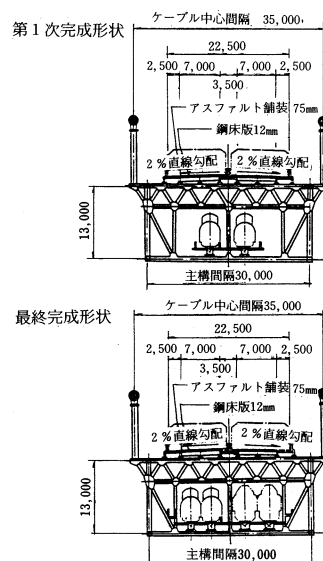
- (1) 上部工の鋼重は、連続形式が多少重い。
- (2) 橋脚寸法は、連続形式の方が橋軸直角方向に大きくなる。

表一1 設計基本諸元

項 目	北備讃瀬戸大橋	南備讃瀬戸大橋
橋 梁 型 式	3径間連続補剛トラス吊橋	3径間連続補剛トラス吊橋
道 路 規 格	第 1 種 2 級 4 車 線	
鉄 道 規 格	在来線（1級線）複線、新幹線複線	
橋 長	1,610.7 m	1,723 m
支間割(ケブル支間)	274 m—990 m—274 m	274 m—1,100 m—274 m
桁 下 高	略最高高潮面上(N.H.H.W.L.)上 65 m (T.P. 66.9 m)	略最高高潮面(N.H.H.W.L.)上 65 m (T.P. 66.9 m)
道 路 荷 重	T L—20および T T—43	
鉄 道 荷 重	着目する部材応力又は変形が最悪になるように4軌道のうち2軌道に列車を載荷する(KS16.N18またはP19)	
設 計 基 本 風 速	43 m/sec	
地震動の設計水平加速度	橋梁下部支持地盤上において180gal	



図一 3 南北備讃瀬戸大橋縦断線形



(3) アンカレイジは、ケーブル中心間隔が拡がる分だけ橋軸直角方向に拡がる。

構造の面からも連続補剛桁吊橋は難しい。

(1) 中間支点（塔部）付近の補剛桁には、大きな曲げモーメントが生じる。

(2) 中間支点上の鉛直支承に、正負の大きな交番反力が生じる。

(3) 補剛桁を連続して塔柱間に通す必要があるため、塔柱の中心間隔が拡がる。その上、ケーブル中心、補剛トラス弦材中心、塔柱中心が容易に一致しない。

しかし、変形性状、特に角折れ量、伸縮量は連続形式の方が小さく、鉄道走行性の面からは、明らかに連続補剛桁形式が優れている。

本格的高速鉄道が走る長大吊橋の実績がまだない現在、工費、構造上の難しさはあっても、列車走行性を考え、連続補剛桁形式とした。

3.3 ケーブル本数

南北備讃のケーブル径は、片側1本ケーブルとすると各々 $\phi 107\text{cm}$ 、 $\phi 100\text{cm}$ となり1mを越える直径となる。

吊橋ケーブルの実績最大値は、ゴールデンゲイト橋92cm、ヴェラザイノロウズ橋91cm、ジョージワシントン橋91cmであり、後の2橋は片側2本ケーブルとしている。

そこで、本橋についてもケーブルを片側当り1本にするか2本にするかについて、次の項目の検討を行った。

- ① 太径ケーブルの性状（2次応力、クリープ）
- ② 太径ケーブルの施工性
- ③ 塔および補剛桁の構造（塔の偏心、ブラケット）
- ④ ケーブルアンカーフレーム構造
- ⑤ スプレーサドルの傾き、サドル下反力
- ⑥ 塔サドル、ハンガー、バンド等の製作・架設

表-2 南備讃瀬戸大橋耐風安定性諸元（最終完成形状）

次 数		単 位	振 動 数			振動数比 N _T /N _B
			鉛直(N _B)	捩れ(N _T)	水平(N _H)	
1次	対 称	herz/sec	0.162	0.314	0.074	1.94
	逆対称	"	0.121	0.497	0.170	4.11
2次	対 称	"	0.208	0.674	0.285	3.24
	逆対称	"	0.257	0.886	0.284	3.45
3次	対 称	"	0.346	0.937	0.304	2.71
	逆対称	"	0.288	0.947	0.416	3.29

項 目	単 位	側 径 間	中央 径 間
極慣性モーメント	$t \cdot m^2 \cdot sec^2 / m$	842	817
補剛トラス曲げ剛性 水平中立軸 (EI_v)	$t \cdot m^2 / Br$	0.284×10^9 $\sim 0.983 \times 10^9$	同 左
補剛トラス曲げ剛性 鉛直中立軸 (EI_h)	"	1.512×10^9 $\sim 5.231 \times 10^9$	同 左
補剛トラスねじれ剛性 (GK)	"	0.132×10^9 $\sim 0.229 \times 10^9$	0.153×10^9 $\sim 0.243 \times 10^9$
補剛トラス曲げ ねじれ剛性 (ECw)	$t \cdot m^4 / Br$	0.254×10^{11} $\sim 1.272 \times 10^{11}$	0.206×10^{11} $\sim 1.227 \times 10^{11}$
ケーブル伸び剛性 ($EcAc$)	t / Br	1.4282×10^7	
一般部のケーブル径 (ラッピング含む) (D))	cm	107.4	

その結果、構造、施工の簡単さと、1m程度の太径になることによる致命的欠陥の見当らないことから、1本ケーブルとした。

4. 塔

吊橋の塔はケーブルおよび補剛桁からの反力を支え、基礎に伝達する構造物であり、構造上重要なばかりでなく、吊橋全体の美的感覚を左右するものである。従って、塔の設計に当っては、力学的機能はもちろんのこと、美観も考慮して構造形式を決定した。本橋の塔一般図を図-4に、設計諸元を表-5に示す。

設計は本四の「吊橋主塔設計要領(案)・同解説 昭和55年3月」に従い、橋軸に平行な鉛直面および橋軸に直

表-3 南備讃瀬戸大橋バネ支持模型実験結果

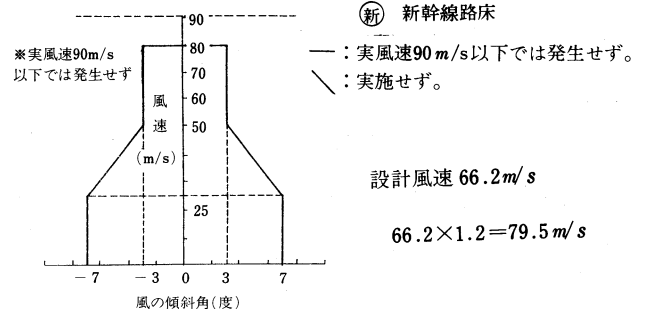
1. 実験条件

主構巾	30m	実橋重量	42.13ton/m
道路床幅	22.5m	" 極慣性モーメント	743 ton $\cdot$ m $\cdot$ s 2 /m
最終完成断面		" 振動数たわみ	0.161Hz
路肩グレーチング		" ねじれ	0.318Hz
電々・電力ケーブル添加 (一般部およびジョイント部)		" 振動数 比	1/1.97

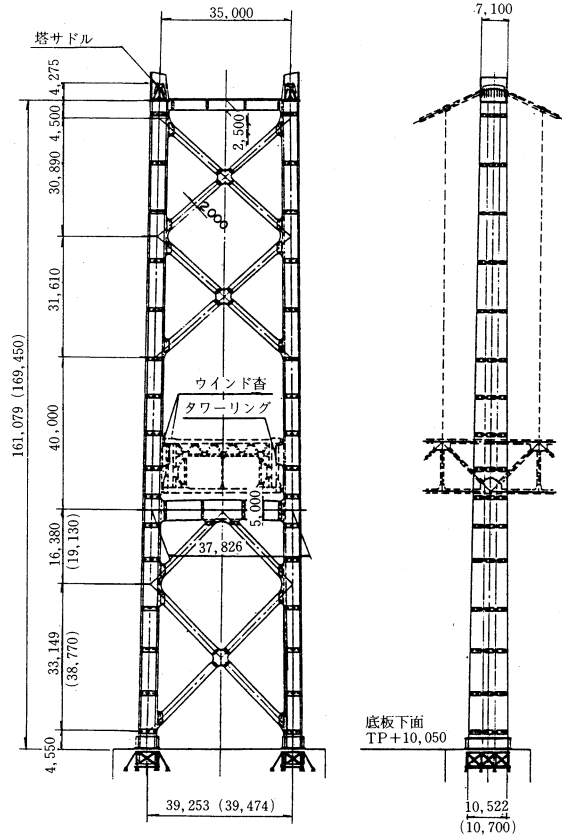
2. 実験結果一覧

断面形状(実橋寸法、単位:m)	迎 え 角 α										
	-5°	-4°	-3°	-2°	-1°	0°	2°	3°	5°	7°	
補 剛 桁											
最終完成断面 (路肩グレーチング、電々電力ケーブル添加) (一般部) 風 (←)											
最終完成断面 (路肩グレーチング、電々電力ケーブル添加) (一般部) 風 (→)											
最終完成断面 (路肩グレーチング、電々電力ケーブル添加) (ジョイント部) 風 (←)											
最終完成断面 (路肩グレーチング、電々電力ケーブル添加) (ジョイント部) 風 (→)											

注) (在)：在来線路床
(新) 新幹線路床

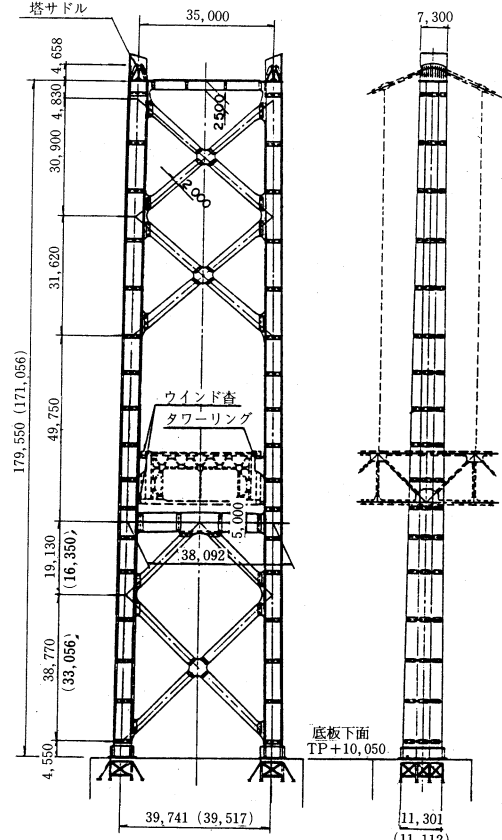


北備讃瀬戸大橋



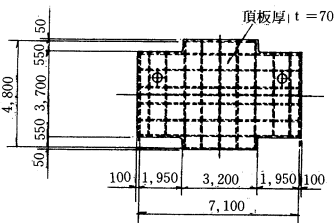
() 内数値は、3 P 側塔を示す。

南備讃瀬戸大橋

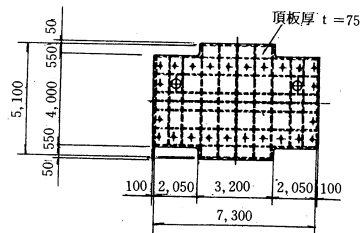


数直は 5 P を示す。但し () 内は 6 P を示す。

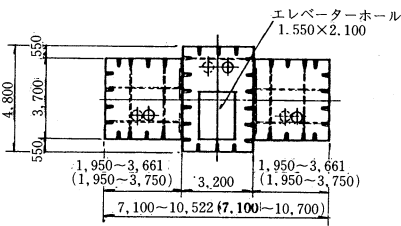
塔頂部断面



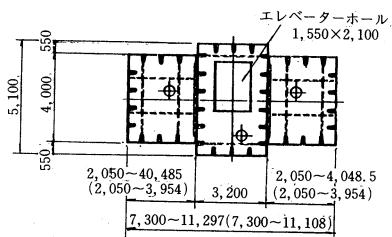
塔頂部断面



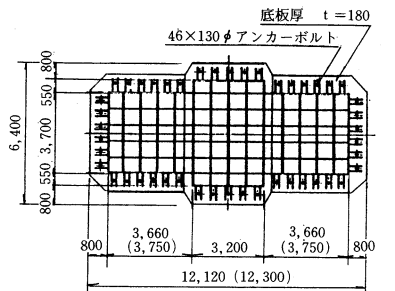
塔標準部断面



塔標準部断面

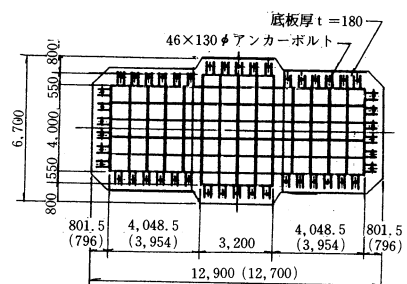


塔基部断面



数直は 2 P を示す。但し () 内は 3 P を示す。

塔基部断面



数直は 5 P を示す。但し () 内は 6 P を示す。

図-4 塔一般図

角な鉛直面に含まれる構造として、断面力および変形を求めることとし、橋軸方向は塔頂と塔基部の間に相対的な水平変位 δ を有する頂部ヒンジ、基部固定の曲げと軸方向力を受ける柱 (beam - column) とみなし、有限変形理論で、橋軸直角方向は塔基部固定の平面骨組構造とみなして、微小変形理論によって解析した。また、橋軸と直角な平面に含まれる主塔構面についての有効座屈長は、塔柱の座屈荷重下における有効接線弾性係数 E_t を用いて、固有値解析によって最小座屈荷重を求め、それから有効座屈長を計算した。

4.1 骨組形式

塔の骨組形式には大別して、斜材形式、ラーメン形式およびその複合形式がある。(図-5) 本橋の場合、ラーメン形式は風荷重、地震荷重による塔基部曲げモー

メントを緩和するため、複合形式にする必要がある。

主な比較案を表-6に示す。

- (1) 複合形式は斜材形式に比較して不経済である。これはラーメン部の座屈長が長くなることおよび曲げモーメント分布がとがることによる。
- (2) 斜塔は直塔より若干経済的である。これは塔頂における偏心がなく、塔頂補強が少いことによる。
- (3) 斜塔は直塔に比べ、上部が拡がって見えることはなく、視覚的には安定している。
- (4) 美観についても(主観が入るが)斜材形式は機能美に優れている。

以上のことから、斜材形式とした。

桁下の斜材の組み方については表-7の2案について比較し、(a)案は2P, 6Pで斜材角度が路面上部の斜材と著しく異なること、および経済性から(b)案とした。

表-4 補剛桁形式(連結, 2ヒンジ)の比較

項 目			南 備 讃 瀬 戸 大 橋	
項 目	荷重条件	位置	連 続	2 ヒ ン ジ
鉛直最大析れ角 (%)	$L+T$	端部 塔部	9.1 -7.1 (11.5)(-7.5)	13.7 - 8.2 31.1 -24.0
	$L(w)+T$	端部 塔部	7.5 -5.9 (9.9)(-6.3)	
水平最大析れ角 (%)	w	端部 塔部	4.4 6.0	2.1 36.2
	$w(L)$	端部 塔部	1.5 2.1	0.8 12.9
最大伸縮量 (cm)	$L+T$	端部 塔部	61 -55 55 -53	$\longleftrightarrow$ 108 $\longleftrightarrow$ 103
弦材最大断面積 (cm^2)			3,120(SM58)	1,271(SM58)
上部工鋼重(アンカーフレーム除く) (t)			81,300*	81,100*

(サグ比 1/4)

表-5 南北備讃瀬戸大橋塔主要設計諸元

項 目		単 位	北備讃瀬戸大橋		南備讃瀬戸大橋	
			2 P	3 P	5 P	6 P
塔 形 式			斜 材 形 式	斜 材 形 式	斜 材 形 式	斜 材 形 式
ケーブル理論項		m	175.404	183.775	194.258	185.764
塔 頂		m	171.129	179.500	189.600	181.106
塔 基 面		m	10.05	10.05	10.05	10.05
塔柱中心間隔	塔 頂 部	m	35.0		35.0	
	塔 基 部	m	39.253	39.474	39.741	39.517
主 要 材 質			SM58		SM58	
塔柱断面二次 モーメント (塔柱平均)	橋軸方向中立 軸に対し	$\text{m}^4/\text{塔柱}$	4.9	5.0	6.19	6.18
	橋軸直角方向中立 軸に対し	$\text{m}^4/\text{塔柱}$	14.1	14.9	18.0	17.6
塔頂最大鉛直反力 (V_c)	D	t/塔柱	23,941		28,160	
	D+L+T	t/塔柱	28,814		33,437	
F値(塔頂最大鉛直反力時の水平反力)		"	-10.058	-1.752	7.02	-1.868
塔頂水平 変位 δ	D+L+T($\delta_{\max}$)	m	0.331		0.314	
	D+EQ(GL)+L(EQ)+T	m	0.327	0.336	0.328	0.343
	D+W(TT)+T	m	0.415	0.454	0.563	0.519
	D+EQ(GT)+L(EQ)+T	m	0.223	0.228	0.216	0.275

*この数値に架設誤差、地震等による下部工変位の影響、アンカーの移動による影響を加える。

4.2 塔柱の傾斜

連続補剛桁吊橋では、塔柱の間を補剛桁が通り抜けないといけない。このために、補剛トラス弦材中心、塔

表-6 骨組形式比較

比 較 案 (破線部はサドルカバー)	直 塔 (二層斜材)	斜 塔 (二層斜材)	斜 塔 (二層斜材)	直 塔 (二層ラーメン)	折 塔 (二層ラーメン)
鋼重一基(t)	塔柱 7,506 腹材 1,310 合計 8,816	7,254 845 8,099	7,132 892 8,024	7,726 1,521 9,247	7,316 1,039 8,355
工費比率	1.03	1.01	1.00	1.08	1.05

表-7 桁下骨組比較

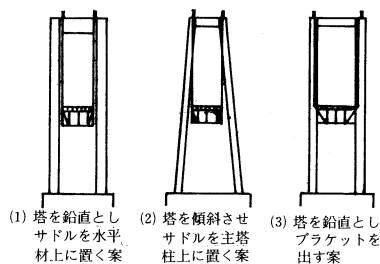
比 較 案	(a)	(b)
工 費	1,002	1,000

図-5 塔・骨組形式

柱中心、ケーブル中心が容易に一致しない。この対策として図-6の各案が考えられるが、次のことを考慮して2.5mのブラケットを取り付け、塔柱を約1.3%傾斜させて塔サドルの偏心を避けた。

- (1) 塔柱を傾斜する場合、傾斜すればする程、海中橋脚の寸法が大きくなる他、クリーパークレーンで架設する場合、傾斜した塔柱に取り付くガイドレールは鉛直でなければならず、ブラケット長は最低2.1m必要である。
- (2) 鉄道4線および管理通路が通る建築限界を確保してアンカレイジ内でケーブルストランドをスプレーするためにはブラケット長は最低約2.5m必要である。
- (3) 連続補剛桁吊橋は桁端部で±65cmの移動があり、端部の短いハンガーは無理がかかるので下吊りが望ましい。

図-6
塔と補剛トラス
の関係



4.3 塔柱断面

4.3.1 塔柱断面寸法

塔柱概略寸法の決定のため次の検討を行った。

(a) 塔基部

- (1) 橋軸方向寸法を変化させて、鋼重を比較すると10～11m程度が最も軽い。
- (2) 橋軸直角方向についても幅を変化させて鋼重を比較すると5m程度が最も軽い。
- (3) 橋軸方向と橋軸直角方向の寸法比は美観上2倍前後が良いだろう。
- (4) 塔基部のコンクリート支圧を巨視的にみて平均70kg/cm²程度におさえたい。
- (5) アンカーボルトのプレストレス量にもよるが、橋軸方向寸法11m程度あれば地震時浮き上りは、1コーナーの若干の浮き上りですむ。

(b) 塔頂部

- (1) 橋軸方向長さは、塔サドルの曲率半径がケーブル径の8倍程度ということから決まる。
- (2) 橋軸直角方向寸法は、製作・架設上から出来るだけ3面テーパを避けるため、塔基部と同じとする。
- (3) 塔サドルの架設重量がクリーパークレーンの能力を越えない。

以上から、塔基部は11m×5m、塔頂部は7m×5m程度が最適である。詳細は縦リブ配置から図-4のようになった。

4.3.2 セル構造

セル構造としては多セル、数セル、モノボックスが考えられる。古い吊橋は多セルが多いが、最近の吊橋は架設の容易さ、製作・架設機械の大型化により、出来るだけセル数を減らしている。一方、モノボックスは断面効率は良いが、本橋では次の理由により、3セル構造とした。

- (1) 斜材形式の塔であるので、斜材と塔柱との格点が多く、その格点の前後で補強が必要であること。
(塔柱巾7.3m～11.3m、斜材巾3.2m)
- (2) モノボックスにするとセルが大きくなり過ぎ、製作・架設上難しい。
- (3) 本橋のように塔頂変位の少ない、従って曲げ成分の少ない塔ではモノボックスの利点が少ない。

4.3.3 断面形状

断面形状としては図-7のような形があるが、本橋では主に景観上の配慮から十字形断面とした。

- (1) 斜材を塔柱断面にいきなり取り付けるのではなく、内側に凸にして形態上の伸介物を取り付けたい。
- (2) 塔の外側にも表現があった方がよい。
- (3) 凸断面は塔柱断面の中立軸が一直線上にのらないのに対し、十字断面は二軸対称であり、一直線上に乗る。従って、十字断面の方が設計・製作がやり易い。

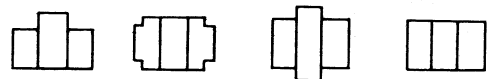


図-7 塔の断面形状

4.3.4 ブロック割

塔柱のブロック割は製作（端面切削、工場クレーン能力）、架設機械等の検討および斜材、水平材との取り合いからブロック長13m以下、重量120t程度以下と考えた。

縦リブピッチは溶接等の作業性およびリブ付補剛板の局部座屈から750～800mm程度とした。

4.3.5 塔基部構造

塔基部は、塔柱の外壁および縦リブを伝わってきた鉛直力を、出来るだけ均等化して下部のコンクリートに伝えなければならない。そこで塔基部構造は壁板、リブで格子補強して断面全体を剛なものにし、その下には厚さ180mmの底板を敷き、鉛直力の均等な分散を図っている。格子を省く案も検討したが、本橋の場合、鉛直力も大きく、有利にはならない。

下部工との取り合いは、コンクリート表面を5～10cmみがき上げアンカーボルトで締結する方式とした。

4.3.6 塔頂部構造

本橋の塔頂部構造は、直接型サドルの採用とケーブルの偏心載荷を避けているため、補強格子の少ない構造となっている。従って、塔エレベーター機械室を最上階に設置している。

4.3.7 塔柱の傾斜角

塔の断面を図-4のように決めた。橋軸直角方向寸法は、両橋の規模に応じて南備を大きくし、傾斜角 α を両橋でそろえた。橋軸方向寸法も両橋の橋の規模に応じて南備を大きくし、基部から頂部への細り角度をそろえた。

同一橋の5P、6Pでは路面上の断面は同じであり、桁下部分の長さの相違分はそのまま断面を延ばすこととした。従って、塔基部の大きさは、塔高の高い5P(3P)が少し大きい。

4.3.8 細部構造

(a) タワーリンク・ブラケット構造

タワーリンクを支えるブラケットは、塔柱の中セル壁板をそのまま伸ばす構造として、リンクからの力をスムーズに塔壁に伝達することとした。(図-8参照)

(b) 中セル寸法(橋軸方向)の決定

架設重量を考えると中セルが最大となるので、その橋軸方向寸法は小さくすることも考えられるが、本橋は以下の要素を考えて3.2mとした。

- (1) 補剛桁の橋軸方向移動(常時における計算最大移動量は $\pm 65\text{cm}$ であるが、最悪の場合を考え、桁端のアンカレイジ部ストッパーが完全に破壊し、補剛トラス下弦材がコンクリート面に接触するまでを考える)に伴い、タワーリンクを塔柱セルから伸びているブラケット部に接触させない寸法を確保する。

- (2) 中間支点のウインドシュー設置のため塔柱補強構造を取り付けられる寸法であること。

(c) 中セル突出量

中セルの突出量は以下の要素を考慮して、両橋同じ0.55mとし、外セル巾は両橋の規模に応じた違いをつけた。

- (1) クリーパークレーンのガイドレールが外セル外板内に収まること。
- (2) 塔頂部および塔基部補強構造の溶接作業性から最低50cmの幅がほしい。
- (3) 突出量を多く取り過ぎると、橋軸方向から見た場合、きゃしゃに見え過ぎる。

4.3.9 景観的配慮

上述のように景観的配慮を全般に渡って行っているが、次のような細部構造にも留意した。

- (1) 斜材の角度 α を4基そろえた。

路面上の斜材角度を4基ともそろえた。これは4基並んだ場合、斜材の角度がそれぞれ異っている(図-9)と、視覚的適合性がなくなるためである。

- (2) 車の走行を考えて、路面上の開口部空間を出来るだけ広くとる。
- (3) 塔頂部空間を4基そろえ、かつ美観上好ましい空間を確保した。
- (4) 塔頂水平材を出来るだけ細くする。
- (5) サドルカバー形状を下津井瀬戸大橋、岩黒島橋の塔頂とイメージを合わせ、児島・坂出ルートとして共通性のあるものにしようとした。
- (6) 斜材取付け部にはRをつけ、斜材と塔柱の一体化

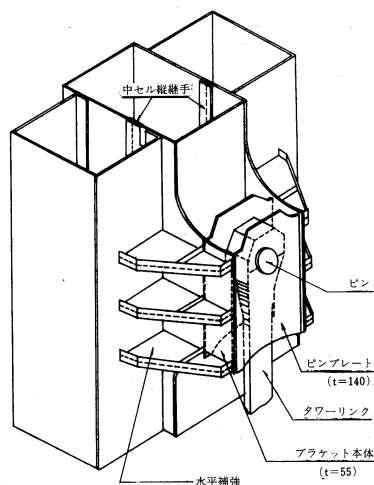


図-8 タワーリングブラケット構造

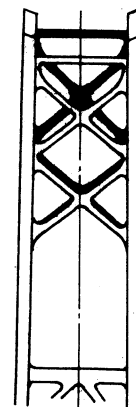


図-9 斜材の角度

を印象づけようとした。

- (7) 十字形断面を塔基部までもっていき、基部をスッキリさせた。

5. ケーブル関係

ケーブル関係の主要設計諸元を表-8に示す。

5.1 ケーブル架設工法

ケーブル架設工法にはAS工法とPS工法がある。従来の外国の長大吊橋はほとんどAS工法で架設され、日本の最近の長大吊橋はほとんどPS工法で架設されてい

表-8 ケーブル主要設計諸元

項	目	単 位	北備瀬戸大橋	南備瀬戸大橋
ケーブル支間長	中央径間	m	990	1,100
	側径間	m	274	274
サグ(中央径間)		m	90	100
サグ比			$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{10}$
ケーブル中心間隔		m	35	35
ケーブル本数		本/Br	2	2
ケーブル架線工法			PS工法	PS工法
亜鉛メッキ素線径(メッキ含む)		mm	5.18	5.12
ノストランドの構成素数		本/ストランド	127	127
主ケーブル構成ストランド数		ストランド/ケーブル	234	271
主ケーブルの許容応力度		kg/mm ²	64	64
主ケーブル径(D)	一般部(ラッピング含む)	mm	997	1,070
	ケーブルノット部	mm	977	1,049
ケーブル最大水平張力(H)	D	t/片側	28,815	32,928
	D+L+T	"	34,586	39,087
ケーブル最大張力(T)		D+L+T	38,215	43,609

ハンガー

1格点のハンガー本数		本/格点	4	4
ロープ径		mm	68 74(短ハンガー)	68 74(短ハンガー)
ハンガー張力(1格点当り)	D	t/格差	206.2	204.6
	D+L+T	"	415.2(460.4)	426.6(465.9)

る。AS工法とPS工法について次の比較を行った。

(1) 工期

ケーブル関連工事の中で、ケーブル架線工事では差が生じ、PS工法の方が短い。

(2) 工費

ケーブル製作・架設のみ考えると工費に大差はない。しかし、AS工法の方がアンカレイジは若干小さくなる。

(3) 施工の難易, 精度

施工の精度については優劣ないと考えられる。ただし、空隙率はPS工法の方が小さいようである。施工の難易についてはPS工法が優る。現場での作業員についてみると、AS工法に比べて延作業員で30~40%と推定される。

(4) アンカレイジ定着構造

定着面積はAS工法の方が少し小さくなる。アンカレイジの橋軸直角方向寸法は、このケーブルアンカーフレームを内蔵することで決まるので、アンカレイジ幅もAS工法の方が小さくなる。

以上より、PS工法は、アンカレイジ躯体が若干大きくなるが、工期が早く、現場作業が少ない。このことを重視してPS工法とした。

5.2 ケーブル断面

ケーブル断面を図-10に示す。製作・輸送・架設から考えて、 ϕ 約5mm $\times$ 127素線から成るストランド構成とし、サドル内配列、アンカーフレーム構造から、南備271ストランド/片側、北備234ストランド/片側とした。ケーブル張力の端数は、素線径を各々 ϕ 5.12mm, ϕ 5.18mmとすることによって調整した。

ストランドの配列には、フラットトップ、ポイントトップの2形式があるが、4Aのストランド空中交差、サドル内および架設中における縦スペーサーの通りが良いことを考え、ポイントトップ形式とした。

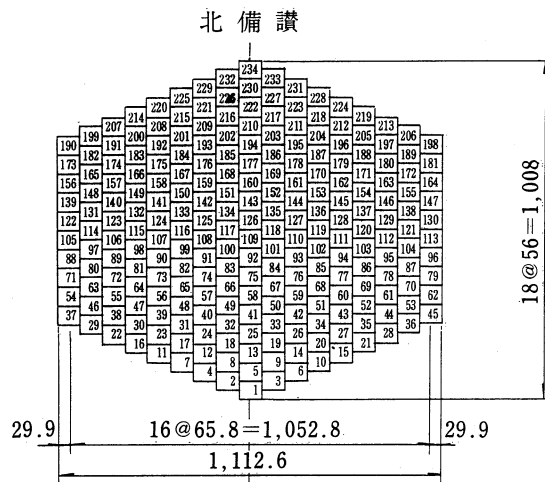
5.3 サドル

サドルの一般図を図-11に示すが、スプレーサドル、塔サドルとも鞍部は鋳鋼品(SCW 49)、リブ・底板は鋼板(SM 50B)で製作されているハイブリッド構造である。

本橋の塔サドルは、従来、日本の吊橋で多く用いられてきた塔サドルと異なり、箱断面になっており、その外壁は、直接塔柱の外壁へと接触し、荷重の伝達機能からみて、直接型と呼ばれるサドルを採用している。

スプレーサドルは、ローラ配置を縦リブの両側に規則的に配置することにより、ローラ反力を均等化していること、ケーブル外力中心をサドル中心に持ってきて、サドル反力を長方形分布にしていることに特色がある。可動部については、テフロン板も検討したが、次のことを考慮してすべり係数の小さい実績のあるローラーとした。

- (1) 本橋はサドル反力が20,000tと大きく、かつ活荷重による張力変動が少ないので、すべり係数の大き



(サドル面)

	北備讃	南備讃
ストランド構成	PWS127 $\times$ 234St	PWS127 $\times$ 271St
素線径	5.18mm	5.12mm

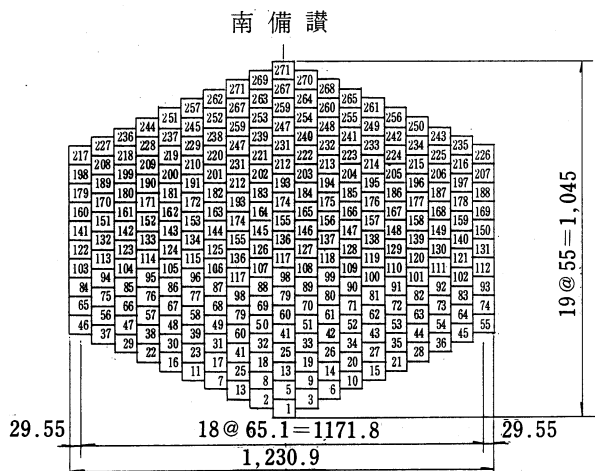


図-10 ケーブル断面 (サドル部)

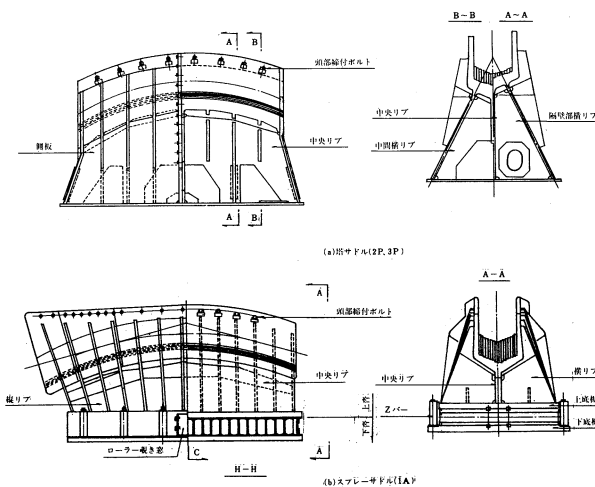


図-11 ケーブルサドル構造一般図

いテフロン板は動く機会がほとんどない。

(2) テフロン板の大反力、長期間の使用実績が乏しい。

6. 吊構造部

吊構造部の基本設計諸元を表-9に示す。

本橋は高速鉄道の走る長大吊橋であるため、部材は鉄道疲労を考慮した設計・製作を行う必要があることはもちろんのこと、吊橋形式についても連続補剛桁形式を採用している。この形式の大きな問題点は前述のように次の二点である。

- (1) 中間支点付近の補剛桁の曲げモーメントが大きくなること。
- (2) 中間支点到正負の大きな交番反力が生じること。

6.1 特殊吊橋の検討

上記2点の問題点を解決するため、種々の特殊吊橋が提案された。その代表的な案として、タワーステイ案、中間支点無案、副ケーブル案がある。(表-10参照)

これらの各案は、いずれもある程度初期の目的を達しているが、次のような新たな問題も生じている。

(a) タワーステイ案

- (1) 斜吊りの応力変動巾が大きく、張力抜けもある。
- (2) 斜吊りにプレストレスを導入する場合、鉛直ハンガーとの荷重分担、桁の出来上り形状の保持が難しい。

(b) 中間支点無案

- (1) 支点付近ハンガーに無理が生じ、荷重によっては張力抜けもある。
- (2) 塔部分の振れ拘束構造に問題が生じる。

(c) 副ケーブル案

- (1) 主ケーブル(約 $\phi 100\text{cm}$)と副ケーブル(約 $\phi 50\text{cm}$)の取付け構造が難しい。
- (2) 副ケーブルを塔の中間で横切らす構造が難しい。

各案について比較した結果、図-1の標準形式が優れていると判断した。

中間支承の負反力対策としては、上記の案の他、

- (a) カウンターウエイト(重り)で対処する。
- (b) 支点付近ハンガー抜き。
- (c) 支点こう上。(支店を引き上げる)

の各案について検討したが、重りで対処することにした。(端支点も重りで対処)

6.2 中間支点付近曲げモーメントの処理

図-12に補剛トラスの軸力図を示す。補剛トラスの曲げモーメントは中間支点付近で著しく尖っており、その断面決定の荷重ケースは $D+L+T$ (死荷重+活荷重+温度)又は $D+L(F)$ (死荷重+疲労換算荷重)である。

この部分の弦材には約6,500tの軸力が作用する。この曲げモーメントに対して、弦材を曲弦にすることも考

表-9 吊構造部基本設計諸元

項			目	北備讃瀬戸大橋	南備讃瀬戸大橋	備 考		
死荷重	上 路		t/m	8.45	8.45	いずれも中央径間の値		
	下 路		"	7.01	7.01			
	補 剛 ト ラ ス		"	13.01	12.67			
	そ の 他 (添加物等)		"	3.11	3.15			
	ケ ー ブ ル 関 係		"	10.94	12.35			
合 計			"	42.52	43.63			
弦材断面	最大	軸 力	t	5,989 (-4,484)	6,477 (-4,710)	()内は下弦材を示す		
		材 質		S M 58 (S M 58)	S M 58 (S M 58)			
	最小	軸 力	t	1,841 (1,840)	-1,524 (-1,280)			
		材 質		S M 58 (SM58Y)	S M 58 (SM58Y)			
補剛トラス変位量	鉛直最大タワミ		L+T	m	4,778	5,114	中央径間の値	
	水平最大タワミ		W	m	5,569	7,425		
	鉛直最大折れ角		L+T	$^{\circ}/\infty$	+10.8 - 8.2	+10.0 - 7.2	橋 台 部	
	水平最大折れ角		W	$^{\circ}/\infty$	+ 4.9 - 4.9	+ 5.9 - 5.9		
支点反力	鉛 塔部	(最 悪) D+L+T	正 $t/1$ 沓	3,800	3,900	拡く方が正の値		
			負 $t/1$ 沓	- 1,100	- 1,150			
		(通常荷重) D+L+T	正 "	2,400	2,400			
			負 "	生じない	生じない			
	直 橋台部	(最 悪) D+L+T	正 "	1,100	1,000			
			負 "	- 350	- 350			
		(通常荷重) D+L+T	正 "	600	550			
			負 "	生じない	生じない			
	水 塔部	D+EQ(TT)+T		$t/1$ 沓	1,400	1,500	沓 2個で受ける (1沓当り)	
		D+W(TT)+T		"	1,900	1,900		
		平 橋台部	D+EQ(TT)+T		"	1,200	1,450	沓 1個で受ける
			D+W(TT)+T		"	600	750	

えられたが、美観上より平行弦とし、上下弦材断面を一般部断面より大きい断面とし、S M 58材を使用して対処している。

6.3 中間支承構造

中間支点には、正3,900t/1沓、負1,150t/1沓の交番反力が生じ、かつ片振巾65cmの水平移動が生じる。この支承形式には大別して、リンク形式とローラー形式が考えられるが、両者を比較すると表-11の通りである。

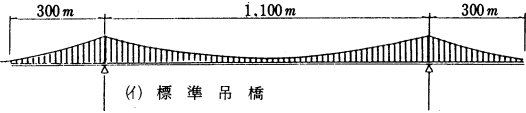
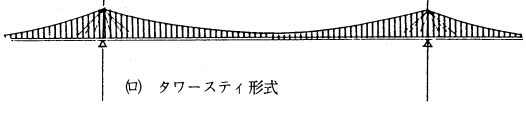
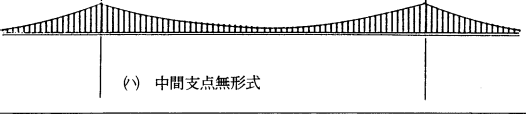
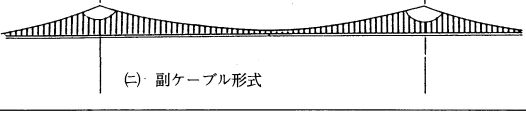
本橋のように、大きな負反力と移動を考慮すべき場合の鉛直支承は、リンク形式が優れている。リンク断面は水平面内回転をリンクの振り変形で取ること、橋軸直角方向剛性を小さくする必要から開断面構造とし、H型→形→形へと移り、最終的に図-13のような形状とした。材質は鍛鋼(SFVQ2B級)である。

リンクの支承部材質は、磨耗、腐食、耐久性からSUS 431と高力黄銅鋳物の組み合わせとした。

タワーリンクを下弦材吊りとするか、上弦材吊りとするかについて、表-12の比較を行い、路面から見た景観と経済性から下弦材吊り形式とした。

負反力に対しては、これ無くすことは難しいが、中間支点付近の弦材太り分を後死荷重扱いすること、および重りにより、通常荷重では負反力を生じないようにした。重りの載荷位置は、タワーリンクに曲げが入ら

表-10 特殊吊橋の検討

吊橋形式	中間支点付近 曲げモーメント		中間支点反力		中間支点のたわみ		ハンガー張力		斜ケーブル	
	正 (Kt・m)	負 (Kt・m)	正 (t)	負 (t)	下へ (cm)	上へ (cm)	大 (t)	小 (t)	大 (t)	小 (t)
(イ) 標準吊橋 	29.0	-43.8	1,910	-940	—	—	175	75	—	—
(ロ) タワースティ形式 	6.5	-10.6	530	-20	—	—	175	95	1,010	-760
(ハ) 中間支点無形式 	17.5	-21.2	—	—	70	34	440	-20	—	—
(ニ) 副ケーブル形式 	—	-16.0	—	—	—	—	1,120	-340	—	—

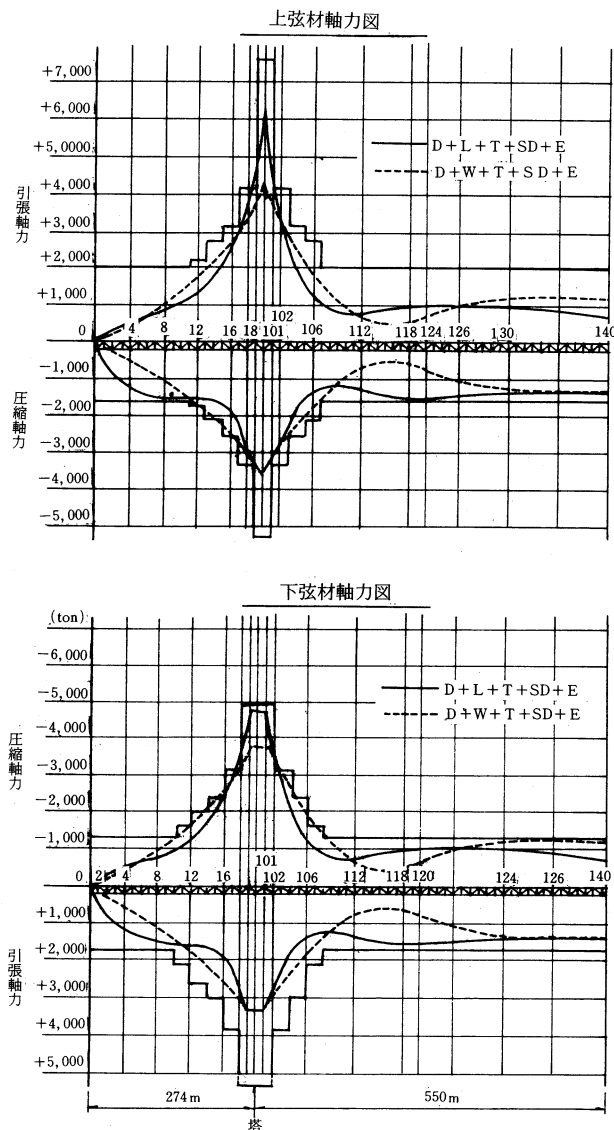


図-12 補剛トラス軸力図 (南備讃瀬戸大橋)

いように中間支点から2パネル目に載荷することとした。

6.4 パネル割

補剛トラスのパネル割は、次のことを考慮して、一般図のように決めた。(図-14参照)

- (1) 14.1m～12.2mの範囲でパネル長を変化させた場合、13m前後が最も鋼重が少ない。
- (2) 斜材の効果から45～60°が望ましい。
- (3) 二橋のパネル長はほぼ等しいこと。
- (4) 中央径間中央で対称であること。
- (5) 端部は下弦材にエンドリンクが取付くので、斜材が下弦材に取付くこと。
- (6) 塔部は大きく、かつ尖った曲げモーメントを引張材で抵抗すること、およびタワーリンクを下弦材吊りとすることから斜材が下弦材に取り付くこと。
- (7) 中央径間中央では、センタースティを取り付けるため斜材は下弦材に取り付く方が望ましい。

6.5 主構

補剛トラスは曲げ剛性 EI (捩れ解析の場合は捩れ剛性 GK と曲げ捩れ剛性 ECw) を持つ変断面梁として解析した。

吊橋面内の解析はおおむね撓度理論を代数的手法で求める方法によった。ただし、支点反力、端ハンガーおよびセンタースティは大変形理論により求めた。

偏載荷重は、偏載しない鉛直荷重と純粋なトルク荷重とに分離して、それぞれの解析を行った後に、着目量を合算した。

横荷重に対する解析はモイセフの弾性分配法を代数的手法で求めるエリスの方法によった。

表-11 中間支承構造の比較

支承形式	リンク形式	ローラー形式
構 造		
1. 負反力に対して	○構造上十分に対処出来る。	○負反力の受けが別に必要である。 ○負反力を受けながら橋軸方向にスムーズに移動するためには、ガタを許容しなければならない。
2. 水平面内回転に対して	○リンクを開断面にしてねじり変形で取らせる方法と、ピン部を球形にしてすべり回転で取らせる方法がある。	○ガタで取する方法と、上沓と中沓の間に球面の回転板をそう入してすべり回転で取らせる方法がある。
3. 橋軸方向移動に対して	○移動に判って、若干の上下動が生じるが、リンクの長さが妥当であれば、移動はスムーズである。	○大きな移動に対処できる様に2～3本のローラーが余分に必要となり、支承の橋軸方向長さは大となる。
4. 支点の上下動に対して	○リンクの傾斜によって桁は少し持ち上げられる。リンク長8.5m、移動量65cmで、持ち上り量は25mmである。それによる影響は、支点反力の増加60t、上弦材軸力の増加100t、ハンガー張力の抜け20tであり実害はない。	○負反力発生時にのみ上下動のガタが生じる。

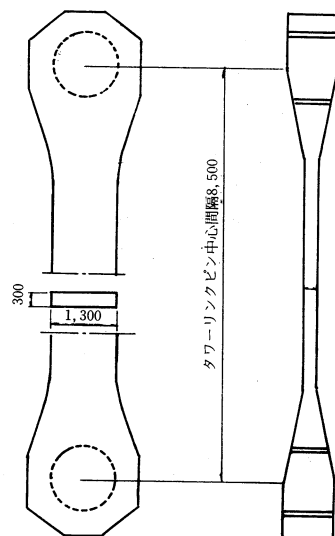


図-13 タワーリンク(北備)

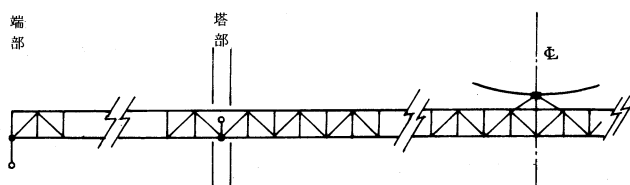


図-14 パネル割

中間支付近弦材軸力は、撓度理論と大変形理論では差異がみられるが、(図-15参照)この部分は重要な箇所であり、安全側を考え、撓度理論の値で設計することとした。

死荷重は原則として全て前死扱い(弦材は無応力)とし

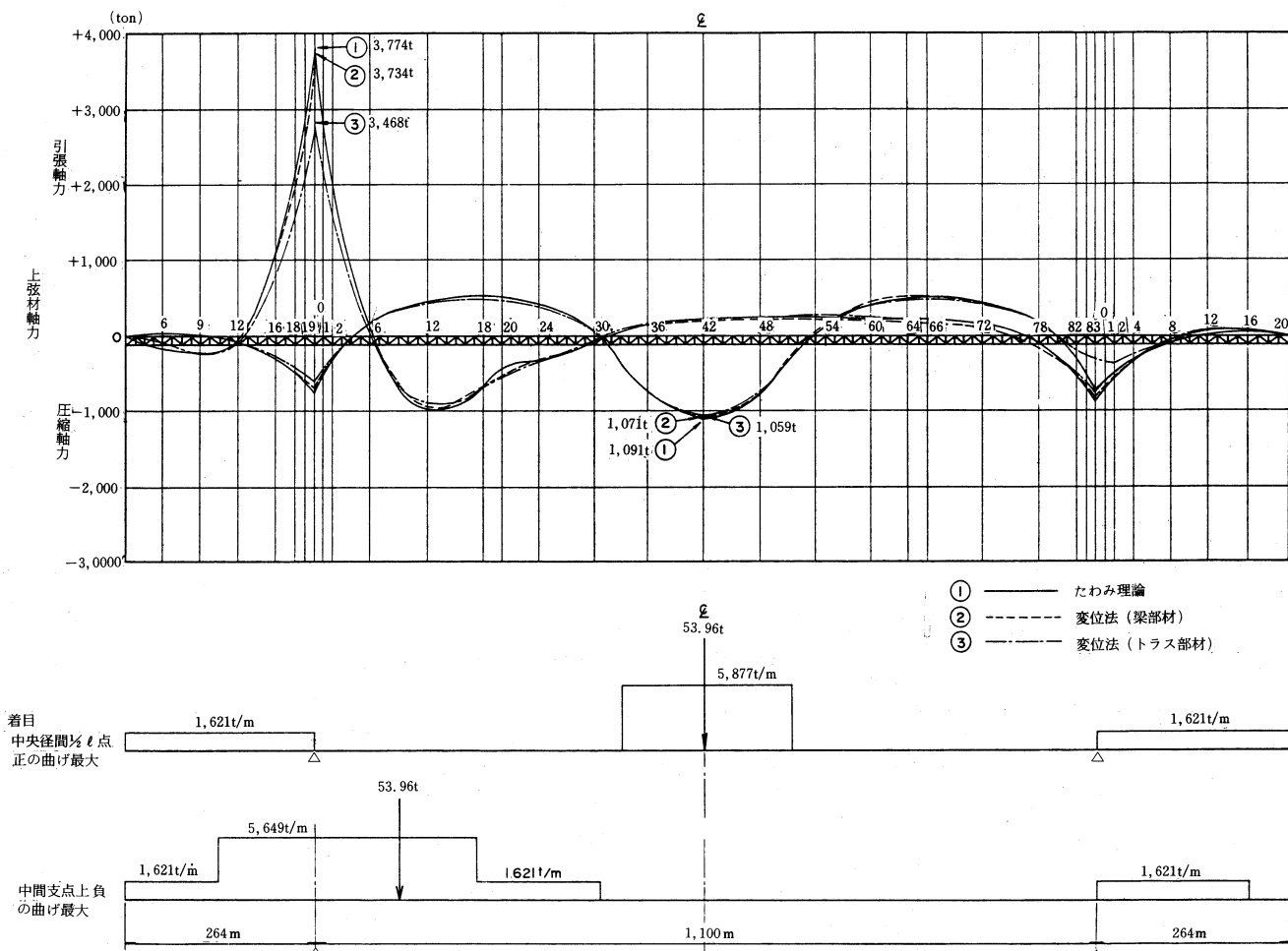
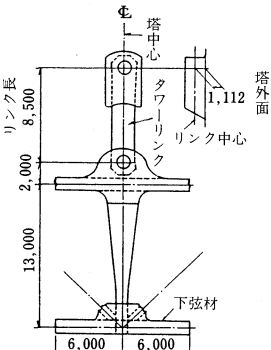
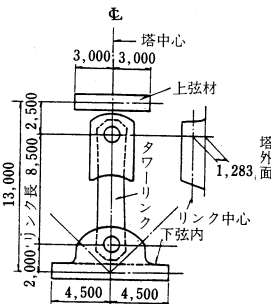


図-15 撓度理論と大変形理論の差

表-12 タワーリンク上吊り型式、下吊り型式の比較

項 目		上 吊 り 型 式	下 吊 り 型 式
構 造 概 要 図			
景観・タワーリンクの取付位置・主構造としての垂直材	構 造	主構上弦材に付く	主構下弦材に付く
	問 題 点	a. タワーリンク長に制約がない。 b. 塔ブラケットとリンクは 上路走行空間の景観上好ましくない。	a. 構造上タワーリンク長は8.5m以下でなければならない。リンク長10mと8.5mと比較した場合、リンクの傾きによる支点浮き上りは2.1cmと2.3cmであり、これによる支点反力、弦材応力、ハンガー張力への影響は殆どない。 b. 上路走行空間はすっきりしており、景観的に優れている。
の主構造としての垂直材	構 造	有 る	無 い
	問 題 点	a. 支点反力は垂直材を通過してからリンクへ伝達するので、垂直材に大きな断面を用いている。 b. 上弦材の座屈長は格間長でよい。	a. 支点反力は斜材から直接リンクへ伝達する。 b. 上弦材の座屈長は長くなるが上弦材圧縮力は小さいので格間長の2倍を座屈長としても安全である。
の主横トラスとしての端垂直材	構 造	最端部にある。	最端部より内側に寄っている。
	問 題 点	a. 主横トラスのたわみ変形により、主横トラス下弦材端部に1.5/1000のたわみ角が生ずる。これによりリンクの曲げ応力度222kg/cm²、主構下弦材のねじれによるせん断応力67kg/cm²が生じるが安全である。 b. 垂直材が最端部にあっても、支点上の対傾構としての剛性は低く、タワーリンクおよび上下弦材側面のウインド翳で支持している。 c. 構造が比較的簡単である。	a. 主横トラス下弦材端部に3.2/1000(ただし斜材の面外曲げ剛性を考慮すると2.1/1000)のたわみ角が生ずる。これにより、リンクの曲げ応力度474kg/cm²、主構下弦材のねじれによるせん断応力142kg/cm²が生じるが安全である。 b. 支点的対傾構としての剛性が上吊り形式よりさらに低いがタワーリンクおよび上下弦材側面のウインド翳で支持している。 c. 主横トラス反力(約600t)は、主横トラス下弦材片持梁に作用する。
鋼 重 の 増 減 (主横トラス一面当り)			約60 tの減となる。
施 工		両案とも可能であり、施工性に優劣はない。	
保 守 ・ 点 検		両案に有差はない。	
総 括		経済性、景観上、下吊り形式が優れており、機能上、施工上は両者特に問題がないので下吊り形式とした。	

た。ただし、中間支幹部弦材太り分、重り、センターステイ部トラスは後死扱いとした。また、新幹線軌道のような近い将来載るか載らないか不確定な死荷重は等分布活荷重扱いとした。

6.6 主横トラス

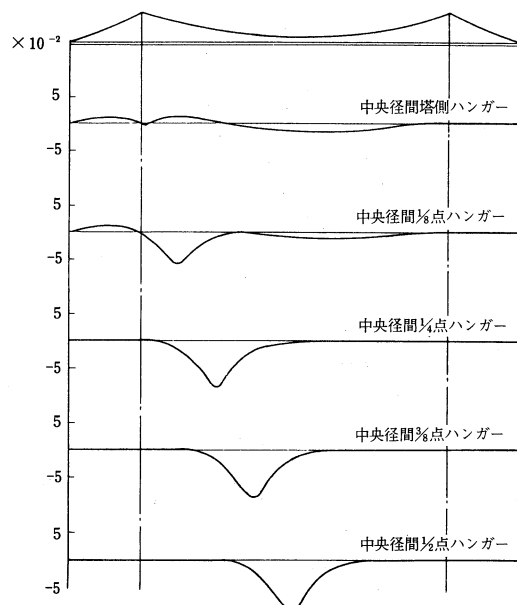
主横トラスは前述のようにブラケット付である。解析モデルは、ハンガー張力の影響線(表-13参照)をみると、床組系の荷重はほとんど斜材に流れていることから、

斜材と主横トラスの交点を支点とした平面骨組解析によった。従って、解析モデルは上支点と下支点の2ケースとなる。(支幹部等特殊部を除く)その場合、ハンガー反力(R)は設計張力を外力として与えた。(図-16参照)

6.7 上路床組

床版形式は死荷重低減のため、縦桁と合成された鋼床版構造とし、路肩と中央分離帯は死荷重低減と耐風安定

表-13 ハンガー張力影響線
(北備讃瀬戸大橋)



全体系と床組系での計算ハンガー張力の比較

		着目ハンガー	死荷重	活荷重 (道路)	活荷重 (鉄道)	合計	全体系 床組系	活荷重の 全体系 床組系
北備讃瀬戸大橋	全体系	端ハンガー	199	(71)	168 (97)	367	0.67	0.53
		1/4点ハンガー	224	(29)	62 (33)	286	0.53	0.19
		塔側端ハンガー	198	(17)	42 (25)	240	0.29	0.13
		塔側端ハンガー	189	(16)	40 (24)	229	0.28	0.13
		1/4点ハンガー	212	(28)	76 (48)	288	0.53	0.24
		1/2点ハンガー	214	(28)	77 (49)	291	0.53	0.24
	床組系	塔側端ハンガー	512		320	832	—	—
		その他	224		320	544	—	—

(注) 全体系の場合の活荷重は、道路L-20, TT43, 鉄道は38t/m/片側

床組系の場合の活荷重は、道路はT-20, TT43, 鉄道はKS-18, N18またはP19

表-14 エンドリンク構造の比較

		下 支 え			上 吊 り	
構造	図					
		端ハンガー張力最大	端ハンガー張力最小	桁端移動量最大	桁端移動量最大	
端ハンガー張力 (死荷重による張力は220t)		396t	74t	386t	365t	
リンク反力		-155t	317t	142t	-127t	
構造上の特色		1. 圧縮力を受けて移動するので、エンドリンクのみでは復元力はない。 2. リンクは圧縮力が支配的であり、断面は大きくなる。 3. コンクリート部の応力は比較的明確である。 4. 他の構造と競合しないので、構造的に簡単である。			1. リンクの機能的には優れている。 2. リンクは引張力が支配的であり、断面は小さくすむ。 3. コンクリートの中に埋め込まれた部分の応力が不明確であり、コンクリートにひびわれの恐れがある。 4. サドルアンカーフレーム、キャットウォーク定着ブラケットとリンクブラケットが競合し、構造的に複雑である。	

性からグレーチングとした。舗装厚は75mmであり、鋼床版継手は現場溶接である。

6.8 下路床組

軌道締結方式は縦桁直結軌道であり、縦桁は調整を考え、主横トラス横桁に載せる構造である。また、縦桁は支点のアップリフトを避けるため単純桁とした。

6.9 エンドリンク

エンドリンクには、正1,000t/1沓、負350t/1沓の反力が働く。その構造として、上吊り形式と下支え形式が考えられるが、(表-14参照) 端ハンガー張力は両者で差異はなく、復元力についても桁が連続しているのでタワーリンクセンターステイ、ハンガーの復元力を考えれば問題ないことから、構造上簡明で、スプレーポイントを下げられる下支え形式を採用した。

6.10 ウインド沓

ウインド沓は補剛トラスの橋軸直角方向水平反力を塔あるいはアンカレイジに伝達すると同時に、橋軸方向移動、橋軸鉛直面内および水平面内の回転を許す機能を持たなければならない。本橋のウインド沓設計は、次の点を配慮する必要がある。

(1) 鉄道部の横変形を少なくするため、床トラス下弦材又は補剛トラス下弦材の近くに設けることが必要である。

(2) 塔部は2ヒンジ吊橋と異って、塔柱下部水平材を補剛トラス断面の中心に設けることは出来ない。

(3) 連続桁であるので、中間支点ウインド沓は、側径間の横力も分担し、反力が大きくなる。

検討案を表-15に示すが、中間支点は、反力が大きく、二点支持のC案とした。端支点は反力も小さく、一点支持(C案の下弦材のみ)とした。

6.11 センターステイ

センターステイの設計法には定説がないようであるが、その設置目的として考えられることは次の通りである。

- ① 暴風時における逆対称1次捩れ振動の抑制

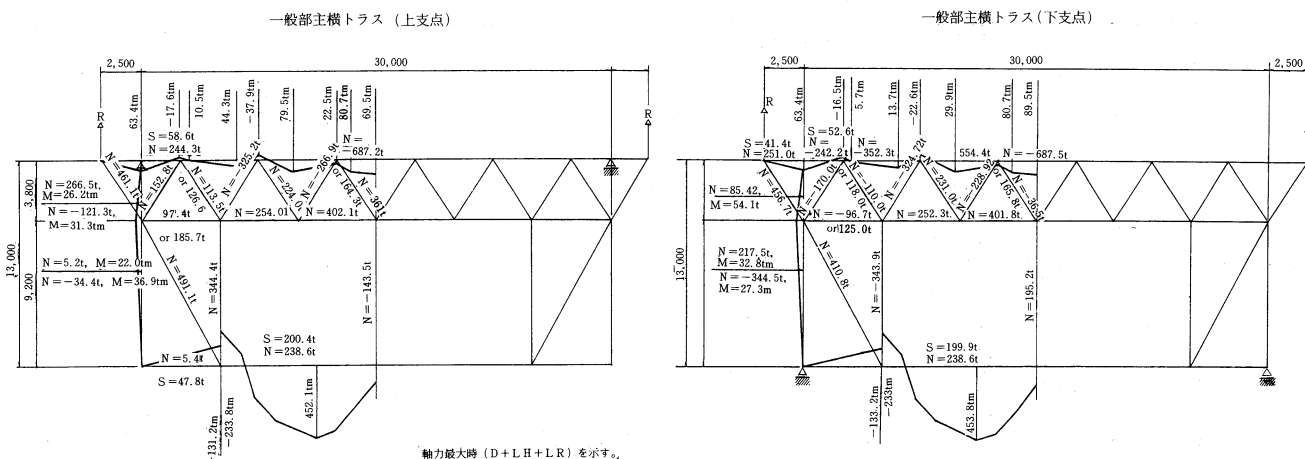


図-16 主横トラス

- ② 風、地震等による桁の塔、橋台への衝突防止
- ③ 中央径間中央部分の短いハンガーの傾斜によるハンガーの曲げ疲労防止
- ④ リンク部等の摩擦抵抗による残留変位に対して、橋軸方向復元力をもたせる。

本橋の場合、補剛トラスの捩れ剛性が相当大きく、最低次の捩れ振動モードが対称1次振動であり、自励振動の発現を抑制する目的の効果はあまりない。

②の衝突防止も、連続補剛桁であるので塔には衝突しないし、ストッパーを介して橋台に衝突しても橋台は丈夫である。従って、③および④が本橋における設置目的である。

しかし、センタースティを設置すると、橋軸方向の力がこの点に集中するので、どういう荷重で設計するかが問題である。試算例を表-16に示す。

- (1) 暴風時、地震時に対して設計することは現実的でない。
- (2) 1個のバンド長には限度があり、また、バンドの個数を増やすと荷重作用時の力の分担割合が均等化されるとは限らない。
- (3) スティが強すぎて、主ケーブルとバンドの間で滑るとケーブルをいためる。

以上のことを考慮して次の方針で設計することにした。

(図-17参照)

- (1) ロッドは常時荷重(トルク又は制動荷重)で設計し切断安全率を3以上とする。なお、ロッド切断荷重に対して風荷重の再現期間を算出する。
- (2) スティロープはロッド切断荷重に対して降伏点以下の応力度とする。
- (3) センターバンド滑り安全率はロッド切断時1.5以上を確保

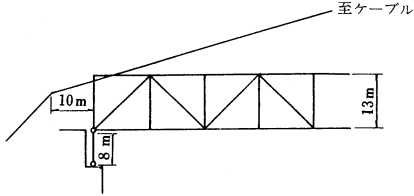
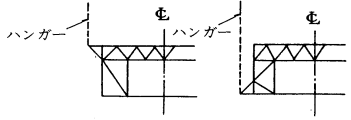
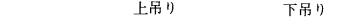
表-15 ウィンド 沓 構造の比較

構 造	問 題 点
A	横構よりの水平力を上下横構等量と仮定して、 上弦材の変形量 ($\delta=103\text{mm}$) が大きいので、弦材のネジレによる応力が大きく、耐風安定性も好ましくない。
B	連続桁の場合、塔柱水平材を、桁位置に設けることは、不可。
C	上下弦材内の補強が難しい。
D	上横からの荷重を1段下で取るため、主横トラス上面をかため、応力伝達をスムーズにする必要がある。

表-16 センタースティ外力試算 (北備)

バネ定数	センタースティなし: $k=17\text{t/cm/片側}$		センタースティあり: $k=65\text{t/cm/片側}$		バンド長	桁端変位	スティ変位
	ケース	作用力	スティの作用力	許容応力割増	スティの設計力		
作用力	T	$\pm 30\text{deg}$	≈ 0	1.0	—	0.28 m	≈ 0
	T (TRQ)	293t	244t	1.0	244t	1.94m	0.038m
	W (L)	1,540 ^t /片側	1,290t	1.5	860t	5.94m	0.132m
	W ₃₀ (L)	316t	263t	1.5	175t	1.94m	0.027m
	EQ	$\frac{E_d}{1.0 \times 10^5 \text{ t/m}^2}$	1,390t	1,170t	1.5	780t	5.44m
		2.0×10	3,340t	2,790t	1.5	1,860t	11.44m
		4.0×10	2,330t	1,950t	1.5	1,300t	8.44m
					$\nu=3$ バンド2個	$k=65\text{t/cm}$	

表-17 端部ハンガー張力

ケース	格点	死荷重 To (t)	活荷重 TL+T (t)	合計 (t)	ハンガー 長	補剛トラス端部 水平移動量(cm)	備考
全て上吊り	②	212	max 318 min -132	max 530 min 80	2.6	max時 上弦材 -48.6 min時 上弦材 7.7 下弦材 -39.7 下弦材 5.9	
	③	212	max 51 min -14	max 263 min 198	6.8	max時 上弦材 4.6 min時 上弦材 -27.8 下弦材 -4.3 下弦材 -27.6	
	④	212	max 54 min -8	max 266 min 204	11.2	max時 上弦材 6.4 min時 上弦材 -31.0 下弦材 -3.4 下弦材 -28.0	
②のみ下吊り 他は上吊り	②	212	max 111 min -95	max 323 min 117	15.6	max時 上弦材 0.2 min時 上弦材 -20.9 下弦材 8.7 下弦材 -34.0	
	③	212	max 85 min -7	max 297 min 205	6.8	max時 上弦材 -43.4 min時 上弦材 -5.5 下弦材 -37.5 下弦材 -3.5	
	④	212	max 54 min -5	max 266 min 207	11.2	max時 上弦材 34.9 min時 上弦材 -29.6 下弦材 25.3 下弦材 -29.0	
②, ③下吊り 他は上吊り	②	212	max 118 min -95	max 330 min 117	15.6	max時 上弦材 -54.5 min時 上弦材 7.8 下弦材 -45.5 下弦材 -5.7	
	③	212	max 49 min -10	max 261 min 202	19.8	max時 上弦材 15.0 min時 上弦材 -22.7 下弦材 20.6 下弦材 -31.5	
	④	212	max 66 min -1	max 278 min 211	11.2	max時 上弦材 34.7 min時 上弦材 -0.5 下弦材 28.8 下弦材 -0.4	

上表の値は全てのハンガー径 $\phi 68\text{mm}$ で計算した値である。

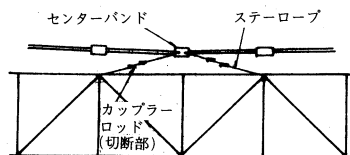


図-17 センタースティ構造

保する。

- (4) 暴風時等でロッドが切断された時は、桁端のストッパーで止める。

6.12 端部ハンガー

連続補剛桁吊橋の桁端移動量は、2ヒンジ吊橋に比べて大きく、これによって側径間端部の短いハンガーは張力変動と傾斜が大きくなる。本橋では表-17の試算例を参考にして、端部から1番目と2番目のハンガーを下弦材から吊ることとした。

7. おわりに

本橋は長年の調査・研究の後、現在工事が行われてお

り、その間多くの成果が報告されている。しかし、上部工の設計について、まとめて報告されたものがないのでここに報告した。総花的になっているが、個々の詳細については、別途参考文献等に発表されているものも多いので参考にさせていただきたい。

参考文献

- 1) 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・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会
- 2) 本四連絡橋（児島～坂出ルート）電々・電力添加風洞実験 昭和55年11月 電源開発(株)、三菱重工業(株)
- 3) Dルート吊橋ケーブルおよび補剛桁の施工法検討（その1）昭和57年3月および（その2）昭和58年1月
- 4) 本四公団上部工設計基準類
- 5) 南備讃瀬戸大橋実施設計（その1）（その2）（その3）（その4） 本四公団、(株)長大橋設計センター
- 6) 北備讃瀬戸大橋実施設計（その1）（その2）（その3） 本四公団、(株)長大橋設計センター

北備讃瀬戸大橋塔製作

Fabrication of Towers in the Kitabisan-Seto-Bridge

坂出工事事務所 第五工事長

成井 信

Shin Narui

(前) 坂出工事事務所 第五工事長付

平野 茂

Shigeru Hirano

第三建設局向島管理事務所

坂出工事事務所 第五工事長付

古家 和彦

Kazuhiko Furuya

1. まえがき

北備讃瀬戸大橋塔の基本寸法を図-1に示すが、この塔の特徴¹⁾として、以下の点があげられる。

- (1) 直接荷重伝達型サドル²⁾を採用し、従来の吊橋塔にみられた強固な塔頂補強構造を不用とした。
- (2) 塔の開口部には連続補剛トラスを通し、塔頂では塔柱間隔とケーブル中心間隔とを一致させるため、

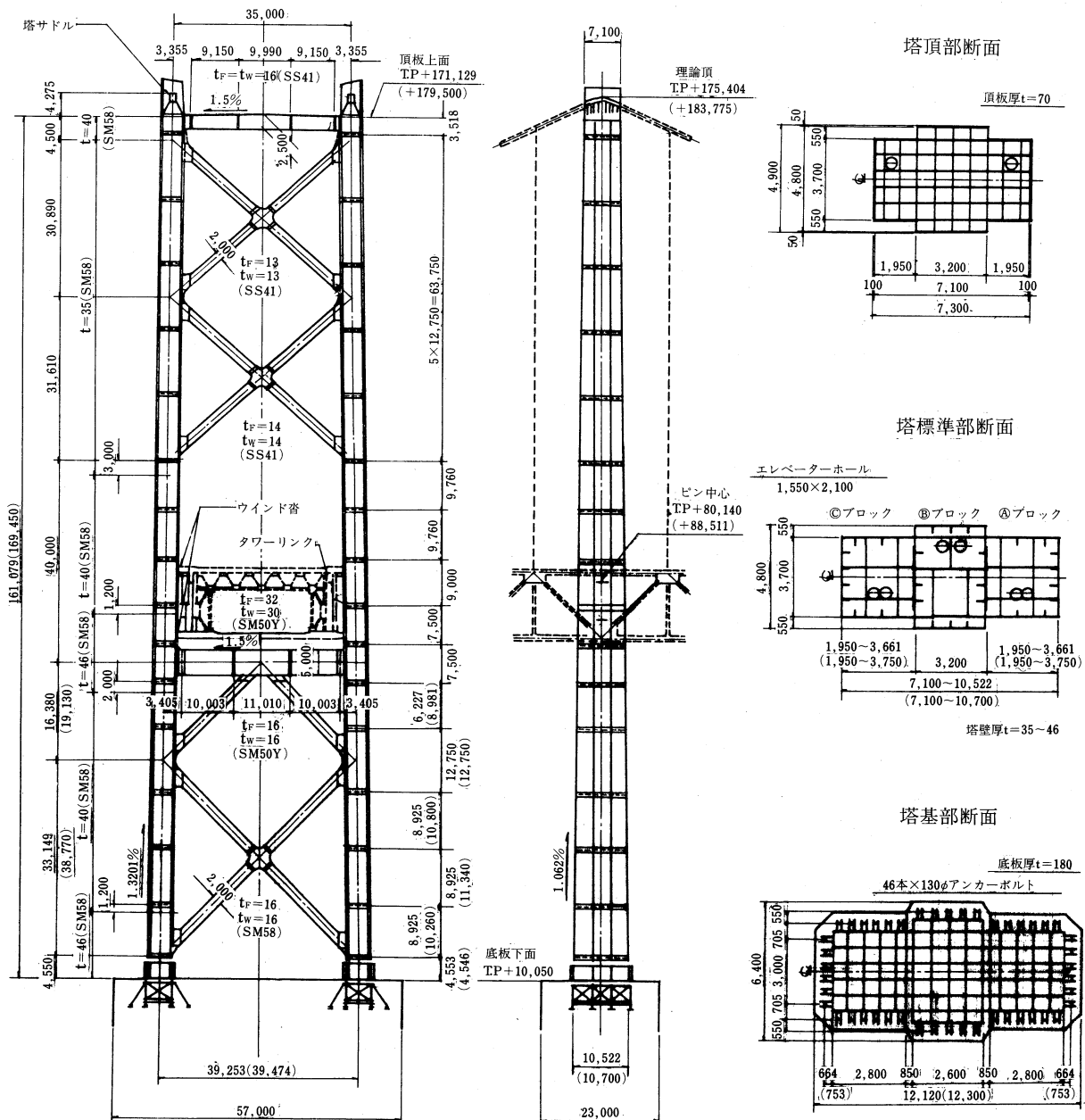


図-1 塔の基本諸元

塔柱を内側に1.3%傾斜させた斜塔構造とした。

- (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形断面とした。なお、塔柱は17段に分割しているが、応力伝達および製作架設時の鉛直精度確保を考慮し、塔基部1段と塔頂17段は3セル一体構造とした。
- (5) 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、道路からの景観をすっきりさせた。
- (6) ウィンドシューを補剛トラス上下弦材に取付け、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とした。

2. 製作概要

塔製作重量は表-1に示すように、2P：7719 ton、3P：8066 tonである。塔壁および縦リブは全てSM58材で、その板厚は $t=35, 40, 46\text{mm}$ を用いている。塔柱ダイアフラムおよび水平材、斜材については部材力等に応じ、SS41, SM41, SM50Y, SM58材を使い分けている。なお、底板にはSM41B, $t=180\text{mm}$ を、タワーリンクブラケット部にはSM58材, $t=140\text{mm}$, 55mm を使用している。

表-1 塔製作重量

(単位：t)

			2 P(1基)	3 P(1基)	合計(2基)
本	塔 柱	S M 58	5,593	5,883	11,476
		S M 50 Y	98	98	196
		SS41 SM41	566	583	1,149
		そ の 他	18	18	36
	小 計	6,275	6,582	12,857	
体 材	腹	S M 58	313	328	641
		S M 50 Y	392	401	793
		SS41 SM41	336	339	675
		そ の 他	1	1	2
	小 計	1,042	1,069	2,111	
付 属 物		114	119	233	
塔 内 補 強		97	105	202	
計		7,528	2,875	15,403	
塔アンカーフレーム			191	191	382
合 計			7,719	8,066	15,785

図-2に塔製作関連工程を示す。塔製作は塗装を含め昭和59年9月末に終了した。現地架設工事も順調に進み、3Pでは昭和59年4月に上部水平材の閉合を完了し、2Pについても同年10月末に完了した。

3. 斜塔としての製作上の対処およびキャンバー処理

塔の基本形状は完成時の標準温度($T=20^{\circ}\text{C}$)における死荷重状態で規定されている。そのため、塔はケーブル反力及び塔自身の自重により図-3に示すように2Pで114mm、3Pで120mm短縮し、また斜塔であるため塔柱が橋軸方向に曲げ変形している。

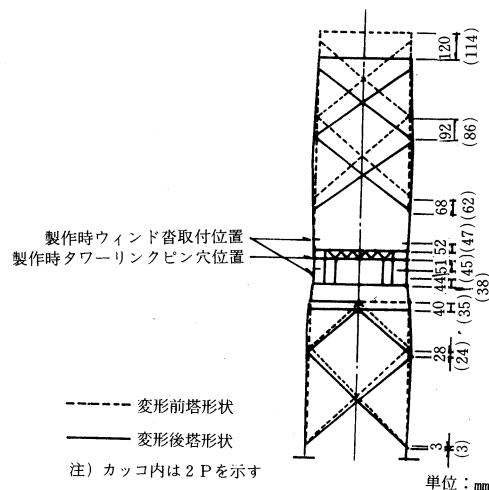
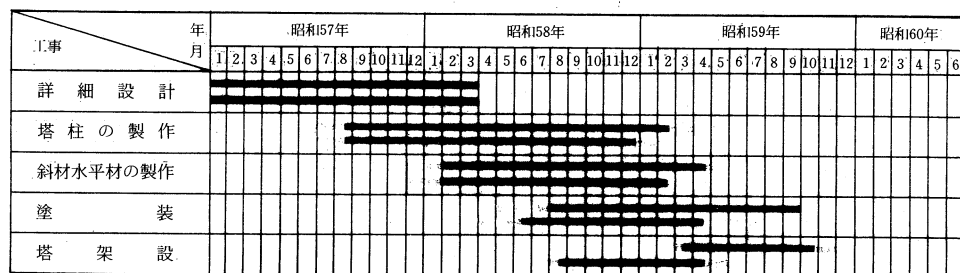


図-3
製作形状と
完成形状

これに対して、高さ方向の短縮は第16段のブロックをその分長くしてケーブル理論頂を確保し、タワーリンクブラケットに対してはピン穴位置、ウィンドシュー用補強構造に対しては取付け位置をそれぞれの位置の短縮量に対して上げ越している。また、塔柱の曲げ変形については曲げモーメントを断面設計で配慮し、製作上の対処は行わなかった。

斜塔としての塔柱1.3%の勾配は、塔柱1段の下面および塔柱17段の上面に勾配をつけることにより対処し、他のブロックは従来どおり直方体で製作を行った。さらに死荷重による橋軸直角方向曲げ変形に伴って頂板に生じる傾斜に対しては、その分の逆傾斜を頂板に付け、ケーブル間隔35mを確保した。なお、水平材については鉛直にたわみを相殺するように逆キャンバーを設けている。

図-2 塔製作工程



上段2P, 下段3Pを示す。

4. 製作基準

塔の製作は「鋼橋等製作基準・昭和52年3月 本州四国連絡橋公団」に基づいて製作している。

塔の製作精度は、表-2、表-3に示すが、3Pの場合、各ブロックを169.45mの高さに順次積み上げた時の塔頂のたおれは16.9mm（たおれ角度20°）、高さは±18mmとなる。また、各塔柱の単体のたおれ20°（1/10,000）、高さ±1mm、断面寸法±2mm、断面对角線長±3mmと非常に精度の高いものを要求している。したがって、製作要領を決めるにあたっては、精度が向上することを特に重視した。

表-2 製品許容誤差

項 目	許 容 値
塔柱水平添接部の隙間	0.20mm以下 但し全長の1/2以上メタルタッチ
塔柱の断面寸法誤差 辺	±2mm以下
対角線	±3mm以下
塔柱の各段の長さ誤差	±1mm以下
塔柱の水平添接面と鉛直面の直角度	20°以下
塔柱のねじれ（大ブロック）	±3mm以下
塔柱のやせ馬（1mあたり）	3mm以下
水平材および斜材の断面寸法誤差 辺	±2mm以下
対角線	±3mm以下
水平材の1ブロックの長さ誤差	±2mm以下
斜材の1ブロックの長さ誤差	±3mm以下
水平材および斜材のやせ馬（1mあたり）	3mm以下
塔アンカーフレームの骨組寸法誤差	±5mm以下
塔アンカーフレーム底板及び頂板のボルト穴の位置の誤差	2mm以下
塔柱断面の切削アラサ	
頂板の上面の切削アラサ	12S以下
底板の両面の切削アラサ	

表-3 仮組立精度

項 目	誤 差 値
仮 組 長	±2（塔柱2段横仮組立の場合）
通 り 芯	1mにつき 0.1以内
水 平 度	〃
鉛 直 度	20°以内
現場継手部のすき間	メタルタッチ≤0.2但し密着度はウェブ及びフランジ50%以上縦リブ25%以上確保
通 り 芯	≤ 3
斜材・中間水平材仮組立	
B1 - B2	≤ ± 2
B1 - B2	≤ ± 2
D1 - D2	≤ ± 4
D1 - D2	≤ 2
そ り 量	≤ ± 2
H1 - H2	≤ ± 3
H1 - H2	≤ 2
現場継手部のすき間	≤ 2
鉛 直 度	20°以内
上部水平材	
B1 - B2	≤ ± 2
B1 - B2	≤ ± 2
H1 - H2	≤ ± 1
通 り 芯	≤ 3
そ り 量	-5 ~ +10
目 違 い 量	≤ 2

5. 製作要領

5.1 底板の製作

従来の吊橋の底板は板継ぎなしで、機械切削を行って製作されてきた。しかし、本橋の底板は寸法も大きく板厚も厚いため、1枚板で製作できなかった。そこで3枚の板を溶接して1枚板にした後、機械切削を行うことにした。鋼材の仕様はHBS G3107³⁾を適用した。また支給板厚は表-4に示すように、設計板厚180mmに対して、35mm増しの215mmとした。

底板の製作手順を図-4に示す。板継ぎ溶接は3Pの場合、図-5に示すように狭開先サブマージアーク溶接で、上面32層、下面41層の多層溶接を行った。2Pについては狭開先MIG溶接で行った。また、切削に伴って溶接残留応力が解放されることにより、精度低下の恐れがあるため、残留応力除去を目的として焼きなましを行った。なお、板の角変形については、事前に行った溶接施工性試験の結果から、6/1000を予定していたが、実施工においては重量の影響で約4/1000と小さくなった。さらに、焼きなましを行ったところ、2/1000程度となり、良好な結果が得られた。また、底板の板厚差、傾斜はそのまま塔の精度に影響するので、慎重に何度も反転して切削を行った。その結果、底板1枚当りの切削に約40日を要した。

参考として、溶接施工性試験体の断面マクロ写真を写真-1に示すが、品質の良い溶接が得られている。

表-4 底板の板厚

内 容	厚 さ (mm)
設 計 板 厚	180
板 厚 公 差 JIS G 3193	± 2.2
平坦度の最大値 HBS G 3107	13
組立時の平面度	3
溶接による角変形	12
切 削 代 (2mm×2面)	4
必 要 板 厚 (上記の合計)	214.2

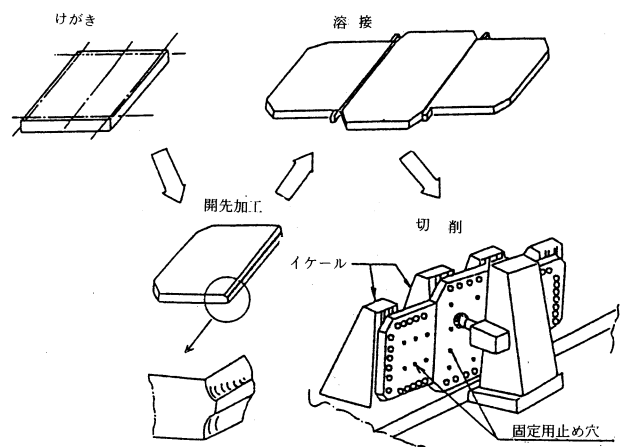


図-4 底板の製作手順

5.2 一般ブロックの製作

塔柱一般ブロックは図-6の手順に従って、まず、フランジ、ウェブ等のパネル組立を行い、寸法精度を確認した後、中セル・外セルごとのブロック組立を行った。続いて、3セルを1体化した大ブロックに組立て、上下の端面が平行になるように大型横中ぐり盤で機械切削を行っている。

なお、製作にあたっては、品質および製作精度を確保するために以下の配慮を行った。

- (1) 鋼材板厚の公差のばらつきは、部材断面寸法に影響するので鋼材購入初期においてその量を把握し、製作に反映した。また、板の曲がり、小波は部材組立溶接等を困難にするので必要に応じプレス加工するとともに、曲がりやが少なく平坦度が良い鋼材の入手に努めた。
- (2) 塔柱の製作にあたっては、まず斜材仕口等がない一般的なブロックである第3段を先行して製作し、パネル組立溶接・ブロック組立溶接によって生じる溶接ひずみ・収縮量を確認した。これらの値を続けて製作される塔柱に反映し精度向上に努めた。
- (3) 各ブロックの断面寸法に相対差が生じると添接部に目違いが生じるので、ダイヤフラムは4周機械切

削して断面寸法の精度保持に努めるとともに、上下のブロックの縦リブ間隔の相対差をなくす目的で定規を作成し、パネル製作時にリブ間隔を確認した。なお、縦リブをフランジに溶接する場合には縦リブ両側のすみ肉溶接を同時に平行して行い、縦リブが横に傾かないように注意した。(写真-2)

- (4) 塔柱の角溶接に際しては、溶接による部材の曲り、断面のねじれを防止するために、左右の溶接線を同時に溶接した。さらに角溶接を下向きで、ダイヤフラム溶接等を水平下向きすみ肉溶接で行うため、大型クレーンを用いて反転した。(写真-3)

- (5) 端面切削は以下の点に留意して行った。なお、切削状況を写真-4に示す。

- ① 最初の切削端面はブロック鉛直方向の軸心に対して直角になるように切削した後、この面に平行になるようにもう片方の端面を切削する。
- ② 切削回数は片面あたり5回程度(仕上げ代5~7mm)とし、最終仕上げ切削はブロックの温度差が1 deg程度以下となる夜間において、切込み深さ0.1~0.05mm程度で行う。
- ③ 縦リブは片側自由端になっているため切削中びびりが生じ、精度低下するので、縦リブ相互を治具により拘束して切削を行う。

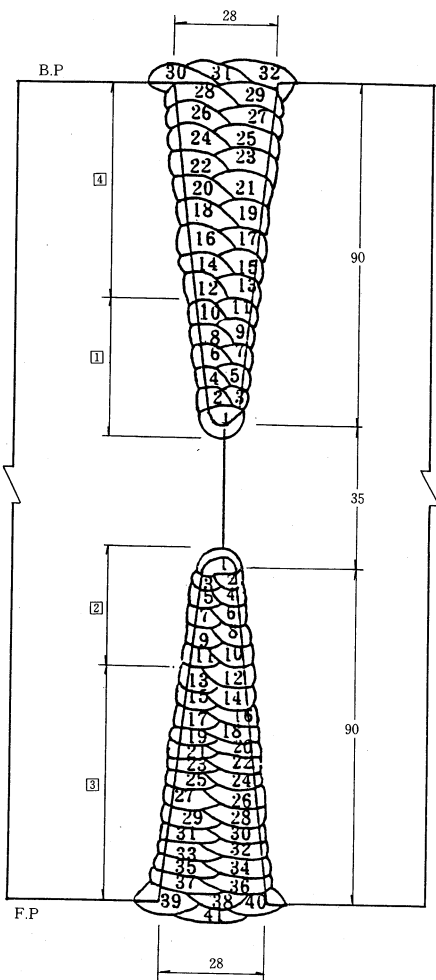


図-5 底板の板継ぎ溶接(3P)

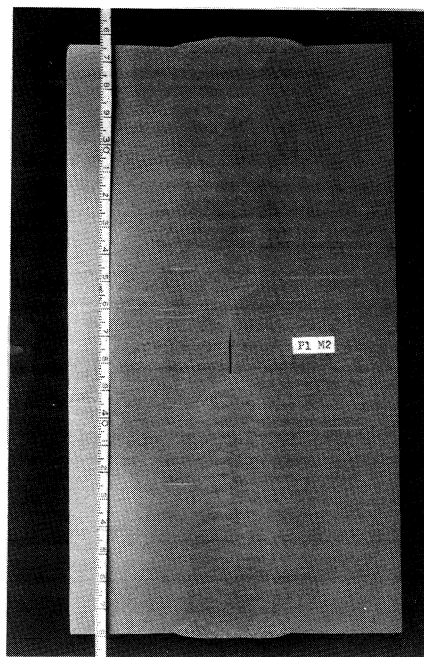


写真-1
底板の板継ぎ溶
接施工性試験体
の断面マクロ

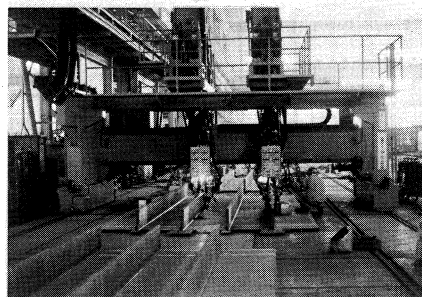


写真-2
縦リブの溶接

④ 大型横中ぐり盤の機械精度を定期的に点検管理する。

(6) 塔柱の高さ・傾斜については立置検査・横2段仮組検査結果を累積管理し、左右の塔柱の高度差が出ないように調整するとともに、ブロック端面の平行性が悪い方向に累積すると塔の傾斜が増大するので、必要に応じ端面傾斜の微調整を行った。

5.3 塔柱1段（塔基部）の製作

塔柱1段ブロックの内側には格子状の補強構造を設け、上から伝達される塔柱の高い応力を分散低減し、底板を通して橋脚コンクリートに伝えるようにしている。そこで、製作手順としては図-7に示すように、まず各セルの格子補強構造をブロック組みした後、側面を機械切削を行い、断面精度確保に努めた。続いて塔壁を溶接して、セルごとのブロック組みを行い、さらに3セル一体化するための溶接を行った。なお、斜塔であるため、塔柱1段の下面を塔壁に対して傾斜させている。したがって、この面の機械切削にあたっては、ブロック全体を傾斜した治具上に横置きし、切削面を鉛直に保って一般塔柱と

同じように加工した。

5.4 塔柱17段（塔頂部）の製作

塔柱17段には、断面保持用の格子が設置されており、塔柱1段と同じ要領で製作している。ただし、塔柱1段との相違点は、大ブロック組立て後、頂板（ $t=70\text{mm}$ ）が溶接され、頂板上面については完成時の塔柱たわみ角を相殺するように傾斜を設けて機械切削していることである。なお、頂板の取付けにあたっては、まず大ブロックの取付端面が平面になるように機械加工を行い、その後、開先をとって部分溶け込み溶接を行った。

5.5 塔柱9段（タワーリンクブラケット部）の製作

塔柱9段には、図-8に示すように、タワーリンクが取付けられる。このタワーリンクは板厚140mmのピンプレートで支持され、タワーリンクからの反力約3,800ton/塔はピンプレートからブラケット（板厚55mm）を介して、塔壁に流れる構造になっている。板厚140mmのSM58材については該当規格がないので、今回の使用目的を勘案して、表-5に示す特別仕様を定めた。特別仕

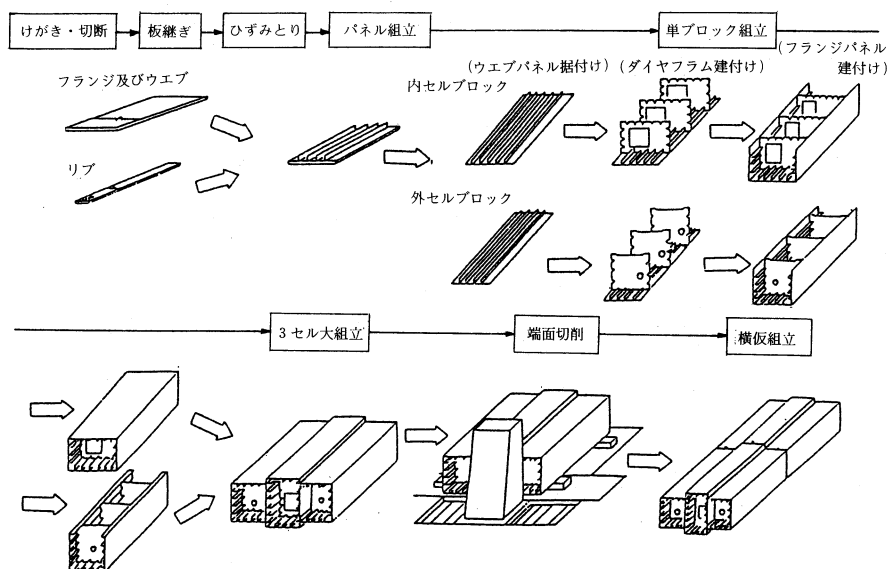


図-6 一般ブロック製作手順

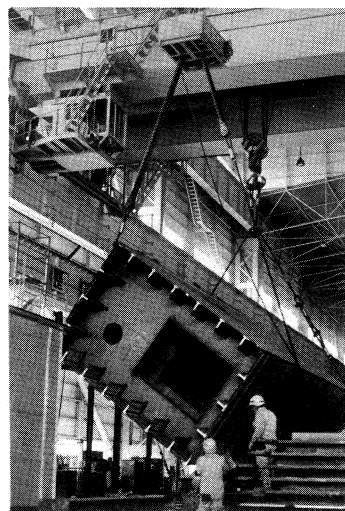


写真-3 大型クレーンによるブロックの反転

表-5 タワーリンク・ピンプレート用極厚鋼板の特別仕様及び製造実績

管理番号	引張試験				曲げ試験	シャルピー 衝撃試験	化学成分 %									
	製品番号	G.L. 降伏点 KSM	引張強さ KSM	伸び %			C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Mo×100 Cu×100	Nb×1000 Ni×100	B×10000 Cr×100	SAI ×1000 V×1000	CEQ ×100
仕様	F	C 44≤	56~71	20≤		-10℃ 4.8≤	≤16	15~55	60 ~150	≤30	≤15					≤54
2P用実績	F	C 50	62	31	Good	-10℃ 28.8	14	23	131	6	2	20 25	— 100	— 28	— 41	50
3P用実績	F	C 52	64	29	Good	-10℃ 26.1	14	26	132	10	4	20 24	— 100	— 28	— 41	50

様にはこの他、平坦度の制限、超音波探傷試験の実施を規定し、さらに参考試験として板厚中心部から供試体を採取して、シャルピー衝撃試験を行うことを義務付けた。鋼板の製造実績は表-6に併せて示すとおりで、十分満足できる品質を得ることができた。

また、ピンプレートとブラケットの溶接部は図-9に示すように、ピンプレート端をテーパ加工し、溶接のど厚65mmの完全溶け込み溶接を行った。写真-5に溶接施工性試験体の断面マクロ写真を示すが、良好な溶接が得られている。なお、タワーリンクの反力は列車走行により変動するので、ブラケット部については疲労設計を行い、製作上次の対処を施した。

(1) ピンプレートとブラケットの溶接部は日本非破壊検査協会の「炭素鋼及び低合金鋼鍛鋼品超音波探傷試験方法及試験結果の等級分類方法 NDIS 2411-80」の1級(等価欠陥直径 $d \leq 4$ mm)を適用して検査を行う。

(2) ブラケット部の溶接の止端部はグラインダー仕上げを行う。

さらに、中セルはクリーパークレーンの吊能力より架設重量を制限する必要があり、縦に2分割している関係

上、精度確保に対して一般塔柱以上に注意を払って製作した。また、ピン穴は左右の塔柱で同じ高さにあける必要があるため、8段以下の塔柱高の累積管理図をもとに、心出しを行った。なお、ピンプレートは完成時鉛直になるように設計されているので、塔壁および部材端面に対して傾斜している。そこで、ピン穴のボーリング機械加工においては、ピン穴が水平になるように塔柱を傾斜した治具上に立置きして切削した。

5.6 斜材・水平材の製作

斜材・水平材の製作はパネル組立ての後、ブロック組立てを行った。斜材交差部については、溶接姿勢および工場内ハンドリングの関係上、斜材本体とは切り離して製作した。斜材の製作手順を図-10に示す。

6. 検査要領

6.1 塔柱立置検査

塔柱の鉛直度・ねじれ・長さ及び端面の水平度・断面寸法の検査は、図-11に示すように直接日光が当たらない工場屋内において、検査定盤上に3セルを一体としたブ

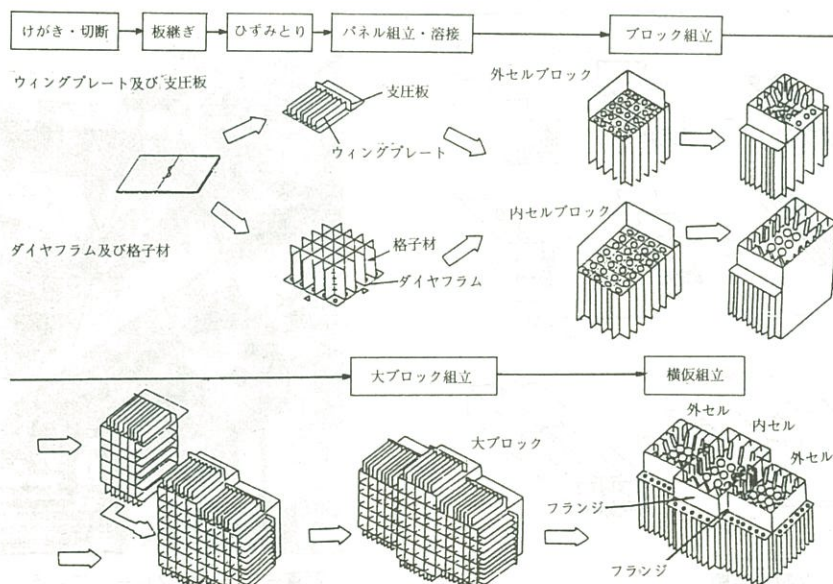


図-7 塔柱第1段ブロック製作手順

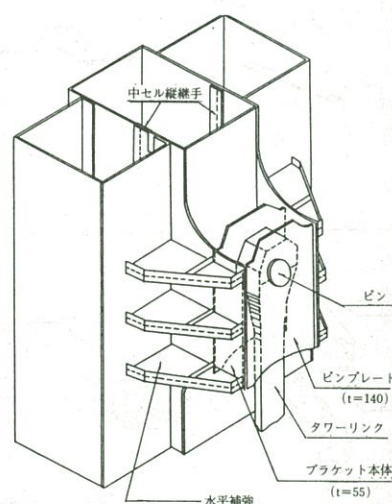


図-8 タワーリンクブラケット部

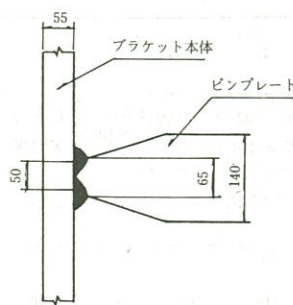


図-9 溶接部断面図

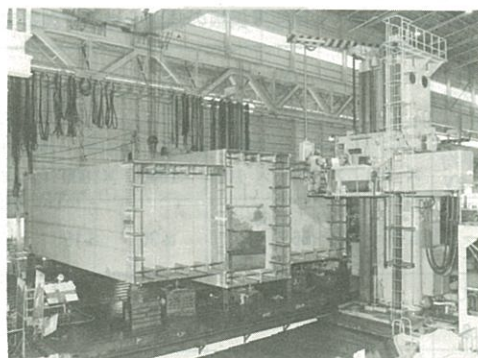


写真-4 ブロック端面切削

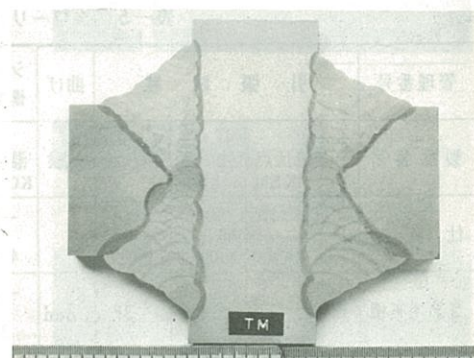


写真-5 ピンプレートとブラケットとの溶接施工性試験体の断面マクロ

ロックを置ききして行った。

鉛直度及びねじれについては、図中の①または②の位置にセットしたトランシットにより、下面および上面中心線からの距離を読み、その値の差から求めている。端面の水平度については、水準器を用いて計測した。なお、これらの計測においては、検査定盤の傾斜も同時に測定し、補正を行っている。

断面寸法、塔柱の長さは公団テープと照合した工場基準テープを基に作成した定規を用いて計測している。

塔柱第1段については、図-12に示すように角度ゲージを用いて計測した。また、塔柱17段の頂板の傾斜角についても、塔柱1段と同様に角度ゲージを用いて計測している。

6.2 塔柱横組検査

塔柱相互の精度確認は、工場内において3セルを一体

化した大ブロックを2段または3段づつ横組して行った。検査項目は、添接部のメタルタッチ、目違い、ボルト孔の精度および部材長・軸芯の通り等である。軸芯の通り、全長の計測は、図-13に示すようにトランシット、レベル、定規等を用いて行っている。メタルタッチの検査は隙見ゲージによって行い、0.04mm厚のゲージが停止する場合を、メタルタッチと判定している。

6.3 平面仮組検査

斜材・水平材については、屋外において該当する区間ごとに塔柱中セルを組合せて仮組し（写真-6）、部材温度が安定する夜間に測定した。測定項目は、骨組長、塔柱中心間隔、そり量、部材の通り等である。測定要領は、図-14に示すようにトランシット、レベル、工場基準テープを用いて行った。なお、上部水平材については、塔柱17段と組合せて立置きして仮組検査を行っている。

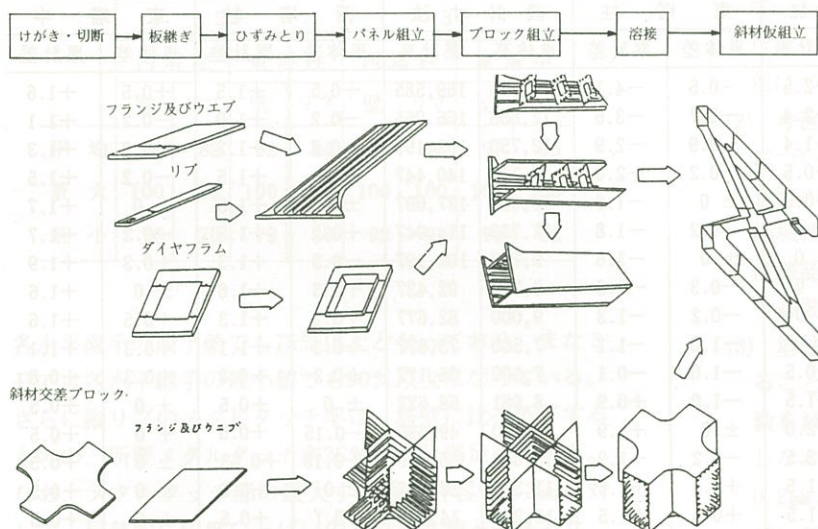


図-10 斜材の製作手順図



写真-6 斜材の平面仮組

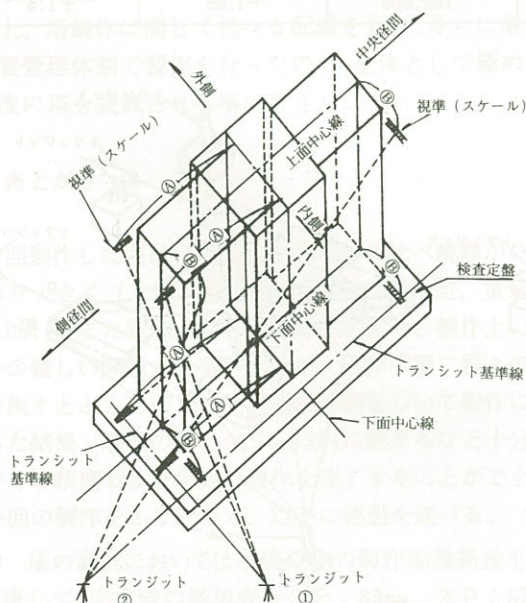


図-11 塔柱立置検査（一般ブロック）

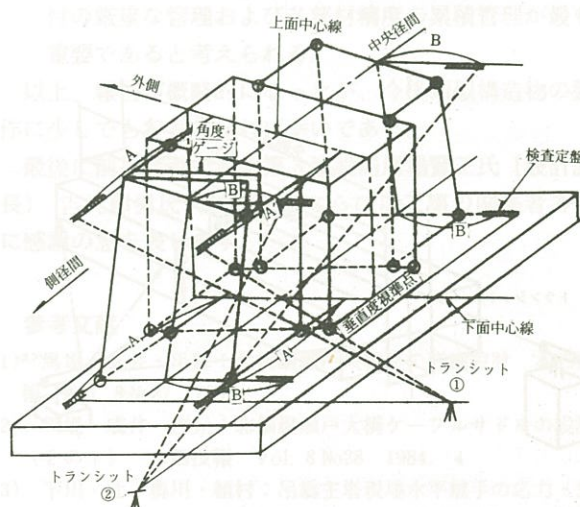


図-12 塔柱立置検査（塔基部1段）

7. 製作精度

塔柱立置検査・横組検査および平面仮組検査で得られた主要寸法等の精度を以下に示す。

単体としての塔柱高は1mm以内に収まった。また、単体として測定した塔柱高を累計した塔高は2Pで設計値161.207mm（キャンバー含む）に対し、塔高の誤差は西塔柱-2.5mm、東塔柱-4.1mmであった。一方、3Pは設計値169.585mmに対し塔高の誤差は西塔柱+1.5mm、東塔柱+1.6mmである。なお、横仮組時に測定した値をもとに累計して塔高を求めると、2Pの西塔柱で-4.4mm、東塔柱で-4.2mmとなり、3Pの西塔柱で+1.85mm、東塔柱で+1.6mmとなった。これらの結果は表-6に示す

とおりで塔高の所要精度18mmは十分満足されていると言える。なお、単体として測定した累計値と横仮組時に測定した累計値の誤差の原因として、測定誤差（0.1～0.2mm程度）の累積によるものと考えられる。

塔柱の立置検査で得られた鉛直度を累積した結果を、図-15に示す。塔頂における偏心は2Pで約5mm、3Pで約2mm程度でそれぞれの所要精度16.1mm、16.9mmに対して予想以上の良い精度が得られている。

平面仮組検査で測定した、骨組長の寸法精度を図-16に示す。表-2に示した所要精度と較べてみると、非常に良い精度で塔が製作されていると判断できる。

メタルタッチ率の測定結果を表-7に示す。塔壁の所要メタルタッチ率50%に対して2Pでは平均で90%以上、

表-6 塔柱高さ（塔柱中心軸の長さ）

（単位：mm）

		BB 2 P						BB 3 P					
		設計寸法		西塔柱		東塔柱		設計寸法		西塔柱		東塔中	
		単体高	累計高	単体差	累計差	単体差	累計差	単体高	累計高	単体差	累計差	単体差	累計差
単 体 時 の 高 さ 累 計	第17段	3,520	161,207	-0.1	-2.5	-0.5	-4.1	3,520	169,585	+0.5	+1.5	+0.5	+1.6
	16	12,862	157,687	-1.0	-2.4	-0.7	-3.6	12,868	166,065	-0.2	+1.0	-0.2	+1.1
	15	12,750	144,825	-0.9	-1.4	-0.9	-2.9	12,750	153,197	-0.3	+1.2	-0.2	+1.3
	14	12,750	132,075	± 0	-0.5	-0.2	-2.0	12,750	140,447	± 0	+1.5	-0.2	+1.5
	13	12,750	119,325	-0.5	-0.5	± 0	-1.8	12,750	127,697	± 0	+1.5	± 0	+1.7
	12	12,750	106,575	± 0	± 0	-0.2	-1.8	12,750	114,947	+0.2	+1.5	-0.2	+1.7
	11	9,760	93,825	± 0	± 0	± 0	-1.6	9,760	102,197	-0.3	+1.3	+0.3	+1.9
	10	9,760	84,065	± 0	± 0	-0.3	-1.6	9,760	92,437	+0.3	+1.6	± 0	+1.6
	9	9,000	74,305	± 0	± 0	-0.2	-1.3	9,000	82,677	+0.2	+1.3	+0.5	+1.6
	8	7,500	65,305	-0.5	± 0	-1.0	-1.1	7,500	73,677	+0.3	+1.1	+0.3	+1.1
	7	7,500	57,805	-1.0	+0.5	-1.0	-0.1	7,500	66,177	+0.3	+0.8	+0.3	+0.8
	6	6,227	50,305	-0.5	+1.5	-1.0	+0.9	8,981	58,677	± 0	+0.5	+ 0	+0.5
	5	12,750	44,078	-0.5	+2.0	± 0	+1.9	12,750	49,696	-0.15	+0.5	+ 0	+0.5
	4	8,925	31,328	+1.0	+2.5	-0.2	+1.9	10,800	36,946	+0.15	+0.65	± 0	+0.5
	3	8,925	22,403	± 0	+1.5	+0.6	+2.1	11,340	26,146	± 0	+0.5	± 0	+0.5
	2	8,925	13,478	+0.1	+1.5	+0.5	+1.5	10,260	14,806	+0.1	+0.5	± 0	+0.5
	1	4,373	4,553	+0.5	+1.4	+0.1	+1.0	4,366	4,546	± 0	+0.4	+0.2	+0.5
ベースプレート		180		+0.9		+0.9		180		+0.4		+0.3	
2段横仮組時の高さ累計		161,208.9		-4.4		-4.2		169,585		+1.85		+1.6	

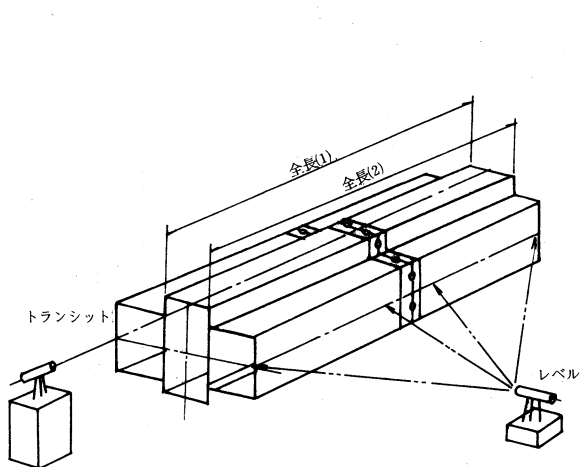


図-13 塔柱横組検査

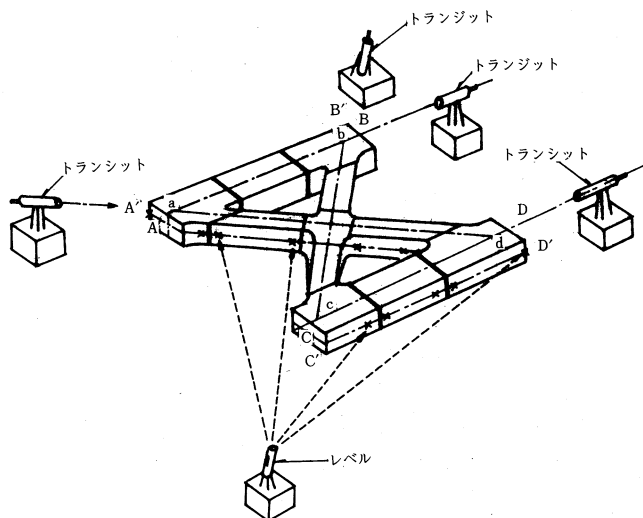


図-14 平面仮組検査

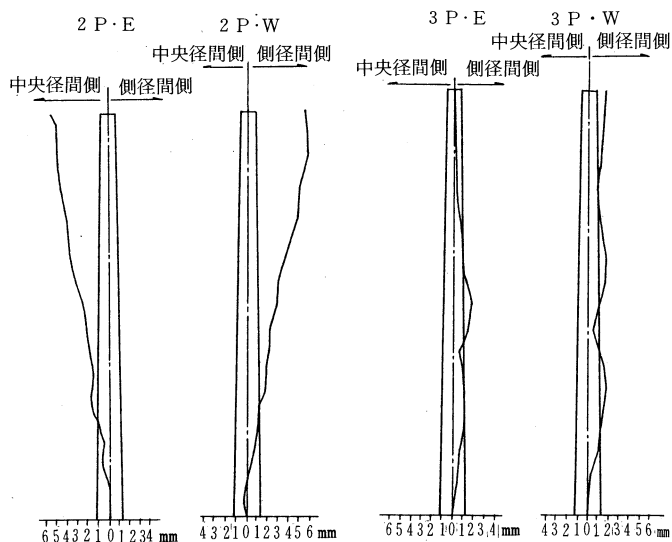


図-15 塔柱の鉛直度

表-7 塔柱メタルタッチ率 (単位: %)

	2 P				3 P			
	西塔柱		東塔柱		西塔柱		東塔中	
	壁	リブ	壁	リブ	壁	リブ	壁	リブ
平均	94	82	92	84	96	96	97	96
最大	100	95	100	94	100	100	100	100
最小	76	70	79	56	92	91	93	92

各水平継手の最小値でも75%以上となっており、また3Pでは各水平継手の最小値でも90%以上になっている。さらに縦リブのメタルタッチ率は、塔壁に比べ低下するものの、所要メタルタッチ率25%は十分満足している。なお、メタルタッチ部の最大すき間の許容値0.2mmに対して、局部的に限度いっぱいのところも数か所あった。他に断面寸法ボルト穴精度等についても測定を行っているが製作精度については問題なかった。

以上、塔製作に関して様々な配慮を行い、さらに厳密な品質管理体制で製作を行ったので、全体として極めて高精度の塔を完成させる事ができた。

8. あとがき

今回製作した塔は、従来の吊橋の塔に比べ規模がひとまわり大きく（大鳴門橋と比べ塔高で約1.3倍、重量で約1.8倍）、また斜塔としての特殊性もあり、製作上いくつかの難しい問題点も発生したが、製作手順に種々の配慮を施すとともに厳しい品質管理体制をしいて製作にあたった結果、塔頂の偏心が5mm以内に納まるなど十分満足できる精度および品質で製作を完了することができた。今回の製作をふり返って、以下に感想を述べる。

- (1) 塔の設計においては吊橋全体の製作架設誤差を考慮して、完成時の塔頂変位 2P: 83mm、3P: 87mm（傾斜 1/2,000）を設定している。一方、製作上

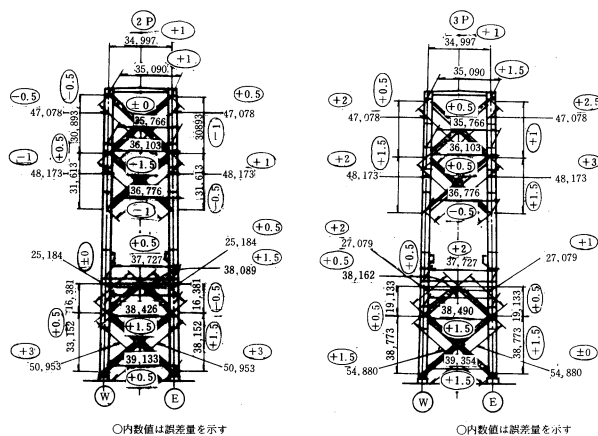


図-16 塔の骨組長の寸法精度

許容される誤差は17mm（傾斜 1/10,000）と非常に厳しい。今後、完成した吊橋の塔頂変位の測定等を行ない、整合性と合理性を兼ね備えた塔製作許容誤差について検討する必要がある。

- (2) 今回の製作では、塔柱の立置検査をすべての塔柱について行ったが、機械の切削精度に比べ、立置検査時の測定精度の方が低いのが実状である。そこで、機械精度の管理および部材を機械に据付け時の精度確認を行えば、全ての塔柱に対して立置検査を行う必要はないと考えられる。
- (3) 塔柱の水平継手をメタルタッチを考慮して設計することは、設計上合理的であり、また高力ボルト本数を減少させるので架設にとって有利である。しかしながら、メタルタッチ部の局部的すき間が許容値0.2mmぎりぎりの箇所も生じた。局部的なすき間については設計上問題ないとの報告³⁾もあるので、今後基準を見直す必要があると考えられる。
- (4) 製作精度の確保にあたっては、まず板厚小波の小さい鋼材の入手、溶接等による歪の減少、各部材取合の相対誤差の管理、切削機械の点検調整、部材据付の厳重な管理および各部材精度の累積管理が最も重要であると考えられる。

以上、報告が概略的になったが、今後類似構造物の製作に少しでも参考になれば幸いである。

最後に前担当者である第3建設局馬場賢三氏（設計課長）、吉元郁男氏（維持課）ならびに工事の関係者各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 馬場・成井・平野：北備讃瀬戸大橋塔の詳細設計 本四技報 Vol. 8 No27 1984. 1
- 2) 馬場・成井・吉元：北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計（その1） 本四技報 Vol. 8 No28 1984. 4
- 3) 下川・辻・奥川・植村：吊橋主塔現場水平継手の応力・変形挙動に関する実験的研究、土木学会論文報告集 No332 1983-4

大鳴門橋関連の供用に向けて

工事は6月の供用に向けて、急ピッチで進捗している。インターチェンジの名称も正式に決定され、今回供用する区間は津名一宮 I. C ~ 洲本 I. C 間の11.9kmと西淡出入口(途中、淡路島南 I. C を含む)から鳴門北 I. C まで9.9kmの2区間である。

1. 供用体系

1) 津名 I. C ~ 洲本 I. C

車道は完成6車線に対して、今回は暫定2車供用とし、設計速度も100km/hrに対して80km/hrである。対面交通となるので、中間に付加車線を1ヵ所設置し、またバスストップを2ヵ所設ける。料金収受は洲本 I. C 側で行うことになっている。

2) 西淡出入口 ~ 鳴門北 I. C

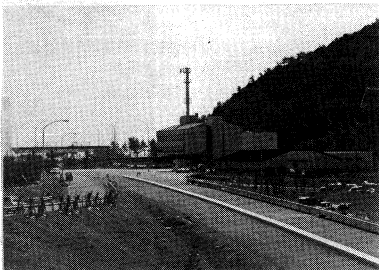
この区間は完成6車線に対して暫定4車線の供用となる。また設計速度については、完成時100km/hrに対して60km/hrである。料金収受は西淡出入口と鳴門北 I. C で行い、津名一宮 I. C ~ 鳴門 I. C 間供用まではレジスター方式となる。

2. 管理体系

供用に合せて鳴門管理事務所と洲本管理所が発足した。交通管制は鳴門管理事務所一括して行い、道路、橋梁等の維持管理は津名一宮 I. C ~ 洲本 I. C 間は洲本管理所で西淡出入口 ~ 鳴門北 I. C 間は鳴門管理事務所で行う。また、鳴門管理事務所では、大鳴門橋、門崎高架橋の動態観測を実施し、交通管制及び長大橋梁の設計に役立てる。

3. 大鳴門橋の振動実験

供用開始前に、大鳴門橋の振動実験を実施する予定である。1台の起振機(起振力20tf)により、たわみ、ねじれ振動を起こし減衰率等を把握する。



鳴門管理事務所
(S60.3)

南北備讃瀬戸大橋下部工完成す

世界最大級の基礎構造物となる南北備讃瀬戸大橋のケーブルを支える番の州側の7Aと共用橋台の4Aの最終コンクリート打設がそれぞれ、1月26日(7A)、2月1日(4A)に完了し、昭和54年1月に海底掘削を開始してから、約6ヵ年を費やして、下部工が完成したことになる。

7Aは、南備讃瀬戸大橋の番の州側橋台で、昭和58年5月から約18万6千 m^3 の気中コンクリートが打設され、ケーソン内へ打設した海中コンクリートと合わせて約41万6千 m^3 のコンクリート量となった。

4Aは、南北備讃瀬戸大橋のケーブルを中央で交差し、引張力(南備讃約9万トン、北備讃約8万トン)を支える橋台で、ケーソン内に約3万7千 m^3 のコンクリートが

打設され、海面上の気中コンクリートは約25万3千 m^3 が今までに打設されたことになり、全量で約41万6千 m^3 のコンクリート量となった。

今後は、4A及び7A共に、ケーブル架設は準備作業を行い、60年度中には両橋でメインケーブルの架設が行われる予定である。

南備讃瀬戸大橋主塔完成

児島・坂出ルート最大の吊橋である南備讃瀬戸大橋の両主塔(5P、6P)の最終ブロックが、それぞれ2月7日(5P)、3月20日(6P)に取り付けられ塔架設が完了した。

北主塔の5Pは、海面上190mにそびえ、60数階建ての高層ビルさながらの威容で、わが国では一番の高さである。59年5月に塔の第1段ブロックを架設したのを皮切りに東西18段ずつのブロックを塔自身に取り付けたクリーパークレーンを使用して組み立て、約9ヵ月で完了した。

南主塔の6Pは、先に完成した5Pと同等の規模で、59年8月に塔の第1段ブロックを架設し、本四公団では初めてのタワー式クレーンを使用し、約7ヵ月で完了した。

今後は、60年7月予定のパイロットロープ渡海を目ざして準備作業を行うこととなる。

宮窪トンネル貫通

昭和60年2月1日10時に宮窪トンネルが貫通した。58年10月に掘削を開始してから約1年4か月である。宮窪トンネルは、伯方・大島大橋関連道路の大島側陸上部に在り、二車線暫定施工の下り線で延長1,420mある。トンネルの掘削工法は、両坑口部が側壁導坑先進上部半断面工法(延長114m)で行い、中央部が上下半同時併進工法(延長1,280m)で行い、これにNATM工法を採用している。この外、明り巻き坑内工が延長26mある。施工は南坑口から片押しで行い、硬い花崗岩であるトンネルのずりは本線内の盛土として使用している。トンネルの断面形は馬蹄形で、(掘削)断面積は74.7 m^2 である。支保は5,400本のロックボルト($D=25 \times 2,500 \sim 4,000$)を使用した。現在は二次覆工コンクリートを施工中であり、竣工は61年2月の予定である。

一方、伯方・大島大橋は下部工が3月で竣工し、上部工を施工中である。大島大橋の塔架設は、5Pが59年12月に完了しており、6Pも第5段(全14段)を完了したところである。なお、6Pは6月頃完了し、今秋にはパイロットロープの渡海を行う予定である。

この外、伯方橋上部工及び大島大橋側径間上部工の工事は、いずれも詳細設計中であり、伯方島側陸上工事とも順調に進捗している。



宮窪トンネル貫通
(S60.3)

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(改訂版)	昭和59年8月
*測量・調査・設計等共通仕様書	昭和56年12月
*電気通信施設標準仕様書	
*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
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

設計基準類

海峡部における道路の建築限界および 幅員構成	昭和47年10月
用語と定義	昭和48年5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	昭和52年3月
*耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
*耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
*鋼橋等製作基準・同解説	昭和52年3月
*鋳鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年3月
*鋼橋等塗装基準・同解説	昭和55年3月
*橋面舗装基準(案)	昭和58年4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
*仮設物設計指針	昭和52年3月
吊橋リンク・支承構造設計指針	昭和51年3月
*トラス格点構造設計指針(案)	昭和51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
耐震設計要領	昭和52年3月
吊橋主塔設計要領(案)	昭和55年3月
*吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領(案)	昭和52年3月
ケーブルバンド設計要領	昭和53年3月
ハンガー設計要領	昭和53年3月
*鋼床版設計要領	昭和53年3月
*鋼床版現場溶接施工要領(案)	昭和54年3月
*風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年6月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)	昭和48年9月
*鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装 置設計要領・同解説	昭和59年3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
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
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年3月
陸上部道路橋設計要領(案)	昭和51年11月
ケーブルアンカーの設計マニュアル	昭和49年2月

下路管理路設計マニュアル

昭和53年9月

鉄道床組の標準図作成

昭和57年10月

*鋼材規格

昭和53年10月

鋼上部構造用鋼板規格の解説

昭和54年3月

摩擦接合用防錆処理高力ボルト・六角
ナット・平座金のセット暫定規格

昭和51年2月

*ケーブル材料規格

昭和54年6月

*塗料規格

昭和55年3月

リンク支承用ピン(案)

昭和51年3月

リンク支承用プッシュ(案)

昭和51年3月

設計関係通知文書集(昭和56~58年度)

昭和59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	杉田秀夫		
編集委員	岩屋勝司	上田克己	
	榎沢寛	加藤茂	
	阪本謙二	庄司吉美	
	下村稔	鈴木朗	
	田島照義	田中秀也	
	千々岩敏弼	手島茂富	
	成田秀志	福井幸夫	
	宮沢修二	村田正信	
	森田行	山下義之	
	湯谷優	渡辺忠明	
	小暮三郎	(海洋架橋調査会)	

本四技報 第33号

発行 昭和60年4月15日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人海洋架橋調査会

東京都港区虎ノ門4丁目3番20号

第22森ビル 7105

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 1,900円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

