

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.18 No.71 '94.7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第71号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.71

岡山 今と昔……………	第二管理局長	松 本 敦 義… 1
OKAYAMA, past and present		
斜張橋主桁腹板の座屈実験報告……………	設計部 設計第二課	藤 井 裕 司… 2
Report on Buckling Test of Web Plate	今治工事事務所 第六工事	山 口 和 範
for Cable-Stayed Deck	(前)維持施設部 橋梁技術課	
	設計部 設計第二課	遠 藤 和 男
海上橋梁における横風による自動車走行性への影響…	企画開発部付	田 島 照 義… 9
Influence of Lateral Wind on Driving on Offshore Bridge	(前)維持施設部 橋梁技術課	
明石海峡大橋のパイロットロープ渡海……………	第一建設局 垂水工事事務所	河 口 浩 二… 19
Spanning of Pilot Rope in the Akashi Kaikyo Bridge	同 上	福 永 勸
	同 上	北 川 竜 三
明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造 (その2)……………	第一建設局 垂水工事事務所	河 口 浩 二… 29
Structure of Cable Band and Suspender on	同 上	福 永 勸
the Akashi Kaikyo Bridge(part 2)		
明石海峡大橋のフラッター特性に関する検討……………	設計部 設計第一課	北 川 信… 35
Analytical Study on Flutter Behavior of	第三建設局 設計課	鈴 木 周 一
the Akashi Kaikyo Bridge	(前)設計部 設計第一課	
	設計部 設計第一課	勝 地 弘
来島大橋主塔の継手構造……………	設計部 設計第二課	大 橋 治 一… 42
Towers new bolted Connections for Kurushima Bridge	(前)第三建設局 今治工事事務所	
インド国ボンベイ市を訪ねて……………	維持施設部	中 村 守… 57
Visit to Bombay of the Republic of India		
技術ニュース……………		59
The Latest Information		
文献紹介……………		34
Related Technical Reports in other Publications		

本四技報総目次：前回掲載：第65号 次回掲載予定：第75号

本四技報 第72号(6.10) 掲載予定

- ・長期防錆型塗装の塗膜劣化メカニズム解明へのアプローチ
- ・新設計荷重と既設本四連絡橋のチェック
- ・淡路側陸上部津名以北区間における大阪層群軟質泥岩における現位置水平載荷試験
- ・明石海峡大橋 1A アンカレイジ基礎中詰コンクリートの施工
- ・吊り形式橋梁鋼床版箱桁ダイヤフラム部の疲労試験
- ・来島大橋主橋の耐風・耐震設計

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

神戸～鳴門ルート

Kobe - Naruto Route



夜間照明の明石海峡大橋
Akashi Kaikyo Bridge illuminated by work lights

(6年6月末)



明石海峡大橋ストランド引き出し開始
Start of strand extension operation for Akashi Kaikyo Bridge

(6年6月)

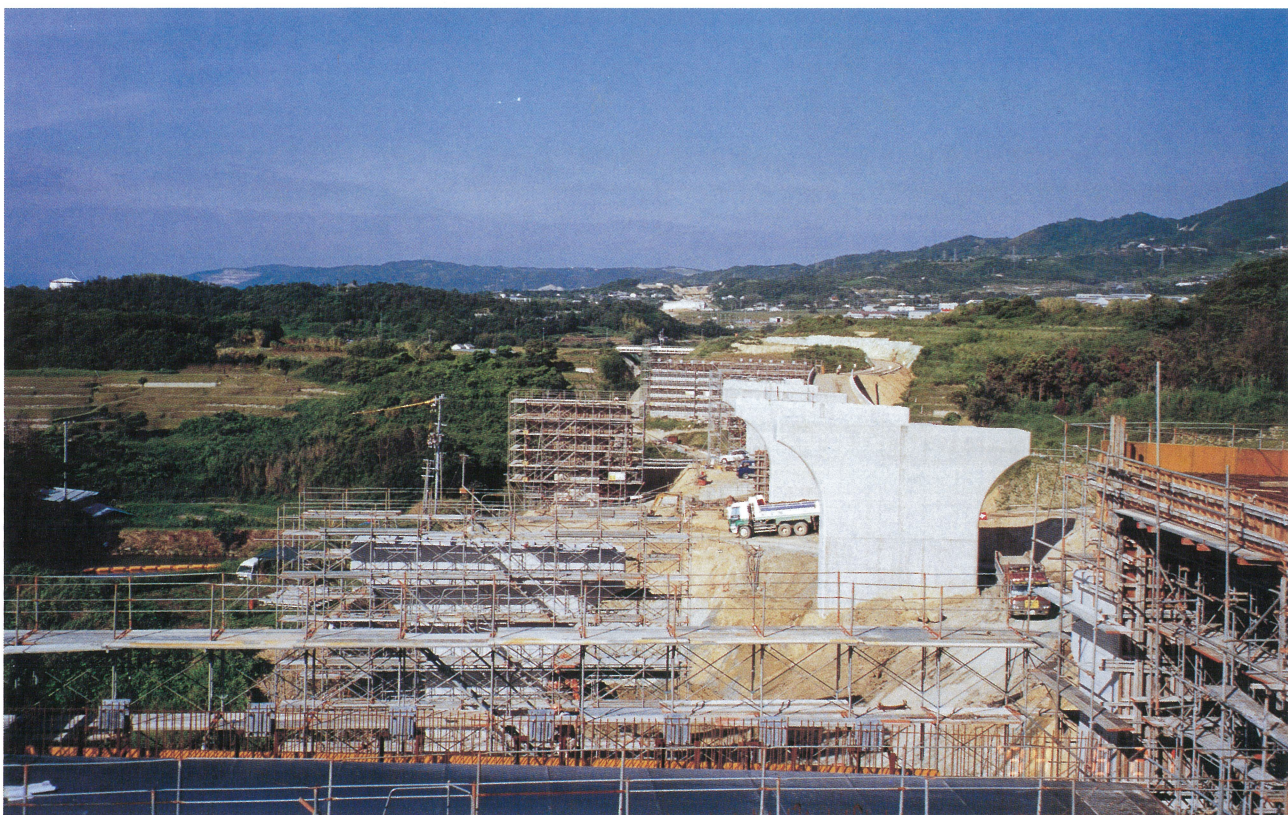
神戸～鳴門ルート

Kobe - Naruto Route



舞子トンネル北坑口施工状況(パイプブルーフ工)
Recent view of Maiko Tunnel North Portal Work(Pipe Roof Method)

(6年6月)
(June 1994)



室津高架橋施工状況
Recent view of Murotsu Viaduct Work

(6年6月)
(June 1994)

尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route



多々羅大橋下部工工事現況(生口島側より)

Recent view of Tatarabashi Bridge Foundation Work(photo from Ikuchi Island)



多々羅大橋下部工工事現況(大三島側より)

Recent view of Tatarabashi Bridge Foundation Work(photo from Ohmishima Island)

尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route



来島大橋下部工工事現況(2P、3P、4A、5P)

Recent view of Kurushima Bridge Foundation Work(2P, 3P, 4A, 5P)



来島大橋下部工工事現況(9P、10A)

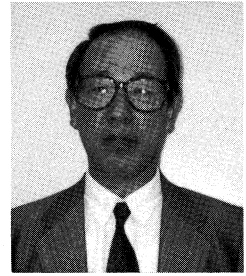
Recent view of Kurushima Bridge Foundation Work(9P, 10A)

岡山 今と昔

OKAYAMA, past and present

第二管理局 局長 松本 敦義

Atsuyoshi Matsumoto



昨年の11月に岡山に赴任した。この地方は昭和48年から53年まで、中国地建で福山、広島に勤務して以来なので15年ぶりである。当時はようやく新幹線が岡山まで開通し、岡山駅はターミナルとしての喧噪と活気に溢れていた。東京出張のときなど、岡山で降りて新幹線に乗り換えるのだが、新幹線ホームで弁当とカップ入りの味噌汁とお茶を買って列車に乗ると、いよいよ新幹線に乗るんだという期待感と東京出張の緊張、それとちょっぴり旅情めいた気持ちが混ざり合って何とも言えない気分になったことを思い出す。

当時の岡山市がどの程度の規模だったのか定かではないが、今回赴任するまでは単に中小都市の一つといった印象しかなかったのは事実である。その印象をまず変えさせられたのは岡山一番街である。

一番街は岡山駅東口（新幹線口）に隣接した地下街なのだが、照明も適度で心地よいし、テナントも東京、大阪の一流ブランドのセンスの良い店が多く、買物客も含めて全体に高級で都会的な雰囲気に満ちている。

次に意外だったのは人口である。岡山市の人口は現在約60万人だそうだが、隣接の倉敷市の約40万人と合わせると、ここに約100万人の都市圏が構成されていることになる。

国レベルで東京一極集中が叫ばれて久しいが、同様に地方レベルでも都市への人口集中が急速に進んだのを実感させられた。

考えてみれば、昭和48年に福山に転勤した頃は、中国縦貫道はまだ工事中で、山陽道はルート発表直前、中国横断道と本四児島・坂出ルートは影も形も無いと言っても過言ではない状況だった。

岡山着任1カ月後の平成5年12月16日、山陽道備前IC岡山IC間が開通した。この時点での中国地方の高速道路網を見ると、中国縦貫道、山陽道は全線開通し、横断道広島浜田線も完成、岡山米子線は中国縦貫道以南の総社IC北房IC間を残すだけとなり、本四児島・坂出ルートも完成している。

正に今昔の感に堪えないといったところである。

瀬戸大橋が完成して6年が経った訳であるが、地元、特に経済界の一部から「瀬戸大橋は完成したが、それは地域の発展にどう結びついたのか」といった疑問が折にふれ投げかけられたようであり、管理者の立場として大変残念なことである。しかしながら、山陽道備前IC岡山IC間の供用による京阪神圏との直結を契機として、眼前に

迫った本四3橋時代を見据えた議論が深まり、京阪神圏によるストロー現象とか本四3ルート間の競争といった問題が浮き彫りになるにつれ、徐々にではあるが上述のような感覚には変化が生じてきたように思われる。

「岡山は新幹線の開通、瀬戸大橋の完成という願ってもない飛躍のチャンスに恵まれたが、これまでは、それらをいずれも一過性のものとして終らせてしまった。本四3橋時代を迎えるにあたっては、岡山は、東西軸としての中国縦貫道や山陽道と、南北軸としての中国横断道岡山米子線、鉄道併設の瀬戸大橋、四国横断道とのクロスポイントに位置するという全国的に見ても大変有利な条件に恵まれているのであり、問題は、それらをどう生かすかである。」

といった論調が最近ではマスコミで支配的になってきたようである。このように他地域との競争を意識した観点から、各地域の問題点や発展にとっての阻害要因といったことがマスコミで取り上げられることが多くなった。

特に岡山市については、県都としての問題点または若者を引き付けるための都市の魅力といった面からの批判なり反省が新聞で特集された。そこでは下水道、区画整理、岡山駅前再開発、街路、商業文化施設等について量の不足が指摘されたほか、岡山倉敷の広域都市圏としての一体的発展をイメージした都市施設の分担整備といった側面も議論された。

そのため、岡山県では土木部に都市局が新設され、岡山市では建設局が都市整備局に衣替えされる等都市問題への取り組みの強化がなされている。一方、経済界の中でも、交通通信網の進展に伴う商圈の拡大に対応するため、広域的見地から他地域との連携を探る動きも出始めている。

このように、本四3橋時代に向けて地元においてもいろいろな面で努力がなされているが、これらの努力がやがて実を結び、この地域がますます発展し、広島市と並んで名実共に中国地方の核となる日がいずれ来るものと期待している。また、そのときこそ、瀬戸大橋は経済社会を支える基盤として、本当の意味で地元根づいたと言えるのではないかと考えている。

斜張橋主桁腹板の座屈実験報告

Report on Buckling Test of Web Plate for Cable - Stayed Deck

設計部 設計第二課長 藤井 裕司

Yuji Fujii

今治工事事務所 第六工事課 山口 和範

Kazunori Yamaguchi

設計部 設計第二課 遠藤 和男

Kazuo Endo



概要

斜張橋の主桁腹板は、曲げと圧縮とせん断を受ける部材である。このような部材に対する設計法の検討を行うために、多々羅大橋塔付き支点部の腹板の1/2の実橋相似モデルによる座屈実験を行った。座屈実験は平成4年12月に土木研究所の3000ton圧縮試験機を用いて行っており、本レポートは、このときの実験結果を報告するものである。

Web plate of the deck for the cable - stayed bridge bears both stresses of bending and shearing. For studying design method of the member like this, a buckling test was conducted with a halfscale model of the web plate for the tower - supported part of the Tatara Bridge. The test was carried out by the compressive testing device with a capacity of 3000 tons at the Public Works Research Institute of Japan in December 1992. This report describes the test results.

1. まえがき

斜張橋の腹板（ウェブ）は、圧縮力のみならず、曲げとせん断力を受ける部材である。このような応力が作用する座屈照査式としては道示Ⅱ（解3.2.2）を適用するのが一般的である。この設計の考え方は、補剛板全体の座屈に先行して補剛材で区切られたパネルが局部座屈するような補剛材剛度を与えることにより、局部座屈のみを照査するというものである。

多々羅大橋の腹板は、通常のプレートガーダー、ボックス桁等の腹板と異なり、軸力が卓越した部材であり、その場合の座屈時の挙動を把握するため及び腹板の終局耐力を確認するため、実橋主桁腹板（多々羅大橋上部工基本設計（その1）による。¹⁾²⁾、図-1参照）の1/2モデルで座屈実験を行った。

2. 実験の目的

次の目的で、実橋相似モデルを用いた耐力実験を行った。

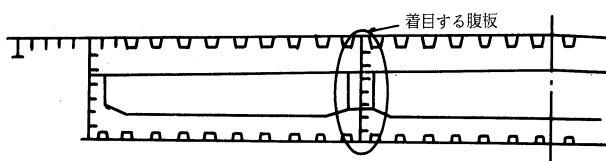


図-1 実橋断面

Fig.1 Cross section of deck

(1) 腹板の終局耐力の確認

圧縮・曲げ・せん断力を受ける多々羅大橋主桁腹板に関して、現行設計でどの程度耐力があるか確認する。

(2) 座屈時の挙動の把握

座屈形態として

1) 補剛材で囲まれたサブパネルの座屈

2) 補剛材とその有効幅の板で構成されるいわゆるストラッド柱としての座屈（柱モデルアプローチ³⁾）

が考えられるが、このどちらの挙動をとるのかを確認する。

3. 実橋模型の概要

下記の方針に基づき模型を設計した（図-2参照）。

- 1) 対象断面応力は塔付き部（2P）主桁中腹板を対象とする。
- 2) 縮尺率は1/2とする。
- 3) 模型は3パネルとするが、上下のパネルは荷重伝達を一定にするためのものであり、中央部のパネルを試験対象パネルとする。
- 4) 試験対象部（中央パネル）の材質は実橋相当のSM490Yとし、フランジ及び上部パネルは試験対象部の終局時においても降伏しないようにHT80材を用いた。

4. 荷重載荷方法

載荷要領は、図-3及び図-4に示すとおりで、軸力は試験機の圧縮力により、曲げは供試体の偏心により、せ

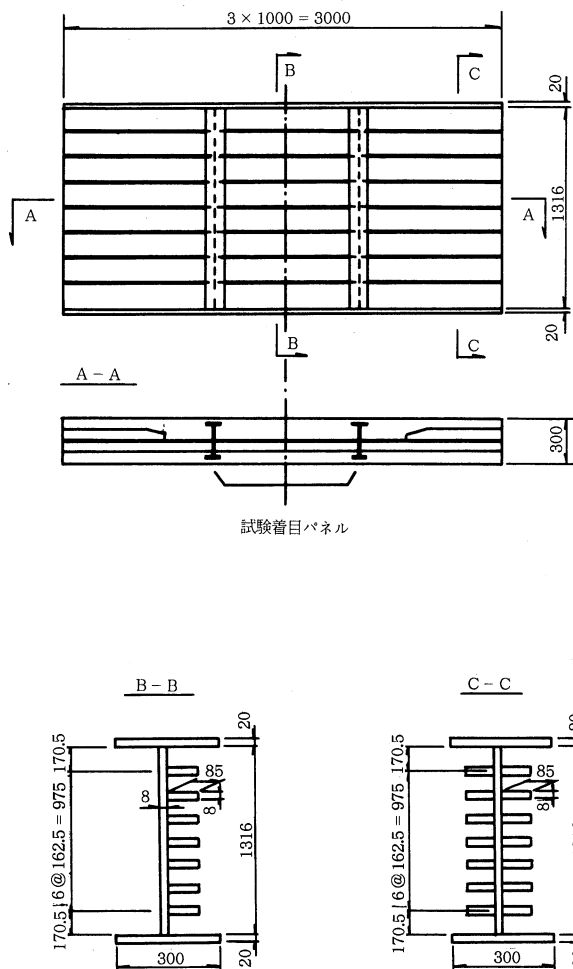
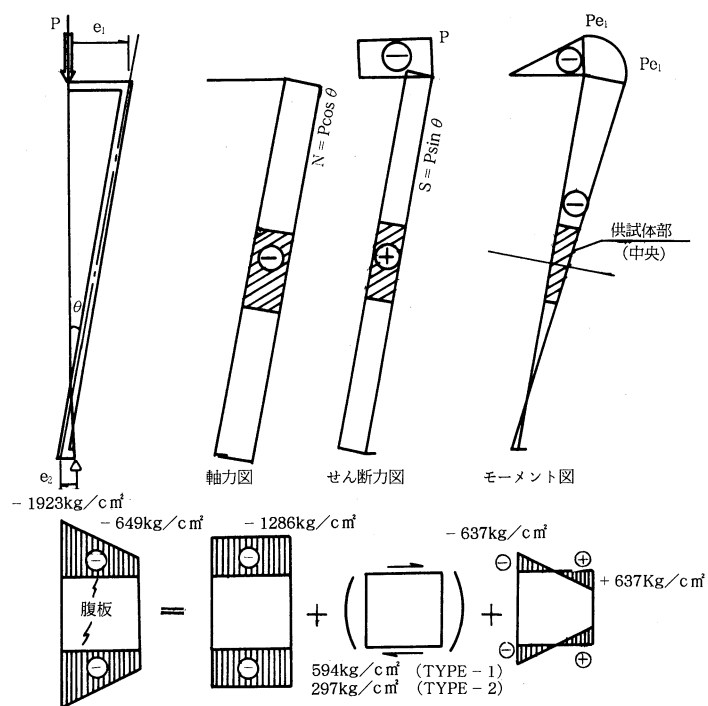


図-2 供試体概要図
Fig.2 Outline of model



	TYPE - 1	TYPE - 2
θ	10.1deg	5.1deg
e_1	463mm	336mm
e_2	-63mm	69mm
P	356.4t	352.3t
N	-350.9t	-350.9t
S	62.5t	31.3t
M	-71.4t・m*	-71.4t・m*

* 着目パネル中央

図-4 供試体応力分布
Fig.4 Stress distribution of model

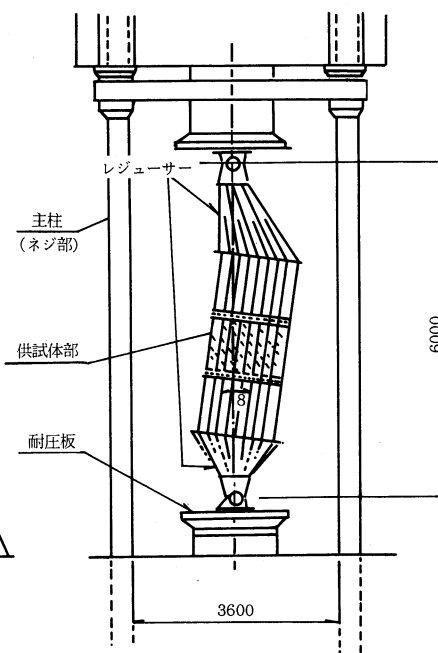
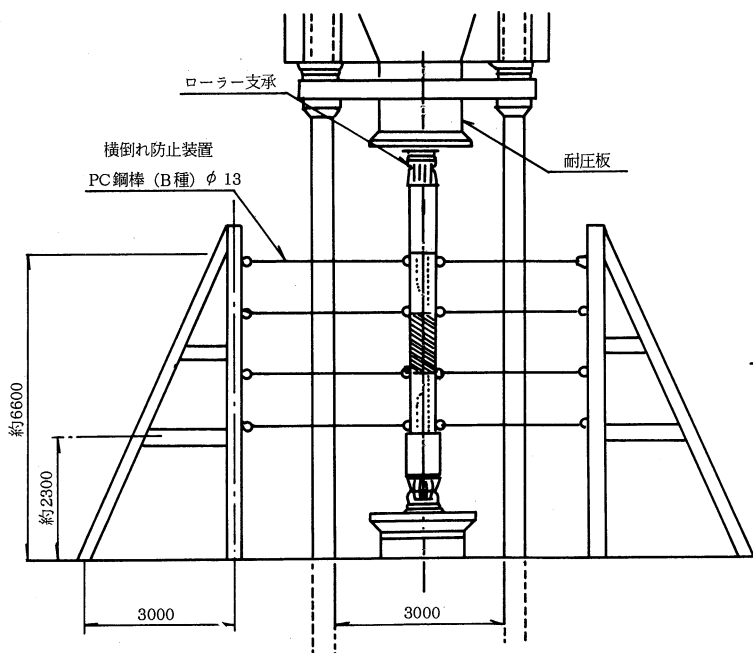


図-3 試験機模型セット要領
Fig.3 Setting of model on testing device

せん断力は供試体の傾きにより再現した。再現応力はせん断力の影響⁹⁾を検討するために実橋支点直上のものに着目し、

TYPE - 1 : せん断力応力、曲げ応力、軸圧縮力を試験パネル中央で合致させる。

TYPE - 2 : せん断力応力のみを試験パネル中央で上記の1/2とする。

の二通りで行い、偏心、傾きは載荷治具(レジュースー)で調整を行った。

載荷は建設省土木研究所の3000ton圧縮試験機で行った。

5. 材料特性

材料試験結果を表-1に示す。試験着目部の材料強度は、公称値より1~2割程度高くなっている。

6. 残留応力測定結果

残留応力測定用供試体により測定した結果を図-5~図-8に示す。ウェブの圧縮側の残留応力

は800kgf/cm²程度(0.2 σ_y 程度)であった。また、BLK-1、BLK-2とBLK-9、BLK-10、BLK-11、BLK-12の比較で、残留応力の軸方向の変化がないことがわかる。補剛材の圧縮側の残留応力は、1500kgf/cm²(0.3 σ_y 程度)でウェブより大きかった。

7. 試験結果

供試体では、変位とひずみ計測を行った。また、これと同時に、供試体の材料強度、残留応力、初期たわみをモデル化したもので弾塑性有限変位解析を行った(使用プログラム;ABAQUS 接点数;2895)。

表-1 材料試験結果

Tab.1 Summary of material test

部 材		材質	降伏点 kgf/c m ²	引張強度 kgf/c m ²	板厚 mm	供試体の 設計応力度 kgf/c m ²	降伏点 設計応力度
テストパネル	腹板	SM490Y	4,310	5,850	8.0	3,600	1.20
	水平スリット	SM490Y	4,030	5,740	7.7	3,600	1.12
—	上下フランジ	HT80	8,050	8,480	20.0	7,000	1.15
—	垂直スリット	SM490Y	4,170	5,820	5.9	3,600	1.16
サイドパネル	腹板、スリット	HT80	7,920	8,310	8.4	7,000	1.13

注) それぞれ3回の平均値

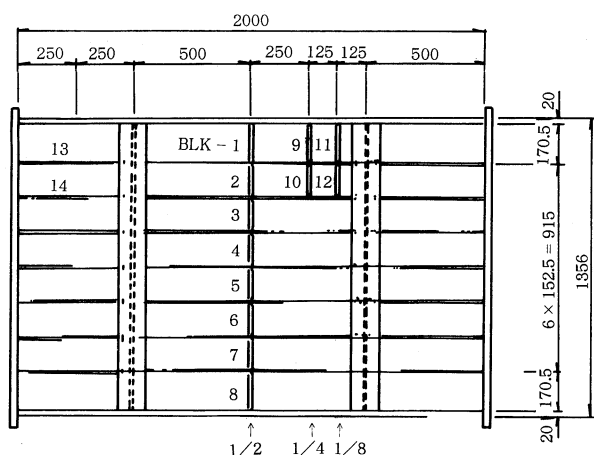


図-5 残留応力測定位置

Fig.5 Measuring points of residual stress

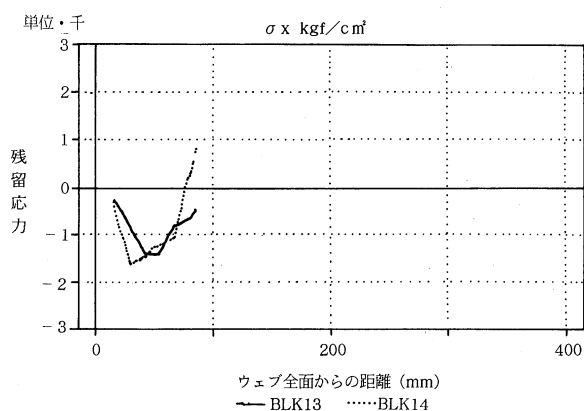


図-6 補剛材の残留応力測定結果 (BLK-13, BLK-14)

Fig.6 Measured residual stress in stiffener (BLK-13, BLK-14)

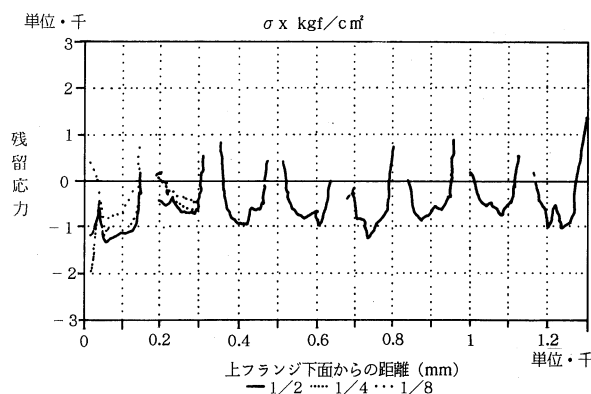


図-7 ウェブの残留応力測定結果 (BLK-1~BLK-8)

Fig.7 Measured residual stress in web plate (BLK-1 to BLK-8)

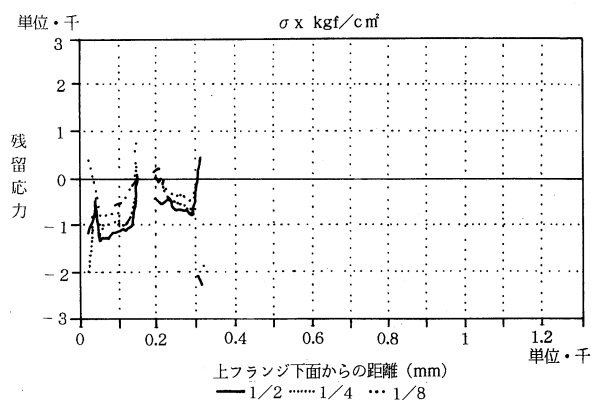


図-8 ウェブの残留応力測定結果 (BLK-9~BLK-12)

Fig.8 Measured residual stress in web plate (BLK-9 to BLK-12)

(1) 供試体の終局状態

終局荷重を実験と解析で比較したものを表-2に示す。解析結果の方が高めているが、横倒れ防止装置の拘束条件が実際には完全拘束でないのに完全拘束として解析したためと考えられる。終局時は、実験、解析ともに試験着目パネル中央3段目のサブパネルで大きく面外変形をし、せん断場を形成していた(図-9、写真-1を参照)。このことは、モーメント力は高強度の材質 (HT80) のフランジが負担するのに対し、せん断力は材質が SM490Y のウェブのみが負担しているため、終局時にウェブがせん断座屈したものと考えられる。

(2) ウェブの耐荷力

この実験で着目しているのは、ウェブの耐荷力であるが、ウェブの受け持つ断面力を直接求めるのは困難なため、フランジにゲージを密に貼り付け (HT80であるから実験の荷重では降伏しないこと、矩形断面であるため応力分布が推定しやすいことに着目)、フランジの断面力を求め、それを全体の断面力から差し引く次式により推定した。

$$\begin{aligned} & \text{ウェブの受け持つ曲げモーメント} \\ &= \text{全断面が受け持つ曲げモーメント} \\ & \quad - \text{フランジの受け持つ曲げモーメント} \\ & \quad (\text{ひずみゲージによる測定値から計算}) \\ & * : \text{設計荷重時の断面力 (図-4参照)} \times \text{荷重倍率 により計算} \end{aligned}$$

試験パネルに着目して計算したものを図-10、図-11に示す。また、これに対応した弾塑性有限変位解析による結果を図-12、図-13に示す。これらの図には、明確なピークが表れており、それ以上の断面力を受け持つことができないことから、このときの荷重をウェブの終局耐力とみなすことができる。ウェブの終局耐力を実験及び解析に対して整理したものを表-3に示すが、荷重倍率



写真-1 終局時の変形状態 (実験結果)
Photo.1 Deformation under ultimate state(test)

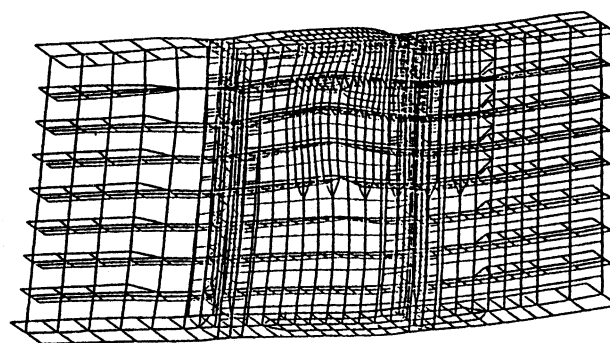


図-9 終局時の変形状態 (解析結果)
Fig.9 Permanent deformation at ultimate state(analysis)

表-2 供試体の終局耐力
Tab.2 Ultimate strength of model

	実験結果	解析結果
TYPE-1	P = 1023 tonf (2.87P ₀)	P = 1069 tonf (3.00P ₀)
TYPE-2	P = 1069 tonf (3.03P ₀)	P = 1163 tonf (3.30P ₀)

P₀ = 356.4 tonf (TYPE-1) P₀ = 352.3 tonf (TYPE-2)

は TYPE-1、TYPE-2 とも2倍程度であり、せん断力による有意な差は、認められなかった。

(3) ひずみ測定結果

本実験は、フランジに HT80 を用いていること等の理由により、ウェブの耐力より供試体の終局耐力の方がは

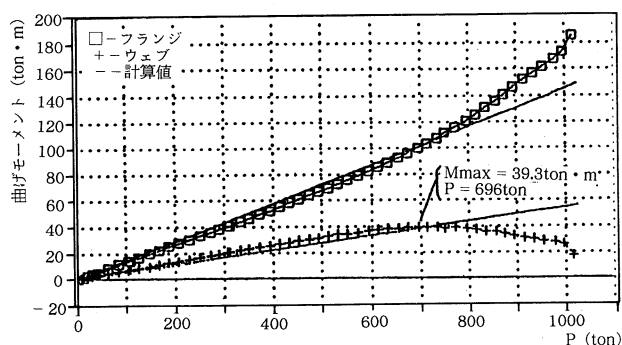


図-10 断面力 (TYPE-1)
Fig.10 Sectional force(TYPE-1)

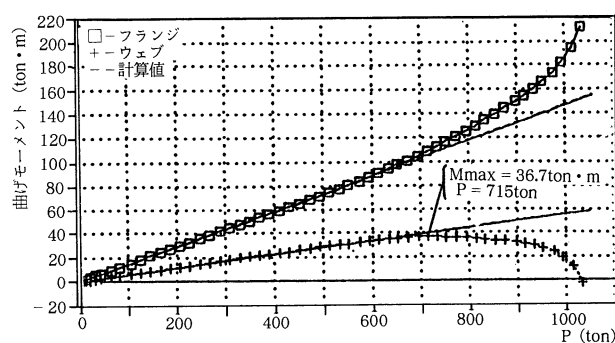


図-11 断面力 (TYPE-2)
Fig.11 Sectional force(TYPE-2)

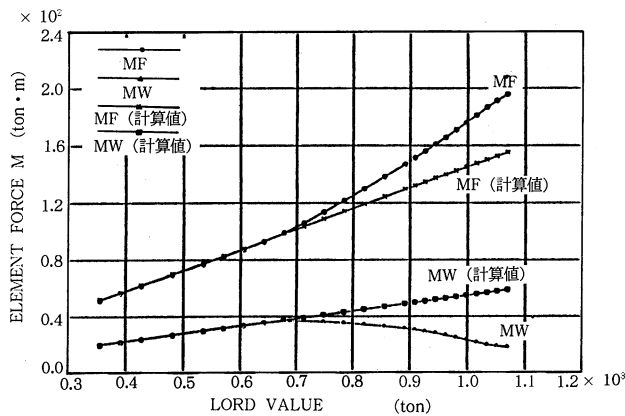


図-12 断面力 (TYPE-1 解析値)
Fig.12 Sectional force (TYPE-1 analyzed)

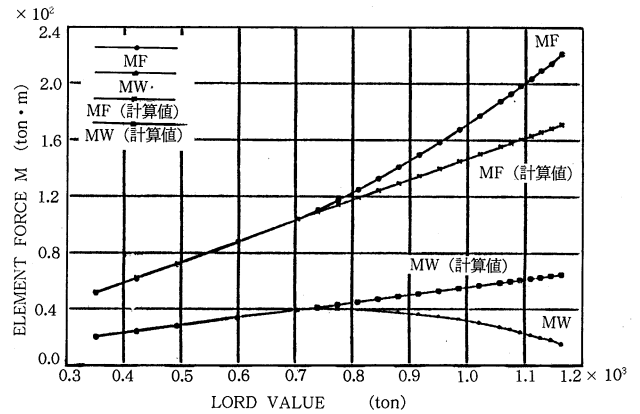


図-13 断面力 (TYPE-2 解析値)
Fig.13 Sectional force (TYPE-2 analyzed)

表-3 曲げモーメントに着目したウェブの耐荷力
Tab.3 Strength of web plate to bending moment

	実験結果	解析結果
TYPE-1	P = 696 tonf (1.95P ₀)	P = 713 tonf (2.00P ₀)
TYPE-2	P = 715 tonf (2.03P ₀)	P = 775 tonf (2.20P ₀)

P₀ = 356.4 tonf (TYPE-1) P₀ = 352.3 tonf (TYPE-2)

るかに大きく、この状態に達するまで荷重を載荷することにより終局状態の確認を行い、試験終了後に表裏ペアーの比較的密に貼り付けてあるひずみゲージの計測結果を整理すること（表裏のひずみ量が大きく違う場合は面外変形をしている）により、ウェブの耐力時（P = 700ton程度）の変形状態を把握した。以下にひずみ測定結果の概要を示す。

1) 応力状態が厳しい部分のひずみ測定結果
一部に、ウェブの耐力（P = 700ton程度）より低いレベルで面外変形がみられるが、初期不正（初期ひずみ、残留応力）の大小に起因したものと考えられる。解析結果を調べてみたが、ウェブ全体の座屈波形が明確になるまでは、荷重とともに与えた初期ひずみが増大する傾向にある。

2) 試験パネル中央のひずみ測定結果

試験パネル中央（TYPE-1）のひずみに着目し、結果を整理したものを図-14に示す。ウェブの耐力（P = 700ton程度）は、補剛材の面外変形が大きくなり始めたころにピークに達していることから、腹板の終局耐力は、補剛材の柱としての座屈が主要因になっているものと考えられる。また、補剛材の面外変形が起り始める時期およびその変形量は、3段目、4段目の補剛材が他の補剛材に比べて卓越している。応力的には最上段の補剛材が最も面外変形を起こしやすいが、そうならなかったのはフランジ等の拘束効果が影響したものと思われる。

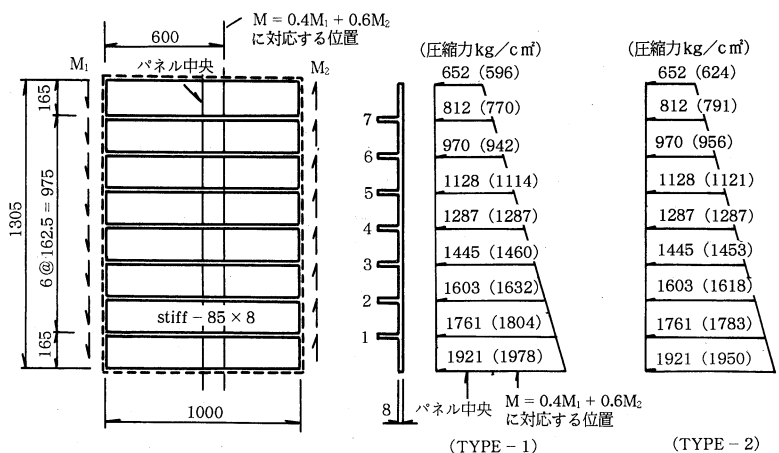
表-4 実験結果と柱モデルアプローチによる極限耐力の比較
Tab.4 Comparison of ultimate strength of test result and column model approach

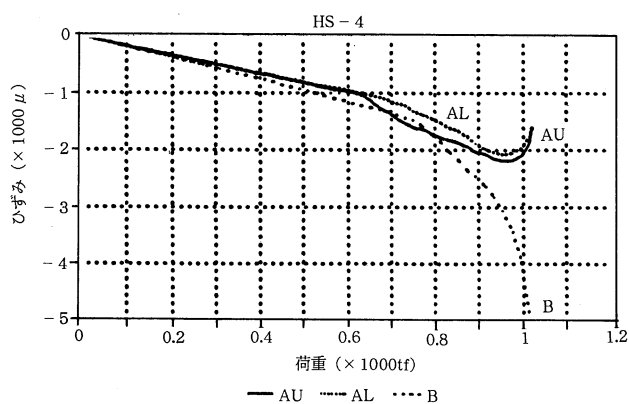
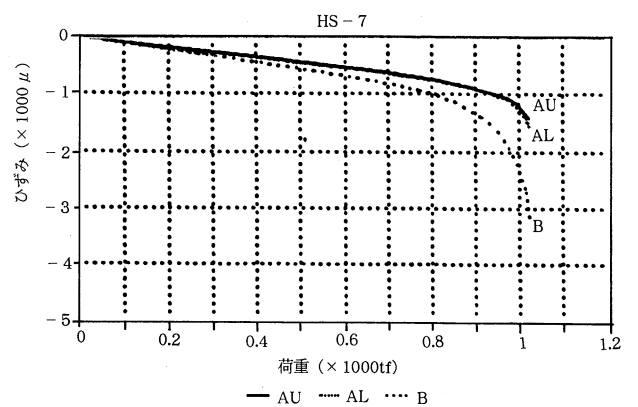
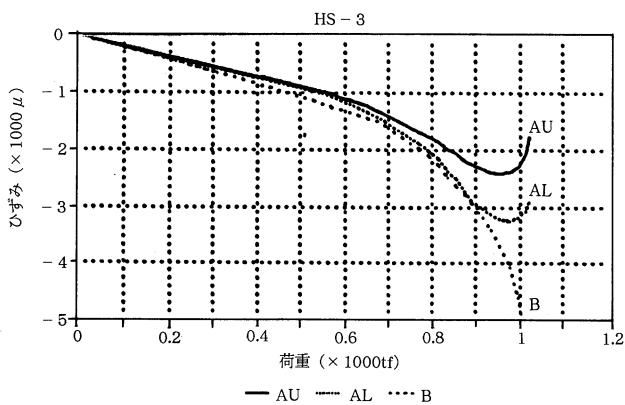
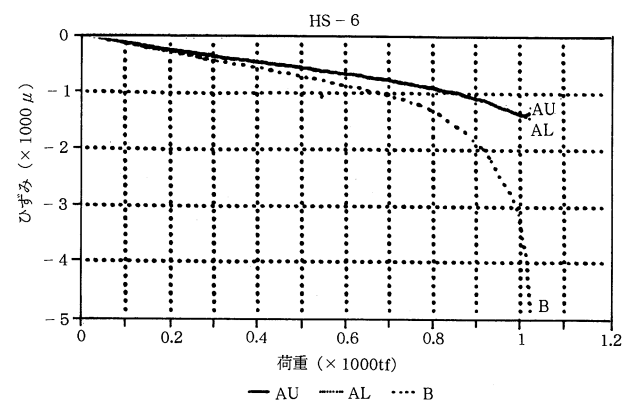
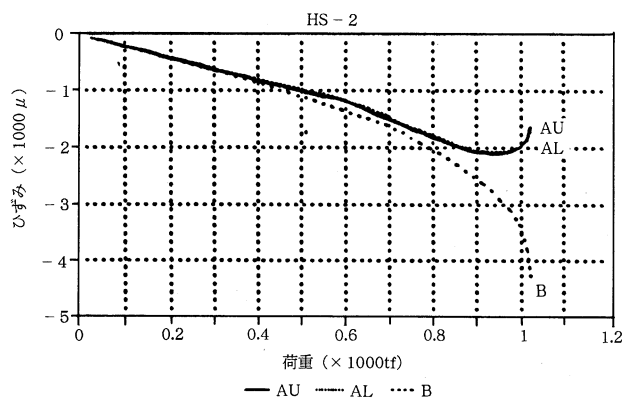
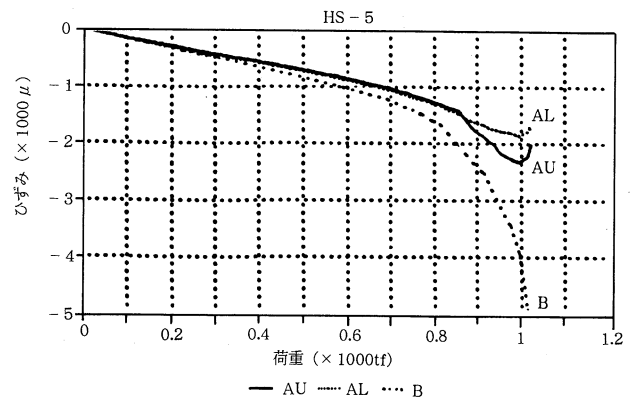
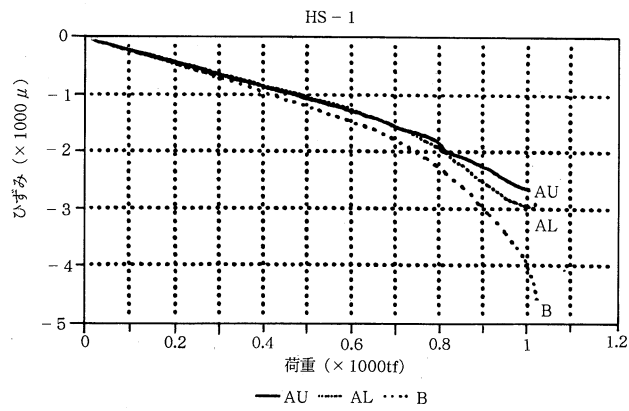
(TYPE-1, M = 0.4M₁ + 0.6M₂ 対応する位置)

	作用力σ (kgf/cm ²)	材料強度による影響を考慮しない場合		材料強度による影響を考慮する場合	
		極限耐力時の応力 1.95σ	Ru/1.95σ	極限耐力時の応力 1.74σ	Ru/1.74σ
1	1804	3518	0.8303	3139	0.9306
2	1632	3182	0.9180	2840	1.0285
3	1460	2847	1.0260	2540	1.1500
4	1287	2510	1.1637	2240	1.3040
5	1114	2172	1.3448	1938	1.5072
6	942	1837	1.5901	1639	1.7822
7	770	1501	1.9460	1340	2.1799

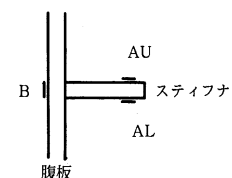
(TYPE-2, M = 0.4M₁ + 0.6M₂ 対応する位置)

	作用力σ (kgf/cm ²)	材料強度による影響を考慮しない場合		材料強度による影響を考慮する場合	
		極限耐力時の応力 2.03σ	Ru/2.03σ	極限耐力時の応力 1.81σ	Ru/1.81σ
1	1783	3619	0.8071	3227	0.9051
2	1618	3284	0.8895	2929	0.9973
3	1453	2950	0.9902	2630	1.1106
4	1287	2613	1.1179	2329	1.2542
5	1121	2276	1.2834	2029	1.4396
6	956	1941	1.5049	1730	1.6884
7	791	1606	1.8188	1432	2.0398





AU: スティフナ自由端上面
 AL: スティフナ自由端下面
 B: スティフナ溶接部の真裏 (B面側)



ゲージ貼付位置 (d断面)

図-14 スティフナのひずみ (TYPE-1)

Fig.14 Deformation of stiffener (TYPE-1)

(4) 実験結果と照査式

1) 道示Ⅱ（解3.2.2）による照査

道示Ⅱ（解3.2.2）は、圧縮力と曲げとせん断を受けるサブパネルの座屈照査式であり、実験供試体で一番大きな力を受けるサブパネルのこの道示式による照査結果は、TYPE-1で $(0.362 < 1.0)$ 、TYPE-2で $(0.356 < 1.0)$ となりサブパネルの面外座屈に対しては十分剛であった。実験でもサブパネル単独の面外座屈は観察されなかった。

2) 実験結果と柱モデルアプローチによる極限耐力の比較

実験結果と柱モデルアプローチによる極限耐力の比較を表-4に示す。表中の極限耐力時の応力は設計荷重時の応力に荷重倍率を掛けて推定（応力勾配があるときの道示の考え方に合わせ $M = 0.4M_1 + 0.6M_2$ に対応する位置の応力）した。また、 R_u は柱モデルアプローチにより推定した極限耐力は、 $2921\text{kg}/\text{cm}^2$ である。

表-4では（極限耐力時の応力）／（柱モデルアプローチによる耐力）で整理しており、1の時に実験の耐力と柱モデルの耐力が一致していることを意味しており、おおよそ2段目の補剛材の位置で1に近い値となっている。

8. まとめ

腹板の座屈実験の結果、以下のことが明らかになった。

- ・弾塑性有限変位解析の結果と実験結果が概ね一致していた。
- ・初期不整の影響により、設計荷重を上回る領域で局部的にウェブの面外変形、補剛材の横倒れの変形が起きているが、それが腹板の終局強度を決める直接的原因には、なっていなかった。
- ・腹板の終局耐力は、腹板が全体的に面外変形を起こすことが主要因となっており、応力的に一番厳しい最縁

端の補剛材の座屈が（フランジの拘束効果等の影響により）腹板の終局強度の決定要因とはなっておらず、計算上は最縁端から2番目の柱モデルとしての座屈強度で腹板の終局強度を説明することができた。

- ・せん断力が耐力に及ぼす影響は小さかった。

今回実験した腹板は、

- 1) 軸力が卓越していること、
- 2) サブパネルの座屈に対して充分剛であること、
- 3) 補剛材間隔が均等である

等の特徴を有しており、それ以外の事例に対しては更に検討が必要である。

謝 辞

この実験は、建設省土木研究所（橋梁構造研究室 西川和廣室長）への委託により実施し、実験の計画および結果の整理方法等については鋼上部構造委員会・構造分科会（依田照彦主査）で御指導頂いた。この誌面をかりて、実験実施にあたりご協力を頂いた関係各方々に感謝の意を表します。

参考資料

- 1) 多々羅大橋上部工基本設計（その1）、平成4年5月、（株）長大
- 2) 長大斜張橋主桁腹板の座屈実験計画の検討、平成4年9月、（財）海洋架橋調査会
- 3) 座屈ガイドライン、昭和62年10月、土木学会
- 4) 鋼上部構造委員会報告書、平成4年3月、（財）海洋架橋調査会
- 5) 鋼上部構造委員会報告書、平成5年3月、（財）海洋架橋調査会
- 6) 本州四国連絡橋の設計施工に関する調査試験研究報告、平成5年3月、建設省土木研究所

海上橋梁における横風による自動車走行性への影響

Influence of Lateral Wind on Driving on Offshore Bridge

企画開発部付
(前)維持施設部 橋梁技術課長 田島 照義

Teruyoshi Tajima



概要

本州四国連絡橋の海上部は、陸上に比べ風が強いいため、橋上での横風による自動車走行性への影響の問題がある。

強風時には通行規制が行われるが、交通の円滑化のためその頻度と時間を安全な範囲で少なくする必要がある。

そのため、横風受風時の走行性について、現状の把握と改善対策の検討を進めている。

橋上の固定点や実走行車での風観測、横風受風時の走行シミュレーション解析、ビデオ撮影による実走行車の横ずれ量の観測、統計処理による強風出現予測手法の検討、壁高欄上への遮風板の設置、その効果の測定などを実施している。

これらの検討解析から、車種別通行規制の問題や橋桁の構造的遮風対策などの検討を進め、海上橋における強風時のより合理的な交通管理を求めるものである。

Since offshore part of the Honshu - Shikoku Bridges bears stronger wind than does on - land one, influence by lateral wind on driving of motor vehicle on such a part of bridges could be greater. Traffic regulation is enforced as strong wind blows, however, duration and frequency of such a regulation must be reduced to attain a smooth traffic flow. For this purpose, an investigation has been carried out to evaluate derivability of motor vehicle in lateral wind and its improvement. Study items are as follows: wind observation on both static point and running vehicle, drive simulation analysis in lateral wind, visualization of lateral shift of path of real driving vehicle by video tape recorder, study on forecasting method of strong wind occurrence by statistical analysis, and installation of wind shield on roadside barrier and its performance. Based on this investigation studies will be further carried out on traffic regulation by vehicle category and structural countermeasures on bridge deck to achieve more rational traffic control system for the offshore bridges in strong wind.

1. まえがき

本州四国連絡橋は瀬戸内海の島づたいに本州と四国を南北に結ぶ3本のルートよりなり、神戸・鳴門ルート及び児島・坂出ルートは道路と鉄道、尾道・今治ルートは道路のみの路線計画となっている。これらは他の高速道路や鉄道路線と接続され、全国的な幹線交通網の一環を形成することとなる。3本の路線のうち真ん中の児島・坂出ルートは昭和63年に完成し、他の2本のルートは道路の延長の約50%が完成し部分供用している。

過去、本州と四国の間の交通手段はフェリーと飛行機しかなく、時には悪天候で交通が途絶えることがあったが、児島・坂出ルート（瀬戸大橋）が完成し、その回数が少なくなり、交通の安全確保や手段の多様化により生活や経済へ好影響を与えている。これらの道路の規格は自動車専用道路の第一種第二級（設計速度100km/hr）又は第一種第三級（同80km/hr）であり、高速自動車国道と同一の規格で造られている。

これらの路線は海上においては航路を跨ぐ大規模橋梁となり、桁下高は大型船舶が航行できるよう大きく取る必要があるため、桁上の道路路面高は最大で海面上96m（明石海峡大橋）にもなる。このような高さにおける風は、地上に比べ相対的に空気と地面との摩擦抵抗がないので風速が大きくなり、自動車走行の安全性に与える影響も

大きくなる。

瀬戸内海は日本の中では特に風の強い地域ではないが、夏季や秋季に時々襲う台風や冬季の季節風により車の走行に支障のある風が吹くことがある。これらの強風時には通行車両の速度規制や場合によっては通行止めを行わざるをえないが、できるだけ本州と四国の間の交通を確保することと交通の安全の確保を図るため、海上の高所での強風下における自動車の走行性について検討を進めているので、中間報告をすることとする。

横風と車の走行性についてはこれまで様々な研究が行われているが、突風や一様な強風への対策の事例が多い。すでに供用している瀬戸大橋においては、吊橋や斜張橋部の路面上ではほぼ一様な横風であるが、高架部の路面では交番する横風（風向が左右交互に急変する風）が吹いていることがわかり、他にあまり例のない現象となっている。

特に番の州高架橋における横風については、交番する風が長い区間続き自動車の操縦性に悪影響を及ぼしているため、その実態調査の結果と遮風対策及び強風時の交通規制の運用方法の検討結果について報告する。

2. 通行規制の現状

2.1 通行制限基準

本州四国連絡橋の道路においては通行制限基準を表-1のように定めており、強風時には10分間平均風速（以下

本文では「平均風速」というのが概ね15m/s以上で走行規制速度を半分にし(50km/hr又は40km/hr)、同じく25m/s以上になると通行止めとしている。瀬戸大橋の実績では年間平均で強風による速度規制が約44回に及び、そのうち1~2回は通行止めとなっている。通行止めの継続時間は1回当たり平均約5時間であった。また、自動二輪車は横風により走行安定性を損ないやすいため、瀬戸大橋においては概ね15m/s以上の強風時において自動二輪車のみの通行止めを実施しており、年間平均13回、1回当たり平均11時間に及んでいる。

交通の安全のためにはより低めの風速で通行止めを実施するのが望ましいが、回数が増すと経済や流通に与える影響が大きい、強風時の実際の車両の走行安定性と強風の観測データを見ながら判断をしており、車両の走行に危険があると予想される時は、事前に通行止めの準備体制に入っているのが通常である。通行する車両の形式により横風安定性は様々であり、平成5年3月末までの強風時に瀬戸大橋や大鳴門橋で4回の車両の横転事故が発生している。強風時にいかに車両を横転させずに交通を確保するか、いかに横転する前に通行止めをするか、どのようにして強風の予測の精度を上げるか、さらに横風に弱い車種のみを早めに通行止めする方法などについて検討を始めている。

強風のほかに雨、霧、雪による通行規制の実施例はあるが、通行止めを含めこれらを原因とする事例は少ないので本報告では省略する。

2.2 風観測機器

児島・坂出ルートの路側には6箇所に気象観測機器が設置しており、雨、風、霧(視程)、気温、路面温度を測定し交通管制室に送信している。また(財)日本気象協会から気象情報システムにより、国内の降水量、天候、気温、風、地震、台風、天気予報、注意報、警報の情報を収集している。路側の観測値はすべて交通管制室の気象観測盤に数値表示され、予め設定された異常値になると警報音や赤色表示で異常を知らせる。風観測の内容は、瞬

間風速、10分間平均風速、平均風向である。6箇所のうち2箇所は海上部の橋上で測定しているが、ほとんどの場合はその内の備讃瀬戸大橋の真ん中で路面が一番高い点であるBB4A(南北備讃瀬戸大橋4Aアンカレイジ)というポイントでの測定値を使用して通行規制の判断をしている。風向風速計の高さは路面上10mである。

2.3 強風による通行止めの例

1991年9月27日、瀬戸内海を過去最大級の台風(9119号)が襲った。図-1にその時のBB4Aにおける風の観測記録と瀬戸大橋における通行規制の状況を示す。それまでの3年間においても台風が何回か襲来しており、そのうち1回は通行止めを行なったことがあった。瀬戸大橋の南側の四国の東西方向に阿讃山脈が延びているため、台風が中心が橋の西側を通ったときは、瀬戸大橋では時計回りに風向が変化しながら南南西の風向になったときに急に風速が大きくなる。台風9119号のときは急激に大きくなり過ぎて通行止めが間に合わず、4台の車両が横転した。横転現場近くの最大瞬間風速は45.6m/sを記録している。その25分前までは平均風速が25m/s付近であったので通行止めの準備に入っていたと報告されている。もしもこの様な風速の急変化が事前に予測可能ならば、もう30分前に通行止めを実施し横転事故を防ぐことができたと思われる。

図-2に冬型の季節風による強風のため通行止めを実施した例を示す。この場合は風の強さはそれほど大きくはないが、ゆっくりと風速が変化する時間経過の中で、通行止めの決定や解除の判断が難しかった例である。社会的・経済的に重要な路線では可能な限り常時交通を確保することが求められており、風の気象予測の精度の向上と車種による耐風安定性の違いを考慮した通行規制方法が求められてくるものと思われ、今後研究していくテーマの一つである。

表-1 通行制限基準値一覧表
Tab.1 Criteria of traffic regulation

区分	事象	神戸・鳴門ルート	児島・坂出ルート	尾道・今治ルート
通行規制基準値	地震	震度4以上又は50~80ガル	震度4 50~80ガル	震度4(50ガル以上80ガル未満)以上
	降雨	連続雨量:概ね200mm以上 (参考 時間雨量:概ね20mm以上)	連続雨量概ね150mm以上 又は時間雨量概ね30mm以上	連続雨量概ね200mm以上 時間雨量概ね20mm以上
	その他 (暴風雨等)	風	平均 概ね15m/s以上	概ね15m/s以上
		霧	視程 概ね100m以下	視程が概ね100m以下
		雪	積雪の始まった状態	積雪の始まった状態
		凍結	凍結が予想される場合	-
通行禁止基準値	地震	震度5以上又は80ガル以上	震度5以上 80ガル以上	震度5(80ガル以上)以上
	降雨	連続雨量:概ね250mm以上 (参考 時間雨量:概ね40mm以上)	連続雨量概ね250mm以上又は連続雨量が80mmに達した後、時間雨量が40mm以上の時	時間雨量40mm又は連続雨量250mmで特別巡回の結果、必要とする場合
	その他 (暴風雨等)	風	平均 概ね25m/s以上	概ね25m/s以上
		霧	視程 概ね50m以下で通行が困難と判断される場合	視程が概ね50m以下
		雪	積雪が著しい状態	積雪が著しく、かつ吹雪等により視界が妨げられる状態
		凍結	凍結し一般車の通行が困難と判断される場合	-

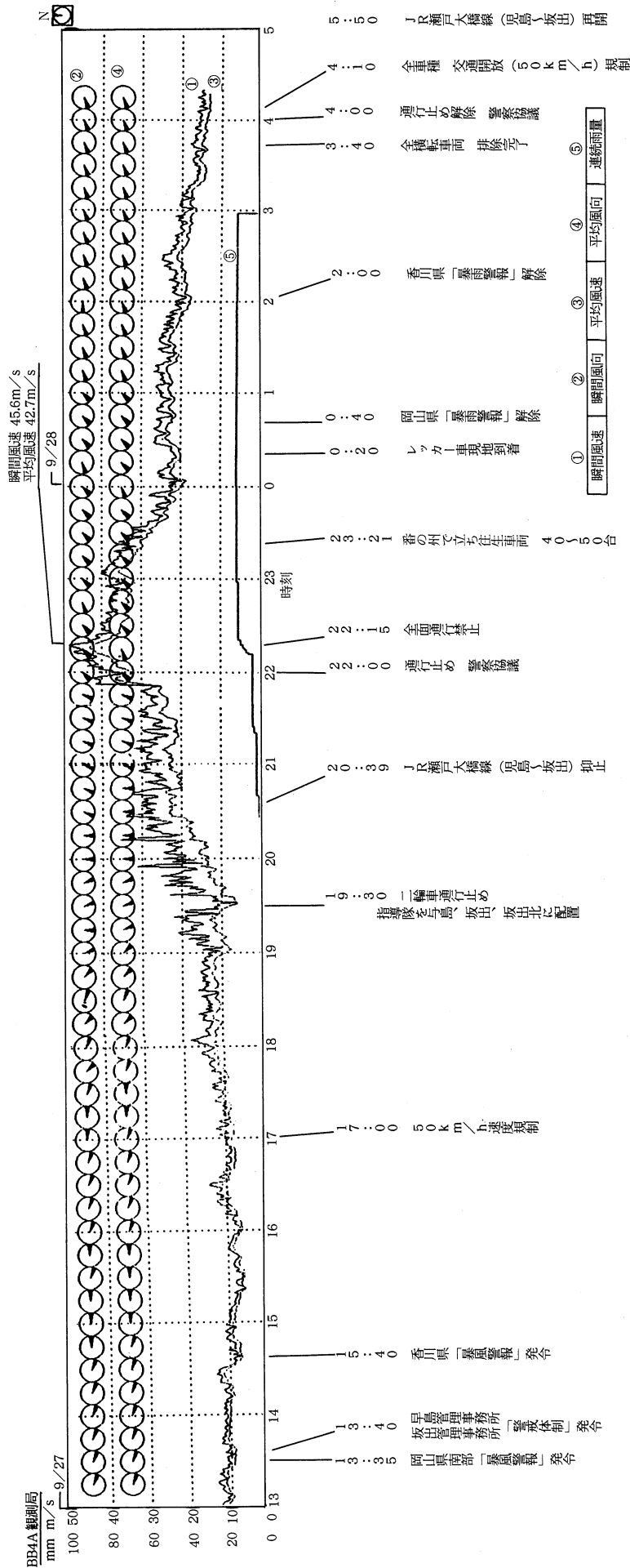


図-1 台風9119号経過状況 (1991年9月27日~28日)
Fig.1 Traffic halt operation to Typhoon No.19(September 27-28, 1991)

計を搭載し、定速走行しながら風速、風向、風圧を連続測定し、この高架橋における風の特徴をつかんだ。その結果、この高架橋全体にわたり図-4に示す風が吹いているのがわかったため、延長2kmにわたって遮風板を設置することとし、平成6年3月末で延長1190mの施工を完了している。

3.3 強風時の交通管理

強風時には路上の情報板に“横風注意”の表示を出すほか、瀬戸大橋では路側ラジオでの放送、海上区間4箇所の吹き流しのほか、風速計と連動して風速値を数字で表示する風速表示板を上下線各2箇所の計4箇所に設置しており、10分間平均風速を5分ごとに表示し、運転手への注意喚起を行っている。交通管制室では橋上などの風速計を監視しながら、道路パトロールカーからの情報や気象予測を参考にして速度規制や通行止めを行っている。しかし、風速の変化の予測は非常に難しく、通行止めのタイミングを誤ると車両の立ち往生や横転事故を招くことがある。ただしこれまでに横転した車のタイプを見ると、重量の割に横風受風面積が大きかったり、箱型の貨物車に貨物を積んでいなかった場合であり、車のタイプによって横転傾向に大きな違いがあるのと、運転手の技量の

差があるものと考えられる。中位の風速で通行止めを行う自動二輪車のほか、箱型のトラックで空荷の場合など横風に対し不安定な車に対しては、入り口料金所で風の状況を説明し注意を与えている。

4. 研究の内容

4.1 風観測データの解析

瀬戸大橋の完成時点では、番の州高架橋での特徴のある風は予想されていなかったもので、その区間には風速計は設置していなかったが、前述のような状況を考慮し、新たに路面からの高さを変えた2箇所（H=3m、10m）に追加して設置した。また臨時の風速計を近接して設置し風の観測を実施したところ、路線方向の風の変化が予想されるデータが得られた。

4.2 横風を受ける車の走行シミュレーション解析

高速道路における走行車両が横風を受けて走行に支障をきたすことはよく経験することである。このように車両が受ける横風感受性を調査する実車試験方法として二つの方法がある。

オープンループ法はハンドルを固定状態とし、横風域を通過したときの車両運動特性を調べる方法であり、ク

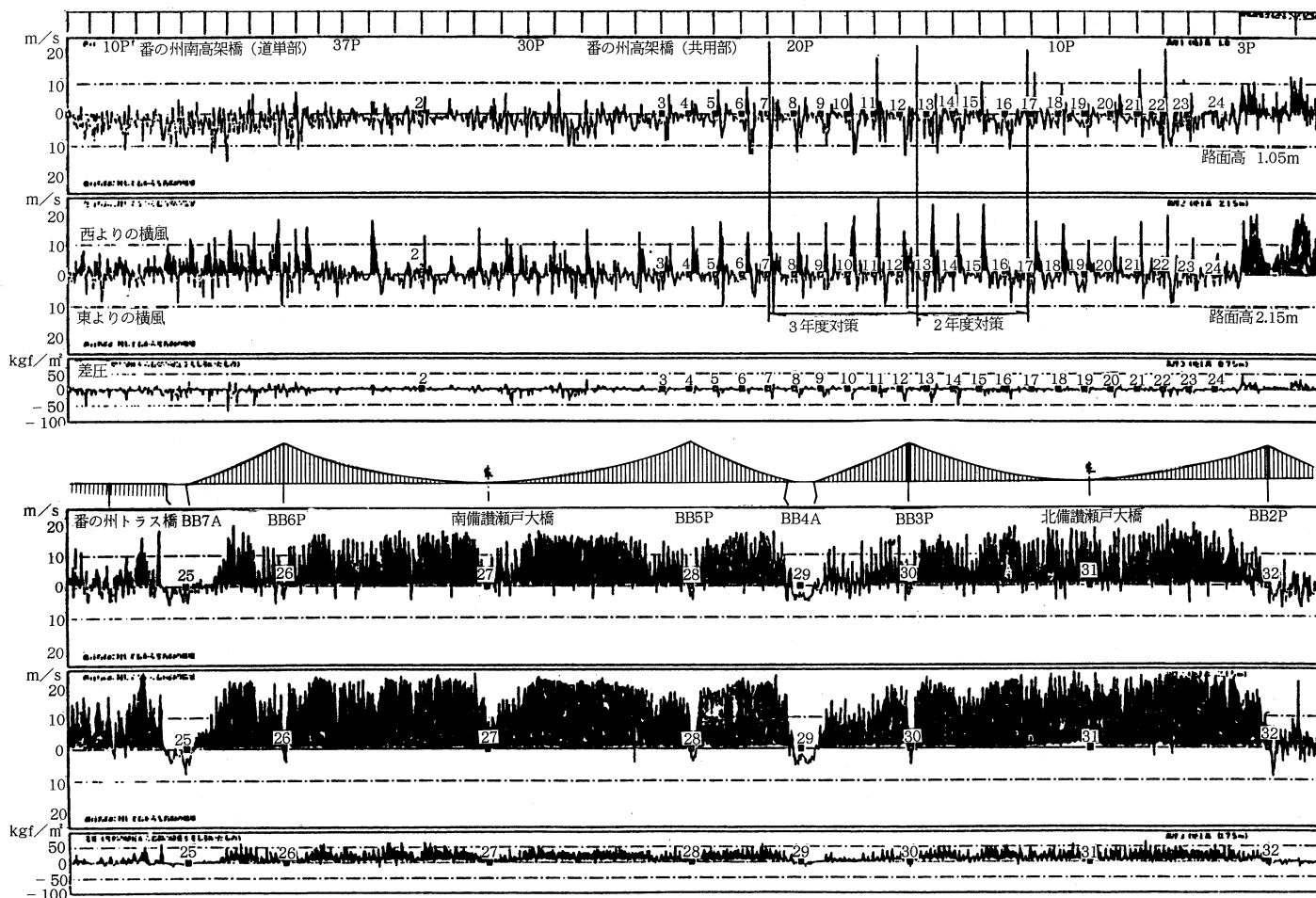


図-4 路上風速 (瞬間値 : m/s)
Fig.4 Wind speed at proposed height(instantaneous m/s)

ローズドループ法は運転手の操縦下で横風域を通過したときの自動車の運動特性を求め、ドライバー特性と車両特性を分離してその影響を求めようとする方法である。

特性を評価するファクターとしては、車の横ずれ量、ヨー角速度、横加速度などがあるが、とりあえず横ずれ量に着目し結果を比較しやすいオープンループ法に相当するシミュレーションを行うこととした。風速、車速、風速パターン、路面状態、ハンドル条件を変化させ、コンピューターシミュレーションを行った。車種は乗用車、大型貨物車、普通貨物車、小型貨物車、マイクロバスとした。

運動方程式としては前後、横、ヨー、ロールの4自由度について考えるものとすれば、つぎのようになる。

$$\begin{aligned} m(\ddot{u}-v\dot{\psi}+h\dot{\phi}\dot{\psi}) &= F_x \\ m(\ddot{v}+u\dot{\psi}-h\dot{\phi}\dot{\psi}) &= F_y \\ J_z\ddot{\psi}-J_{xz}\ddot{\phi} &= M_z \\ J_x\ddot{\phi}-J_{xz}\ddot{\psi} &= M_x+hF_y \end{aligned}$$

ただし、

$$\begin{aligned} F_x &= F_{x1} + F_{x2} + F_{x3} + F_{x4} \\ F_y &= F_{y1} + F_{y2} + F_{y3} + F_{y4} + F_w \\ M_z &= (F_{y1} + F_{y2})\ell_f - (F_{y3} + F_{y4})\ell_r \\ &\quad - (F_{x1} + F_{x2})t_f/2 - (F_{x3} + F_{x4})t_r/2 + M\phi_w \\ M_x &= -K\phi - C\dot{\phi} + mgh\sin\phi + M\phi_w \\ F_{xi} &= C_i(\beta_i)\sin\beta_i \quad (i=1, \dots, 4) \\ F_{yi} &= C_i(\beta_i)\cos\beta_i \quad (i=1, \dots, 4) \end{aligned}$$

ここで、

- m : 車両質量
- J_x : ロール慣性モーメント
- J_z : ヨー慣性モーメント
- J_{xz} : ロールとヨーの慣性乗積
- ℓ_f : 車両重心点から前軸までの距離
- ℓ_r : 車両重心点から後軸までの距離
- $K\phi$: ロール剛性
- $C\dot{\phi}$: ロール減衰
- C_i : タイヤiのコーナリングフォース (β_i の関数)
- F_{xi} : タイヤiのx方向の力
- F_{yi} : タイヤiのy方向の力
- β_i : タイヤiの横すべり角
- F_w : 横風による横力
- $M\phi_w$: 横風によるヨーモーメント
- $M\phi_w$: 横風によるロールモーメント
- u : x方向の速度
- v : y方向の速度
- ϕ : ロール角
- ψ : ヨー角

シミュレーションにおける走行不安定の判断は、直線

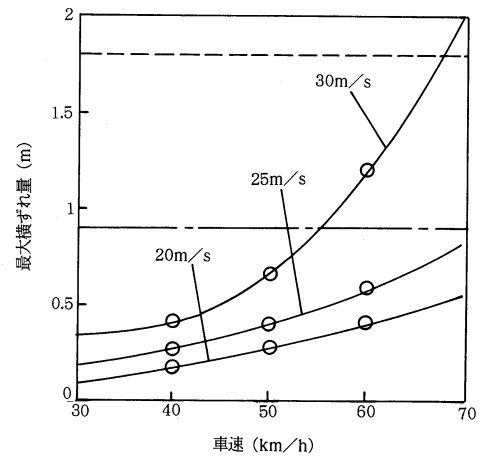


図-5 乗用車の最大横ずれ量
(湿潤路、定常風、操縦)

Fig.5 Maximum lateral shift of sedan type vehicle

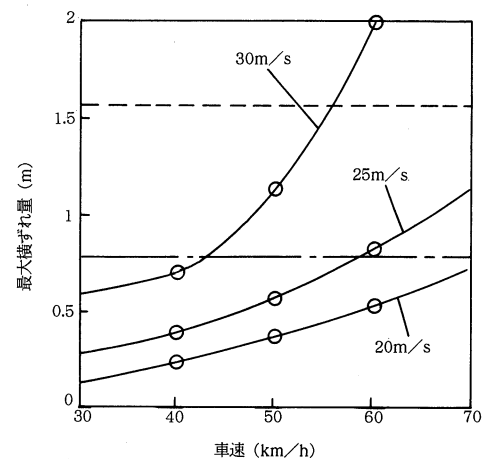


図-6 小型貨物車の最大横ずれ量
(湿潤路、幌なし、空車、定常風、操縦)

Fig.6 Maximum lateral shift of small cargo truck

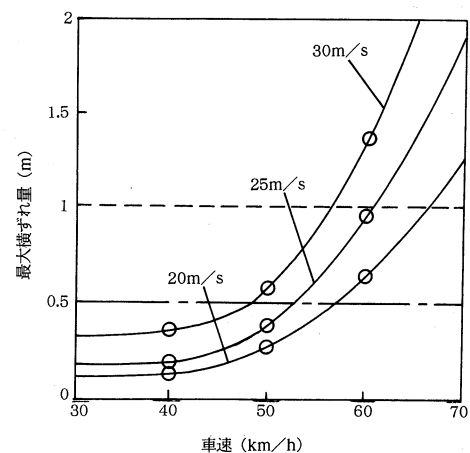


図-7 大型貨物車の最大横ずれ量
(湿潤路、幌あり、空車、定常風、操縦)

Fig.7 Maximum lateral shift of large cargo truck

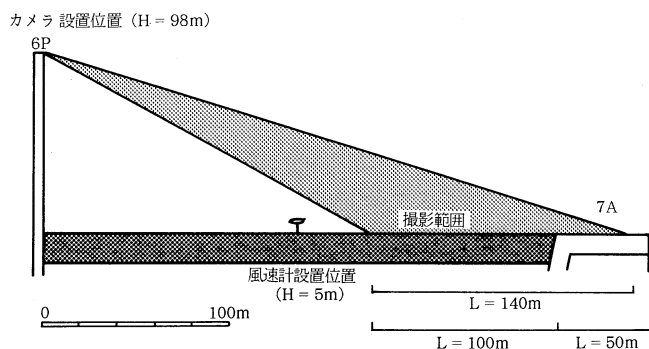


図-8 ビデオ撮影要領
Fig.8 Video tape recording procedure

走行の操縦不能の場合と車両がレーン幅（3.5m）をはみ出すこととしている。

シミュレーション結果の例を図-5～図-7に示す。これらの計算結果から見ると、実際には風速15m/sを超えると速度が50km/hrに制限されるので、高速走行での結果を無視すると、普通貨物車や大型貨物車が風速25m/s以上で、ある特定の条件のときに走行レーンをはみ出すことが予測されるが、普通貨物車が貨物積載状態では安定性が良い結果が得られている。実際の交通管理においては、走行危険車として幌付きで空荷の普通貨物車がマークされているが、シミュレーションにおいては風速一定や車両諸元などの入力条件が計算結果に影響しているものと思われる。クロズドループ法に相当するシミュレーションとして、一般乗用車について一例のみ実測のランダム風速波形を入力してみたが、結果は定常風より安定性が良いと出た。これは操縦条件などが実態と合っていないのか、または左右の逆風などの条件が入っていないためであるのか原因は不明であるが、将来、実走行車両の動的挙動の調査をし、その後総合的に解析することが必要と考えられる。

4.3 ビデオ撮影による車の走行軌跡解析

横風を受ける走行車両の軌跡を高所からビデオカメラで撮影し、車種ごとの横ずれ状況を同時刻に測定した風速記録と合わせ総合的に解析を行うことにした。番の州高架橋の路面を観測場所に計画したが、ビデオカメラを設置する高い場所がないため、南北備讃瀬戸大橋7Aアンカレイジ付近の路面で横風が急変化することをつかみ、そこでの現象を観測することに変更した。7Aアンカレイジの大きさのため路面上は風が遮られ弱風域となっており、そこを通りすぎたあと車は突風を受けて横ずれをおこす（図-4）（図-8）。

調査対象の路面の延長約100mをビデオカメラの一面面内で撮影するため、南北備讃瀬戸大橋6Pの塔の上から俯角21°で7Aアンカレイジ付近に向けてビデオカメラをセットし、天気予報から季節風の強い日を予測し、ビデオテープレコーダー3台に撮影開始時刻を連続プレセットする方法で1993年1～3月に実施した。車種、風速、車速、横ずれ量をファクターとしてグラフにした結果を図

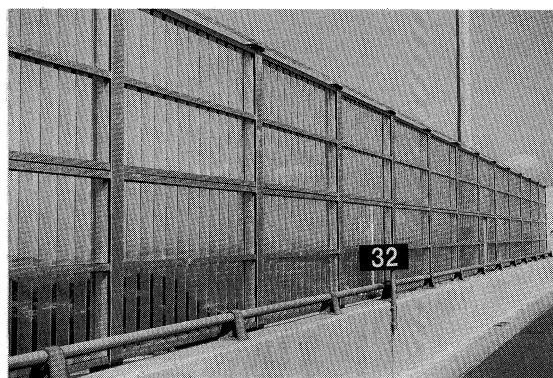


写真-1 番の州高架橋遮風板

Photo.1 Wind shield panel on the Bannosu Viaduct

-9に示す。貨物の積載状態は判定不能であるため、区別はしていない。

同一車種でコンピューターシミュレーションの結果とビデオ観測結果を比較してみると、風の条件や運転手の風に対する予断などの条件の違いを考慮してもその差が大きく、実測の方が大きい。その理由の解析は今後の研究に委ねたい。

4.4 遮風板設置効果の検証

番の州高架橋に現在設置している遮風板を写真-1に示す。路面上3mのうち下部1mはコンクリート製壁高欄で、その上に高さ2mの遮風板を設置している。構造は、透明なプラスチック板を幅10cm、隙間5cmの配列で、幅2m×高さ1mの鋼枠パネルの中におさめ、それを2段重ねたものとなっている。遮蔽率は現地試験及び類似構造の実験結果より67%とした。

この遮風板の効果を検証するため、遮風板のあるところとないところで同時に横断方向2箇所の計4箇所と、既設の風速計4箇所のデータを解析し、さらに高架橋の構造を考慮した強風の3次元シミュレーション解析を行っている。さらに超音波風速計を高さ2mと3mに設置した自動車横風の強い日に走行させ、0.1秒間隔の記録も採取しており、これらを同時に行うことにより高度の解析ができることと期待される。図-10に遮風板のある所とないところの走行時の横風の測定結果を示す。

5. 今後の計画と運用

5.1 強風の時刻変化と強さの予測

将来は天候予測の手法により、本州四国連絡橋におけるローカルな強風の出現の時刻や強さを予測できるようにしたいと考えている。そのために過去の台風について、その経路別に本州四国連絡橋における風の出現の仕方や、時刻的に先に出現する他の観測点との相関性を調査しており、今後データを蓄積しパーソナルコンピュータによってオンラインでデータを入力することにより予測できるようにしたいと考えている。台風9119号における実測データの解析によると、BB4Aにおける強風のパターンが2～3時間前に西方にある他の観測点で出現しており、

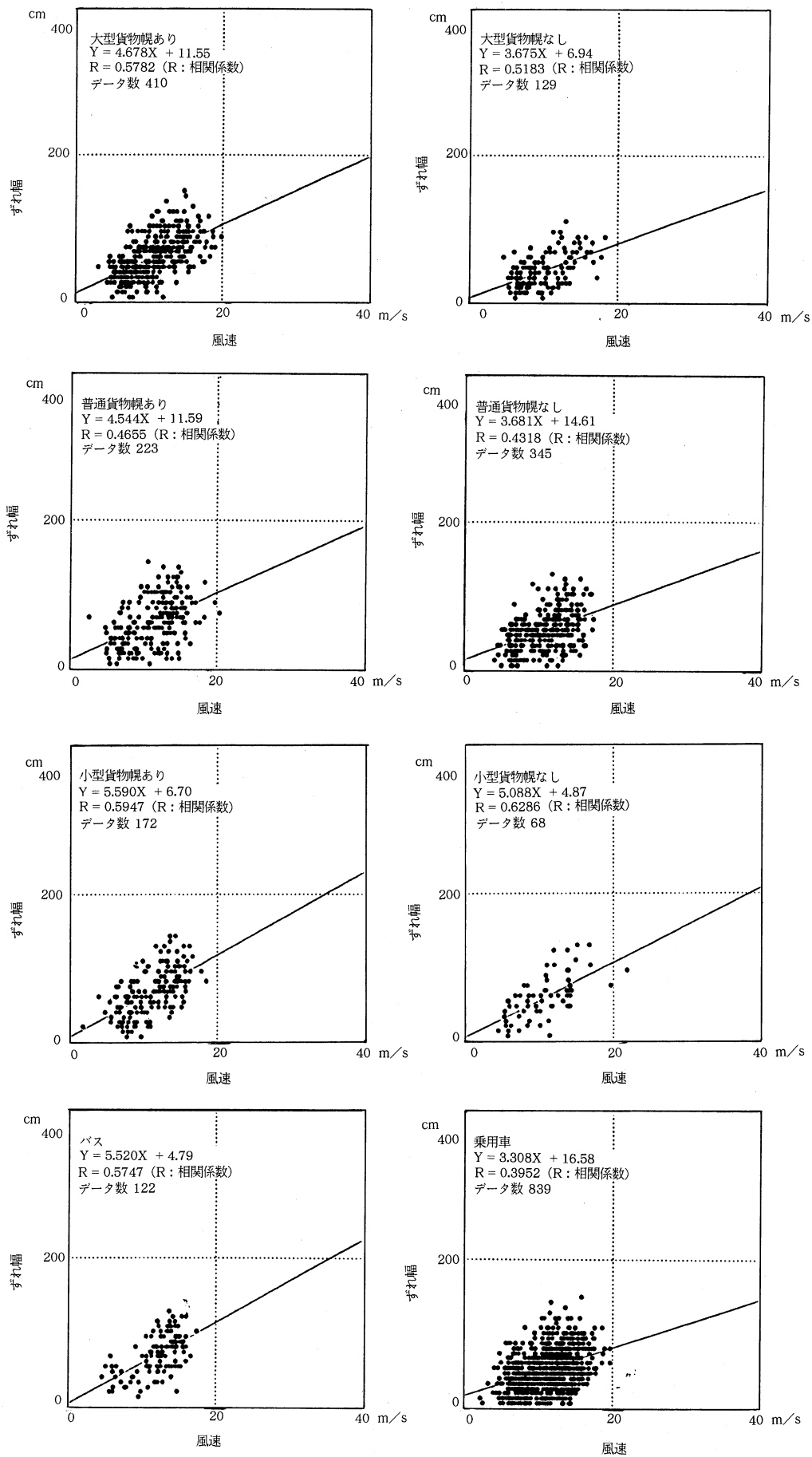


図-9 風速と横ずれ量

Fig.9 Relation between wind speed and lateral shift

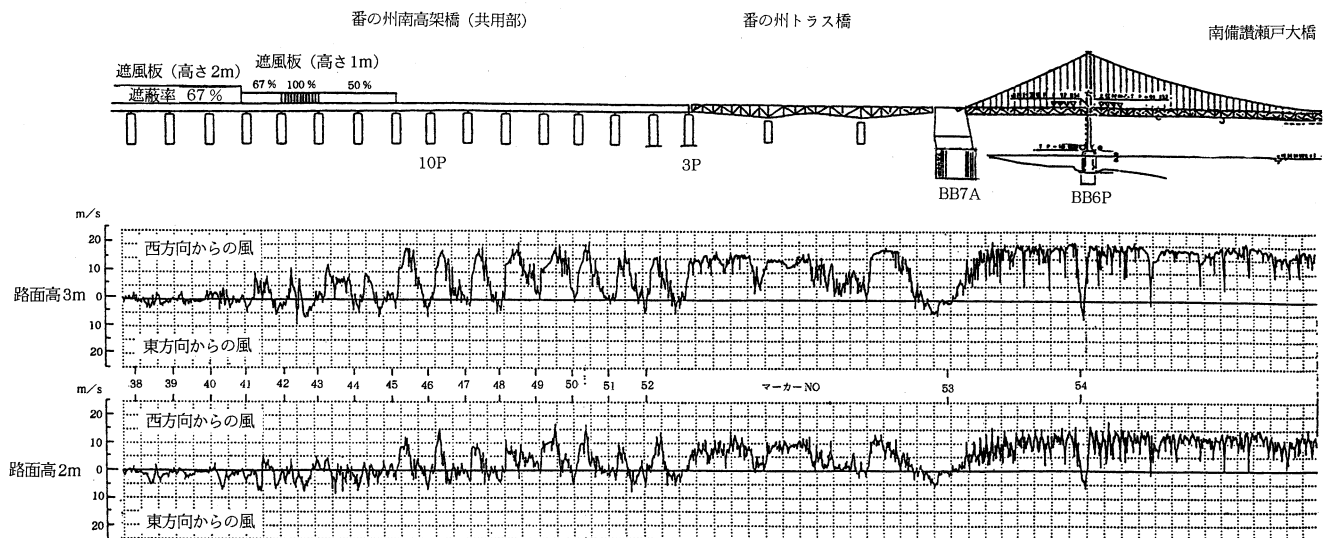


図-10 横風風速分布図 (上り走行車線)
Fig.10 Distribution of lateral wind speed(Thru lane)

表-3 地点間の風速相関係数 (計算期間: 9月27日20時~28日7時)

Tab.3 Correlation coefficient of wind speed in different locations

BB4A	同時刻	1時間前	2時間前	3時間前
対(大三島)	+0.82	+0.94	+0.62	+0.10
対(広島)	+0.27	+0.59	+0.88	+0.87
対(松山)	+0.40	+0.24	+0.83	+0.92

時刻をシフトしたときの相関係数は0.8~0.9と高い値が得られている。このような予測手法によって交通規制の対応がより精度よくかつ時間の無駄も少なくできると考えられる (図-11) (表-3)。

5.2 車種別交通規制の考え方と目的

自動車はその形や大きさ、速度、貨物を積載しているかどうかによって横風に対する走行安定性が異なり、運転手の技量にもよるが、現在の通行止め基準の平均風速25m/s以上でも走行できる車種があると思われ、最も不安定な車種の安定性に合わせて通行止めが実施されることは不合理であるという考え方もある。

現在、本州四国連絡橋の瀬戸大橋の路線において、自動二輪車の通行止めをより低い風速で実施しており、平成3年度では10回、延べ103時間にわたって行われた。これによって他の自動車は通行止めにならず走行できるが、それでも横風に弱い車が一台でも立ち往生や横転をすると直ちに通行止めにした例がある。

今後、車種別通行規制が必要であるとする考え方はあるが、どのような方法で走行してくる車の種類を区別するか難しい実施上の問題点があり、法令の制定も含めて今後の検討課題であるが、技術的データの蓄積が大事であり、そのために調査を実施している。

5.3 海上橋での将来の遮風対策の検討

日本においては今後とも海峡を渡る吊橋や斜張橋が多く計画されている。これらにおいては本州四国連絡橋と同様に航路高の確保のため、海面上約100mの高さを道

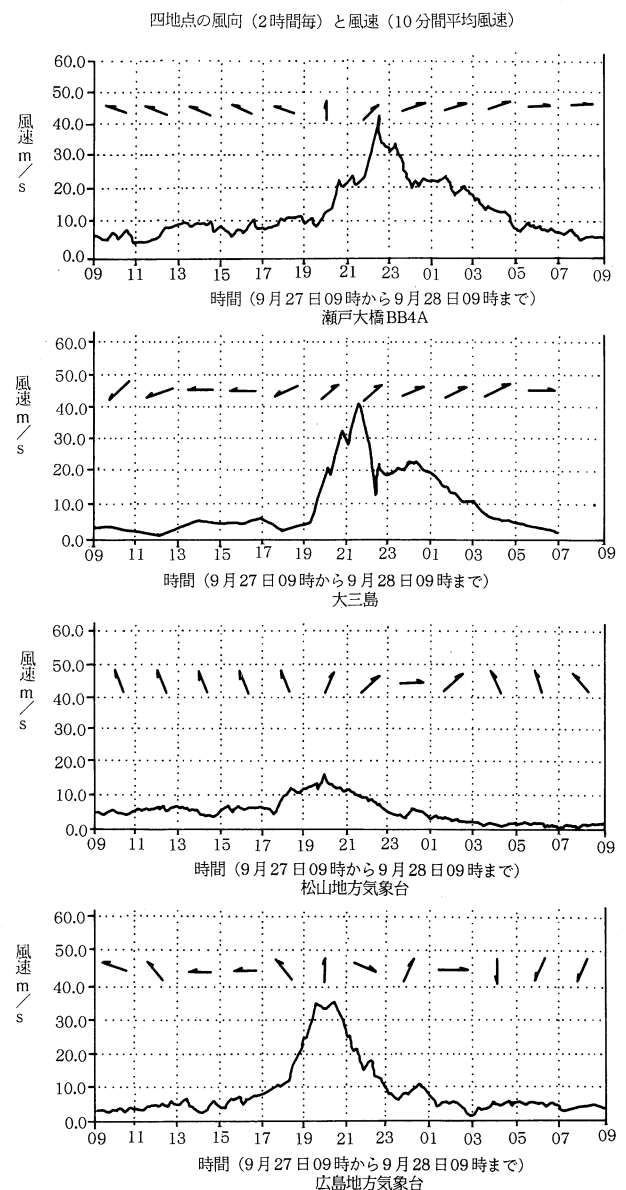


図-11 風速の時経列変化
Fig.11 Fluctuation of wind speed in time

路が通ることとなり、走行車両への横風の影響を緩和する対策の検討が必要になるであろう。これらの橋の桁構造の設計は、強風時の耐風安定性が重要な断面決定要因となっており、遮風板や遮風構造を道路側面に取り付けることは耐風安定性を低下させ、場合によっては桁構造の変更や重量増を招くことになる。したがって、これらの橋への遮風対策は耐風安定性の検証なしには成り立たない。

今後、強風時の橋上での自動車の走行安定性の向上のため、新たな構造的対策の一つとして、例えば自動車防護柵を兼ねた風導流板を取り付けた桁断面模型の風洞実験を行うなど、新たな遮風構造を開発して行くことが必要となろう。

6. まとめ

本州四国連絡橋における横風による走行阻害問題は、昭和40年代より研究されていたが、昭和63年4月の瀬戸大橋の開通後、特に番の州高架橋における問題が指摘され、その調査と対策が進められた。高架橋という性格から橋脚が存在し、そのため海浜部などの風の強い場所では、橋脚にあたった風が不規則に変化する風となって道路面を走行する車に影響を与えている。海上橋の路面で最も影響の大きい場所を改善することにより、横風受風時のより高い走行安定性を目指し、現状の把握と改善対策のハードとソフトの検討を進めている。固定点の風観測と走行車での風観測、横風受風時の走行シミュレーション、実走行車の横ずれ観測、強風出現予測手法、遮風板の設置、その効果の測定などを実施してきた。遮風板の設置によって影響をなくすることができることが判明したが、吊橋や斜張橋の耐風安定性に悪影響を与えない遮風方法の構造的な検討はこれからである。また、台風などの強風の出現強度と時間的変化を予測できれば、通行規制を短い時間で効率よく行い、社会的影響を少なくできると思われる。さらに、車種別の通行規制風速の可能性を検討している。

今後さらに海峡部に長大橋が架設される場合には、これらの研究成果が有効に反映されるものと期待され、さらに横風に強い合理的な構造の橋が開発されることを期待したい。

本業務を進めるにあたり（財）海洋架橋調査会、（財）日本自動車研究所などの協力を得たことに對し感謝致します。

参考文献

- (1) 番の州高架橋強風対策検討 平成2年3月（財）海洋架橋調査会
- (2) 横風時の自動車走行安全に関する調査 平成2年3月（株）本州四国連絡橋エンジニアリング
- (3) 防風壁による自動車走行の安全性に関する調査 平成3年3月（株）本州四国連絡橋エンジニアリング
- (4) 瀬戸大橋における強風特性の解析 平成4年1月（財）日本気象協会高松支部
- (5) 強風時における車種別通行規制に関する検討 平成4年3月（財）海洋架橋調査会
- (6) 本四道路における強風時の安全管理検討業務 平成4年3月（財）道路保全技術センター
- (7) 瀬戸中央自動車道の強風時における自動車の車種別通行規制に関する検討 平成4年3月（財）海洋架橋調査会
- (8) 瀬戸中央自動車道の強風時における車種別通行規制に関する検討（その2） 平成5年3月（財）海洋架橋調査会
- (9) 本四道路における強風時の安全管理検討業務（その2） 平成5年3月（財）道路保全技術センター
- (10) 瀬戸中央自動車道の横風強風実態調査 平成5年3月（株）応用気象エンジニアリング
- (11) Influence of Lateral Wind on Driving on Offshore Bridge, Pacific Rim TransTec Confernce, SEATTLE, USA, July 1993, Teruyoshi Tajima, S.Ishiyama, S.Hidaka

明石海峡大橋のパイロットロープ渡海

Spanning of Pilot Rope in the Akashi Kaikyo Bridge

第一建設局
垂水工事事務所

第二工事長

河 口 浩 二

Koji Kawaguchi

第二工事長代理

福 永 勸

Susumu Fukunaga

第二工事長付

北 川 竜 三

Tatsumi Kitagawa



概 要

既往の吊橋のパイロットロープ渡海には、タグボートあるいはクレーン船でロープを引き出す方法が採用されてきたが、明石海峡は航行船舶が非常に多い国際航路であることから、このような工法ではクレーン船が航路を横断することによる海上交通に及ぼす影響が大きく、また強潮流のため作業日時が従来以上に限定される。このため、近年送電線の架空工事で実績が多く、海面を使用せず短時間で作業を行えるヘリコプター工法を採用した。本工事の実施にあたっては、各種の技術的課題に関する実験を行って、安全性、確実性を最優先とした施工技術確立し、また事前準備としてのリハーサルを十分行って万全を期し、平成5年11月10日、無事渡海工事を終了することができた。

The pilot rope of suspension bridge has been hauled and extended mainly by either tug boat or floating crane. However, this ordinary method affects on the ship navigation as work boats close the channel, and is restricted with its operation date due to the strong tidal current in the Akashi Strait. Therefore, spanning operation using the helicopter was employed, which has been widely used in aerial spanning of the power transmission lines without using surface, and can finish the operation in a shorter duration. The field experiment was carried out before the actual work to achieve engineering technique focused on the safety and reliability of the work. In addition, a preparatory rehearsal was held to make assurance. The spanning operation was successfully done on November 10, 1993.

1. まえがき

パイロットロープの渡海は、ケーブル工事の第一段階として、各径間をつなぐという重要な意味をもつが、一方、地形、海象、海上交通条件等の影響を強く受け、かつ迅速、確実性を要求される難しい工事である。

海峡を横断する吊橋の渡海に採用されてきた工法は、ワイヤーロープに浮子を取り付け海上を引き出す方法、塔頂から降ろしたワイヤーロープを空中に保持したまま曳船で引き出す方法、クレーン船のシアース先端にワイヤーロープを固定し、航路限界を確保したまま引き出す方法と順次航行船舶に与える影響をできるだけ少なくするよう改良されてきた。しかし、これらの従来の工法は海面を使用して行うため、海上交通に対する影響が避けられなかった（表-1参照）。

明石海峡は、潮流が速く（最大8～9ノット）、航行船舶が非常に多い（約1500隻/日）国際航路であるため、従来の渡海工法を本橋に採用すると航行船舶への影響が甚だしく、また渡海可能な日、時間帯が非常に限定されてしまう。したがって、明石海峡大橋では、近年の民間用ヘリコプターの大型化、軽量高強度の化繊ロープの出現という背景のもとで可能性の高まってきたヘリコプターによる渡海工法を各種検討、実験等によって確立し、平成5年11月10日に実施した。



写真-1 塔頂でのホバリング状況

Photo.1 Hovering on tower top

表-1 従来行われた渡海工法
Tab.1 Ordinary spanning method

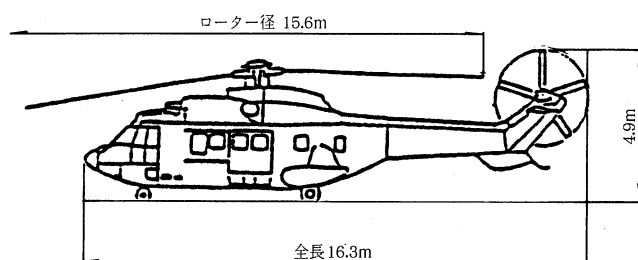
工法	実 績
曳船による 海底引出し工法	我が国では東大橋等の小規模吊橋、海外では、ハンバー橋等施工例多数
曳船による浮子工法	関門橋、因島大橋、レインボーブリッジ、白鳥大橋
曳船による フリーハング工法	大鳴門橋
FCによる フリーハング工法	下津井瀬戸大橋、南、北備讃瀬戸大橋

2. 使用機材

使用したヘリコプターは民間用では国内最大のもので、その諸元を図-1に示す。ヘリコプターにはパイロットロープを巻き付けたリールをセットした延線機（図-2、写真-2）を吊り下げる。機内で延線機のディスクブレーキを油圧制御してロープ張力をコントロールし、またロープカッターも作動できる機構となっている。

パイロットロープに使用したのは、図-3に示すポリアラミド繊維ロープである。このロープの引張強度/質量は、表-2に示すように、同径のワイヤーロープ（一例）の約3.4倍である。

始点・終点でのロープの定着方法として、写真-3に示す渦巻きクランプを使用した。これは、ロープ張力をロープとこのクランプの摩擦で受けるためロープが損傷しにくく、また短時間で定着作業を行える利点がある。



ヘリコプター諸元

エンジン 1500PS × 2基	有効搭載量 4180kg
客席数 最大20名	最大スリング吊下重量 4500kg

図-1 ヘリコプター
Fig.1 Helicopter

表-2 ポリアラミド繊維ロープとワイヤーロープとの比較
Tab.2 Comparison between polyaramid fiber and steel rope

	外径	種 別	断面積	質量 (A)	引張強度 (B)	(B) / (A)
ポリアラミド繊維ロープ	10mm	外層厚1.0mm アラミド繊維φ8mm	アラミド繊維 25.9mm ²	0.0917 kg/m	4,700kgf	51,300
ワイヤーロープ	10mm	6 × 24 (JIS4号) めっき無し	34.8mm ²	0.332 kg/m	5,020kgf	15,100

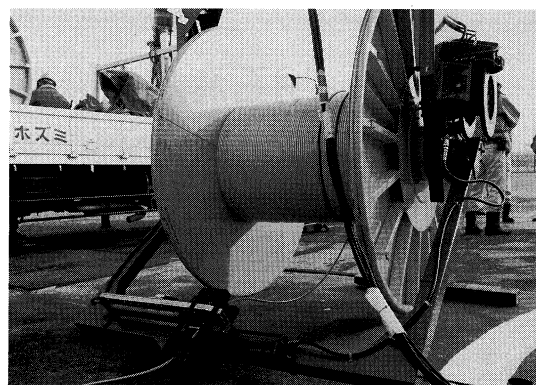


写真-2 延線機
Photo.2 Unreeler

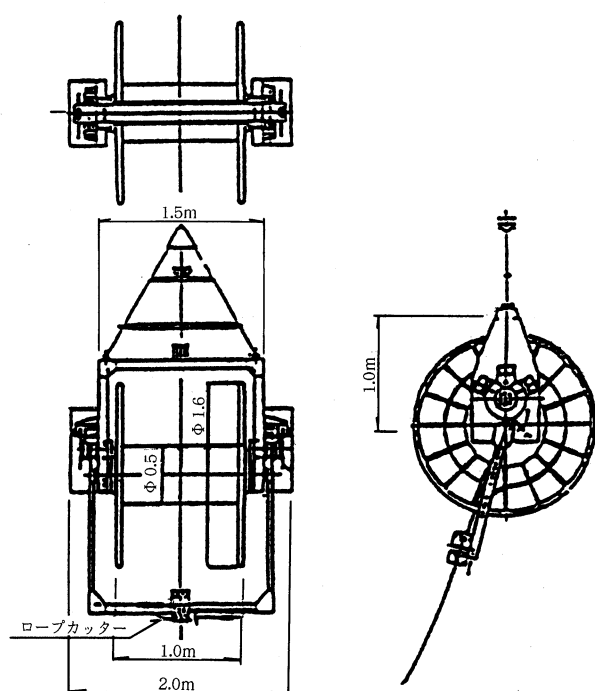
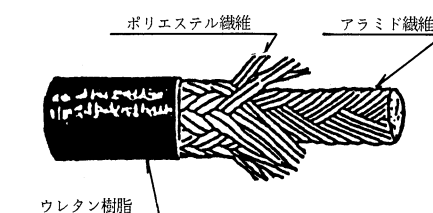


図-2 延線機構造一般図
Fig.2 General plan of unreeler



外径	φ 10mm
アラミド繊維径	φ 8mm
アラミド繊維断面積	25.9 mm ²
質量	91.7g/m
引張強度	4,700kgf

図-3 ポリアラミド繊維ロープ
Fig.3 Polyaramid fiber rope

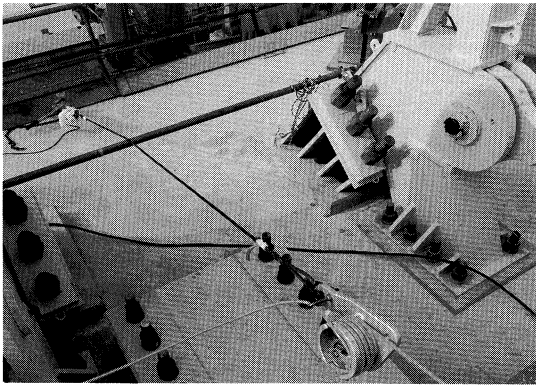


写真-3 渦巻きクランプによるロープの定着
Photo.3 Connection of rope by curling clump

3. 技術的課題の検討

3.1 技術的課題

ヘリコプターを使用したロープの空中張渡し工法は、従来送電線の架空工事分野で広く活用され、その実績は非常に多い。しかし、そのほとんどは山間部での工事であり、海峡部では一、二の実例を見るにすぎず、また最大の延線スパンも1,000m以下と小規模なものである。

明石海峡大橋の渡海にヘリコプター工法を採用する場合、延線スパンは2,000mときわめて大きく、また船舶が自由に航行する国際航路上での作業となることから、従来の山間部対象の送電線架空工事に較べて、より高度な工事管理のもとで、安全性、確実性を最優先とした施工技術の確立が必要となった。

このため、各種机上検討とともに、表-3に示す技術的課題を整理、解決すべく以下の実験を行った。

表-3 ヘリコプター渡海に関する主な技術課題

Tab.3 Technical subjects for spanning operation with helicopter

項 目	内 容
1. 細径繊維ロープの円滑な繰り出し	- ロープ巻取張力と繰り出し速度の関係 - 延線機システムとロープ張力およびサグの影響誤差
2. ヘリコプターの牽引能力	延線時のロープ角度と牽引能力の関係
3. トータルシステムとしての確実性	- ヘリコプターおよび延線機の操作性とロープ張力、サグの設定方法 - ホバリングに対する影響因子およびその対応策 - 始点、終点での迅速かつ確実な作業方法

3.2 基礎実験

3.2.1 延線機の機能確認実験

(1) 実験内容

今回使用する延線機に関する課題は、

- ①ロープの繰り出し安定性
- ②延線機の張力制御の確実性

であり、これについて図-4に示すような設備で、表-4に示す4ケースの繰り出し実験を行い、その有意差を確認するようにした。

(2) 実験結果

図-5に延線機の張力制御用ブレーキの油圧値とロードセルで測定したロープ張力の関係を示す。ほぼ直線に近

表-4 ロープ繰り出し実験の実験ケース
Tab.4 Test cases for unreeling experiment

	リールへの巻付け張力 (kgf)	繰り出し速度 (m/分)
CASE-1	50	150
CASE-2	50	300
CASE-3	200	150
CASE-4	200	300

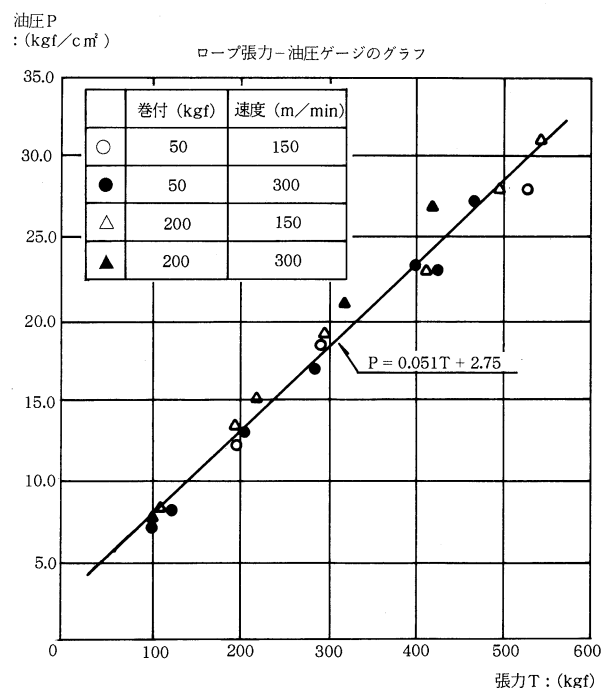


図-5 張力と油圧値の関係

Fig.5 Relation between tension and hydraulic pressure

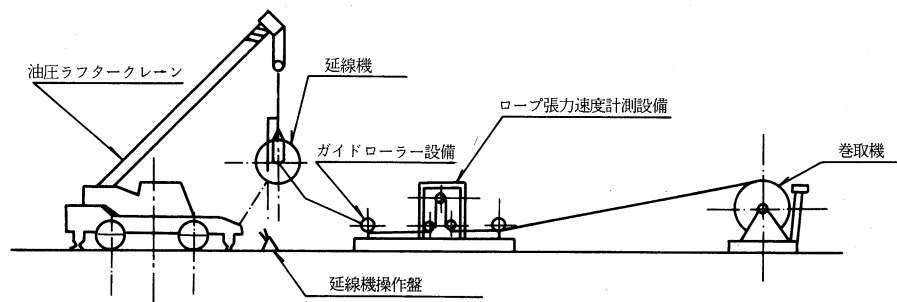


図-4 ロープ繰り出し実験

Fig.4 Unreeling operation test of rope

似しており、ディスクブレーキの油圧値で高速運転でのロープ引出し制御が可能であると考えられる。

また、ロープの繰り出し安定性については、ケース2でやや安定性に欠けたが、その他は十分安定した性状を示した。

3.2.2 ヘリコプターの牽引力実験

本渡海に使用したヘリコプターは、その機種に対して外気温、高度により最大離陸重量が規定されており、それから全備重量（機体、燃料、乗務員の重量）を差し引くことで搭載可能重量が算出できる。しかし、ロープの延線の場合のような斜め方向の牽引能力は、これまでの実績では定量的に把握されていない事項である。このため、図-6に示すようにロープに張力を導入してこれをヘリコプターで牽引する実験を実施した。ロープ張力は、300kgf、700kgf、1,000kgfの3ケースとし、それぞれの限界角度を測定した。限界角度とは、ホバリング状態（空中制止状態）を保つことができ、その限界角度からの機体の立て直しもスムーズで、十分操縦安定性が確保できる限界の角度を意味する。その結果を以下に示す。

ロープの角度	2度	25度	60度
ロープの張力	300kgf	700kgf	1,000kgf

（注）角度は水平に対する角度

実橋での最終牽引角度が約25度であることから、牽引能力は約700kgfと言える。

3.2.3 ロープ径の選定

ロープ径を太くすれば破断に対する安全率は増加するが、ロープ張力が増加して牽引力の余裕は低下する。牽引能力（＝700kgf）に対する余裕率は3程度以上を確保することとして、ロープ径は10mmとした（ロープ張力は中央径間の渡海において238kgfとなる）。

3.3 小規模実験

(1) 実験内容

前記の基礎実験結果を踏まえ、実行体制、通信系統等に関する実工事への課題を把握することを含めて、全体システムとして確実な渡海作業を行えるかどうかを確認するため、実工事を想定した延線実験を実施した。

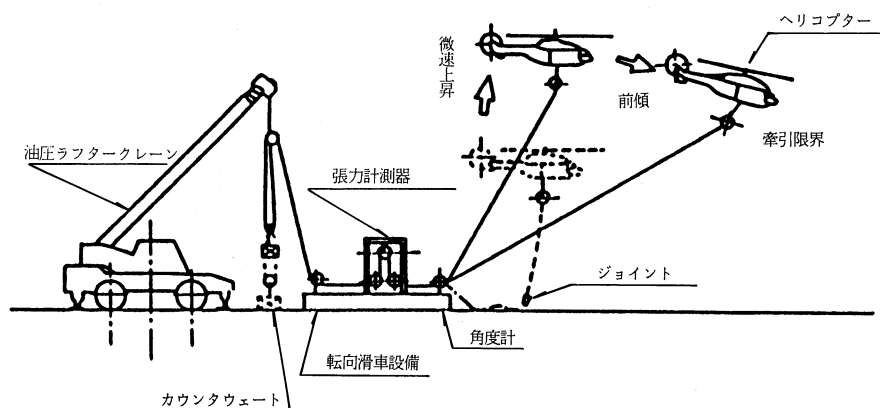


図-6 ヘリコプターの牽引力実験
Fig.6 Traction performance test by helicopter

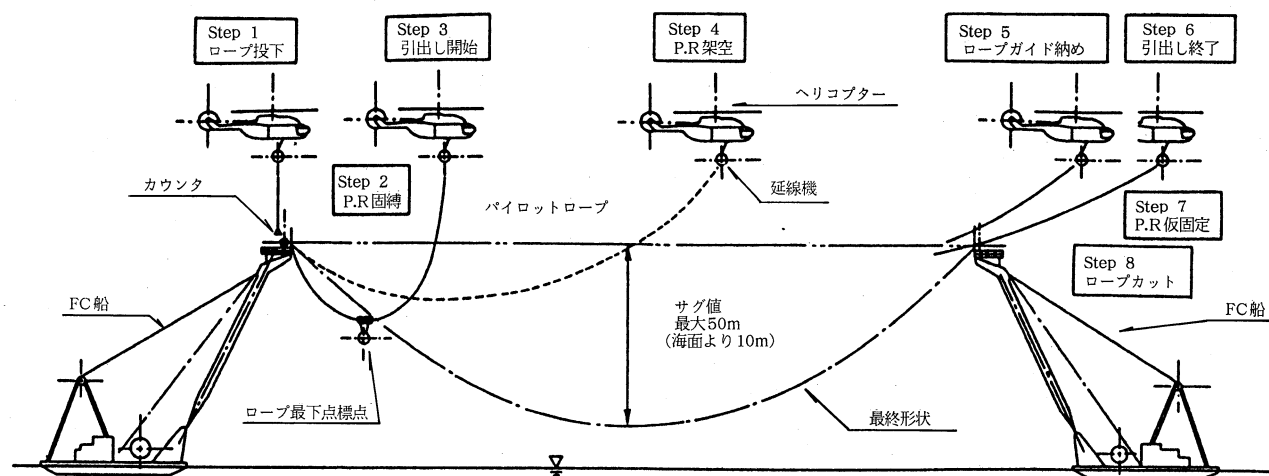


図-7 小規模実験概要
Fig.7 Outline of small scale experiment

表-5 計測項目と方法
Tab.5 Measuring items and method

計測項目	方 法
ロープ張力	始点側のロープ固定部にロードセルを介在し、延線中に連続して測定
ヘリコプターの航跡	陸上よりトランシットを用い、交角法により平面位置、高度を求めた(30秒ごと)
ロープ最下点	ロープに吊り下げた標点をトランシットで視準
作業場の風速	シアースの足場上に風速計を設置し、特にヘリコプター直下での影響を測定
タイムスタディ	各作業ステップごとのラップタイムを計測

表-6 ロープ張力及びサグ
Tab.6 Rope tension and sag

実験ケース	張力kgf		サグ(m)
	実測値	計算値	
500m	160	132	22
700m	136	131	45
1000m	464	442	26

実験方法としては、六甲アイランド沖において、図-7に示すように両主塔のかわりにFC船のシアースを利用し、一方のシアース上(海面上60m)から他方のシアースに向かって実際と同様の作業手順で延線し、ロープの受取り固縛を行った。この場合、FC船の位置を変えることにより、延線スパンを500m、700m、1,000mの3段階に設定し、それぞれ1回ずつの延線実験を実施した。それぞれの実験に対し、表-5に示す計測を行った。

(2) 実験結果

a) ロープの挙動

国際航路上で航路限界高を確保するためのサグコントロールがどの程度可能であることを確認することがこの実験の大きな目的であった。

表-6に延線完了時のロープ張力とサグを示す。張力は、ロードセルの実測値とサグから算出した計算値がほぼ一致した。実験は、当初ロープのサグを一定に保つことを目的として、延線機のブレーキ力を段階的に増加させたが、ロープの動きが一定せず好ましくなかったため、基本的に延線機のブレーキ力を一定とする方法に変更し、そ

表-7 ステージ上の風速
Tab.7 Wind speed on work platform

	最大風速	作業足場上ヘリ位置	最大風圧
始点側	23.1m/s	約20m	66.8kgf/m ²
終点側	21.3m/s	約15m	56.7kgf/m ²

の結果安定したロープの引出しが可能であることが確認できた。

b) ヘリコプターの挙動

実験は向い風で実施した。飛行限界風速として設定した9m/秒に近い風速でもヘリコプターは安定した飛行が可能であった。

c) 作業足場上の風速

始点、終点のシアーストップに設けた作業ステージ上でホバリングしたときの風速を測定した結果を表-7に示す。基礎実験で測定した値とほぼ同様の強風速が観測された。しかし、事前体感を実施し、防風メガネ、安全帯の着用および作業工具等の万全な準備を行ったことにより、ステージ上の作業は滞りなく進めることができた。この結果から、ヘリコプターの下における強風下での作業は難しいのではないかという定性的懸念は払拭された。

4. 渡海工事

4.1 事前リハーサル

前述までの種々の実験等により、十分安全確実に施工できる確証を得たが、これは工事従事者、特にパイロット、延線機操作員の操縦安定性と渡海システムの理解が前提であり、これら従事者の十分な習熟度が不可欠である。この点を踏まえて、図-8に示すように、渡海直前に2回のリハーサルを実施した。1回目の延線リハーサルは、前述の小規模実験と同様に2隻のFC船を1,000mの間隔で配置し、シアース天端間にロープを延線する訓練を行った。この場合、実験結果を踏まえ本番に対応したロープマークを施すとともに、サグ変動が小さく延線機操作も容易にできるような張力設定、目標サグ設定を行うこ

	10 月			11 月										
	29 (金)	30 (土)	31 (日)	1 (月)	2 (火)	3 (水)	4 (木)	5 (金)	6 (土)	7 (日)	8 (月)	9 (火)	10 (水)	11 (木)
延線リハーサル 打 合 せ				AM										
延線リハーサル (六甲アイランド)	準備				リハーサル	[休み]	予備日							
	ヘリコプター移送													
総 合 打 合 せ									AM					
総合リハーサル (通信リハーサル) 現 場												予備日		
最 終 点 検														
渡 海														
(渡海予備日)														→17日まで (7日間)

図-8 渡海直前工程

Fig.8 Schedule of pre-spanning operation

表-8 2P塔頂風向風速

Tab.8 Wind direction and speed at 2P tower top

時刻	風向	風速 (m/s)
7:00	NE	4.9
7:15	NE	5.6
7:30	NE	5.1
7:45	NE	4.4
8:00	NE	4.6
8:15	NE	6.1
8:30	NE	6.1
8:45	NE	6.0
9:00	NE	5.5
9:15	NE	3.9
9:30	NE	3.9
9:45	NE	4.2
10:00	NE	4.7
10:15	NE	6.2
10:30	NE	6.0

朝5時の可否決定においては、表-9（実際は天気図もあり）にもとづいて実施可能と判断し、作業員、広報船、警戒船を配置した。また午後から風がやや強まる予報であったため、作業をなるべく前倒しで行うこととした。

表-9 明石海峡短時間気象予報

Tab.9 Short-range meteorological forecast in the Akashi Strait

発表日時		平成5年11月10日 5時00分					
時間		06-08	08-10	10-12	12-14	14-16	16-18
風	卓越風向	N	NE	NE→E	E	E→NE	NE
	地上 (m/s)	6	3	4	5	5	6
	上空 (m/s)	7	4	5	6	6	7
雲低 (m)		1000R	1000	1000	1000	1000	1000
視程 10km ≥		-	-	-	-	-	-
天気		薄曇り	薄曇り→晴れ	晴れ	薄曇り	曇り	曇り

【備考】上空の風：高度300m 地上の風：高度10m

第一回の渡海方向は、予定では1A→2Pであったが、追い風方向であるため、確実に実施可能な3P→2Pを一回目に行うことに変更し、二回目は4A→3Pを実施した。最後の1A→2Pは、風の条件が望ましいものではなかったが、試験飛行による2P塔頂でのホバリングテストによって、パイロットが最終的に実施可能と判断した。

4.6 ロープのサグ管理

ロープのサグが厳守すべき高さは航路限界高のN.H.H. W.L. + 65.9mであるが、目標は海面上80m以上とした。

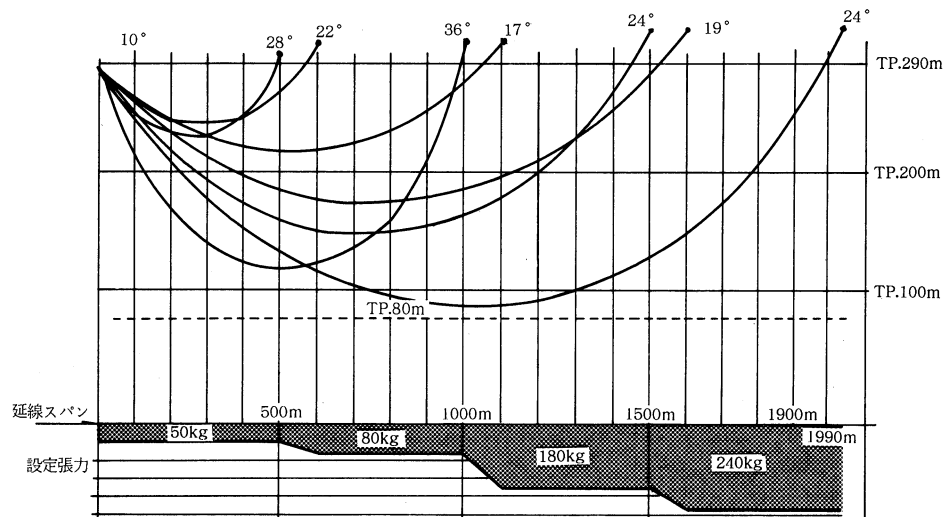


図-13 中央径間引き出し段階図（設定張力とロープの軌跡）

Fig.13 Spanning center span(path of rope and design tension)

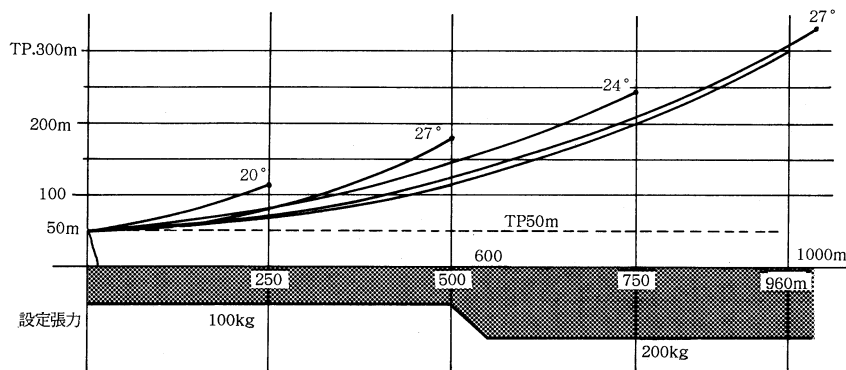


図-14 側径間引き出し段階図（設定張力とロープの軌跡）

Fig.14 Spanning side span(path of rope and design tension)

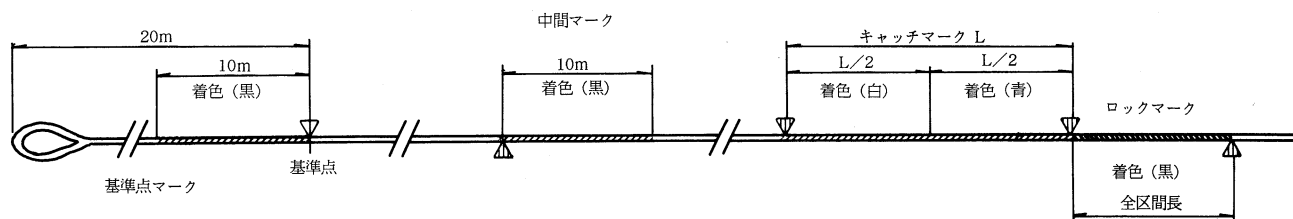


図-15 パイロットロープのマーキング
Fig.15 Marking on pilot rope



写真-5 延線機のブレーキ操作状況
Photo.5 Braking manipulation of unreeler

延線中にブレーキ力を多段階で変化させることは、延線操作が煩雑になるため、図-13、14に示すように中央径間で3回、側径間で1回とした。延線距離とブレーキ力変換のタイミングがずれると計画した目標高が守れなくなるため、図-15に示すようにロープにマーキングを施しておき、機内の延線オペレーターがこのマークを見ながら延線機のブレーキ操作を行うこととした(写真-5)。

また、工事安全をより確実にするため、サグ監視員が各塔の中間水平材、橋台上からロープのサグを監視し、また地上からヘリコプターの軌跡を計測し、これらの計測データを逐一渡海本部へ無線連絡して、すべてが正常に推移していることを確認できるようにした。

4.7 ビジュアルキー

本渡海でヘリコプターの操縦に関して、最も難しいのが終点側において最大張力を保持しながらホバリングすることであった。一定位置で停止できずヘリコプターが前後左右に移動するような状態では塔頂仮設備への接触の危険性ととも、ロープの定着作業ができないことになる。一定位置でホバリング停止を行うためには、パイロットが直近の目標物を見ながらそれとヘリコプターとの相対距離を一定に保つように操縦することになる。このためのビジュアルキーとして塔頂クレーンのブームをあてることとし、ブームの方向、設定角度については事前にヘリコプターを実際に塔頂でホバリングし、十分対応できるかどうかを確かめて決定した。しかし、ブーム長が30mと短く、万一これを通り越してしまうと張力を

保持しながら後方移動する操縦は困難であり、これを避けるため図-15に示したように、

①キャッチマーク

終点側においてロープの許容形状内でロープの固定ができるためのマーク

②ロックマーク

延線オペレーターがこれ以上繰り出さない目印にするためのマーク

を施した。

4.8 航行安全対策

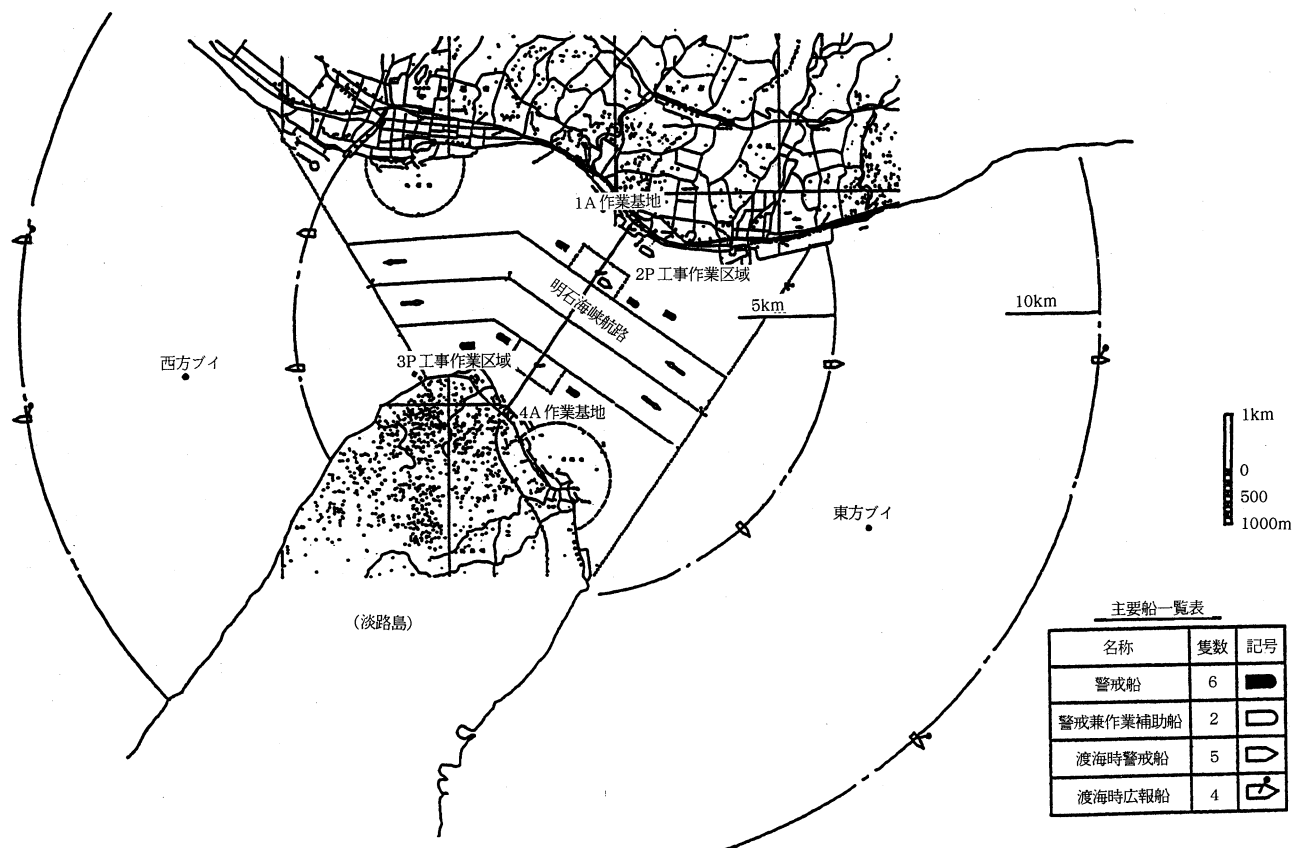
(1) 警戒船等の配置

図-16に示すように、パイロットロープ渡海時には、通常配備している警戒船、警戒兼作業補助船の他に、東西約5km地点に計4隻の警戒船、東西約10km地点に計4隻の広報船を配備した。また、延線の始点側(図では2P工事作業区域内に示すが、延線スパン毎に始点側に移動する)に、万一のトラブルでロープを切断した場合に高速巻取機でロープを回収する際の支援を行うための警戒船を1隻配備した。これらの警戒船、広報船から一般船舶の航行状況無線により随時、渡海本部に連絡した。工事安全に万全を期すため、このような警戒船配備は行ったが、従来の海面を使用する渡海工法の場合に較べると小規模なものにできた。

(2) 広報活動

渡海予定日の1ヶ月前から、日本語、英語、韓国語のポスターを約1,500の海事関係者に配布し、また海事業界専門紙誌(新聞、雑誌)に広告掲載した。このように広報活動についても、従来の渡海工法の場合に行ったようなテレビ、ラジオ、一般紙による広報は行わず、小規模なものにすることができた。

また渡海当日は、渡海本部から渡海のスパン、方向、進捗状況等を随時、明石海峡情報管理室に連絡し、情報管理室から航行船舶に中短波放送、国際VHFにより周知を図った。さらに、海上保安庁大阪湾海上交通センターの協力を得て、センターからも中短波放送、国際VHF、FAXサービスにより航行船舶への周知を行い、万全なものとした。



水路図誌複製「海上保安庁承認第012525号」

図-16 パイロットロープ渡海時警戒船等配置図
Fig.16 Arrangement of guard boats during operation

4.9 航空安全対策

(1) 許認可申請

航空機を使用してロープの延線作業を行う場合に必要となる法的規制は以下の2点であり、この許可を得た。申請先は大阪航空局である。

a) 飛行場外離着陸許可申請

航空機が飛行場以外の場所で離発着を行うための航空法第79条但し書きに基づく申請

b) 低空飛行申請

航空機が離発着以外の目的で最低安全飛行を行うための航空法第81条但し書きに基づく申請

(2) 航空情報

法的拘束力はないが、渡海作業中およびその後の航空安全のため、一般航空機を運航している機関に出される航空情報（ノータム、Notice to Airmen）の発行を大阪航空局に依頼した。

5. あとがき

第三者に影響を与えず、短時間のうちに、確実に作業を終えることがこの渡海工事に要求されたが、このために行った各実験、リハーサルが非常に有効であった。

ヘリコプターによる渡海は風向、風速が実施の可否を大きく左右するので、過去の気象データ等の分析を十分行って渡海日を決定した。また、数日前からの局地気象予報と2P塔頂の即時データが大きな役割を果たした。

本渡海工法の確立までには、種々の検討、実験から本番の渡海実施まで数年を要したが、この間に多大の尽力をされた(株)本州四国連絡橋エンジニアリング、新日鐵・神鋼特定建設工事共同企業体、川田建設(株)、東邦航空(株)の皆様には心から謝意を表するものであります。

明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造（その2）

Structure of Cable Band and Suspender on the Akashi Kaikyo Bridge(part 2)

第一建設局
垂水工務事務所

第二工事長

河 口 浩 二

Kouji Kawaguchi

第二工事長代理

福 永 勸

Susumu Fukunaga



概 要

明石海峡大橋は中央支間1,990mの世界最長の吊橋であり、最長ハンガーは200mを超える。このため、維持管理を考慮してPWSハンガーのピン定着構造を採用することとした。構造の概要は以下の通りである。

- ①ハンガー定着構造は、PWSハンガーの構造特性を考慮してピン定着構造とし、ハンガー角折れの大きい部分はユニバーサルジョイント構造とした。
- ②ケーブルバンドは、ハンガー張力によるバンド本体およびバンドボルトに対する影響を考慮して設計を行った。
- ③PWSハンガーは防食性能向上のため、黒色のポリエチレン被覆構造となっているため、景観を重視してふっそ樹脂による着色を施すこととした。

The maximum length of suspender ropes of Akashi Kaikyo Bridge will reach 200 meters for the world longest center span of 1990 meters of the bridge. In this connection, the parallel wire strand with pin-connected supports was designed for entire suspender system of the bridge, considering the convenience of bridge maintenance. The outline of the system is as follows:

1. The support of suspender employed a pin connection system due to structural characteristics of PWS suspender. A universal joint system was further designed for a part of suspenders that might have a large amount of torsional misalignment between the suspender rope and its socket due to deck displacement.
2. The cable band was designed considering the influence of tension force of the suspender on both the cable band bolt and the band itself.
3. A black polyethylene tube, which is set to cover the PWS suspender for the anti-corrosive measure, is to be coated with fluoro-polymer paint in consideration of aesthetic viewpoint.

5. ハンガー構造

5.1 PWSハンガーの素線径

2.2で述べたように、ハンガーにはPWSケーブルを用いることとしたが、PWSハンガーに用いる素線径について、通常の斜張橋で用いられる7mm径と吊橋で用いられる5mm径について比較検討した。この結果、素線径が太くロープの柔軟性で劣るものの、素線本数が少なく、集束加工およびソケット付け加工費が安価な7mm径を採用することとした。

5.2 PWSハンガーの定着構造

斜張橋等に用いられるHiamケーブルおよびNew PWSは、ソケット定着部の疲労強度は高い^{9) 9) 10)}ものの、費用的には割高になっている。一方、本橋においては、5.5に述べるように、振動によるハンガーの曲げ疲労の問題は少なく、補剛桁の死荷重が大きいことから活荷重変動量も小さく直疲労の問題も少ないと考えられる。そこで定着構造はストランド定着部と同様（亜鉛・銅合金の鋳込み）とし、ソケット口元にエポキシ樹脂を充填し、防錆と曲げ応力を低減する構造とし、定着部の費用を低減することとした。

5.3 PWSハンガーの曲げ実験

本橋のPWSハンガーにおいては橋軸直角方向暴風時のハンガー定着部の角折れが大きいと、2次曲げ応力の影響は無視できない。このため、2次曲げ応力評価法の検討資料として、PWSハンガーの曲げ実験を行った。実験はソケット前面にテーパ座金を挿入した状態で、引張試験により行った。（図-14）

曲げ応力（応力はひずみから換算）の分布を図-15に示す。曲げ応力の最大値はソケット口元のエポキシ樹脂の部分にあり、エポキシ樹脂の緩衝材としての効果が有効に働いていると考えられる（エポキシ樹脂を充填しないソケットでは亜鉛・銅合金の鋳込み前面で曲げ応力が最大となる）。

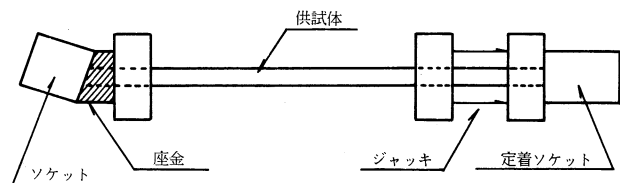


図-14 実験概要図
Fig.14 Outline of test

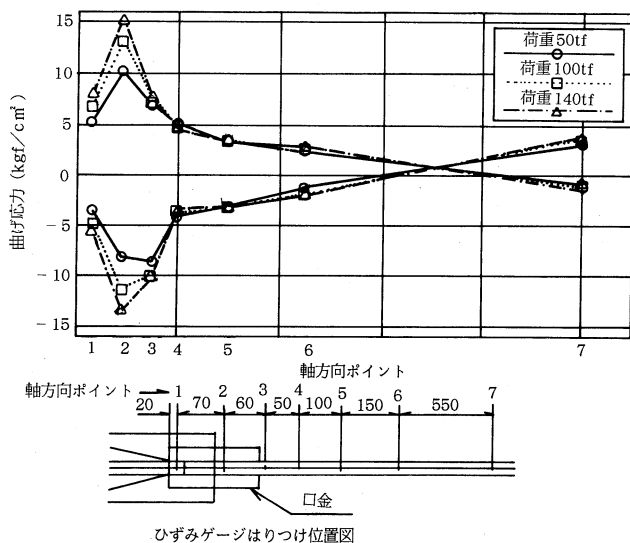


図-15 曲げ応力の分布
Fig.15 Distribution of bending stress

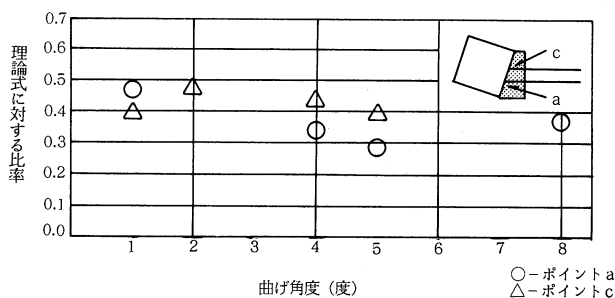


図-16 理論応力に対する発生応力比率
Fig.16 Ratio of measured stress to theoretical one

次に、2次曲げ応力の評価式であるワイアットの理論式¹⁾との比較結果を図-16に示す。この結果では、発生曲げ応力は理論式の30～50%である。これはワイアットの理論式は1本素線を対象としたものであるのに対して、素線の集合体としてのケーブルでは素線間の摩擦により曲げ応力が発生する区間が分散し、最大曲げ応力が低減されるためと考えられる。そこで、設計上の曲げ応力評価は以下に示す様にワイアット式の60%で行うこととした。

$$\sigma_M = 0.6 \times 2 \times \tan \phi \times \sqrt{\sigma_B \times E}$$

σ_M : ハンガーの曲げ応力

ϕ : ハンガーの曲げ角度 (°)

σ_B : ハンガーの軸応力

E : ハンガーのヤング率

5.4 PWSハンガーの着色

2.2で述べたように、PWSハンガーは美観を重視して着色することとした。着色の方法は、以下に示す2種類が実用化されており、いずれもフッ素樹脂を使用したものである。

①フッ素樹脂を押し出し成形により、ポリエチレン被覆の上に被覆する。

②フッ素樹脂塗料をポリエチレン被覆の上に焼き付け

塗装する¹¹⁾。

フッ素樹脂は橋体の外面塗装にも採用されている耐候性に非常に優れたものである。本橋においては、ハンガー架設時に損傷の可能性が少ないことおよび現有の製造設備を考慮して、①の押し出し被覆形式を採用した。

5.5 振動性状

PWSハンガーの振動として、ウェイクギャロッピング、レインバイブレイション、渦励振およびガスト応答があり、各々の発生の可能性について検討した。

①ウェイクギャロッピング

ウェイクギャロッピングはケーブル径 (D) とケーブル間隔 (S) の比 S/D が3～6程度の時、しばしば発現することが知られている^{12) 13)} が、本橋では、 $S/D = 8.3 \sim 8.9$ であり、発現の可能性は低いと考えられる。

②レインバイブレイション

レインバイブレイションは傾斜したケーブルを有する斜張橋で多くの事例が報告されている振動で、本橋のハンガーは鉛直であり、雨水による著しい水路形成はないので、問題ないと考えられる。

③渦励振

本ハンガーでは、低風速 (2m/s) 時に低次の共振風速が存在するが、この程度の風速では風速は一定しない。また、風速の一定する可能性の高い8m/sの時は高次のモードであり、振幅も小さくなるので問題ないと考えられる。

④ガスト応答

吊橋全体系のガスト応答解析を実施し、累積損傷度理論によりPWSハンガー定着部の曲げ疲労強度を検討し、問題のないことを確認した。

5.6 誤差量の設定

従来のCFRCハンガーでは、鞍掛けなので1本のハンガー長の誤差は1/2となり、誤差による影響が大きい場合はシム板により調整することも可能である¹⁴⁾。

一方、PWSハンガーでは、1本のハンガー長の誤差は格点間の誤差となり、シム板による調整も困難である¹⁵⁾。このため、設計誤差量が大きいとハンガー径も太くなり、不経済となることから、以下に示す製作方法の見直しを行い、設計誤差は表-5 (図-17参照) の通りとした。

①1基のケーブルバンドに取り付く左右2本のハンガーのゲージワイヤーは同時に測長し、誤差は見込まない。

②1本のハンガーの1方のソケット付けは他方のソケット付けで生じた誤差を吸収するように行う。

5.7 安全率の考え方

従来のCFRCハンガーの安全率は破断強度 (鞍掛けによる曲げ強度低下を含まない) に対して3としている¹⁴⁾ ため、鞍掛けによる曲げの影響を考慮したハンガー破断強

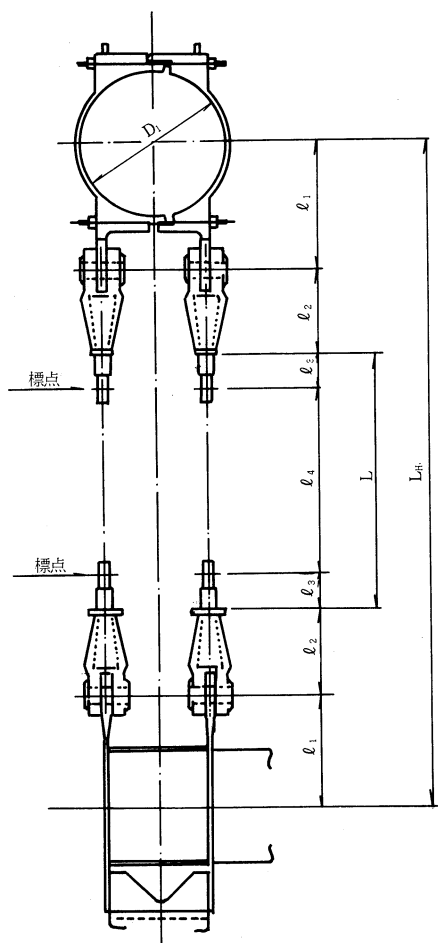


図-17 製作誤差の記号図
Fig.17 Symbol chart for manufacturing error

表-5 設計製作誤差
Tab.5 Manufacturing errors

記号	内容	製作誤差 (mm)		備考
		$L_H \leq 50m$	$L_H > 50m$	
ハンガー	l_4 標点～標点	± 2.0	$\pm L/20000$	
	l_3 ソケット端面～標点	± 5.0		片側ソケットのみ
	l_2 ソケット端面～ピン芯	$\pm 1.0 \times 2$		JIS B 0405 中級
定着部	D_1 バンド側 内径	± 1.0		バンド半径で考慮
	l_1 定着板	± 1.0		JIS B 0405 中級
	l_5 桁側 定着板	± 1.0		JIS B 0405 中級
合計		$\sqrt{\Sigma \Delta^2}$		

度（2本引き試験の破断強度）に対する安全率は約2.5となっている（図-18）。

本橋のPWSハンガーでは鞍掛けによる曲げの影響がないので、ハンガーの安全率は破断強度に対して2.5とした。

5.8 ソケット構造

ソケットの製作方法としては、鋳造で製作するのが一般的であるが、許容応力を高めにし、その大きさをできるだけ小さくするため、S45Cより鍛造で製作することとした。しかし、本橋のソケットでは1タイプ当たりの平均個数は平均140個であり、鍛造製作では多少割高となったかもしれない。

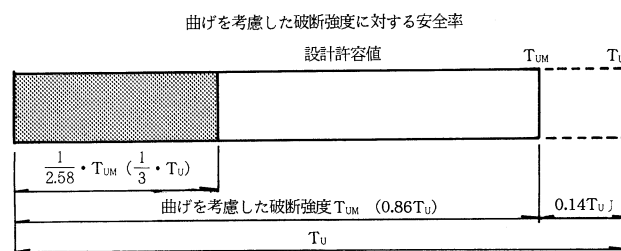
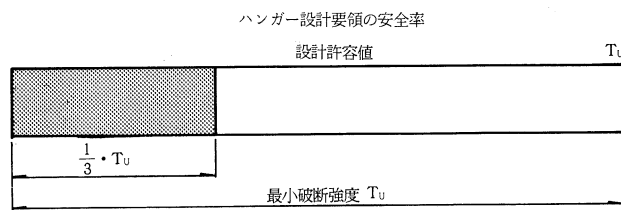


図-18 安全率比較
Fig.18 Comparison of safety factors

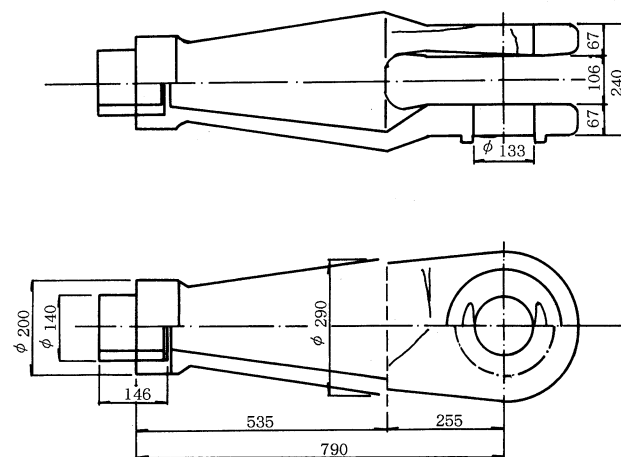


図-19 ソケット一般図 (TYPE - GC)
Fig.19 General drawing of socket(TYPE - GC)

ピンプレートの設計は道路橋示方書³⁾のはしめけを基本とし、西田著「応力集中」⁴⁾のクロスヘッドにより照査した。

ハンガーのソケット定着部では、ハンガー抜け出しを防止するため、従来よりプレコン（ソケット内の鋳込み合金後端に圧縮力を加えて、ソケットと鋳込み合金を密着させ、ロープ張力によるロープ抜け出しを防止する作業）が行われてきた。本ハンガーにおけるプレコン荷重は補剛桁架設時のハンガー張力に余裕を加えてハンガー破断強度の55%とし、ハンガーの抜け出しが生じないように配慮した（従来は常時張力によりプレコンを行っている）。

ソケットの一般図を図-19に示す。

5.9 より戻りに対する検討

PWSハンガーはリールへの巻き取りのため、素線によりを加えて集束している。このため、張力が加わるとハンガーはよりを戻す方向に自転しようとする。

PWSハンガー部分の補剛桁架設は直接引き込みで行う

ため、ハンガーに張力が入った状態で桁と定着することが必要であり、同一格点に2本のハンガーがあるため、ハンガーのより方向が同一の場合には補剛桁引き込み装置全体を回転させようとする力が生じる。このため、同一格点の2本のハンガーのより方向をSよりとZよりの2種類として、より戻り力を相殺することとしている。

5.10 CFRCハンガー構造

CFRCハンガーにおいては従来よりハンガーランプを設けて、ケーブルバンドの下側でハンガー間隔を絞って、補剛桁側のハンガー定着間隔と同一となるようにしていた。しかし、本橋のCFRCハンガーではケーブルバンドでのハンガー間隔（1,274～1,312mm）が補剛桁定着部でのハンガー間隔（1,100～1,150mm）とほぼ同じで、補剛桁架設方法が間接引き込み（ハンガー定着時にハンガーは無応力）なので、ハンガーランプを削除することとした。

6. ユニバーサルジョイント構造

6.1 ユニバーサルジョイントの構造一般

ユニバーサルジョイントは、従来よりタワーリンク¹⁰⁾の支点等実績があり、ブシュ、スリーブおよびピンからなる（図-20参照）。

ブシュはその表面に固体潤滑材を埋め込んだ球形をしている。スリーブはケーブルバンドまたは桁本体と固定され、ブシュと接する内面は球面となっている。ピンはブシュとソケットをつなぐもので、ブシュおよびソケットと固定されて一体として動く。ブシュとスリーブが相対的に動く時に、ブシュ表面に埋め込まれた固体潤滑材がブシュとスリーブ間にしみ出すことにより、ブシュとスリーブ間の摩擦係数が低く押さえられる構造としている。

それぞれに用いる材料を以下に示す。

ブシュ……高力黄銅铸件（オイレス#500SP-5）

スリーブ……SUS431

ピン……SUS431

本橋のユニバーサルジョイントの特徴は以下の通りである。

- ①ハンガー張力の最大値は約280t（架設時）であり、従来のタワーリンク用材料では、ユニバーサルジョイント構造が大きなものとなる。このため、材質変更

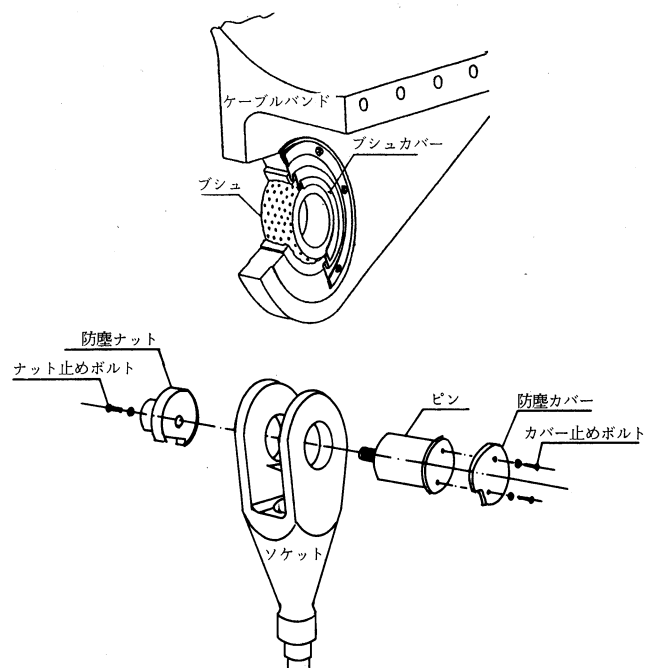


図-20 ユニバーサルジョイント概念図

Fig.20 Illustration of universal joint

を行い、許容応力度を増加させ、その形状をできるだけ小さくすることとした。

- ②活荷重および温度変化による揺動はほとんどなく、橋軸直角方向の風荷重による揺動が支配的である。
- ③揺動量は橋軸直角方向暴風時には最大8.5度となるが、風速の発生頻度との関係で、微小揺動が支配的である。表-6に風速と揺動回数および揺動量の関係を示す。

6.2 ユニバーサルジョイント実験

本橋のユニバーサルジョイントは、6.1に述べたように材質、形状、発生応力および揺動条件がタワーリンクに比べて大きく異なる。このため、そのトライボロジー特性（摩擦、摩耗、潤滑特性）を把握する目的で、高圧化での揺動および塩水噴霧実験を行った。

6.1に示す特徴と試験機の容量から、実験は表-7に示す条件で行うこととした。

デッドゾーンと最大摩擦係数の関係を図-21に示す。（デッドゾーンとは、ブシュとスリーブ間で固体潤滑材による潤滑被膜が形成されない部分であり、摩擦係数が上昇する原因となる。）

表-6 風速と振動回数および揺動量の関係

Tab.6 Relation between wind velocity and vibration frequency and amplitude

風速 (m/s)	11.1	15.7	19.3	22.2	24.9	27.2	
ハンガー曲げ角 (°)	0.47	0.76	0.94	1.41	1.89	2.36	
ユニバーサル揺動角 (°)	0	0.29	0.47	0.94	1.42	1.89	
静的揺動回数 (回)	X	539	167	62	30	15	20
動的揺動回数 (回)		25,291	313	8	—	—	
合計揺動回数 (回)		25,830	480	70	30	15	20
合計揺動距離 (mm)		39,277	2,284	503	287	179	368

表-7 ユニバーサルジョイント実験の条件

Tab.7 Test condition of universal joint

	供試体	実績
縮尺	1/3	
揺動角度	$\pm 5^\circ$	$0 \sim \pm 8.5^\circ$
揺動距離	$\pm 3.5\text{mm}$	$0 \sim \pm 21.5\text{mm}$
揺動速度	1.1mm/s	$0 \sim 3.8\text{mm/s}$
平均面圧	$500 \sim 1,200\text{kgf/cm}^2$	$300 \sim 850\text{kgf/cm}^2$
揺動回数	5,000回	表-6

6.3 固体潤滑材配置の検討

図-22にユニバーサルジョイントの摩擦係数とハンガー応力（軸応力+曲げ応力）の関係を示す。ハンガー張力の最大値は約200tなので、ユニバーサルジョイントの摩擦係数は0.3程度以下とすることが必要である。図-21より、摩擦係数0.3以下を満足するデッドゾーンは12mm以下である。以上より固体潤滑材の直径は7mm、ピッチは19mmとした（ピッチ-固体潤滑材径=デッドゾーン）。

6.4 ユニバーサルジョイントのより戻り対策

5.8で述べたようにPWSハンガーには、よりが入っているため、ハンガーは自身の張力により自転しようとする。そして、ユニバーサルジョイントは全方向に回転が可能であるため、ソケットとケーブルバンドまたは桁ピンプレートが接触状態となり、橋軸直角方向暴風時に角折れ吸収構造が円滑に動きにくくなる。

このため、6.5で述べるブシュカバーと一体となったハンガー自転防止用の突起を設けることとしている。

6.5 ユニバーサルジョイントの防錆対策

ユニバーサルジョイント自体の材質は防食的に問題はないものであるが、浮遊物（塵、ほこり等）が進入した場合には、ユニバーサルジョイントの揺動特性が著しく阻害される¹⁶⁾ことも考えられる。このため、浮遊物の進入防止を目的として、ユニバーサルジョイントにカバーを設けることとした。カバーにはユニバーサルジョイントの揺動特性を阻害せず長期に安定した性質が得られるエチレンポリプロピレンゴムを使用することとした。

ユニバーサルジョイントのスリーブおよびピンは、発生応力が小さく応力腐食割れの可能性は小さいので、ピン自体の防錆性能を重視して、SUS431を使用することとした。このため、スリーブとケーブルバンドまたは補剛桁のピンプレート、ピンとソケットのピンプレートとの間の電食が問題となる。スリーブについてはケーブルバンドまたは補剛桁ピンプレート間に電池作用が生じないようにシーリング処置を行い、ピンについてはソケットと固定状態にして、ピンカバーおよびシーリング処置を行い電食の問題を回避する。

7. 一方向ピン

7.1 ピンの材質

一方向ピンの材質について、SUS431およびSCM435について比較検討した。

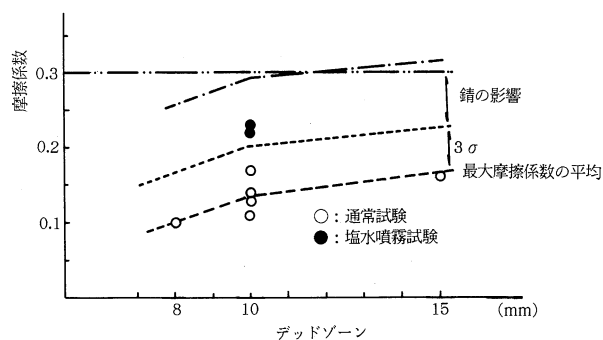


図-21 デッドゾーンと摩擦係数の関係

Fig.21 Relation between dead zone and friction factor

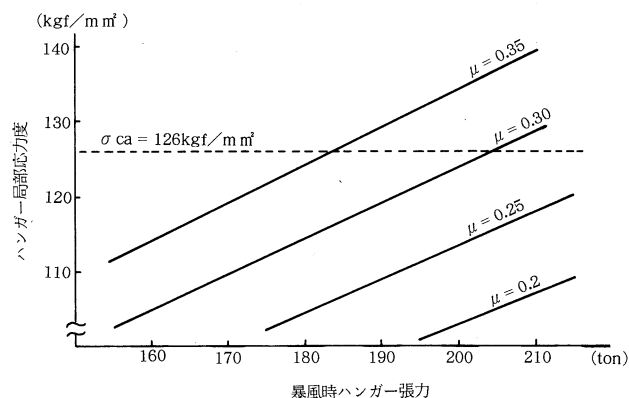


図-22 ユニバーサルジョイントの摩擦係数とハンガー応力の関係

Fig.22 Relation between friction factor and suspender stress

SUS431は、ピン自体の防錆性能は優れているが、発生応力が大きいと応力腐食割れの恐れがあり、軟鋼間との電食問題に対処することも困難である。このため、SCM435を採用し、防錆対策については別途検討することとした。

7.2 ピンの防錆対策

ピンの防錆対策は、ピンに加わる支圧応力が非常に大きいことから、硬質のクロム2層メッキ（メッキ厚は1層当たり50μ、合計100μ）を採用することとした（他にニッケル・クロムメッキがあり、延性に優れ割れの生じにくいニッケルメッキを下層に施し、対摩耗特性に優れ、高硬度のクロムメッキを上層に施したもので、防錆上でクロム2層メッキより優れているが、高価である）。

クロムメッキは電気メッキにより行われるため、メッキ時の電着応力（引張応力）に対してクロム自体の延性が小さいことから、メッキ表面に割れが多く生ずる。このため、高面圧化での性能確認と防錆性能確認のため、クロム2層メッキの揺動実験と塩水噴霧実験を行った。揺動実験の面圧は1,500および2,000kg/cm²の2種類で行ったが、クロムメッキ表面は軽微な損傷のみで、剥離または割れといった致命傷はなかった。また、塩水噴霧実験ではクロムメッキ自体が有する割れによる腐食が懸念さ

れたが、錆の発生はほとんどなかった。

なお、クロムメッキと軟鋼の間においても電食の問題があるが、SUS431と比較するとその影響は小さい¹⁷⁾。

8. あとがき

明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造は平成元年度より検討を始め、短期間に決定する事項も多くあった。また、1格点に2本のハンガーを有するため、設計の合理化が困難であった。来島大橋においては1格点1ハンガーで、箱桁の補剛桁構造のため、明石海峡大橋以上に合理的な設計が可能と考えられるので、詳細設計の成果を期待したい。

設計・製作方法の検討で尽力された(株)長大および新日鐵・神鋼特定建設工事共同企業体の担当者の方々に、誌面を借りて謝意を表するものであります。

参考文献

- 8) 坂本他：斜張橋プレ防食型ケーブルの2次応力および曲げ疲労に関する検討、土木学会論文集、No.

446/I-19、PP.215-223

- 9) 長井訳：太径高強度斜長ケーブル疲労強度、橋梁、1983.1、Vol.19、No.1
- 10) 鋼構造物の疲労設計指針・同解説：(社)日本鋼構造協会編、1993.4
- 11) 千代他：東神戸大橋上部工の施工と架設精度管理、橋梁と基礎、1992.6、Vol.26、No.6
- 12) 横山、日下部：斜張橋ケーブルの風による振動と対策、橋梁と基礎、1989.8、Vol.23、No.8
- 13) 橋と風：「橋と風」編集グループ、平成2年8月、PP26
- 14) ハンガー設計要領(案)昭和53年3月
- 15) 松村他：北港連絡橋(仮称)の架設および各種測定、橋梁と基礎、1988.3、Vol.22、No.3
- 16) 本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書 別冊5 吊橋リンク支承構造設計の指針、昭和51年3月土木学会
- 17) MIL-STD-171A：米軍規格 金属および木材の表面処理

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'94. 4~6月受入分

文献紹介の対象は、公団職員が本四技報以外の刊行物に投稿し、文献抄録票の提出のあったものです。掲載もれの場合は文献複写1部を、公団本社企画開発部・企画課・技術情報担当者宛送付下さい。

◎著者欄の※印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻	号	年 月	頁
直径5mのTBMで硬岩に挑む本四連絡道路舞子トンネル	河野英雄、藤原洋一、三島功裕	トンネルと地下	25	2	1994.2	7-14
長大橋の維持管理機械	帆足博明、有坂均	建設の機械化		529	1994.3	11-14
自動ゲートバルブによる高流動コンクリートの施工	糸日谷淑光、有馬勇、後藤英夫* 金成猛*	コンクリート工学	32	3	1994.3	79-85
トレビチューブ工法による大断面双設トンネルの施工 -本州四国連絡道路舞子トンネル南工区-	岡澤達男、春中紘一*、金田勉*	建設の機械化		530	1994.4	26-31
明石海峡大橋主塔の塗装	秦健作、小林義弘	鋼橋塗装	22	1	1994.4	3-9
来島大橋5P鋼ケーソンの防食	高城信彦	鋼橋塗装	22	1	1994.4	10-13
AKASHI KAIKYO BRIDGE UNDER CONSTRUCTION	遠藤武夫、北川信、西野文雄*	ASCE Structures Congress VII and IASS International Symposium '94			1994.4	1-20
CONSTRUCTION OF A CABLE-STAYED BRIDGE WITH A COMBINED STRUCTURE	藤井裕司、森邦久、山口浩二*	1994年斜張橋に関する国際シンポジウム、中国上海			1994.5	1-12

明石海峡大橋のフラッター特性に関する検討

－大型風洞試験結果と解析との比較－

Analytical Study on Flutter Behavior of the Akashi Kaikyo Bridge

設 計 部 設 計 第 一 課 長 北 川 信
Makoto Kitagawa

第 三 建 設 局 設 計 課 長 鈴 木 周 一
(前) 設 計 部 設 計 第 一 課 長 代 理 Shuichi Suzuki

設 計 部 設 計 第 一 課 勝 地 弘
Hiroshi Katsuchi



概 要

明石海峡大橋の耐風安定性を精度よく照査する目的で、縮尺1/100の全橋模型を使った風洞試験を実施した。この大型風洞試験結果をよりよく理解し、実橋のフラッター特性を評価するために、対比解析としてフラッター解析を行った。この結果、全橋模型のフラッター挙動が解析的に裏付けられ、実験の妥当性が確認されるとともに、実橋のフラッター特性についても精度の高い照査を行うことができた。また、フラッター解析の検討を通じて、明石海峡大橋のような長大トラス吊橋のフラッターの推定にあたっては、桁のねじれ変形の考慮と、非定常抗力の考慮の重要性が判明した。

Wind tunnel tests were conducted with a 1/100 scale full model to investigate aerodynamic stability of the Akashi Kaikyo Bridge in high precision. Numerical analysis of flutter was also carried out for comparison to comprehend results from the boundary layer wind tunnel test and examine flutter behavior of the bridge. As a result, flutter behavior in the wind tunnel was clarified by numerical analysis, and thus appropriateness of the test was confirmed, at the same time, it was verified that superior forecasting of the flutter behavior of the actual bridge can be achieved in high precision in the wind tunnel. In addition, consideration of torsion of the deck and unsteady aerodynamic drag force was found to be major importance in the flutter analysis for such a long-span suspension bridge as the Akashi Kaikyo Bridge.

1. まえがき

明石海峡大橋の耐風安定性を精度よく照査する目的で、縮尺1/100の全橋模型を使った風洞試験（大型風洞試験）を実施した。これは、明石海峡大橋が従来の吊橋の規模をはるかに超える超長大吊橋であるため、とりわけ耐風安定性の確保が重要であり、かつ困難であったため、全橋を精度よく相似した全橋模型を使った風洞試験による照査が必要とされたものである。この大型風洞試験の必要性、主な試験結果などについては、既に本技報で報告しているのでそれらを参照されたい。^{1)～4)}

ここでは、大型風洞試験の結果を評価するにあたって、特にフラッターに関する試験結果をよりよく理解する目的で対比解析として実施したフラッター解析の結果について、報告することとする。

2. フラッター解析

2.1 解析手法

フラッターとは、風によって橋梁に引き起こされる振動現象のうち、ある風速で突然発生し、かつ急激に振動が発達して、ついには破壊へと導く極めて危険な振動現象であり、長大橋梁の耐風安定性を論じる上で最も重要な現象である。一般にはフラッターは風洞試験で検証されるが、フラッター解析とは、これを解析的に推定する

ものである。⁵⁾

次に、フラッター解析を行う際の振動方程式を次に示す。

$$\begin{aligned} [M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} &= [F] \\ [F] &= [A] \{\dot{u}\} + [B] \{u\} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

$\{u\}$: 変位ベクトル = $\{Z, \theta, Y\}^T$
[M] : 質量マトリクス [C] : 減衰マトリクス
[K] : 剛性マトリクス [F] : 非定常空気力
[A] 及び [B] : 非定常空気力係数マトリクス
 Z, θ, Y : 鉛直変位、ねじれ変位、水平変位

非定常空気力は、一般に振動変位と振動速度に比例した形で定式化される。また非定常空気力係数は、後で述べるが、構造物の断面形状に固有のものであり、振動数、風速の関数となる。式(1)の右辺を左辺に移項して整理すると式(2)となるが、これからわかるように非定常空気力の作用によって減衰が減少し、ついにはゼロとなり、発散振動が生ずることに対応する。

$$[M] \{\ddot{u}\} + \{[C] - [A]\} \{\dot{u}\} + \{[K] - [B]\} \{u\} = \{0\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

フラッター解析における構造モデルは、橋梁全体をモデル化した場合には節点数が非常に多くなり、解析の自由度が大きくなる。このため、一般には予め対象とする橋梁の固有値解析を行って固有振動モードを求め、この振動モードを用いて節点を積分することによって、用いる振動モードの数だけの自由度に減らしてから振動方程式を解く、いわゆるモーダル解析法が用いられる。すなわち、式 (2) の振動方程式を解くために、変位ベクトルをモード関数 ϕ と基準座標の積、

$$\{u\} = \{\phi\} \cdot \exp(i\lambda t) \dots \dots \dots (3)$$

で表し、複素固有値問題へ帰着させる。この固有値 λ は、複素数となるため、式 (3) から判るように実数部 λ_R がフラッターの振動数を、虚数部 λ_I が減衰を表すこととなる。フラッター解析では、図-1 に示すように風速を仮定して式 (2) の複素固有値解析を繰り返し、得られる固有値の虚数部がゼロとなる風速、すなわちフラッター限界(発振)風速を探し出す。また、途中の風速での固有値の実数部、虚数部を図化することで、風洞試験に対応する風速-減衰曲線、風速-振動数曲線などが得られる。

2.2 解析条件

フラッター解析では、式 (1) の左辺を定式化するための構造モデルの構築と右辺の非定常空気力の定式化を行う必要がある。構造モデルは、通常吊橋の固有値解析等で用いられる補剛桁断面中心に仮想部材を設けた、いわゆる魚の骨 (Fish - Bone) モデルによる立体構造モデルとした。また、補剛桁に対する非定常空気力の定式化を以下に示す。

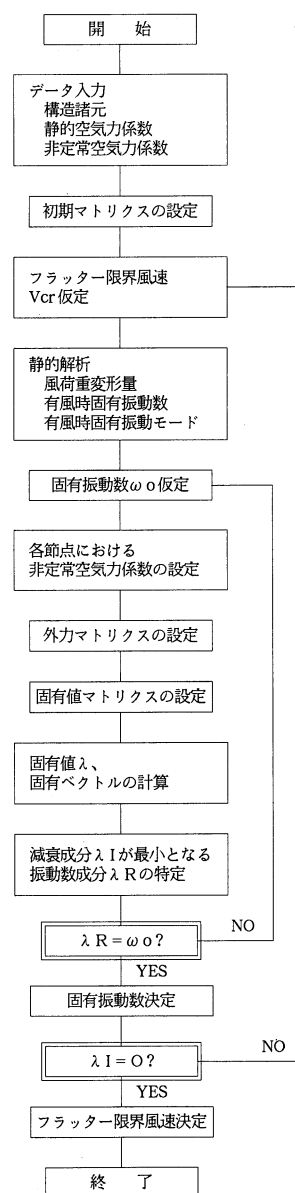


図-1 フラッター解析のフロー
Fig.1 Procedure of flutter analysis

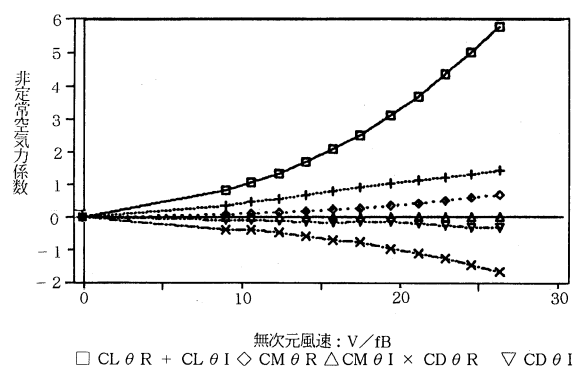
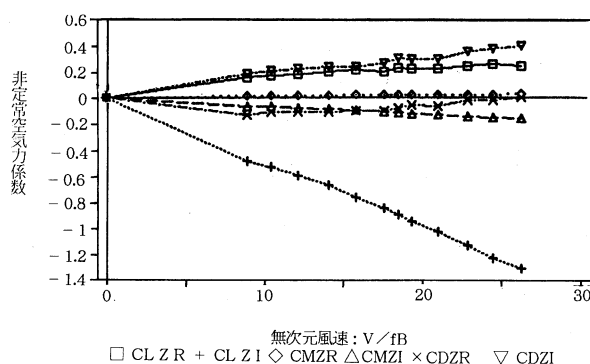


図-2 明石海峡大橋非定常空気力係数 (基本断面、迎角 0°)
Fig.2 Coefficient of unsteady aerodynamic forces for Akashi Kaikyo Bridge

$$[F] = \begin{Bmatrix} L \\ M \\ D \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} CLZI & CL\theta I & CLYI \\ CMZI & CM\theta I & CMYI \\ CDZI & CD\theta I & CDYI \end{Bmatrix} \cdot \dot{\{u\}} + \begin{Bmatrix} CLZR & CL\theta R & CLYR \\ CMZR & CM\theta R & CMYR \\ CDZR & CD\theta R & CDYR \end{Bmatrix} \cdot \{u\} \quad (4)$$

ここで、

L, M, D: 非定常揚力、非定常空力モーメント、非定常抗力

$\{u\}$: 変位ベクトル = $\{Z, \theta, Y\}$

Z, θ , Y: 鉛直たわみ、ねじれ、水平たわみ

CLZI~CDYR: 非定常空気力係数

一般に、構造物の非定常空気力は、ポテンシャル理論が厳密に適用できる飛行機の翼などを除いては、理論解が存在しないため、橋梁などの角張った断面の構造物の解析を行う際には、予め同じ断面の模型を用いて測定しなければならない。今回の解析では、全橋模型と同じ縮尺の部分模型を用いて、強制加振法で測定した非定常空気力を用いた。測定は、耐風対策の異なる2種類の断面（基本断面：耐風対策なし、改良断面：鉛直スタビライザー設置）について、次章で述べるようにケーブルありなしに着目した3種類の合計6種類の断面について行った（図-7参照）。また、非定常空気力は、式（4）に示す空気力のうち、鉛直たわみとねじれ加振による速度比例項と変位比例項を求め、他の空気力成分および主塔、ケーブルに関するものは準定常理論によって組み込んだ。図-2

に基本断面、ケーブルなし断面の非定常空気力係数を示す。

3. 解析結果

3.1 解析モード次数の検討

今回の解析では、解析自由度を減らすため、モーダル解析によっている。従来、曲げねじれフラッターは、曲げとねじれの最低次の固有振動モードの連成によって発生すると考えられていたが、全橋模型で観測されたフラッターは（図-3）、複雑な曲げ振動成分を持つ曲げねじれフラッターであった。そして、曲げねじれフラッターに対する従来の解析法、すなわち、式（3）でのモード関数 ϕ として、曲げ対称1次モードとねじれ対称1次モードの2モードを用いた解析法では、全橋模型試験で観測された複雑なフラッター挙動は説明できないと判断し、近年検討され始めた複数モード（マルチモード）を用いた解析手法（例えば、参考文献5）での解析を行った。

図-4に従来の2モードによる解析結果と曲げ振動モードの数を順次増やしたマルチモードによる解析結果を示す。モードの組み合わせによって、フラッター限界風速が変化するが、モード数を増やしていくとある値に収束する傾向が見られる。ただし、ここでの解析条件では、いずれのケースにおいても実験結果とは一致していない。一方、図-3に示す全橋模型で観測された複雑なフラッターモードについては、ねじれ対称1次モードに曲げ対称1次、2次、3次モードを加えた4モード解析によって、ほぼ再現できること

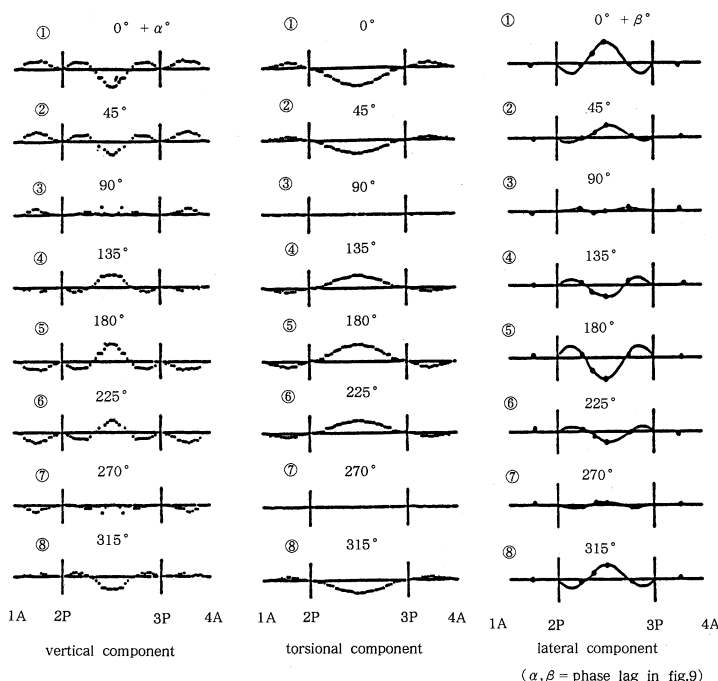


図-3 フラッター時の補剛桁振動モード
Fig.3 Vibration mode of deck in flutter

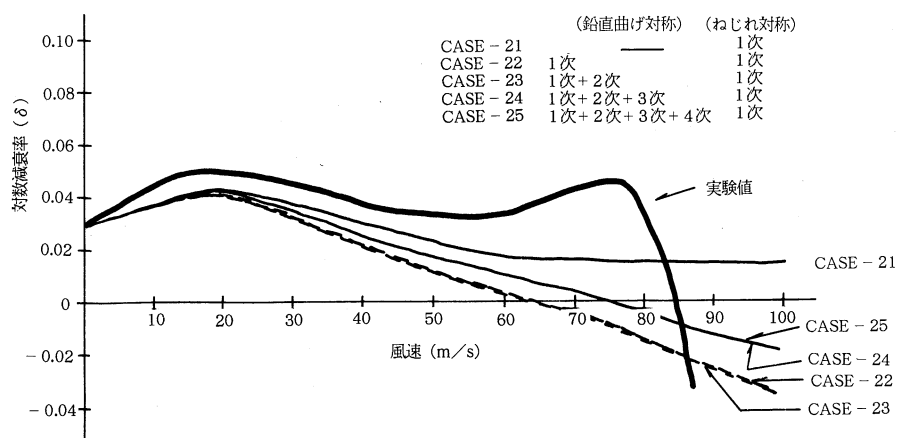
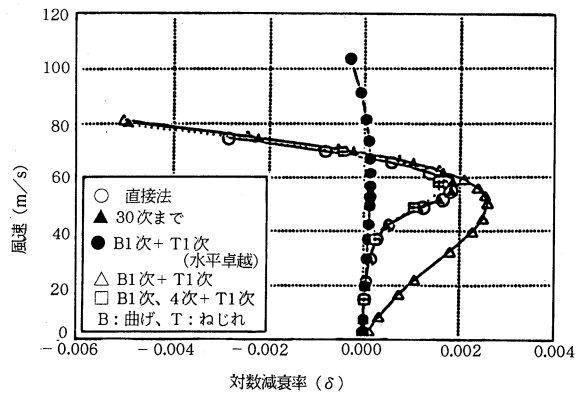
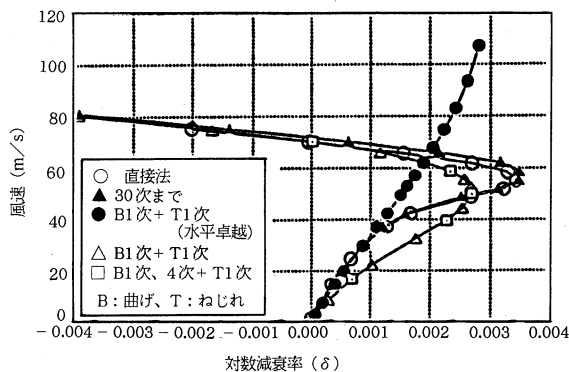


図-4 フラッター解析におけるモード数の影響
Fig.4 Influence of modal dimension on flutter analysis



(1) モード法における展開モード数の影響



(2) 水平たわみした構造系における解析結果

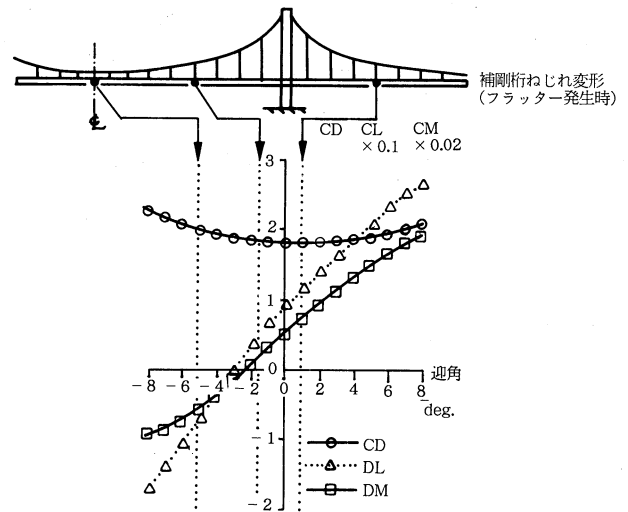
図-5 フラッター解析：モード法と直接法の比較
Fig.5 Comparison of modal method and direct method in analysis

が判明した。

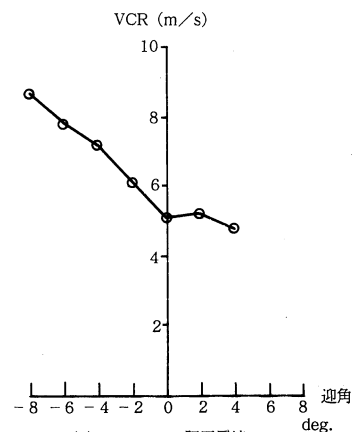
モーダル解析では、解析に用いる固有モードに解析精度が左右されるため、いかにフラッターモードを忠実に固有モードで展開できるかが鍵となる。さらに、モーダル解析では、用いる固有モードが全て直交関係にあるとの仮定に立っているが、フラッターモードの展開にこの仮定が適用できるかどうか問題となる。マルチモード解析の考え方をさらに発展させていくと、固有モードを用いずに式(2)を直接解く、いわゆる直接法(解析モデルの自由度の数の固有方程式を解く方法)に行き着くが、この方法による解法も試みた。結果を図-5(1)に示すが、直接法(○印)と低次から無条件に30モードを考慮したモード法(▲印)とはほぼ一致している。このことから、モード法でも用いるモード数がある程度以上になれば、ある値に収束し、直接法のそれと一致することがわかる。さらに、固有モードは、風速の上昇に伴う構造系の変形に伴って変わるため、この点を考慮しなければ解析結果に差が生じることも判明した。(図-5(2))。*

3.2 補剛桁ねじれ変形の影響

明石海峡大橋の静的、動的空力特性は、図-6に示すように迎角に大きく左右される特性を示す。そして、全橋模型は風荷重によって大きくねじれ変形するため³⁾、これ



(1) 三分力係数



(2) フラッター限界風速
(部分模型、基本断面)

図-6 桁断面の静的及び動的空気特性
Fig.6 Aerodynamic and aerostatic characteristics of deck in cross section

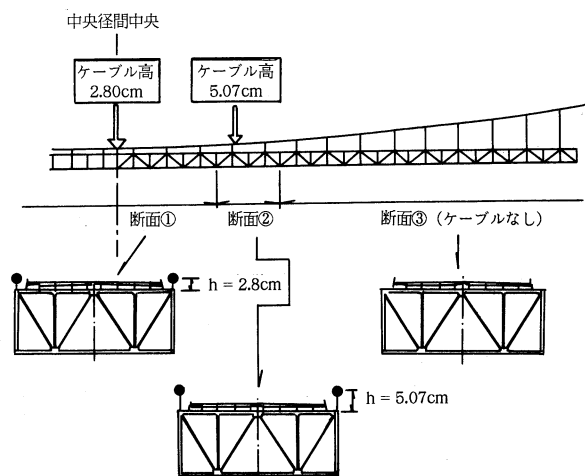


図-7 解析モデルにおける断面区分
Fig.7 Section type of numerical model

に伴って同図に示すように橋軸方向に桁断面の静的及び動的空気特性が大きく変化することとなる。したがって、全橋模型のフラッター特性を精度よく解析的に推定するためには、このねじれ変形の精度のよい評価が必要となる。

このため、解析モデルはこのような3次元性が評価できる立体モデルを用いることとし、補剛桁のねじれ変形を精度よく評価するため、ねじれ変形に大きく影響する補剛桁側のハンガー定着点高さを正確に反映するとともに、解析手法も逐次荷重増分法を用いて精度の高い評価を行った。また、中央径間中央ではメインケーブルが補剛桁に近接するが、別途行った明石海峡大橋の部分模型風洞試験結果から、このケーブルがフラッター特性を大きく悪化させることが判明しているため、ケーブルと補剛桁の距離に応じて図-7に示すようにこの部分を区別し、各区分毎に得られた非定常空気力及び三分力を用いている。

3.3 全橋模型解析（第1ステップ解析）

3.1及び3.2での検討を踏まえ、まず3次元立体モデルに静的変形を考慮し、マルチモードによる解析を行った。曲げねじれフラッターは、曲げとねじれの最低次モードの連成で生じるという従来一般に想定されている仮定条件の下に、適応する非定常空気力は、式(4)に示す補剛桁の非定常空気力のうち、下記に示す成分(=)とケーブルの水平及び鉛直振動、主塔及びハンガーの水平振動に伴う空気力を準定常的に考慮して解析を行った。解析結果を図-8に示すが、ねじれ対称1次モードに相当する

表-1 補剛桁の非定常空気力係数の定式化

Tab.1 Formulation of coefficient of unsteady aerodynamic

		速度比例項			変位比例項		
		$\dot{Z}$	$\dot{\theta}$	$\dot{Y}$	Z	θ	Y
空 気 力	L	$CLZI$	$CL\theta I$	$CLYI$	$CLZR$	$CL\theta R$	-
	M	$CMZI$	$CM\theta I$	$CMYI$	$CMZR$	$CM\theta R$	-
	D	$CDZI$	$CD\theta I$	$CDYI$	$CDZR$	$CD\theta R$	-

* CLYI, CMYI, CDYIは、準定常理論による。

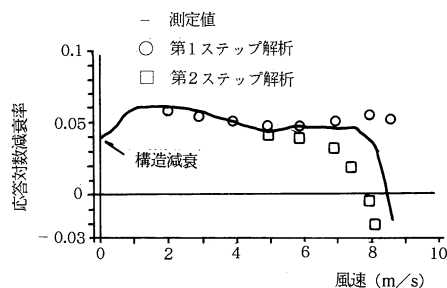


図-8 応答減衰と応答振動数のフラッター解析結果（基本断面、気流傾斜角0°）

Fig.8 Results of flutter analysis on aerodynamic damping and frequency (prototype, attack angle 0 degree)

応答減衰及び応答振動数は、風速6~7m/sあたりまでは測定値とよい一致を示すが、その後は大きな隔たりが生じている。なお、解析では、模型の固有振動数、構造減衰、その他の構造特性をできる限り忠実に考慮している。

3.4 非定常抗力の影響を含む解析（第2ステップ解析）

次に、式(4)に示す補剛桁の非定常空気力のうち、ねじれ及び鉛直たわみ加振時の抗力成分(……の成分)を新たに取り入れて解析を行った。これは、図-9に示すように、フラッター発生前後で桁の水平振動成分に変化が見られたことから、模型での応答減衰の急激な落ち込みを解く鍵が水平方向の力にあるのではないかと考えられた

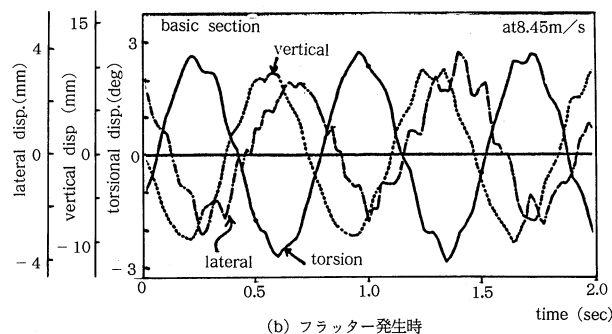
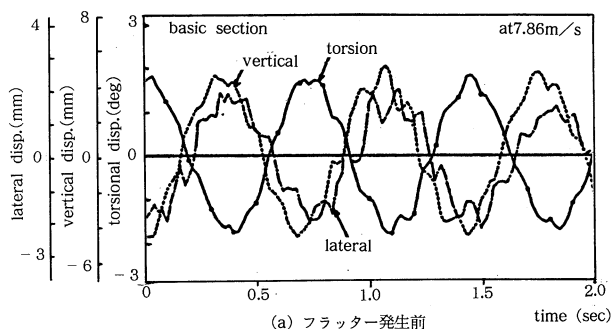
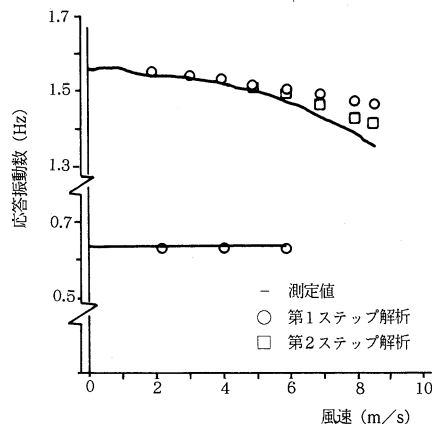


図-9 フラッター発生前後の補剛桁の時刻歴振動波形
Fig.9 Vibration wave form of deck before and after appearance of flutter



ためである。解析結果を同じく図-8に示すが、先の解析に比較して高風速域での一致がよくなっている。

このことは、補剛桁の3分力特性からも理解できる。すなわち、図-6に示す抗力係数を見ると、高風速で桁に発生する負の相対迎角の領域では、比較的大きな負勾配を示している。この状態でねじれ振動すると、相対迎角による抗力変動が生じ、これが空力モーメントを誘発し、⁷⁾ねじれ振動を加速する方向に働くことから急激にねじれ振動が発達し、図-8に示す急激なフラッターの発生に至ったと考えられる。同様に、たわみ振動によっても見かけの迎角変動が生じることから、ねじれ振動との位相差とも関連して、ねじれ振動を加速するものと考えられる。このような現象は風荷重によるねじれが大きく、抗力係数勾配の大きい領域に入ったために生じたものであるとともに、トラス補剛桁のため抗力変動の影響が揚力、空力モーメント成分に比較して、相対的に大きいために顕著に現れたものと考えられる(図-2参照)。

4. 考 察

4.1 各空気力成分の寄与率

今回のフラッター解析検討を通して、明石海峡大橋のような長大トラス補剛吊橋のフラッターの推定においては、従来考慮していた非定常揚力及びピッチングモーメントに加えて、非定常抗力を考慮する必要がある場合があることが判明した。ここでは、これらの空気力成分がそれぞれフラッター発生にどの程度寄与しているかを解析的に検討した。

図-10に結果を示すが、風速が増加し、フラッター発生に近づくとともに、非定常抗力の寄与率が増加することがわかる。さらに、この非定常抗力について、どの運動成分によって生じているのかを解析したものが図-11であるが、この図からフラッター発生領域では、ねじれ振動に伴って生じる非定常抗力が大きく卓越していることがわかる。⁸⁾

4.2 2次元風洞試験結果と3次元風洞試験結果の関係

明石海峡大橋の2次元風洞試験結果と3次元風洞試験結

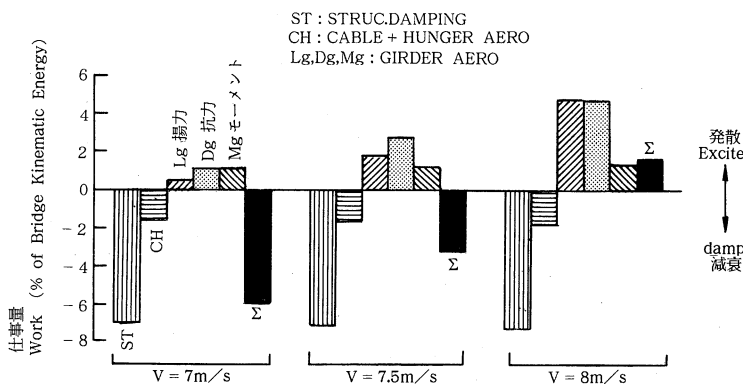


図-10 フラッター発生近傍での非定常揚力、抗力、空力モーメントの寄与率
Fig.10 Contribution factors of unsteady aerodynamic force of lift, drag, and pitching moment at the time of flutter occurrence

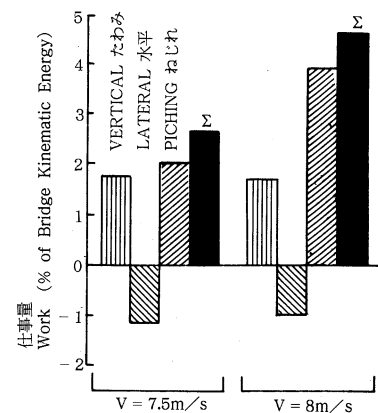


図-11 非定常抗力の発生要因
Fig.11 Main cause for occurrence of unsteady aerodynamic drag force

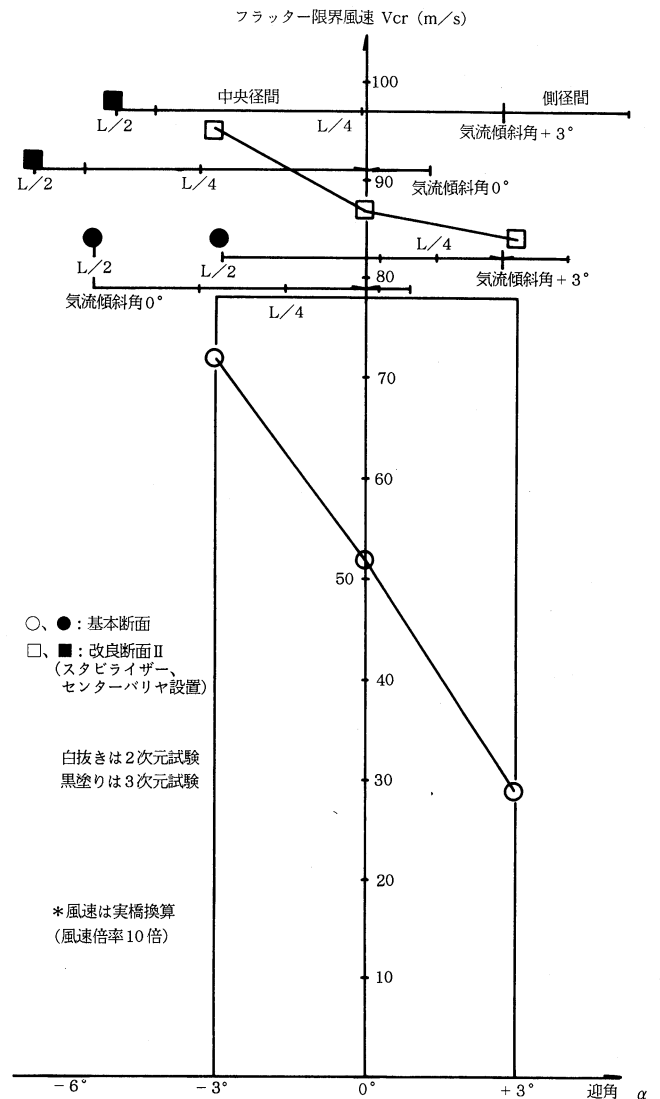


図-12 2次元試験と3次元試験のフラッター限界風速
Fig.12 Critical wind speed of flutter by 2-dimensional and 3-dimensional model test

果を図-12に示す。3次元試験の結果は、既に述べたように迎角が一義的に定まらないため、スパン方向の迎角の範囲を線で示している。この図から、2次元と3次元の試験結果を直接に比較することが困難であることが判る。この2次元と3次元の違いは、補剛桁に発生する大きなねじれ変形とそれに伴う断面のフラッター特性の変化、加えて非定常抗力の影響と考えられる。すなわち、基本的には風荷重による全橋模型の桁の負の迎角に相当するねじれ変形に伴って、断面固有のフラッター特性が上昇することと、抗力変動の影響でフラッター特性が悪化することがトレードオフの関係にあり、両者が釣り合ったところで、フラッターが発生していると考えられる。

従来、1000m級の長大橋の耐風安定性は2次元風洞試験によって評価してきたが、このクラスの橋ではねじれ変形がほとんど発生しないことを考えると、上述のような現象は無視してよいと考えられ、1000m級長大橋に対する2次元試験での評価は妥当であったと考えられる。一方、明石海峡大橋のような大きなねじれ変形を伴う長大トラス吊橋の場合には、3次元試験のような3次元的な評価が不可欠と言える。今回、フラッター解析によって全橋模型の挙動が説明できたが、このことは2次元と3次元の関係が解析的に関係づけられたことになる。そして、全橋模型試験の結果は、妥当なものであり、3次元効果を考慮した精度の高いものであると結論づけられる。

5. 結 論

明石海峡大橋の全橋模型風洞試験結果で発生したフラッター現象をよりよく理解する目的で行ったフラッター解析検討を通して、以下のことが判明した。

- ①全橋模型でのフラッターは、曲げとねじれに若干の水平たわみが連成した複雑なモードを呈するフラッターであった。この複雑な現象を説明するためには、従来のたわみとねじれの最低次モードを組み合わせた2自由度フラッター解析では不十分であり、複数モードを用いたマルチモードフラッター解析が必要となることが判った。
- ②全橋模型でのフラッター限界風速は、部分模型試験でのものとは直接的には一致しなかった。これは、全橋模型が風荷重とともにねじれ変形を起こし、スパン方向に迎角が変化する影響が大きいためである。
- ③全橋模型でのフラッター限界風速は、風荷重による桁の負の迎角に相当するねじれに伴って、断面固有の

フラッター特性が上昇することと、抗力変動の影響でフラッター特性が悪化することのトレードオフの関係に左右されており、これらが釣り合ったところでフラッターが発生していると考えられる。

④フラッター解析によって全橋模型の挙動をほぼ追跡することができた。この中で、ねじれ変形したトラス桁においては、抗力成分の非定常空気力の影響が大きかった。

本報告は、本四連絡橋耐風委員会（委員長：宮田横浜国立大教授）及び同委員会のもとに設けられた風洞試験作業班での議論をもとに取りまとめられたものである。ここに、誌面を借りて、委員各位に厚く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 保田、樋口、勝地：「大型風洞施設」、本四技報、Vol. 15、No. 59、1991.7
- 2) 保田、鈴木、勝地：「明石海峡大橋大型風洞全橋模型」、本四技報、Vol.15、No.60、1991.10
- 3) 保田、鈴木、勝地：「明石海峡大橋大型風洞試験（一様流試験結果）」、本四技報、Vol.17、No.67、1993.7
- 4) 北川、鈴木、勝地：「明石海峡大橋大型風洞試験の乱流試験結果（第一報）」、本四技報、Vol.17、No.68、1993.10
- 5) 田中、山村：「長大橋梁の非定常空気力係数による連成フラッター解析」、第11回風工学シンポジウム論文集、1990.12
- 6) 平成3年度本四公団委託研究報告、「長大吊形式橋梁の空気力学的不安定現象評価方法に関する研究」、平成4年3月、横浜国立大学
- 7) 勝地、宮田、保田、横山、山田：「長大吊橋補剛桁における静的変形に関する一考察」、第12回風工学シンポジウム論文集、1992.12
- 8) T.MIYATA, K.TADA, H.SATO, H.KATSUCHI, Y. HIKAMI：「NEW FINDINGS OF COUPLED FLUTTER IN FULL MODEL WIND TUNNEL TESTS ON THE AKASHI KAIKYO BRIDGE」、Proceedings of the Deuville Conference : Cable - Stayed and Suspension Bridges, Deuville, France, 1994.
- 9) 大型風洞試験作業班検討報告書、平成5年3月、本州四国連絡橋公団

来島大橋主塔の継手構造

Towers new bolted Connections for Kurushima Bridge

設計部 設計第二課長代理 大橋 治一
(前) 今治工事事務所 第六工事長 Harukazu Ohhashi



概要

来島大橋の主塔には、外面に添接板を設けない形式の継手構造が採用されている。架設時、継手部に作用する引張力の小さな第一大橋の塔柱には、架設作業の合理化を目的に、主塔内面で作業可能な、長締め方式の引張接合用高力ボルトを用いたフランジ継手を採用した。また、3橋全ての主塔を対象に、路面から上の水平材の縦継手には、景観上から優れた、外面に添接板を設けず縦リブのみを摩擦接合用高力ボルトで連結する継手を用いた。これらの継手は、我国では実績のない構造であるため、その採用にあたっては設計法の確立を始めとし、製作・架設ならびに継手面の維持管理上の問題を解決する必要があった。本文はこれらのうち、採用に至る技術的な検討結果ならびに詳細設計結果を報告する。

Kurushima Bridge is of three continuous suspension bridges spanning four kilometers straits. Tiers connection of towers 2P and 3P, where tensile stress during erection caused by wind load is small, bearing joints with no splice plates were adapted aiming at reduction of the erection works. For all the six towers struts, rib connection joints with no outer splice plates were applied from the aesthetics consideration. Since their new connections have never been used for suspension bridges in Japan, establishment of the design method, fabrication and erection procedures to obtain sufficient fitting, and corrosion protection of connections were studied. This paper describes the part of technical investigations for the application and the detailed design results.

1. まえがき

従来、吊橋主塔の継手には、メタルタッチ併用の摩擦接合継手が採用されてきた。明石海峡大橋の高さ293mの主塔は、この構造により高い精度で建設されている。

近年、架設の合理化、維持管理の省力化、並びに、より良い美観が求められるなかで、従来の継手に替わる新たな継手構造の研究が行われるようになってきた¹⁾。そして、架設物の引張接合指針²⁾が整備されたことを機に、本体構造の継手に対しても適用に向けた検討が行われている。

その先例となるのが、フォース橋、セバーン橋や第一・第二ボスポラス橋³⁾、アダミヤ橋⁴⁾等にみられる、外面に

添接板を設けず主塔内面で連結する引張接合高力ボルトを用いたフランジ継手である。また、引張力の小さな部材には、補剛リブのみ添接し、外壁の添接を行わない継手も有力な方法である^{5) 6)}。

本文は、来島大橋の主塔(図-1)に適用される、これらの新しい継手構造について、採用に至るまでの設計・製作・架設に関する技術的な検討結果と詳細設計の一部を紹介する。

2. 塔柱水平継手

主塔には高い鉛直精度が要求され塔柱端面は高精度の機械切削が行われるため、その特性を設計に活かした継手が有効である。メタルタッチ併用の摩擦接合継手⁷⁾はこ

表-1 吊橋・斜張橋の主塔の継手形式
Tab.1 Towers connection for suspension and cable-stayed bridges

メタルタッチ併用摩擦接合継手	引張接合フランジ継手	縦リブ連結継手	溶接継手	メタルタッチ併用溶接継手
吊橋： ゴールデンゲート橋(1937年) ベラザノナロウス橋(1964年) 関門橋(1973年) 大鳴門橋(1985年) マクディ橋(1982年) 南北備讃瀬戸大橋(1988年) 明石海峡大橋(1998年予定) 来島第二・第三大橋(1999年予定) 斜張橋： ミシシッピ河橋(1981年) 岩黒島橋(1988年) 樺石島橋(1988年)	吊橋： フォース橋(1964年) セバーン橋(1966年) 第一ボスポラス橋(1973年) 第二ボスポラス橋(1988年) 来島第一大橋(1999年予定) 斜張橋： アダミヤ橋(1985年)	吊橋： 来島第一・第二・第三大橋 塔頂・中間水平材(1999年予定) (圧縮は摩擦接合継手として設計) 斜張橋： 荒津大橋(1987年) (但し、圧縮に対してはメタルタッチ併用)	吊橋： レインボーブリッジ(1993年) (ヤード) 白鳥大橋(現場)(1998年予定) 斜張橋： 生口橋(1991年) (ヤード) 鶴見航路橋(1995年予定) (現場) 名港西大橋(1985年) (ヤード) 東神戸大橋(1993年) (現場)	吊橋： 下津井瀬戸大橋の基部と底板(1988年) 斜張橋： 淀川新橋(1987年) (部分溶込み、現場) オーバカッセル橋(1973年) (部分溶込み、現場) スバイヤー橋(1975年) (部分溶込み、現場)

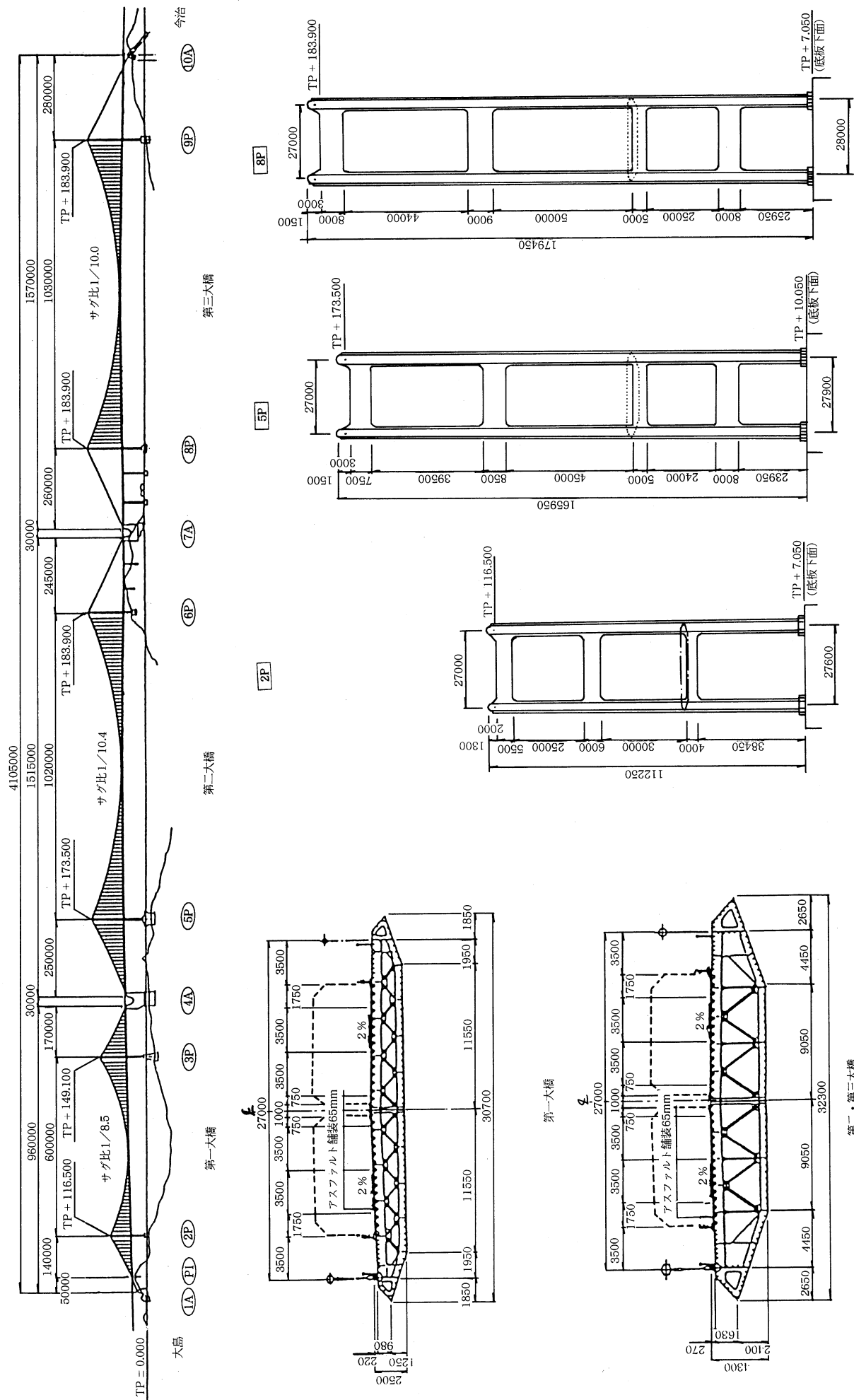


図-1 来島大橋一般図 単位 (mm)
Fig. 1 General view of Kurushima Bridge

の代表的な継手であり、これまでの本四連絡橋の全ての吊橋に採用されている。この継手設計は、塔壁では圧縮力の50%（縦リブでは25%）がメタルタッチにより、また残りの50%（縦リブでは75%）が添接板により伝達されるものと仮定している⁷⁾。この設計法によれば、継手は塔基部付近の架設時引張力の卓越する区間を除き完成時の圧縮力により決定されるため、一般の高力ボルト摩擦接合継手に比べて添接板の板厚が小さくボルト本数が少ないのが特徴である。また鉛直度に関しては、製作時に1/10,000⁸⁾、架設時に1/5,000の精度が要求されており、主塔設計には、後者の架設誤差を塔頂変位として考慮している⁹⁾。

また斜張橋の長大化により、その主塔の規模・応力状態および鉛直度の要求精度は、吊橋主塔と大きく変わらない状況となっている。これに伴い、従来から斜張橋の継手形式として発展してきた溶接継手が吊橋に対しても検討され始めている。

更に、外面継手の無い構造に対する美観上の要望が、従来の継手形式に替わる新たな継手構造を開発するうえでインセンティブになっている。

表-1は吊橋・斜張橋主塔の継手実績を整理したものである。英国の設計による吊橋には引張接合継手が多く用いられている。白鳥大橋では現場溶接（完全溶込み溶接）

が吊橋主塔に初めて採用された。

一方、斜張橋の継手形式としては現場溶接を採用する事例が増えている。これらのなかで、Dusseldorf Oberkassel橋¹⁰⁾、Speyer橋¹¹⁾等に用いられた、メタルタッチと部分溶込み溶接（シール溶接の場合もある）の混用継手は、圧縮力の卓越する継手においては、溶接作業の省力化と精度確保の面から有望な継手であると考えられる。

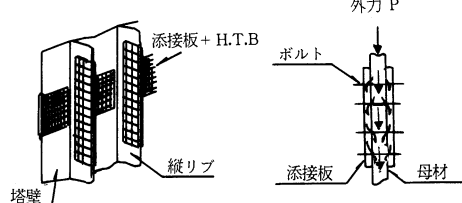
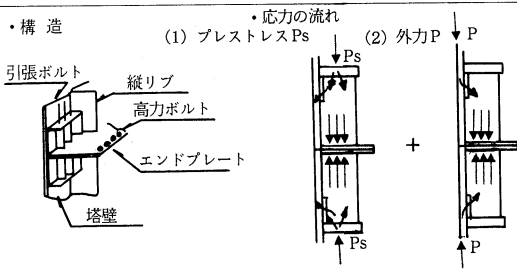
2.1 塔柱継手形式の比較

継手部に作用する引張力の小さな来島大橋2P・3P主塔の道路水平材より上の塔柱を対象に、主塔架設時の作業性および安全性の向上、並びに工期短縮に着目し、外面に添接板を設けない継手構造を検討した。その結果、架設時の引張力を処理するための長締め引張ボルトが配置可能な場合には、主塔の継手に引張接合が適用できる見通しを得た。この継手形式は、力学的に不明解である。また風・地震の設計条件の厳しい日本では導入プレストレス力が大きく、構造的に設計が困難である、プレストレスによる偏心曲げは設計・精度上から好ましくない等の理由から、過去に採用されなかった経緯がある。

表-2は、従来の継手と引張接合による継手の比較を行ったものである。従来の継手では、継手端面の密着度は

表-2 塔柱継手構造の比較（2P・3Pの道路水平材より上の塔柱に適用した場合）

Tab.2 Comparison of tiers connection

項 目			従来の継手（メタルタッチ併用摩擦接合継手）		引張接合継手	
構造及び応力の流れ			・ 構 造 ・ 応力の流れ		・ 構 造 ・ 応力の流れ (1) プレストレス P_s (2) 外力 P	
						
設 計 関 係	荷重伝達機構	引 張 力	添接板による摩擦抵抗力		引張ボルト（架設時にのみ必要）の引張抵抗力	
		圧 縮 力	（母材のメタルタッチ+添接板）による摩擦抵抗力		（母材+補強リブ）の圧縮抵抗力	
		せん断力	添接板のせん断抵抗力		エンドプレートの摩擦抵抗力	
	構 造 上 の 特 徴		・メタルタッチ面に隙間がある場合には、圧縮力により添接板が弾性変形して圧着すれば母材間の伝達が行われる（圧縮に対して添接板は母材の変形を拘束する）。 ・添接板は圧縮力を伝達するだけでなく、母材の面外変形を抑える効果が期待できる。		・圧縮力の作用により母材端面は圧着する。 ・塔壁に偏心曲げが作用するが、その影響は小さく断面増とならない。 ・完成時には外力による圧縮力と P_s が作用するが、補強リブが分担するため塔壁の増厚につながらない（今回の対象範囲）。 ・エンドプレートが面外変形を拘束するため耐荷力が高いと考えられる。	
係	継手効率（対 圧縮）		母材→50% 縦リブ→25%		プレストレス・圧縮力により端面が圧着する。	
	ボルト（1継手）	高力ボルト	M24×約2500本		M48×72本（ $\ell=1.3\text{m}$ ）	
製 作 関 係			・鉛直度、平面度、メタルタッチが要求される。 ・メタルタッチ確保のために、添接板は部材孔明後の計測結果に基づき後施工する必要がある。		・鉛直度、平面度が要求される。 ・溶接量、切削面積が増える。 ・継手面に厚膜型無機ジンクリッチペイントを塗布（外面の継手線の養生について検討中）	
架 設 関 係	外 面 足 場		・全継手位置に設置		・エレベーター停止階のみ設置	
	作 業 性		・外面足場での作業が多く、風雨天候による影響を多く受ける。 ・ボルト部の塗装が困難。		・添接作業が省力化される。 ・足場の設置撤去および現場塗装作業を省力化される。 ・塔内面での作業であるため、特に高所作業時の稼働率が向上する。	
	安 全 性				・外面足場が少なく、足場撤去等の危険作業が少ない。 ・落下物の危険性が少ない。	
	工 程				・外面足場・現場塗装作業の省力化等から、各主塔で約1か月の工期短縮。	
景 観			・添接部が塔の外面に出る。		・添接部が塔の外面に出ず、景観上、優れる。	
維 持 管 理			・水平継手部のメンテナンスは外面作業となる。 ・ボルト部の塗膜が損傷を受け易い。		・塗装の塗り替え作業が容易。	
経 済 性					・鋼重は従来の継手に比べて約100ton増加するが、足場の減、工期短縮のメリットがある。	

製作時のメタルタッチ状態が現場で再現されるものと考えている。ケーブル反力（圧縮力）が作用すると、添接板が自由な変形を抑制するので、その圧縮ひずみ分のみが密着度が増すものと考えられている^{12) 13)}。

これに対して、引張接合継手ではプレストレス力により端面は密着し、更にケーブル反力により自然にその密着度が促進されるものと考えられる。

経済性については、引張接合継手は従来の継手に比べて鋼重がわずかに増大するが、架設が合理化されることのメリットがある。また、外観の改善や塗装塗替え等、維持管理の省力化につながる事が期待される。

2.2 塔柱の引張接合による設計法

引張接合継手は、図-2に示すように、ベアリングプレート、補強リブ、エンドプレート、引張接合用高力ボルト（以下、引張ボルト）から構成されている。

この構造の設計では、継手に作用する各断面力に対して個々の継手部材が抵抗する。すなわち、圧縮力は塔壁および補強リブ構造が抵抗し、引張力に対しては引張ボルトが抵抗する。また、せん断力および振りモーメント

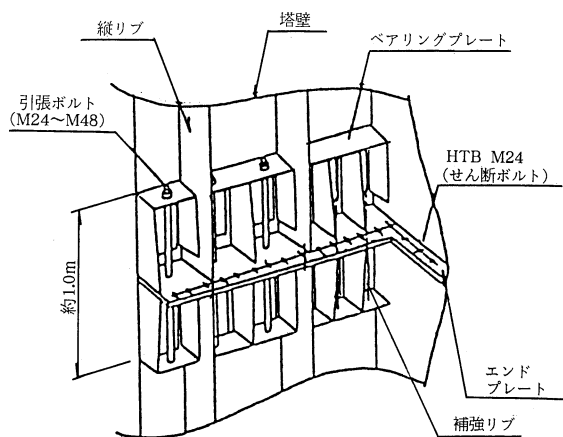


図-2 引張接合継手構造図
Fig. 2 Structure of tiers bearing joints

に対しては、エンドプレートの高力ボルト摩擦接合により抵抗する。

引張ボルトを支持するために設ける補強リブ構造としては、引張荷重作用時に継手面が離反しにくい構造が望ましい。そこで図-3に示すような4種類の補強リブ構造を選定し、構造の違いによる離反の発生状況を調べた。解析モデルとしては、継手近傍のパネルを取りだし、継手部には接触要素を用い、端面の接触・離反を再現できるようにした。図-4の解析結果から分かるように、離反はいずれの構造においても断面コーナー部に局部的に発生している。ベアリングプレートを四辺支持する方法（A～C案）は、プレストレスの分散とベアリングプレートの板曲げを減らす効果があるが、偏心曲げの影響で離反荷重が他の案に比べて低い結果となった（図-4）。最終的には三辺支持構造（D案）が離反荷重が大きく、製作性・維持管理性が良好で、経済的にも優れていることから、これを採用した。この構造では、縦リブはエンドプレートにメタルタッチさせて端部を溶接している。

補強リブ高は、経済性（継手部鋼重）や引張ボルトの施工性に大きな影響を及ぼす構造上の重要なポイントで

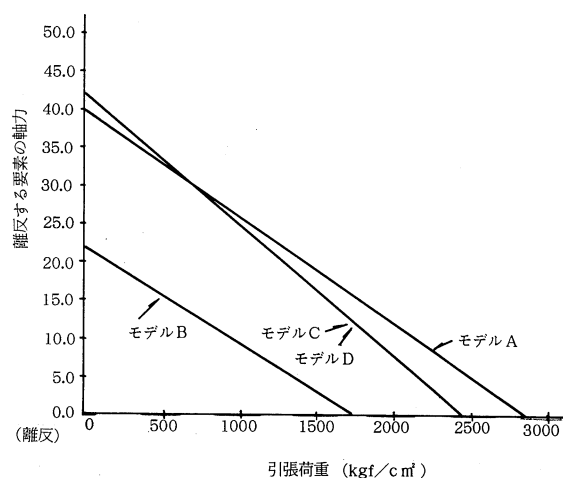


図-4 引張力作用時の離間荷重
Fig. 4 Separation load under tensile load

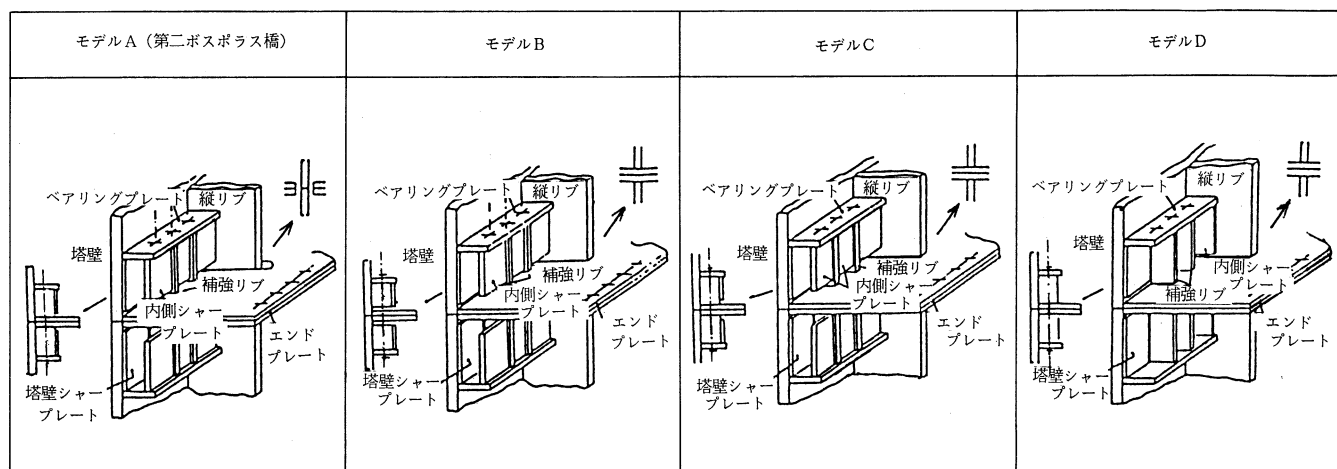


図-3 補強リブ構造
Fig. 3 Type of stiffening rib structure

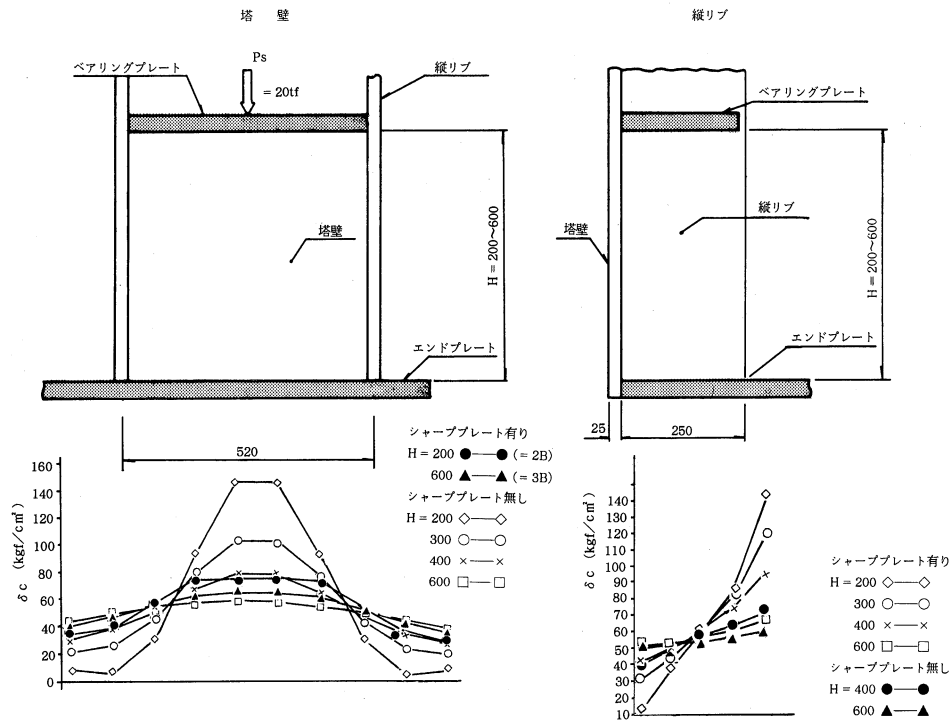


図-5 補強リブ高と応力分布
Fig. 5 Stress distribution and stiffening rib height

ある。このように、補強リブ高は極力低くすることが有利であるが、プレストレスを継手面に均等に分布させることが望ましい。図-5の解析結果に示すように、補強リブ高としてリブ幅の約2倍以上を確保すれば、継手面でのプレストレスによる応力がほぼ均等化することが分かる。また、表-3に示すように、プレストレスの分布幅は補強リブ高の1.5倍程度をとれば良いといえる。

主塔架設時およびセットバック時の風荷重作用時に継手面に生じる引張力に対して、継手部に離間が生じないようにプレストレスを導入する。引張ボルトの設計では、このプレストレス力による軸引張力のほかに、外荷重により継手部に作用する付加軸力を考慮する必要がある。この付加軸力及び離反荷重の算定は、塔基部設計要領⁴⁾の「プレストレス方式によるアンカーフレームの設計法」によった。

図-6は、軸力が作用した時の引張ボルトに生じる付加軸力を示す。付加軸力の値は引張力の4%程度と小さいが、これは補強リブの剛性に比べて引張ボルトの伸び剛性が

小さいためである。また、離反は引張力が導入プレストレス力の約90%に達した時点から局部的に始まり、この値が100%に達すると完全に離反する。この時点以降は、引張ボルトに引張力が全て作用することになる。

なお、引張ボルトの許容応力度は、ケーブルバンドの締付けボルト¹⁵⁾と同様に、降伏点強度の75%強度とした。

$$P_s + \alpha \cdot P_t < P_s \dots\dots\dots (1)$$

$$\alpha = 1 / [1 + K_r / K_b] \dots\dots\dots (2)$$

$$P_{sep} = P_s \cdot [(K_r + K_b) / K_r] \dots\dots\dots (3)$$

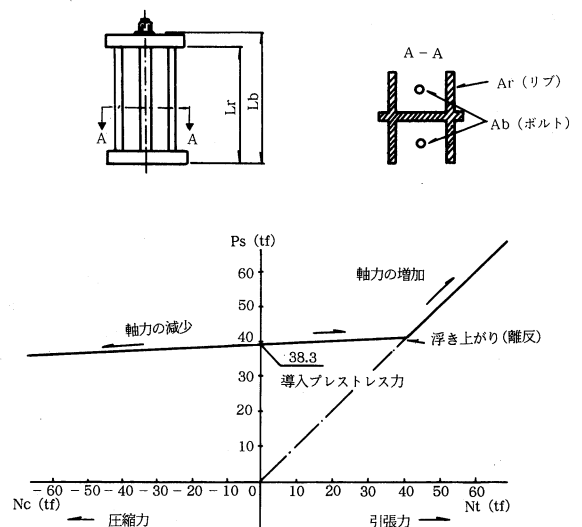


図-6 軸方向力作用時のボルト付加軸力
Fig. 6 Additional bolt stress due to axial loads

表-3 プレストレスの分布幅
Tab.3 Distribution width of prestress

高さH (cm)	R _T (kg)	σ max (kgf/cm ²)	B (cm)	B/H
20.0	13,212	143	37.0	1.85
30.0	13,465	99	54.4	1.81
40.0	13,578	75	72.4	1.81
60.0	14,215	55	103.4	1.72

B = R_T / (σ max · t)
B : 有効分布幅
R_T : 塔壁の分担するプレストレス力
σ max : 塔壁 (エンドプレート近傍) の最大応力
t : 板厚 (25mm)

ここに、

P_s : プレストレス力

P_t : 外荷重により継手部に作用する引張力

P_a : ボルトの許容軸力 ($= 0.75 \sigma_y \cdot A_b$)

α : ボルトの付加軸力係数

K_r : 補強リブのバネ定数 ($= E \cdot A_r / L_r$)

K_b : 引張ボルトのバネ定数 ($= E \cdot A_b / L_b$)

E : 鋼材及びボルトのヤング係数

P_{sep} : 離反荷重

A_r, L_r : 補強リブ有効断面積、補強リブ高 (図-6)

A_b, L_b : ボルトの断面積、有効長さ

プレストレス力はベアリングプレートを通じて塔壁・縦リブ (以下、本体構造) および補強リブに伝達されるが、塔壁に対して偏心しているために、継手部に偏心曲げ応力が発生する。これを軽減するためには、引張ボルトを極力、塔壁寄りに配置する必要がある (図-7)。具体的な方法としては、引張ボルトの細径化や締付け機から決まる塔壁からのクリアランスを小さくすることが有効である。

離反の照査は、断面各部において式 (4) を満足するかどうかを確認することにより行う。

$$\sigma_c = |\sigma_N| - |\sigma_M| + |\sigma_{PS1}| - |\sigma_E| > 0 \dots (4)$$

σ_c : 継手部の合成応力度

σ_N : 軸力による圧縮応力度

σ_M : 面内・面外曲げモーメントによる引張応力度

σ_{PS1} : プレストレス力による圧縮応力度

σ_E : 偏心曲げによる圧縮応力度

完成時には、ケーブルからの大きな鉛直反力により、継手端面の密着度が促進される。しかし、完成時に導入プレストレスのほとんどが残留するため (図-6 参照)、継手部には外力による圧縮応力とプレストレスの合成応力が作用することになる (式 (5) 参照)。この応力は、表-2の応力伝達図に示すように、塔壁間のメタルタッチにより伝達され、また、その一部は縦リブ及び補強リブから伝達される。この設計によると、プレストレスが大きい場合には、継手部に母材断面の補強が生じることもある。この場合には、吊橋完成時にプレストレス力の一部を除去する等の措置が生じる。

$$\sigma_c = |\sigma_N| + |\sigma_M| + |\sigma_{PS2}| + |\sigma_E| > \sigma \dots (5)$$

σ_N, σ_M : プレストレス導入後、外力により発生する圧縮応力度

σ_{PS2} : プレストレス力の不均等分布を考慮した圧縮応力度

σ : 許容圧縮応力度

補強リブの断面設計は、ベアリングプレート側はプレストレスによる応力に対して、エンドプレート側はプレ

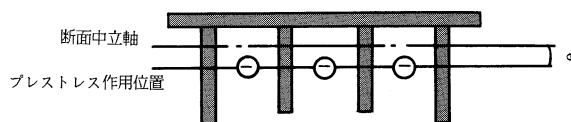
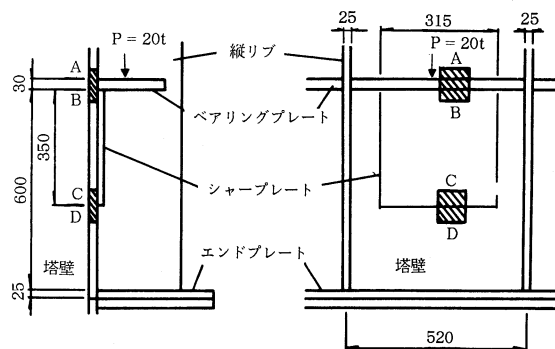


図-7 引張ボルトの断面配置

Fig. 7 Arrangement of tension type bolts



塔壁の応力度 (kgf/cm ²)				
構造		軸力による 応 力 度	板 曲 げ 応 力 度	合計応力度
A	シャーププレートなし	- 118	± 1044	- 1162
	シャーププレートあり	8	± 6	14
B	シャーププレートなし	- 166	± 1048	- 1214
	シャーププレートあり	2	± 1	3
C	シャーププレートなし	- 69	± 11	- 80
	シャーププレートあり	- 19	± 84	- 103
D	シャーププレートなし	- 64	± 23	- 87
	シャーププレートあり	- 70	± 93	- 163

図-8 シャーププレートの応力伝達効果

Fig. 8 Effect of shear plates

ストレスとケーブル反力による応力に対して行う。従って、上側のリブ幅は下側のそれよりも小さな台形状とすることができ、これによりベアリングプレートは縮小し鋼重減が図られる。

ベアリングプレートは、引張ボルトからの圧縮力を本体構造や補強リブに伝達する役割を担う。この断面設計は、ワッシャーから部分分布荷重を受ける三辺単純支持・一辺自由の長方形版として行った¹⁶⁾。この場合、荷重の分布幅は、ベアリングプレートの板厚中心まで45°分布するものと仮定した。

ベアリングプレートを直接塔壁に溶接すると、塔壁には板曲げにより大きな応力が発生する。そこでベアリングプレートからの力を塔壁にスムーズに伝達するためにシャーププレートを設けた。同様に、縦リブにもシャーププレートを設けた。図-8にはシャーププレートが塔壁の板曲げ応力を軽減するのに有効な方法であることを示している。ベアリングプレートとシャーププレートの取り付け部は、ベアリングプレートをシャーププレートにメタルタッチさせ、ベアリングプレートは塔壁にすみ肉溶接を行った。

端面 (接触面) は、主塔として要求される平面度・鉛

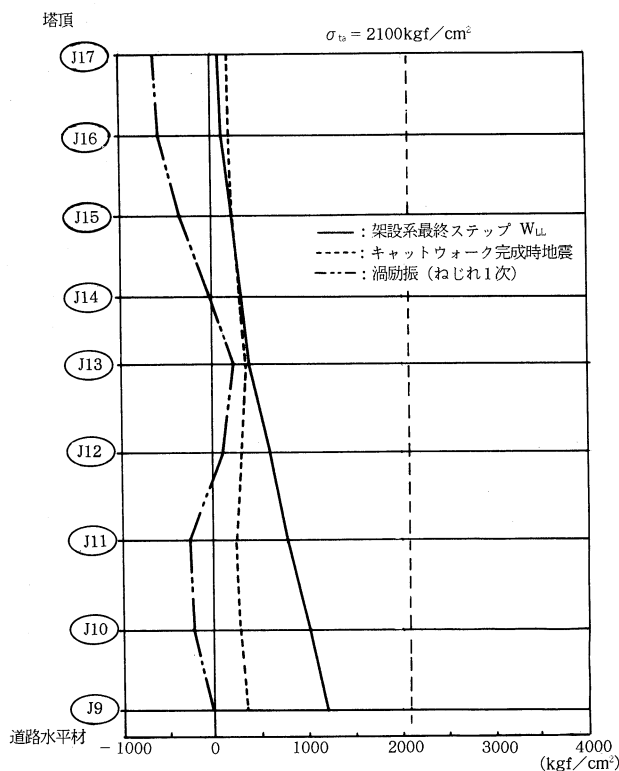


図-9 継手部作用力 (引張)
Fig. 9 Section forces at connection during construction

直度を確保するため機械切削を行うので、エンドプレートはその切削施工性から最小25mmの板厚を用いることとした²⁾。

2.3 塔柱の断面設計

今回、引張接合の対象とした道路水平材より上の継手は、従来の継手設計では圧縮応力で決まっている区間であり、この区間は架設時に作用する継手部の引張応力度は比較的小さい (図-9 参照)。

引張接合による設計を行うに当たって、荷重の組合せと許容応力度の割増率は表-4のように定めた。

本設計法により設計された断面は図-10に示すように、引張力の大きな下部ブロックには長締め引張ボルトを縦

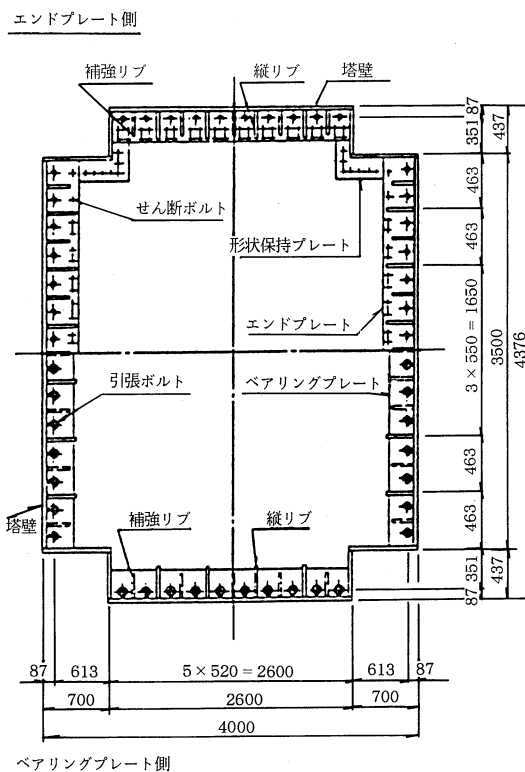


図-10 塔柱の設計断面
Fig. 10 Design section of bearing joint 3P

リブ間に2~3本配置している。引張力の小さな塔頂付近の継手については、断面コーナー部に長締め方式の引張ボルトを多く配置し、その他の区間では間引いた。

引張ボルトは、架設時のハンドリングの軽減、偏心曲げおよび外力による付加軸力を低減するために、高強度とし細径・軽量とするのが望ましい。そこで、経済性等も考慮して、強度レベルとしては摩擦接合用高力ボルトとして実績の多いF10Tクラスとした。材質はクロムモリブデン鋼 (SCM440) を用いた。この材料は、ケーブルバンドの締付けボルト⁹⁾ として実績があること、及び、主塔内面の使用であり腐食環境が良好であることから、遅れ破壊の問題は無いものと判断した。

設計ボルト径は最大48mmである。ボルトの製作仕様としては、質量効果による強度低下 (約20%) および靱性確保を考慮してJIS仕様の化学成分を変更した (表-5)。表-6にはボルト・ナットの引張強度、耐力、伸び及び絞りに関する基準値を示す。

ボルト軸力の計測に超音波軸力計を用いるために、ボルト端面の平行度は18'以下、表面粗度は25μ以下の仕様とした。また、製作誤差やプレストレス力によるベアリングプレートの曲げ変形を吸収し、ボルトに曲げ変形が生じないように、ナット・ワッシャーは曲面形状とした。ネジ谷部には、応力集中が小さく疲労強度の高い、半径0.2p (pはピッチ) の加工を行うこととした。なお、吊橋完成時の渦励振¹⁷⁾ (振り振動の応答片振幅は3Pで24cm) によりボ

表-4 荷重の組合せと許容応力度の割増率
Tab.4 Load combinations and increment factors of allowable stress

				荷重の組合せ	割増率	備 考
完 成 系	常 時			$D + PS + L + T_{30} + SD + E$	1.00	
	地 震 時			$D + PS + L (EQ) + T_{30} + SD + E$	1.5	
	暴 風 時			$D + PS + W + T_{15} + SD + E$	1.4	$V_{10} = 40m/s$
	渦 励 振	2P	面 外 曲 げ	$D + PS + L/2 + W_e + A + T + SD + E$	1.35	$V_{10} = 22m/s$
			捩 れ	$D + PS + W_e + A + T + SD + E$	1.65	$V_{10} = 36m/s$
		3P	面 外 曲 げ	$D + PS + L/2 + W_e + A + T + SD + E$	1.35	$V_{10} = 16m/s$
			捩 れ	$D + PS + W_e + A + T + SD + E$	1.6	$V_{10} = 32m/s$
	架 設 系	作 業 時			$D + PS + T_{30}$	1.25
暴風時（主塔独立時）			$D + PS + T_{15} + W$	1.50	$V_{10} = 31m/s$	
暴風時（セットバック時）			$D + PS + SB + T_{15} + W$	1.50	$V_{10} = 31m/s$	

注) PS : 導入プレストレス力
A : 渦励振応答振幅による影響
W_e : 渦励振共振風速による風荷重
SB : セットバックによる影響

ルトねじ部に発生する応力振幅は8kgf/cm²であり、疲労上から問題となることはないと考えられる。

完成時、本体構造の継手位置での圧縮応力は許容応力度以内であり、プレストレス力による板厚増加は生じていない。また、偏心曲げによる塔壁に生じる二次応力は小さな値であった（表-7）。

補強リブの本体との溶接は、母材板厚が22～30mmと薄板であり、端部には溶接が集中するため、溶接変形が問題となることが予測された。このため、補強リブ構造における応力の伝達はメタルタッチによることとし、すみ肉溶接あるいはシール溶接を採用し、溶接量を軽減した。なお、溶接サイズの設定は強度設計によった。

2.4 応力解析

長締め引張ボルトを全周囲に配置している下部ブロックに対して、シェル要素を用いた1/4断面モデルの立体弾性FEM解析により応力照査を行った。引張による離間を表わすために、上下ブロックの境界の節点には接触要素を用いた（図-11）。荷重ケースは、圧縮力の卓越する完成系常時（δ-max）と引張力の卓越する架設系暴風時である。

(1) プレストレスによる応力度（図-12）

- ・塔壁の応力度は、ほぼ仮定したような分布を示す。ただし、コーナー部には引張ボルトが1本しか配置されないため応力度は小さい。
- ・縦リブには偏心曲げの影響で先端部に応力が集中する。
- ・補強リブ応力も先端に集中するが、補強リブ形状を台形にしている関係上、縦リブ応力に比べて小さい。

(2) プレストレス+常時圧縮荷重（図-13）

- ・設計値に比べて、塔壁・縦リブ応力は大きく、逆に補強リブ応力が小さい。

(3) プレストレス+架設時引張荷重（図-14）

- ・ウェブ側塔壁は離間していない。

表-5 引張接合用高力ボルトの化学成分
Tab.5 Chemical properties of tension type bolt

	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo
SCM440mdy	0.41 ～ 0.44	0.15 ～ 0.30	0.80 ～ 0.90	≤0.030	≤0.030	≤0.30	≤0.25	1.05 ～ 1.25	0.20 ～ 0.35

表-6 引張接合用高力ボルトの物理的性質
Tab.6 Physical properties of tension type bolt

	材質	σ _t (kgf/mm ²)	σ _y (kgf/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)
ボルト	SCM440mdy	114	98	18	56
ナット	SCM435相当	95	80	-	-

表-7 引張継手部の応力内訳（3P-J9）
Tab.7 Stresses at bearing joints(3P-J9)

	圧 縮 (kgf/cm ²)			引 張 (kgf/cm ²)			
	塔 壁	縦 リ ブ	補 強 リ ブ	塔 壁	縦 リ ブ	補 強 リ ブ	ボ ル ト
応 力 度	-1,877	-1,944	-1,934	-28	-412	-324	6,674
(プレストレス)	-777	-777	-777	-669	-669	-669	5,954
(偏 心 曲 げ)	9	-135	-107	15	-127	-90	-
(軸 力)	-867	-867	-867	-65	-65	-65	-78
(曲 げ)	-242	-165	-183	691	450	451	798

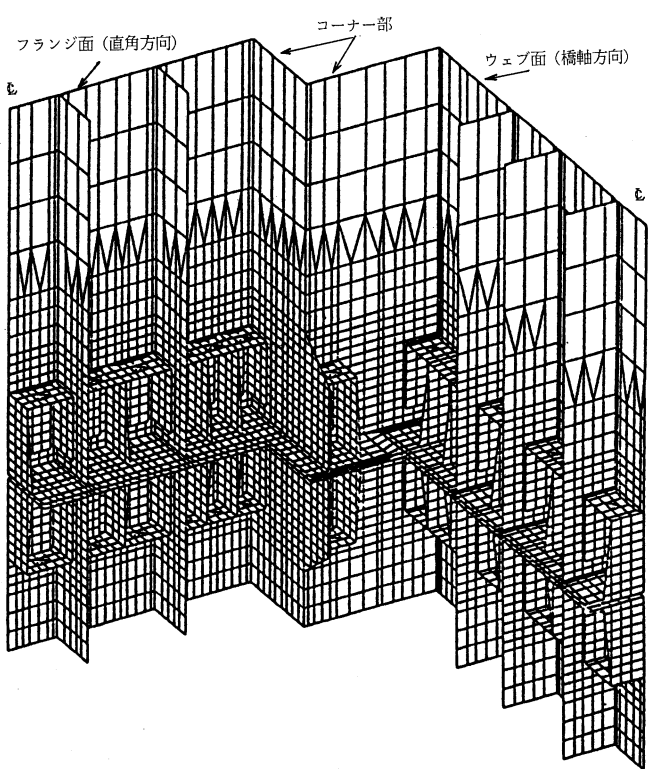


図-11 引張接合部の有限要素モデル（1/4断面）
Fig. 11 FEM model for bearing joint

- ・フランジ側の塔壁には最大0.16mm程度離反が生じるが、引張ボルト付加軸力が小さいことから分かるように、マクロ的にはプレストレスが有効に働いているものと考えられる。

2.5 耐荷力解析

引張接合継手を用いた場合の終局耐荷力がどの程度あるかを把握し、従来のメタルタッチ併用摩擦接合継手を全継手に採用した場合の耐荷力と比較した。

解析は3P主塔を三次元骨組モデル化し、弾塑性を考慮するために、塔柱及び水平材に箱断面要素を用いた。図-15は荷重・変位曲線を示す。継手部に引張力が作用すると、初期の段階では母材と引張ボルトの両方で抵抗するが、プレストレス相当の引張力が作用すると塔壁は離反し、その後は引張ボルト単独で抵抗する。一方、圧縮力が作用すると、引張ボルトの導入軸力は抜け、母材には圧縮応力が付加される。引張ボルトが無応力長になる状態と、母材が圧縮で降伏する状態のいずれに早く到達するかは、プレストレスの大きさに支配される。

引張接合部のモデル化においては、これらの影響を考慮するために、ベアリングプレート間に格点を設け、引張ボルト、母材、補強リブの3つの特性を評価できる多重要素を用いた。各要素の応力-歪関係には、図-16に示すように、引張ボルトによるプレストレスや溶接による残留応力を考慮した。すなわち、通常の離反のみを考えた場合の応力-歪曲線をプレストレス分だけ歪軸方向にシフトさせ、更に、母材については溶接による引張・圧縮の残留応力分だけ応力軸方向にシフトさせた。

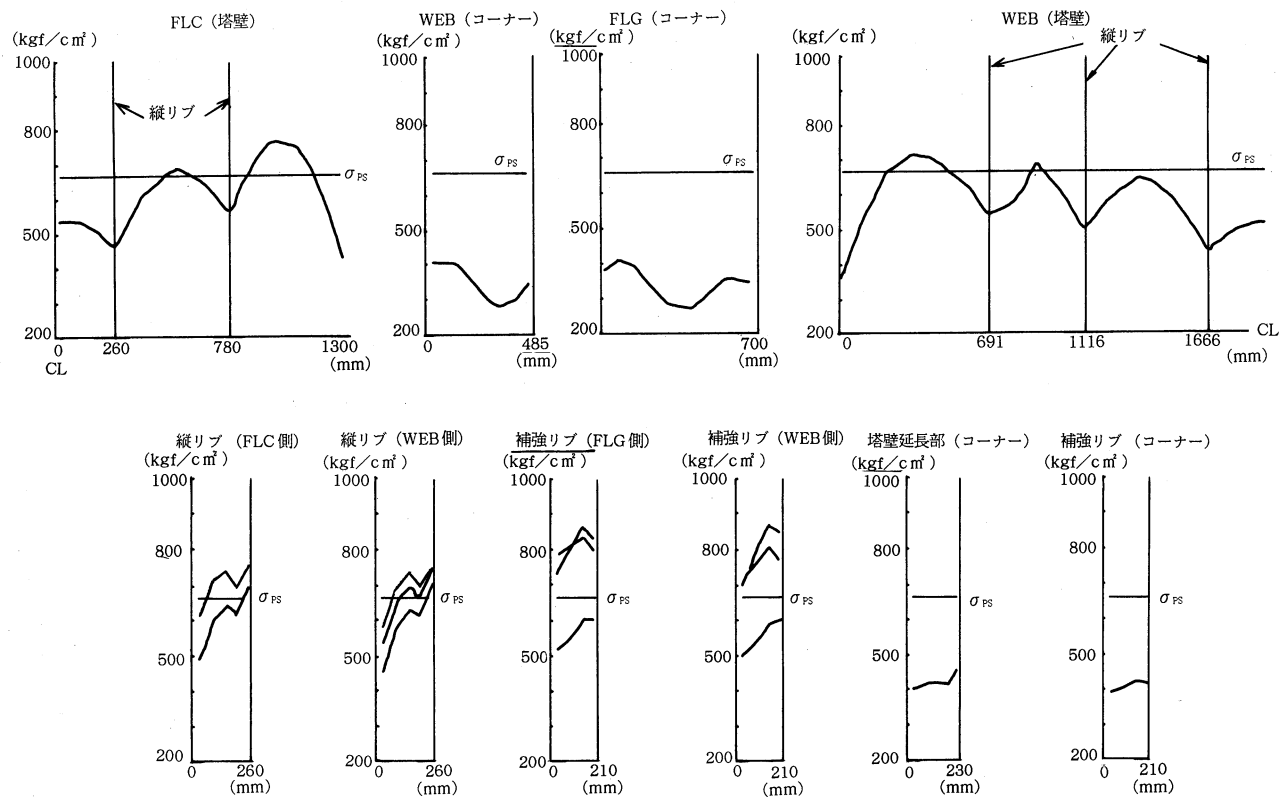


図-12 プレストレスによる接合面近傍の応力分布
Fig. 12 Stress distribution at connection by prestress

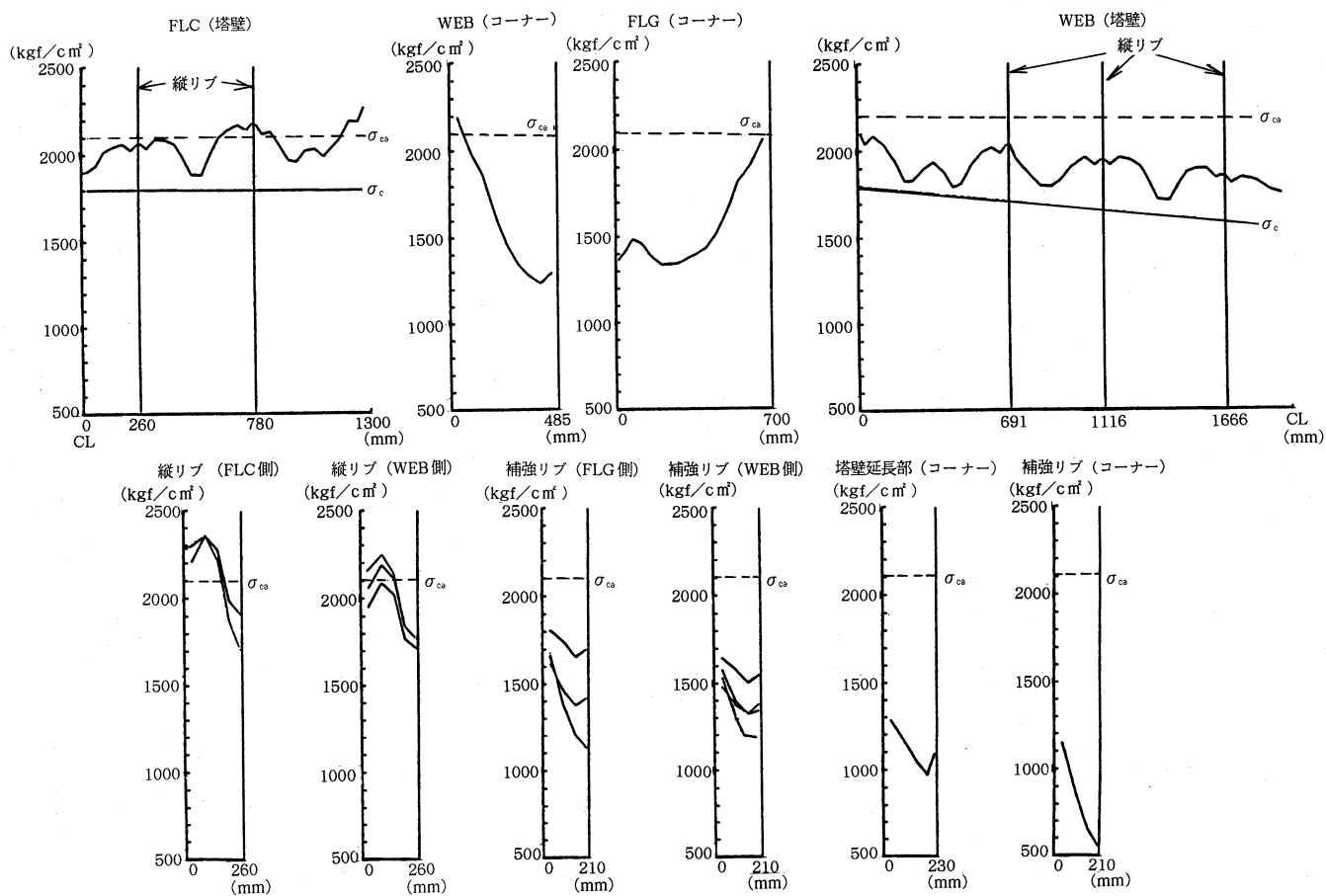


図-13 [プレストレス+常時圧縮荷重] による接合面近傍の応力分布
Fig. 13 Stress distribution at connection by prestress and external compression load

解析ケースは表-8に示す4ケースとした。初期不整合としては、塔頂の付加変位として「上部構造設計基準」に規定された、支点移動の影響として $\delta = 0.02L$ と回転角、更に製作・架設誤差の影響として $1/2,000$ を考慮した。

残留応力分布は、明石海峡大橋とレインボーブリッジの主塔での実測値をもとに、小松らの提案¹⁰⁾に準じて算出した。この結果、解析に用いた圧縮の残留応力(最大

値)は降伏点強度の16%とした。

解析結果を崩壊時の塔最大変位と荷重倍率 α で表したものを表-9に示す。この結果によると、風荷重に対しては塔頂変位換算で約1.6mに達すると崩壊にいたる。これは約102m/secの風速に相当するもので、設計基準風速56m/secに対して十分な余裕があることが分かる。図-17には引張接合継手に対して、継手毎に母材と引張ボルトの降伏率と離間率を示したものである。

これらから、引張接合継手は従来の継手と比較して、ほ

表-8 耐荷力解析ケース
Tab.8 Study cases for ultimate strength analysis

解析ケース	荷重の組合せ
δ max時	橋軸方向 $D + \alpha L (\delta \max) + T (+30^\circ) + SD + E$
暴風時	橋軸直角方向 $D + \alpha W_{TT} + T (+15^\circ) + SD + E$
渦励振時	塔面外曲げ1次 $D + \frac{1}{2}L + W_{VS} + \alpha A_{VS} + T (+30^\circ) + SD + E$
	ねじれ1次 $D + W_{VT} + \alpha A_{VT} + T (+15^\circ) + SD + E$

D : 死荷重
 L : 活荷重
 T : 温度荷重
 SD : 支点移動の影響
 E : 製作・架設誤差の影響
 W_{TT} : 暴風時風荷重
 W_{VS} : 渦励振面外曲げ1次風荷重
 W_{VT} : 渦励振ねじれ1次風荷重
 A_{VS} : 渦励振面外曲げ1次振動振幅
 A_{VT} : 渦励振ねじれ1次振動振幅

表-9 崩壊時の荷重倍率
Tab.9 Ultimate load factors obtained from analysis

解析ケース	塔最大変位 (m) (塔頂or塔腹部)	荷重倍率 α
引張接合継手	δ max時	1.48
	暴風時 (W_{TT})	1.60
	面外曲げ1次	0.91
	ねじれ1次	1.06
従来継手	暴風時 (W_{TT})	1.76
	ねじれ1次	1.13

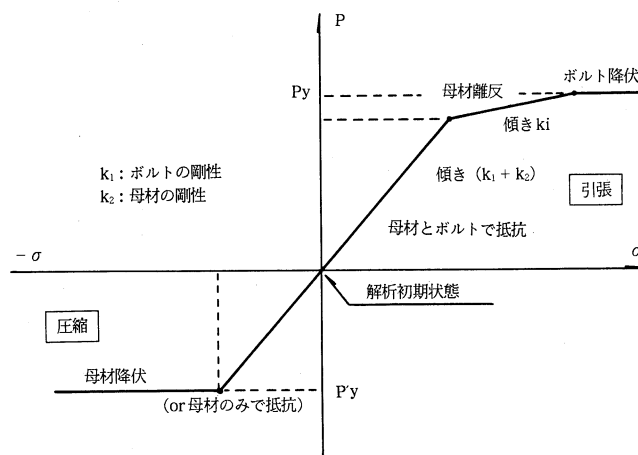


図-15 荷重・変位曲線
Fig. 15 Load - displacement relationship

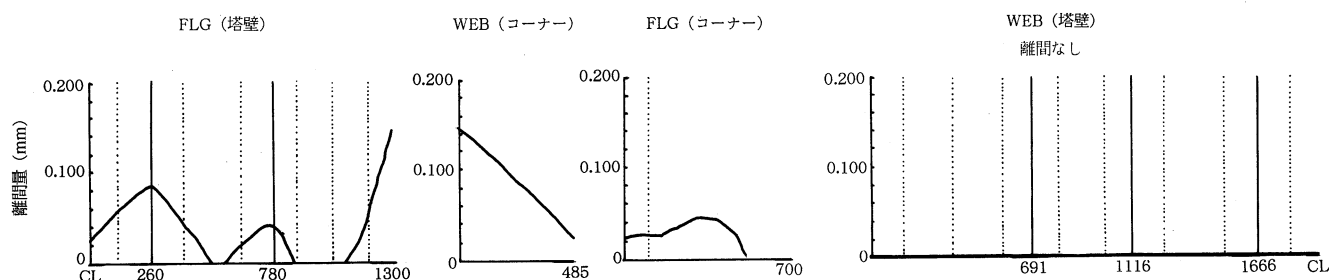


図-14 [プレストレス+架設時引張荷重]による接合面での離間
Fig. 14 Separation at connection by prestress and external tensile load

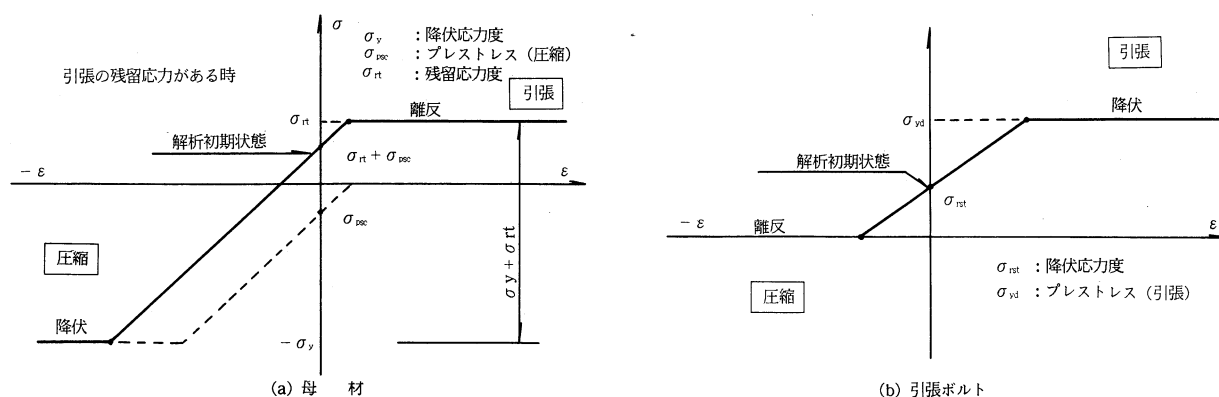


図-16 母材及び引張ボルトの応力・歪曲線
Fig. 16 Stress - strain relationship for steel plates and tension-type bolts

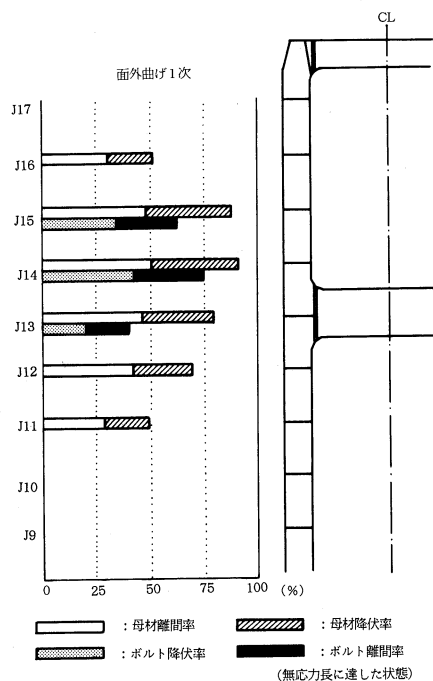


図-17 継手部の降伏点と離間率
Fig. 17 Ratio of yield and separation

ば同等の終局耐荷力を有しているといえる。また、継手の一部に降伏や離反が発生しても、急激に降伏域や離間が拡大し崩壊に至ることはなく、これは継手部の剛度の低下による応力の再分配が起こるためと考えられる。

2.6 架設計画の概要

架設は、図-18に示すように、クライミング方式の自立型タワークレーンにより行う計画である。外周足場は、引張接合区間ではクレーンの繋ぎ梁等によりのみ設置される。

下方ブロックのダイヤフラム位置は、引張ボルトのナット締付け時の作業床として利用可能なように、エンドプレートから約2m下の位置に配置した。また、上方ブロックのダイヤフラムは、引張ボルトの仮固定時に支障とならないようにベアリングプレート上方約1mの位置に配置した。

引張ボルトは工場で上方ブロックに仮固定し、架設時には、これを所定位置に挿入する（最大M48×1.33m×76本、1本当たり重量は約14kgf）。引張ボルトはトルク係数の小さなS種仕様（0.08～0.12）を用い、その防錆処理はHBS B 1102¹⁰⁾によった。

プレストレス力の導入（最大85tonf）は、ハイドロレンチを用いる。このハ

イドロレンチは、アンカーボルト等で用いられるセンターホールジャッキによる方法に比べてソケットが小さいため、ボルト配置を塔壁寄りにでき、また軽量（15kgf）なため締付け作業が容易で短時間の締付け施工が可能である。

締付けはトルク法により行う予定であるが、軸力管理として超音波軸力計による方法も検討中である。後者の方法は、原理的²⁰⁾には、締付け前後の伝播時間差から軸力を算出するものであり、この測定精度が十分であれば、締付け時に併用することにより軸力管理が容易に行うことが可能となる。

架設時のブロック間の位置決め方法としては、仮組時に設けたエンドプレートのパイロットホールとこば面の合わせマークを基準に高力ボルトの締付けを行う計画である。引続き、引張ボルトの予備締付けおよび本締めを行う計画である。

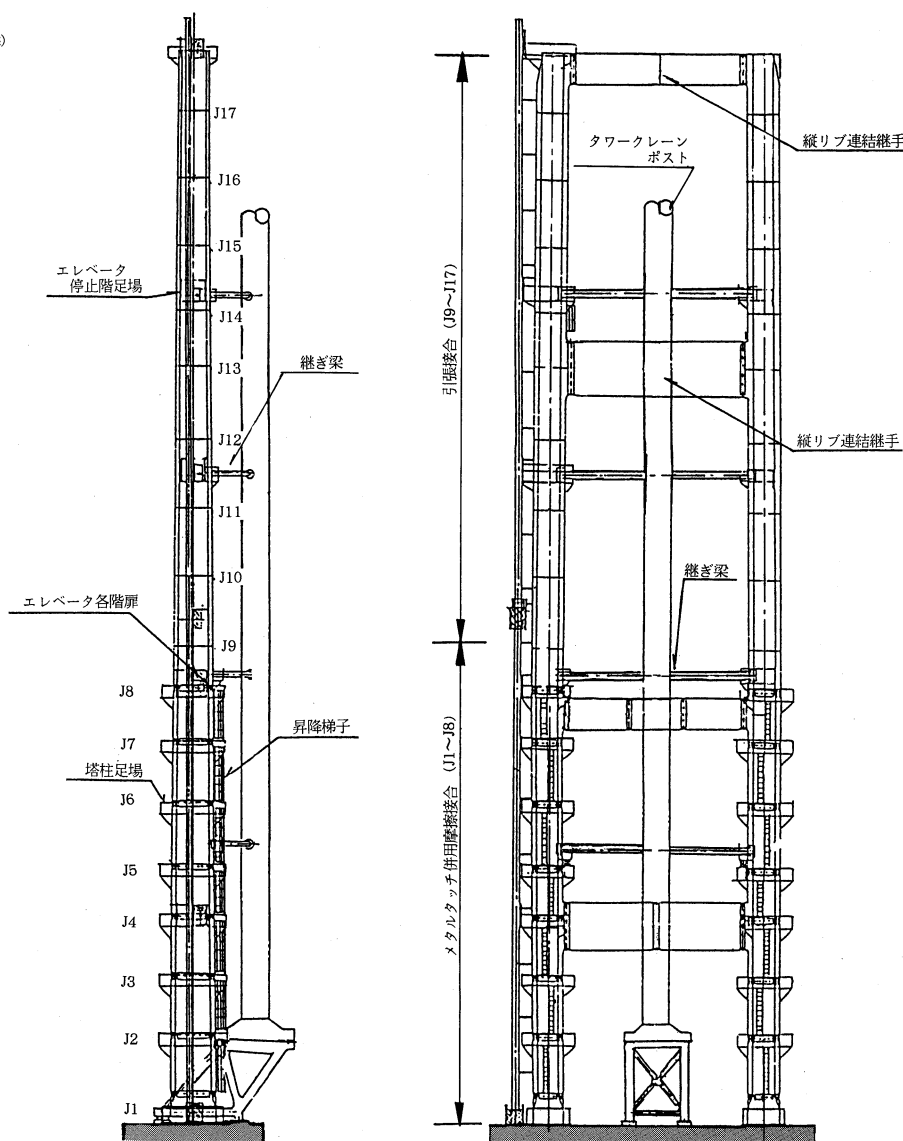


図-18 3P主塔架設要領
Fig. 18 Erection procedure of 3P-tower

3. 水平材の縦リブ連結継手

水平材は主塔の景観設計²¹⁾のなかで最も重要な部材の一つであり、その大きさ及び隅角部のフィレット形状は景観上から決められている。このようなことから、路面より上の塔頂および中間水平材については、外面の添接板をなくし、すっきりとした構造にすることが望まれる。

一般に、水平材は架設の関係から2分割あるいは3分割されることが多い。そして、中央付近の継手部の断面力は小さな値であるので、外壁のみを添接し、リブは連結しないことが多い。

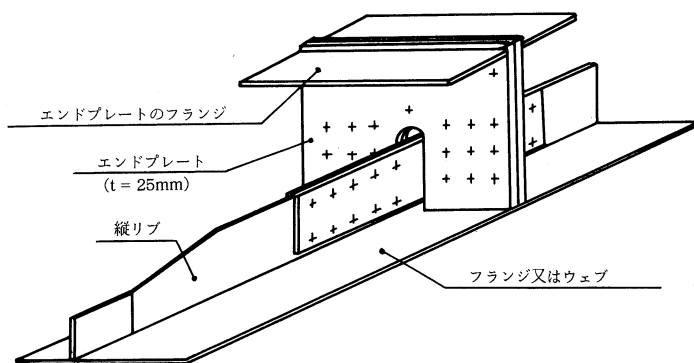


図-19 縦リブ連結継手構造図
Fig. 19 Strut's rib connection joint

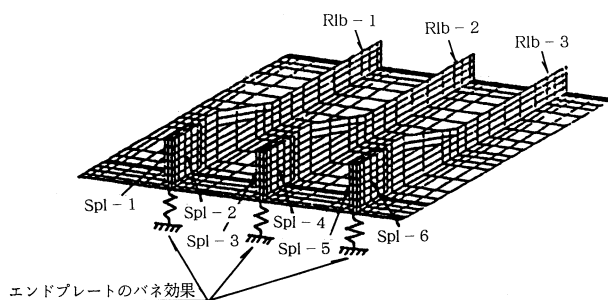


図-20 縦リブ連結継手の有限要素解析モデル
Fig. 20 FEM model for strut's rib connection joint

外面に添接板を設けない構造として、引張接合継手も含め各種の形式を検討したが、図-19に示すように、縦リブを連結し外面には添接板を設けない構造である「縦リブ連結継手」を採用した。この構造の設計では、軸方向力は全て縦リブの高力ボルト摩擦接合により伝達し、せん断力や振りモーメントを接合面に配置したエンドプレートの高力ボルト摩擦接合により伝達する考え方である。

3.1 水平材の断面設計

一般に、主塔水平材の中央部の継手断面力は小さい。ちなみに、継手の支配的な荷重状態は、6P中間水平材が完成時の振れの渦励振である以外は、ケーブル架設系（塔頂クレーン有り）の地震時である。

引張力作用時の継手部応力を把握するために、継手近傍のパネルをモデル化したFEM解析を行った（図-20）。ここで、エンドプレートは面外変形を拘束する効果を表現するために、曲げ剛性の等価な鉛直バネで支持した。

解析の結果、縦リブに作用する偏心曲げは、設計上、無視できることが分かった。しかし、継手部は縦リブの添接板断面のみとなるため、断面の中立軸の変化量が大きくなり、偏心曲げによる付加応力を考慮する必要がある。

慣用計算では、図-21に示すように、縦リブ断面から継手部への中立軸の偏心をモデル化した骨組解析を用いて、偏心曲げの評価を行った。

図-22は慣用計算とFEM解析の結果を比較したもの

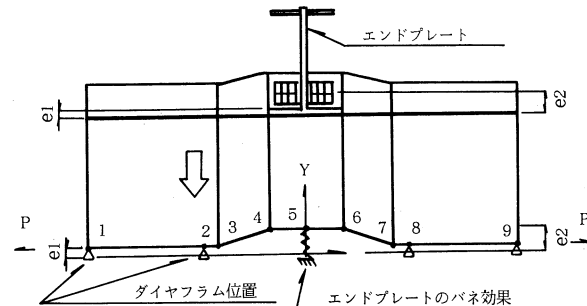


図-21 縦リブ連結継手の簡易梁モデル
Fig. 21 Beam model for rib connection joint

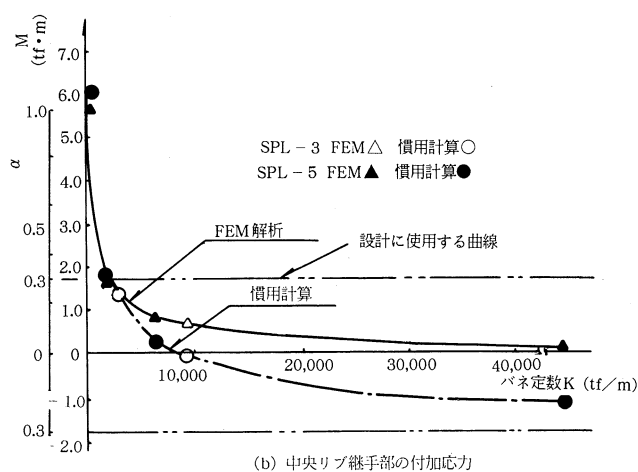
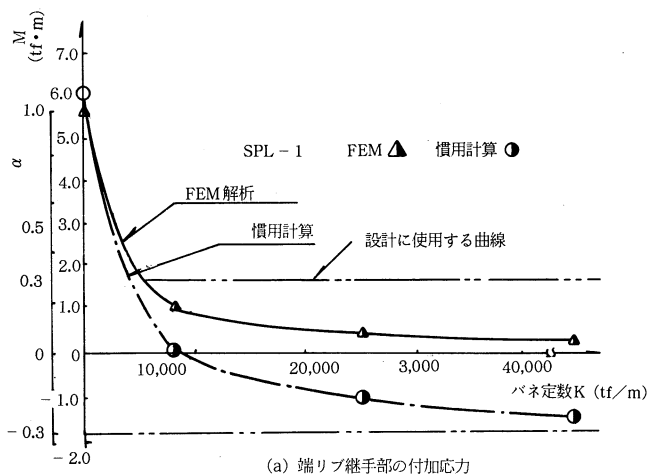
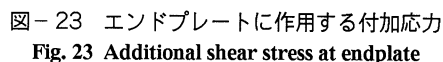


図-22 解析法による偏心曲げモーメントの比較
Fig. 22 Comparison of eccentric bending moment between



e : 偏心量

Technical drawing of a rectangular building plan. The drawing includes dimensions and calculations for the overall size and internal layout.

Overall Dimensions:

- Overall Width: 4361
- Overall Height: 6502

Internal Dimensions and Calculations:

- Top Width: 622.3 (left), $5 \times 623.3 = 3116.4$ (center), 622.3 (right)
- Top Height: 115 (left), 135 (center), 135 (right)
- Left Width: 115 (left), 135 (center), 135 (right)
- Left Height: $4 \times 93.1 = 372.3$ (left), $4 \times 88.3 = 353.3$ (center), $4 \times 93.1 = 372.3$ (right), $4 \times 88.3 = 353.3$ (right)
- Bottom Width: $4 \times 96.9 = 387.6$ (left), $4 \times 91.9 = 367.6$ (center), $4 \times 91.9 = 367.6$ (right), $4 \times 96.9 = 387.6$ (right)
- Bottom Height: $7 \times 637.6 = 4463$

Other Dimensions:

- Overall Width (left side): 9150
- Overall Height (left side): 4500
- Internal Width (left side): $13 \times 654 = 8502$
- Internal Height (left side): 648
- Internal Width (bottom side): 115 (left), 135 (center), 135 (right)
- Internal Height (bottom side): $4 \times 100 = 400$ (left), $4 \times 96 = 384$ (center), $4 \times 100 = 400$ (right)

Labels:

- A, B, C, D, E, F

図-24 縦リブ連結継手設計図 (8P 中間水平材)
Fig. 24 Rib connection joint for 8P intermediate strut

Figure 10 is a graph showing the relationship between the ratio of horizontal bending rigidity (horizontal bending rigidity ratio) and the ratio of vibration coefficient (vibration coefficient ratio). The x-axis is labeled "水平曲げ剛度比 (%)" and has values 1, 16, 25, 50, 75, 100. The y-axis is labeled "振動係数" and has values 0.0, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0. Two data series are plotted: "面外曲げ1次振動" (solid line with circles) and "捩れ1次振動" (dashed line with triangles). Both series show a value of 1.0 for all horizontal bending rigidity ratios. A vertical dashed line at 16% is labeled "縦リブのみの剛度比". To the right, a schematic of a tower structure is shown with labels "1000", "塔頂水平材", "1000", and "中間水平材".

図-25 曲げ剛度の局所的な低下による全体系の固有振動数への影響
Fig. 25 Effect of local decrease of bending rigidity on natural frequencies

縦リブ連結継手は、継手部の剛性は一般部のそれに比べて低下することが予想される。そこで、継手部の剛性低下が静的及び動的特性に及ぼす影響を検討した。局所的な剛性変化は静的には影響が無く、動的にも図-25の振動解析結果に示すように、面外曲げおよび振れの固有振動数に及ぼす影響は小さいことが分かった。

3.2 製作・架設計画の概要

水平材は塔柱断面に比べて扁平大断面（最大のものは幅4.4m、高さ9m）であり、かつ板厚が薄く、剛性の低い構造である。この継手の設計においては、応力伝達上は端面の密着を期待していないが、防錆上の理由から密着度を確保し、目違い量を少なくすることが望ましい。

目違いをなくすためには、単材精度を高めるほか、溶接変形の管理が重要となるが、①接合されるエンドプレートに2枚重ねして四周切削する、②接合されるブロックを組立て、目違い量を計測後に縦リブの本溶接を行う等の製法を用いることとしている。

縦リブ添接板の孔明は、メタルタッチ仕様の塔柱製作法と同様に、母材のボルトの中心間隔を計測後に行うこととした。また、添接板の第1ボルトの中心間隔を母材のゲージ間隔より5mm程度短くして、ドリフトピンによる端面の引寄せ効果を期待している。

エンドプレート端面は切削後にブラストを行い、無機ジンクリッチペイントを75 μ 塗布する計画である。

継手線の上に目違いがある場合には、こぼ面の一部が外気に曝されることが予想される。この防錆対策としてシール施工等を検討中である。

架設においては、縦リブ連結継手の密着度を確保することが最も重要である。そこで、架設の施工手順としては、間隔調整材により塔柱間隔を広げた状態で、片側のブロックを架設する計画である。次に、もう一方のブロックを吊った状態で、縦リブ連結継手の上フランジを面

合わせし、縦リブを添接する。次に、エンドプレートの添接作業を行った後、ウェブおよび下フランジの縦リブの添接作業を終了する。最後に、2ブロックを同時に吊り上げ、塔柱側と仕口合わせし添接作業を行う計画である。この場合、架設誤差は隅角部の高力ボルトの接合部（隙間10mm、逆ハのテーパ約1.5°）で吸収することになる（図-26）。

4. 考 察

来島大橋の主塔に採用した引張接合継手および縦リブ連結継手は、工期短縮、架設作業および維持管理の省力化を兼ね備えた継手である。今後の長大橋の建設において魅力ある継手形式となる可能性がある。そこで、この継手を長大橋に適用する場合の課題等を考察した。

4.1 引張接合継手

(1) 設計関係

- ①縦リブの配置は、補強リブと一体として設計する。
- ②引張力が大きくなると、補強リブ構造が大型化し、鋼重増加となることが予測される。この対策として、以下の考え方を整理する必要がある。

- ・架設系風時に局所的な離反を許容するかどうか。
例えば第二ボスボラス橋ではセットバック時に離反を許容し、導入プレストレスの軽減を図っている。
- ・完成時に塔壁の断面補強が必要となる場合には、これを避けるために、吊橋完成時にはプレストレス力を一部抜くかどうか。

(2) 製作関係

- ①溶接量を減らす。

長大橋では塔壁板厚が40～50mm程度となるため、溶接変形は少ないと考えられるが、かど溶接部のすみ肉溶接等の脚長については溶接法、厚板であるこ

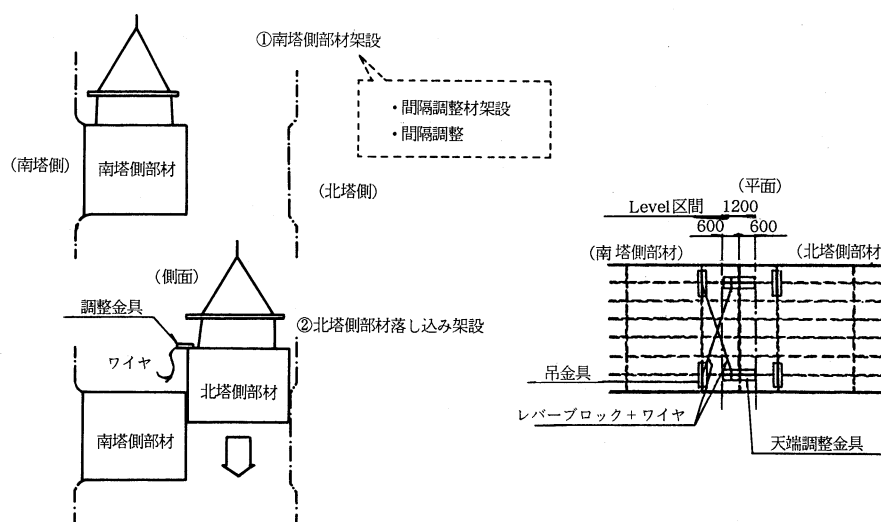


図-26 縦リブ連結継手の架設要領（計画）
Fig. 26 Erection procedure of strut's rib connection joint

とを考慮し、合理的な設計法を検討する。

②マルチセル構造の場合のセル相互の精度管理。

(3) 架設関係

①プレストレス力が増大した場合のコンパクトで作業性の良いボルトの締付け法の開発。

②継手部以外の外面足場をなくす。例えば、外面エレベーターの塔内配置を検討する。

③目違い部の簡便で確実な養生法の検討。

(4) 引張接合の長大吊橋主塔への適用性

長大吊橋の主塔架設は高所作業となるため、自然条件の環境を受け易くなる。この観点から、内面で作業できる継手は一つの有力な継手となる可能性がある。しかし、長大吊橋では継手に作用する引張力が増大することから、継手鋼重が増大し経済性を損ねる傾向にあるが、引張力の小さな範囲として、例えば道路水平材より上の区間に採用する場合には経済性とも両立する可能性がある。

そこで、中央支間長1,000m級の吊橋主塔を対象に、本設計法を用いて引張接合継手としての概略設計を行った。その結果、道路水平材付近の継手としては、引張ボルト本数はM65×84本(1本当たりの導入プレストレス力=311ton)となるが、吊橋完成時には105tonプレストレスを除去する必要がある。塔頂付近の継手ではM24×24本で設計が可能であることがわかった。これらをもとに、経済性及び工期等に関しては、さらに詳細に検討する必要がある。

4.2 縦リブ連結継手

ラーメン主塔の水平材の中間部継手のように、断面力の小さな箇所に適用する場合には、設計上の問題は無いものと思われる。

5. あとがき

今回、本四連絡橋では初めて主塔に引張接合継手を採用した。その設計に当たっては、類似の構造を採用している第二ボスボラス橋等の設計を参考にした。しかし、これらの設計における設計風荷重、断面設計(厚板を用いた構造)、浮き上がり等に対する考え方をそのまま本橋に適用するには問題が多かった。現実には、初期の検討段階においては、補強リブ構造が大型化し、35%程度の鋼重増加が予想され、経済性の面から採用が困難であった。

現在、実大規模のパイロットメンバーを製作し、引張接合継手の設計・製作・架設に関する確認実験を実施している。両継手の懸案事項である、継手部の防錆法については、塗膜及びシール材の効果を確認するために促進試験を行っている。

実橋の引張接合ブロックの製作は平成6年6月から、架設は平成7年3月から開始する予定である。また、水平材の縦リブ連結継手ブロックの架設は平成7年末にはその一部を完了する予定である。これらの実績から有益な情報が得られるものと思われる。

最後に、本構造に関して貴重なご意見をいただいた田島二郎博士に感謝する次第である。

参考文献

1. 谷本：吊橋主塔の水平継手について、住友重機械技報、Vol.38、No.114、1990年12月
2. 橋梁用高力ボルト引張接合設計指針(案)、日本鋼構造協会、平成5年2月
3. Bosphorus プロジェクト報告-第2Bosphorus橋を中心として、石川島播磨技報、平成元年2月
4. アダミヤ橋(イラク共和国)の設計・製作と架設(上)、橋梁と基礎、1984年3月
5. 浜田、梶：メタルタッチ継手を用いた斜張橋・塔現場継手の設計と製作、横河橋梁技報 第16号、1987年1月
6. 金井、安藤、加藤、三浦、熊谷：メタルタッチを用いた塔の現場水平継手模型の耐荷力実験、橋梁と基礎、1990年11月
7. 吊橋主塔設計要領・同解説、本州四国連絡橋公団、1989年4月
8. 鋼橋等製作基準、本州四国連絡橋公団、1989年4月
9. 上部構造設計基準・同解説、本州四国連絡橋公団、1989年4月
10. Neubau und Querverschuber Rheinbrücke Düsseldorf - Oberkassel, Der Stahlbau, 1977.3
11. Die neue Rheinbrücke für die Bundesautobahn bei Speyer, Der Stahlbau, 1977.10
12. 植田、永田、小林：吊橋主塔継手部の一考察、石川島播磨技報、第21巻、第2号、昭和56年3月
13. 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、第232号、1983年4月
14. 吊橋及び斜張橋の塔基礎設計要領(案)、本州四国連絡橋公団第二建設局、昭和57年2月
15. ケーブルバンド設計要領(案)、本州四国連絡橋公団、昭和53年3月
16. 土木学会編、構造力学公式集、技報堂、昭和52年9月
17. 大橋、山口：来島大橋主塔の耐風・耐震設計、本四技報、1994年(投稿中)
18. 小松他：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究、土木学会論文報告集、1987年9月
19. 摩擦接合用防錆高力ボルト・六角ナット・平座金のセット暫定規格(HBS B 1102)、本州四国連絡橋公団、昭和51年2月
20. 星野：超音波によるボルトの伸び測定と軸力管理、配管技術、日本工業出版、第31巻、第10号、1989年9月
21. 大橋、磯江：来島大橋主塔の景観設計、本四技報、1994年4月

インド国ボンベイ市を訪ねて

Visit to Bombay of the Republic of India

維持施設部

調査役

中村 守

Mamoru Nakamura



インドやボンベイ市といえば、誰でも知っている大国であり、世界的に著名な大都市であるが、現実には、一般の日本人にとっては案外疎遠で、情報量は少ないようだ。私自身、今回訪問するまで、この街がインド半島の東海岸にあるのか、西海岸にあるのかさえ明答出来なかった。1994年2月28日から3月13日まで、ボンベイ市のウォーリーシロック橋建設計画にかかる事前調査団長として、当市を訪れる機会を得たので、インド国およびボンベイ市の概要等を報告する。

1. インド国およびボンベイ市の概要

インドは、国土面積約330万km²（日本の約9倍）、人口8億4400万人を有し、中国に次ぐ世界第2位の大国である。インドは、多様性の国と呼ばれるように、インド・アーリア系、ドラヴィダ系等、多種多様な民族からなり、言語は、ヒンディー語、英語の他、憲法で公認されている州の言語だけで14種類もあり、実際に使われている言語に至っては数百種類もあるといわれている（紙幣には、15種類の文字で金額が書かれている）。また、宗教も、ヒンドゥー教、イスラム教、キリスト教、シーク教等多様で、宗教に関わる対立抗争も激しいものがある。1992年から1993年にかけてインド各地で発生したヒンドゥー教徒対イスラム教徒の大規模な対立騒動は記憶に新しい。

インド国は23州と9の中央政府直轄地からなる連邦国家で、各州には、それぞれ議会と内閣、デリーには連邦を統合する連邦議会がおかれ、連邦議会および各州下院議員によって選出される大統領が行政を統括している。インドは多数の国、機関から援助を受けており、主要援助国は、日本、スウェーデン、ドイツ、フランス、オランダ、英国等である。英国が、旧宗主国として、長年最大の二国間援助供与国となっていたが、1986年以降わが国が最大の二国間援助供与

国となっている。

ボンベイ市は、インド半島の中部、アラビア海を臨む西海岸に面した、マハラシュトラ州に属し、人口約1000万人（Greater Bombay, 1991）を擁するインド第2の大都市であり、インド最大の商工業都市である。マハラシュトラ州は、面積、人口ともインド全土の9%であるが、工業生産高では、他の州を圧倒する先進地域である。

アラビア海に半島のように突き出たBombay Island（ボンベイ島）を中心としたGreater Bombayと1967年以来開発が進められている対岸のNew Bombay、およびOther Regionと呼ばれる3つの地域により、ボンベイ都市圏（Bombay Metropolitan Region）が構成されている。ボンベイ島は、16世紀にイスラム教の支配者スルターンからポルトガル王へ割譲され、17世紀にポルト

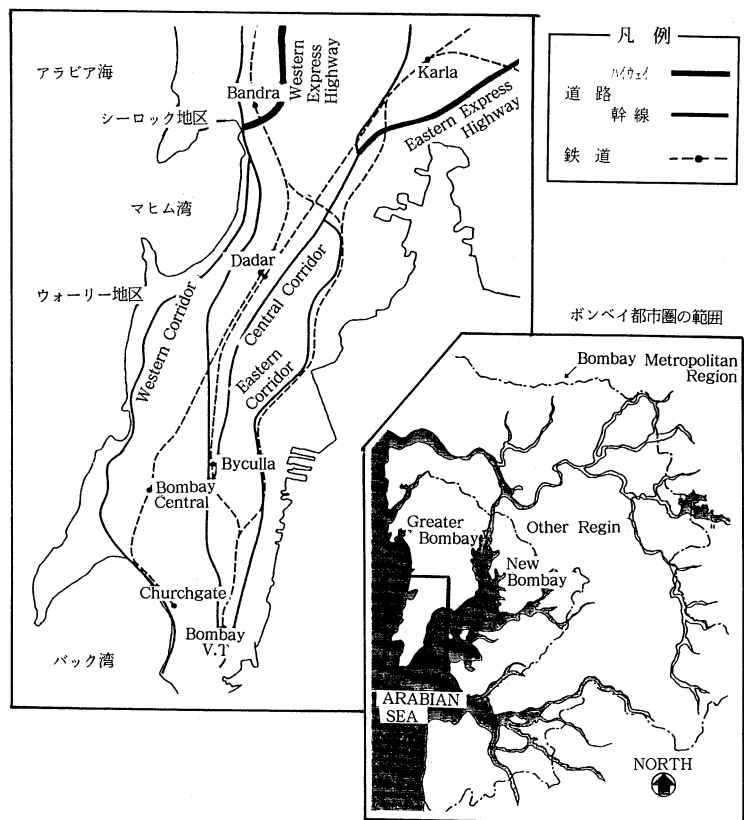


図-1 ボンベイ島の道路・鉄道網

Fig.1 Road and Railway Network in Bombay Island

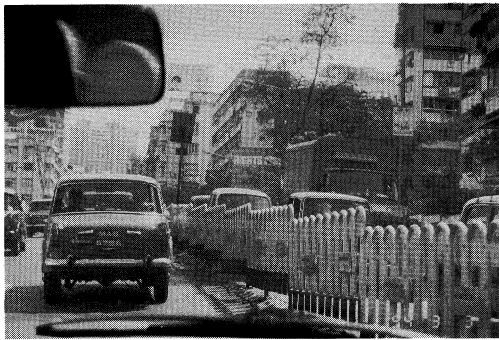


写真-1 ボンベイ島内の幹線道路
(沿道にはビルが密集し、交通混雑が激しい)

Photo.1 Trunk road in Bombay Island (Forest of buildings at roadside and traffic jam)

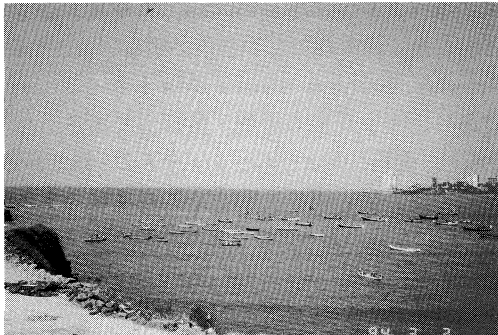


写真-3 ウォーリー側の岬から対岸のシーロック側を臨む

Photo.3 View of Searock side from a point on Worli side

ガル王女の持参品の一部として英国に贈与された7つの島が母体で、その後英国による東インド会社の根拠地として発展した。19世紀に埋立により7つの島が一つにまとめられ、現在のボンベイ市の基礎が形成された。中心市街地を形成するボンベイ島には、ビルが密集し、商業の中心地として、活発な経済活動がなされている一方、著しい都市集中から、郊外の開発へ向かっており、郊外部の人口増加が著しい。

2. インド国およびボンベイ市の道路事情等

インドにおける道路輸送は、旅客の約80%、貨物輸送の約50%を担う主要な輸送手段となっている。道路総延長は、1989年の推計で約200万kmに達しており、国道、州道では、道路舗装率はほぼ100%に近づいている。

ボンベイ市 (Greater Bombay 地域) における交通の流れは、就業施設の集中するボンベイ島と人口増加の著しい郊外部とを結ぶ南北方向の流動が支配的で、道路・鉄道とも南北方向の交通軸を基本に構成されている。鉄道とバスによる公共交通機関の輸送人員は、平成4年時点で1日850万人に達している。郊外部からボンベイ島南部へアクセスする道路は、東西の2本のハイウェイとこれにつながるボンベイ島内の東西および中央の三本のコリドー (幹線道路) からなっている。

ボンベイ島内では、交通渋滞が激しく、道路網が南北



写真-2 ボンベイ島の中心地付近 (植民地時代の建造物と近代ビルが混在している)

Photo.2 Downtown of Bombay Island (Mixture of historical buildings in colonial period and contemporary ones)

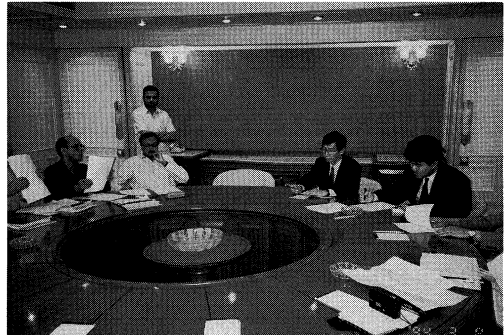


写真-4 BMRDA (ボンベイ都市圏開発公社) との協議風景

Photo.4 Meeting with BMRDA (Bombay Metropolitan Region Development Authority)

方向に偏重しているため、東西方向の道路が不十分で、南北道路への交通集中に拍車をかけているように思われる。ボンベイ市の交通混雑解消のための調査は、30年以上前からなされており、当時よりボンベイ島を南北に走る東西2本のフリーウェイが提案されている。

ボンベイ島の北側に位置するマヒム湾の湾口を横断して、ボンベイ島側のウォーリー地区と郊外部側のシーロック地区を結ぶ高速道路橋 (ウォーリーシーロック橋) が計画されている。マヒム湾は、最大水深4m程度の極めて浅い湾で、城塞遺跡の残る南北2つの岬により、間口約1.2kmの湾口が形成され、湾奥部は、ボンベイ島と郊外部を隔てるマヒムクリークへとつながっている。当橋は、郊外部とボンベイ島間の結節点で交通のボトルネックとなっているマヒムコースウェイを迂回するとともに、上述の2本のフリーウェイのうち、西海岸に沿って郊外部とボンベイ島南部を結ぶ西フリーウェイの一部を形成するものとして計画されている。

ボンベイ島内には、イギリス植民地時代からのものと思われる古い建築物が多数残り、当時の繁栄と美しい町並みが想像される。ボンベイ島内は、総じて、中高層のビルが密集し、開発の余地は、あまり残されていないようにも見える。また、道路沿いや空き地にスラムが密集している箇所も多く見受けられ、カースト制や宗教問題等複雑な社会事情とともに、この歴史的大都市の将来の発展には、多くの課題があるように感じられた。

明石海峡大橋 1A・4A 躯体コンクリート打設完了

明石海峡大橋 1A・4A に使用されたコンクリートは、約 78 万 m³ (明石海峡大橋全体では、約 143 万 m³ である) でこのうち 1A 躯体及び 4A 基礎並びに躯体コンクリート約 38 万 m³ は、高流動コンクリートにより施工を行った。

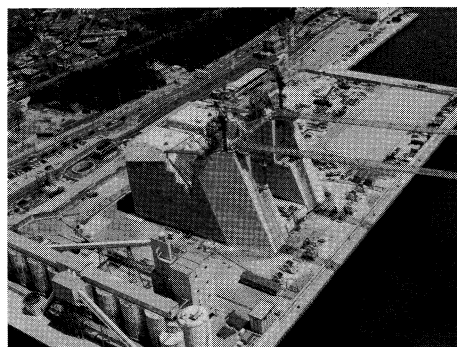
コンクリートの打設は、1A 躯体が平成 4 年 11 月 26 日に打設を開始し、平成 6 年 4 月 7 日に、また、4A 基礎及び躯体が平成 4 年 5 月 14 日に開始し、平成 6 年 5 月 31 日に全て完了した。

アンカレイジの施工は、社会環境や昨今の労務事情等のもとで、鋼材が部分的には高密度に配置された中に約 1900 m³/日のコンクリートを打込むには、高流動コンクリートにより打込み作業の効率化を図る必要があった。

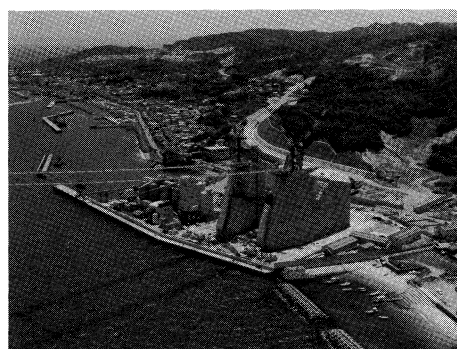
開発に当たっては、①低発熱型セメントの使用 ②最大寸法 40mm の粗骨材を使用 ③材料分離をおこすことなく流動し充填されること、これらを満足する方法として流動性は高性能 AE 減水剤の適量使用で、又材料分離抵抗性は石灰石微粉末を多量添加することで高流動化を図った。コンクリートの打込みは、ゲートバルブによる層打込みで行った結果、締固め作業の軽減並びに従来のコンクリートと同等以上の品質を確保することができた。

今後は、ケーブルストランドの引出しを行い、その後上屋工事に引継いでいくことになる。

(文責：第一建設局垂水工事事務所 第四工事長 有馬 勇)



1A (垂水側) 躯体コンクリート打設完了



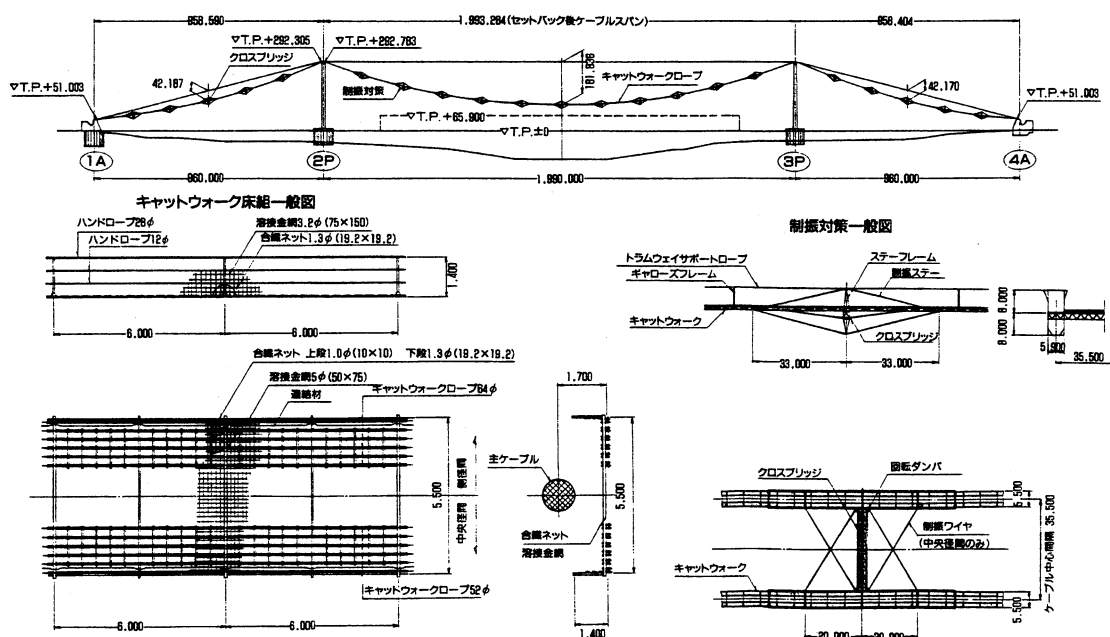
4A (淡路島側) 躯体コンクリート打設完了

明石海峡大橋 キャットウォーク完成

平成 5 年 11 月 10 日に、ヘリコプターによるパイロットロープの渡海を無事終えたのち、ホーリングシステムの構築、キャットウォークロープの架設を進め、平成 6 年 5

月 13 日、無事キャットウォークが完成した。キャットウォークは、5.5m の幅員の両サイドに 6 本ずつ 12 本のキャットウォークロープ (φ 64) を張り渡し、その上に溶接金網 (5 φ、50mm × 75m) を全幅に張り渡し、さら

側面図



にその上に2重の合繊ネット（下側1.3φ、19.2×19.2、上側1.0φ、10×10）を全幅に張り渡すという構造である。従来の吊橋では、このキャットウォークにストームロープを設置していたが、支間が1990mと長い本橋の場合、ストームロープの効果が相対的に小さなものになるために、これを設けない構造とした。このため作業時に予想される振動に対しては、クロスブリッジごとに制振ステーを全径内につけて剛性を高めるとともに、東西のキャットウォーク間の相互作用を減衰するための、回転ダンパー付クロスワイヤを中央径間に設けることとした。

当日は、キャットウォークの完成により、兵庫県・徳島県、神戸市・淡路町の代表が、それぞれ塔頂から歩いて中央径間中央で握手するという記念セレモニーが行われた。（文責：第一建設局 建設第一課長 加島延行）

ケーソン設置完了（尾道・今治ルート）

尾道・今治ルートでは、平成6年6月までに多々羅大橋で2基、来島大橋で5基、合計7基のケーソンすべての設置を完了した。ケーソンの設置概要は次の通りである。

多々羅大橋は、広島県と愛媛県の県境をまたぐ世界一の斜張橋である。

基礎は1Aから4Pまでの合計4基。基礎形式は1Aと4Pは陸上の直接基礎、2Pと3Pが海中の直接基礎で台船により輸送し、大型起重機船で吊り下げながら沈設設置する設置ケーソン工法により施工した。

2Pケーソンは平成5年9月25日に設置した。ケーソンの支持底面はTP-33m、躯体寸法は25m×43m×37mである。

3Pケーソンは平成5年12月21日に設置した。ケーソンの支持底面はTP-13m、躯体寸法は25m×43m×17mである。7基の中では躯体が小さく自重も軽いため、設置後の潮流によるケーソンの安定性確保のため事前にケーソン刃口部にコンクリートを打設して設置した。

来島大橋は、来島第一大橋から来島第三大橋までの三つの吊橋からなる三連吊橋である。

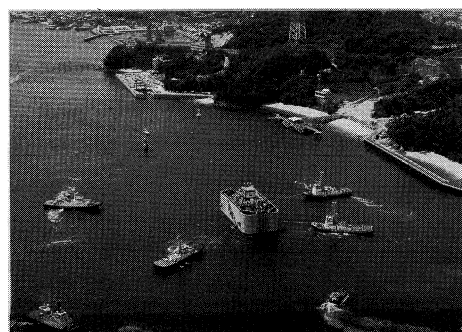
基礎は1Aから10Aまでの合計10基。1A・4A・7A・10Aはアンカレイジ、その他は橋脚である。アンカレイジのうち4Aと7Aは共用アンカレイジである。基礎形式は、1A・6P・7A・8Pが陸上の直接基礎、10Aは陸上のトンネルアンカー、2P・3P・4A・5P・9Pは海中の直接基礎で設置ケーソン工法により施工した。なお、2P・3P・4A・5Pは台船により輸送し、大型起重機船で吊り下げながら沈設設置した。また2Pと9Pは、コンクリートケーソンである。

2Pケーソンは平成6年5月17日に設置した。ケーソンの支持底面はTP-8m、躯体寸法は15m×41m×13mであり7基の中では最も小さいケーソンである。

3Pケーソンは平成5年10月12日に設置した。ケーソンの支持底面はTP-40m、躯体寸法は18(28)m×43m×45m、7基の中では最も支持底面が深いケーソンである。そのため基礎の安定性を確保するためケーソン下部



来島大橋5Pケーソン設置状況



来島大橋9Pケーソン設置状況

を橋軸方向に5mずつ拡幅している。

4Aケーソンは7基の中では最も早く平成4年2月26日に設置した。ケーソンの支持底面はTP-30m、躯体寸法は45m×45m×34m、来島大橋の海中基礎の中ではコンクリート量が約15万m³と最も多い。また、工事に最も早く着手（平成2年9月）した基礎である。

5Pケーソンは平成5年1月18日に設置した。ケーソンの支持底面はTP-29m、躯体寸法はφ48(φ38)m×45m×34m、来島大橋の基礎の中では水深が大きく潮流の速い最も海象条件が厳しい中水道に設置された。

設置した海域は潮流が最大8ノット近くにも達し流況も複雑なことから、潮流による基礎への影響低減、設置精度等を考慮してケーソンの平面形状を円形としている。

また潮止まり時間も短いことから設置作業時間の短縮及び設置精度確保のためまず海上作業足場上からガイド杭を施工し、これにケーソンを誘導挿入する方法によりケーソンを設置した。なお、設置後の強潮流によるケーソンの安定性確保のためケーソン上に水タンクを設けている。

9Pケーソンは平成5年5月12日に設置した。ケーソンの支持底面はTP-18m、躯体寸法は23m×49m×23m、7基の中で唯一底版を張った浮体式構造のケーソンである。

9P現地では大型起重機船が使用できないためコンクリートケーソンを船舶用ドックで製作し、現地に曳航後海域に事前に設置しているシンカーに係留し、ケーソン上に設置した8基のウインチで位置を調整しながら水中ポンプでケーソン内に注水しながら沈降設置した。

（文責：第三建設局 建設第一課長代理 仁科隆平）

本州四国連絡橋公団の基準類

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。
この基準類は(財)海洋架橋調査会(TEL. 03-3555-8361)で販売
しています。

*仕様書・要領等	
土木工事共通仕様書	平成6年 4月
調査等共通仕様書	平成5年 7月
電気通信施設標準仕様書集(3分冊)(貸出しのみ)	昭和61年 4月
電気通信施設工事等共通仕様書(貸出しのみ)	昭和60年 4月
電気通信施設管理規程 自家用電気工作物(貸出しのみ)	昭和60年 10月
保安規程 電気通信施設保安標準	
電気通信設備標準図集	昭和58年 4月
図面作成要領(貸出しのみ)	昭和59年 10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の 発生の一例	昭和58年 1月
植生のり面工施行要領	昭和62年 4月
維持修繕等共通仕様書	平成4年 4月
施工管理試験要領	平成3年 4月
機械設備工事共通仕様書(案)	平成5年 11月

*設計基準額(上部工・設計編)	
上部構造設計基準・同解説	平成元年 4月
耐風設計基準(1976)・同解説	平成5年 9月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年 6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年 4月
吊橋主塔の塔頂構造設計要領(案)	平成5年 9月
鋼床版設計要領・同解説	平成元年 4月
ハンガー設計要領(案)	昭和53年 3月
ケーブルバンド設計要領(案)	昭和53年 3月
トラス構造設計要領(案)	平成5年 9月
吊橋リンク支承構造設計指針・同解説	平成元年 4月
下路管理路の設計マニュアル(案)	昭和53年 9月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年 2月

*設計基準類(上部工・製作・材料編)	
鋼橋等製作基準	平成5年 5月
鍛鋼品製作基準・同解説	平成5年 9月
鋼橋等塗装基準・同解説(案)	平成2年 4月
橋面舗装基準(案)[62.6一部改訂]	昭和58年 4月
鋼床版現場溶接施工基準(案)	昭和54年 3月
鋼上部構造用鋼材選定要領(案)[60.3一部改訂]	昭和48年 9月
HBS高力ボルト類規格	平成4年 8月
HBS鋼材規格[53.10改正]	昭和52年 11月
HBSケーブル材料規格	昭和54年 6月
HBS塗料規格(案)	平成2年 4月
HBSリンク支承関係規格	昭和51年 3月
溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト製作要領(案)	平成5年 9月

*設計基準類(下部工編)	
下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針 [56.8一部改訂]	
耐震設計基準・同解説	昭和52年 3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年 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52年 8月
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説	昭和54年 11月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・同解説(案)	昭和55年 3月
[付属資料]	平成2年 8月
1. 低発熱型コンクリート仕様(案)	平成元年 7月
2. 高性能AE減水剤品質規格(案)	平成2年 8月
鋼設置ケーソン設計要領(案)	昭和54年 2月
風化花崗岩の支持特性判定要領(案)	昭和55年 3月
多室型緩衝工の設計要領(案)	昭和55年 3月
複合材型緩衝工の設計要領(案)	昭和56年 3月

※表紙右上記号(ISSN0912-6953)説明

ISSNはInternational Standard Serial Number(国際
標準逐次刊行物番号)の略で、逐次刊行物に付与される国際
的なコード番号で、ISSD(国際逐次刊行物データシステム)
という組織のもとで逐次刊行物の組織や検索に利用されま
す。

この番号は、国立国会図書館 ISSD日本センターより割り
当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	多田和夫		
編集委員	阿部明弘	長尾日出男	
	天野耕一	永田孝夫	
	有坂均	長野節男	
	江田 樞	野田政宏	
	大橋治一	平野茂	
	大廣始	平原伸幸	
	金崎智機	古家彦	
	栗野純孝	帆足博	
	黒木隆晴	宮口典博	
	古村学	山本茂樹	
	瀧則雄	吉川章三	
	原澤秀久	(海洋架橋調査会)	

本四技報 第71号

発行 平成6年7月15日
監修 本州四国連絡橋公団
発行所 財団法人 海洋架橋調査会
〒104 東京都中央区入船3-1-13
エーユー入船ビル4F
電話 03 (3555) 8361
発行者 井上義光
制作 株式会社 エディック

定価 2,200円

