

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.22 No.88 '98.10

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第88号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.88

未来の古道……………理事 Historic Roads in the Future		中嶋行彦…1
磁石車輪ゴンドラの開発……………工務部 次長 Development of Magnetic-Wheeled Gondola	第一管理局 保全部 機械課長	土山正己…2 坂本光重
多々羅大橋上部工の実施設計……………第三建設局 建設部 計画課長 Design of Superstructure for Tatara Bridge	第三建設局 建設部 設計課長代理 豊田工業専門学校 環境都市工学科	藤原亨…12 森山彰 川西直樹
多々羅大橋上部工の架設 (第二報) ……東京事務所 技術調整課長 —鋼桁及びケーブルの架設— Erection of Tatara Bridge Superstructure (Report II) —Erection of Steel Deck and Cable—	企画開発部 企画課	平原伸幸…28 村田知司
来島大橋大型風洞試験報告……………設計部 設計第一課長 Report on Large Scale Wind Tunnel Test of Kurushima Bridge	設計部 設計第一課長代理 第一管理局 保全部 橋梁技術課	古屋信明…38 鳥海隆一 竹口昌弘
オープングレーチング床版を用いた橋梁の調査……………企画開発部 調査課長 Investigation on Bridges Employing Grating Floor System		仁木清貴…45
デンマーク・スウェーデンの海峡連絡路……………設計部 設計第一課長代理 —グレートベルト橋、オーレスン海峡連絡路— Strait Crossing Link between Denmark and Sweden —Great Belt Bridge and Öresund Strait Crossing Link—		鳥海隆一…48
技術ニュース……………52 The Latest Information		
文献紹介……………54 Related Technical Reports in Other Publications		

本四技報総目次：次回掲載予定：第95号

本四技報 第89号 (H11.1) 掲載予定

- ・吊形式橋梁箱桁のトラス・横桁接合部の疲労挙動
- ・主塔・主桁に用いる補剛板の初期たわみの実測データ
- ・合理化鋼床版の輪荷重による変形挙動
- ・新尾道大橋 2P鋼管矢板締切工事
- ・因島田熊地区転石処理工工事報告
- ・多々羅大橋・来島大橋船舶緩衝工の設計

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



新尾道大橋工事現況
Current view of Shin Onomichi Bridge work

(平成10年 8 月末)
(End of August, 1998)



多々羅大橋工事状況
Current view of Tatara Bridge work

(平成10年 8 月末)
(End of August, 1998)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



来島大橋工事現況
Current view of Kurushima Bridge work

(平成10年8月末)
(End of August, 1998)



来島大橋補剛桁最終ブロック架設状況
Kurushima Bridge — erection of last block for stiffening girder

(平成10年8月10日)
(August 10, 1998)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route

彦ノ上橋工事現況
Current view of Hikonoue Bridge
work

(平成10年8月末)
(End of August, 1998)

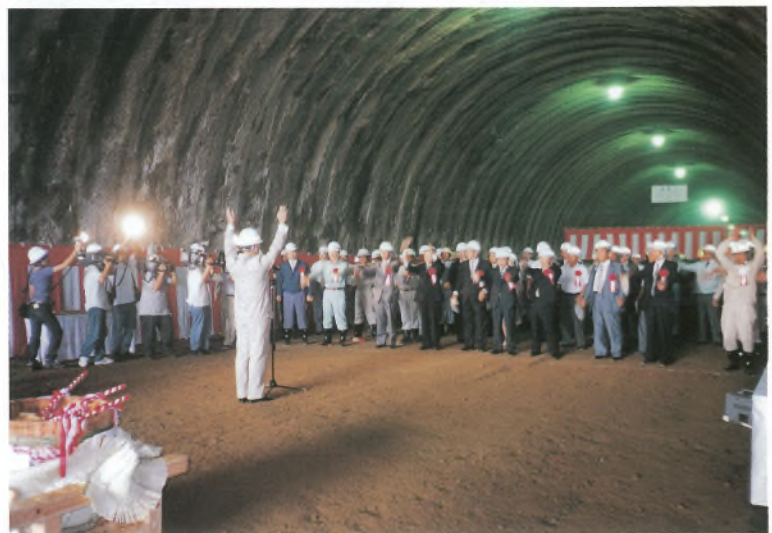


天神川橋工事現況
Current view of Tenjingawa Bridge
work

(平成10年8月末)
(End of August, 1998)

今治トンネル貫通式典
Opening ceremony of Imabari Tunnel

(平成10年8月21日)
(August 21, 1998)





(平成10年 9 月)
(September, 1998)

ケーブル防食のための送気設備(送気バンド)
〈北備讃瀬戸大橋 中央径間部〉

- ①送気管の配管：桁中央からの送気管をケーブルに接続（流量計も設置）
- ②圧力ゲージ：送気圧のチェック
- ③チェック窓：送気・乾燥状態チェック

Air injection system for (nozzle band) 〈Center span of Kita Bisan-Seto Bridge〉

- ①Arrangement of pipes : attaching the injection pipe from center span to the cable (with a flow gage)
- ②Air pressure gage : checking air pressure inside the pipe
- ③Monitoring window : viewing inside the cable to check dryness condition



(平成10年 9 月)
(September, 1998)

ケーブル防食のための送気バンド（緑テープ：送気配管・圧力計の設置前）
海側・路面側の両サイドにチェック窓の設置

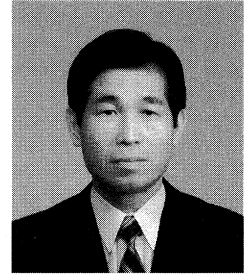
Nozzle band for rustproof of cable (green tape : injection pipe before setting pressure gage)
Monitor windows are set on both sides : sea and roadway side

未来の古道

Historic Roads in the Future

理事 中嶋行彦

Yukihiko Nakajima



今から数年前の5月、すばらしい天気恵まれたある日、私は妻と二人で山の辺の道を歩いた。

三輪山、畝傍・耳成・天香久山の大和三山、二上山…そして遠くには生駒山系の山々が、道のうねりにつれて何回も何回も見え隠れして、それはすばらしい景色であった。

古来から歌に詠まれ、人々の信仰と畏敬の念をあつめてきた大和の山々を見ながら、古墳が点在する道を歩いた思い出は、今も強い感動をもって思い出されてくる。

ながい歲月、風雨にさらされた路傍の石仏、道標は昔から変わることなくここであって、多くの人々を見てきたのであろうか、と思いをめぐらせながらの歩みは楽しいものであった。

その後、竹内街道、葛城古道、柳生街道等といくつもの古道を歩いてきた。どの道も多くの人々の往来、経済・文化の交流発展に大いに寄与し、日常生活のうえでは、なくてはならないルートであった。そして、今も私達の生活にしっかりと根をおろし生きている。

実に風格があり、時として神々しさと威厳を感じさせる雰囲気をもっている。古道を歩くときは、いつもその息づかいを感じ、また、かつてここを往来したであろう多くの人々を思い、ひと時タイムトラベルをすることもある。

海のルートは、人々の往来、経済・文化の交流発展にとって極めて重要な存在であるが、自然の厳しさから天候に左右されることが多かった。

明石海峡大橋は、今年(1998年)の4月に多くの人々の期待をになって開通したが、この近辺も海の交通の要衝でありながら、激しい潮の流れで船にとっては難所であった。このあたりは昔からすばらしい景勝地であり、数多くの歌が詠まれている。

来ぬ人を松帆の浦の夕なぎに

焼くや藻塩の身もこがれつつ

藤原定家

淡路島の一番北の端、明石海峡をはさんで対岸に明石、須磨をのぞむところに淡路町がある。この町の岩屋港から北へ約2km、かなり広い平地が海岸線に沿ってひろがっている。ここが松帆の浦である。

明石海峡は、昔から瀬戸内海と大阪湾を結ぶ重要な水路であった。古代の人たちは、この海峡が荒れたときには風を待ち、潮を待った。松帆というのは松が多いから

というよりも、待つ帆の転化したものだとされている。

船の旅は、まさに風まかせ波まかせで、これに逆らってもしかたがない。海の旅とはそのようなものであり、自然の厳しさ、おそろしさは常についてまわったのであろう。

物語の世界であるが、今から約千年前に書かれた源氏物語には、須磨、明石の巻がある。

光源氏が須磨の浦で暴風雨のなか、生きた心地もなくおびえていたところ、夢に亡き父帝が現れ、須磨を去るように勧める。折から住吉の神のおつげにより、明石入道が迎えに来て海路明石へ行く。そこでの明石の君との日々が書かれているが、当時の人たちにとって須磨、明石は、都からは大変遠いところであったと思う。

都から伏見まで徒歩か馬で行き、そこから川船に乗って淀川を下り、難波(大阪)につく。難波から船で須磨に行くというのが一般的ルートであったようだ。物語にも『日長きころなれば、追風さへそひて、まだ申の刻ばかりに、かの浦に着きたまひぬ。』と記述されている。

船の旅が重要なルートであったことは想像にかたくない。

それから時代は、はるかにくだり、平成10年(1998年)、激しい潮の流れる明石海峡に須磨・明石の海岸と松帆の浦の海岸を結ぶ橋が出来た。

着工から完成に至るまで、時代の先端をいく技術、多くの資金と労力が投入され、たくさんの関係者の協力によってこの橋は完成し、世界最長の吊橋となった。

実に力強く、優美であり、そして芸術的な気品をもっている。これからは、この橋をどれだけ多くの人たちに利用していただくかということが大きな課題である。

将来にわたって、たくさんの人たちに愛され利用され、かけがえのない橋として定着してこそ、この橋が真に活かされることになるのだと思う。

利用者一人ひとりに、いかに魅力ある橋であるかを知っていただくよう努力し、一人ひとり・一台一台の車の通行量を地道に積み上げていくことが大切である。

今後、多くの人たちに利用され、地域の産業・経済・文化の交流発展に寄与し、地域と一体となって発展していかなければならない。

明石海峡大橋、そして本州と四国を結ぶルートが未来の古道となることを願ってやまない。

磁石車輪ゴンドラの開発

Development of Magnetic-Wheeled Gondola

工 務 部 次 長 土 山 正 己

Masami Tsuchiyama

第一管理局保全部 機 械 課 長 坂 本 光 重

Mitsusige Sakamoto



概 要

吊橋や斜張橋の塔・発電所の煙突・石油タンク等、多くの高層構造物が建設されている。通常、これらの防錆には塗装が用いられているため、定期的な点検や補修が不可欠になる。この点検や補修作業にはゴンドラが多用されているが、ゴンドラは風によって揺れやすいため危険であるばかりでなく稼働率が低下する難点がある。揺れを防ぐため真空吸着盤や磁石による揺れ止めが試みられているが、昇降時に盛り替えが必要になるため作業能率が低下する。今回開発した磁石車輪ゴンドラは連続吸着するため揺れは微少であり、また、ステアリング機構により塔壁の任意の位置に移動できるため、安全性と作業能率を著しく向上させることができる。

Many high-rise steel structures, such as towers of suspension bridges, stacks and oil reservoir tanks of power plants, are primarily protected from corrosion by coating. Therefore, periodic inspection and repair works are indispensable.

Suspended gondola is widely used for these operations, however, it is sensitive to wind and its motion decreases operability. However effective some anti-swing devices by vacuum or magnetic pads may be, they are less than adequate in terms of efficiency, because touch and draw operations of sticking gears becomes necessary when the gondola changes its location.

This paper introduces the development of a gondola with magnet-enveloped wheels, which allows all-direction movement by wheels sticking to wall, together with its steering function.

This swing-free gondola tremendously improves operability, efficiency as well as safety.

1. はじめに

本州四国連絡橋の吊橋や斜張橋の塔には重防錆塗装が施されているが、塗膜は大気中の有害成分・紫外線・雨水等の劣化作用により徐々に白亜化が進み、防錆効果が失われるため塗り替え塗装が不可欠になる。一方、本四架橋は因島大橋が共用後14年、瀬戸大橋が10年を経過して本格的な塗り替え時期を迎えようとしている。

これらの塗り替え作業では関門橋に見られるように、作業員がゴンドラに搭乗して作業位置に接近することになる。ゴンドラはレンタルが可能であり簡易に調達できる利点があるが、風で揺れやすいため危険であるばかりでなく作業能率が低下する難点がある。このため、真空吸着盤や磁石で塔壁に固定する方法が試みられているが昇降時には盛り替えが必要になるため作業能率が低下する。また、斜張橋に見られるような斜塔の負傾斜面ではゴンドラが塔壁から離れるため使用できない。

このような課題を解決するために、斜張橋では塔に固定用のレールを設けるとともに専用の作業車を装備しているが、全ての吊橋の塔にガイドレールと専用の作業車を装備することは経済的に困難である。また、自動化やロボット化が試みられているが未だ実用の域には達していない。したがって、予定されている塗り替え作業を安全かつ経済的に進めるには何らかの工夫が必要になる。

このヒントに、並行して開発している塔点検補修用ロボットがある。このロボットは磁石車輪で塔壁に吸着して昇降するものであり、この磁石車輪をゴンドラに装着すれば塔壁に連続吸着して昇降できると考えられる。

塔は形状が異なる、塔柱・斜材・水平材で形成されているため、それぞれに対応した3形式のゴンドラの試験の結果、最もアルゴリズムの複雑な塔柱用を試作し生口島橋で実証実験を行なった。この実験によると、負傾斜面でも円滑に昇降するとともに、昇降中の揺れは微少であり、工専用エレベータと同等の乗り心地であった。

すなわち、当初のアルゴリズムは妥当であり、安全性・作業能率・稼働率が向上することを明らかにした。

次いで、この実験の成果を基に3形式のゴンドラの基本設計を行い、「磁石車輪ゴンドラ設計・運用マニュアル」を制定した。

2. 磁石車輪

(1) 風とゴンドラの揺れ

ゴンドラはロープで吊り下げられており、平面運動の拘束力は自重のみのため、風を受けると容易に揺れる。この揺れ幅は、風速の自重と吊り下げ高さに比例し、自重に反比例する。ここで、総重量500kgのゴンドラが横風(長手方向)を受けた場合の、風速・吊り下げ高さ・振幅の関係を求めると図-1に示すようになる。吊り下

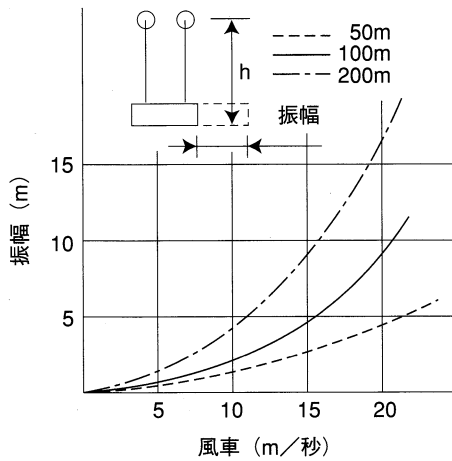


図-1 風速と振幅の関係

Fig.1 Relationship between wind and amplitude

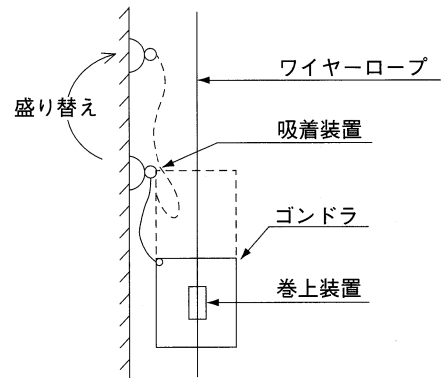


図-2 通常の揺れ止め方法

Fig.2 Prevention method for shaking

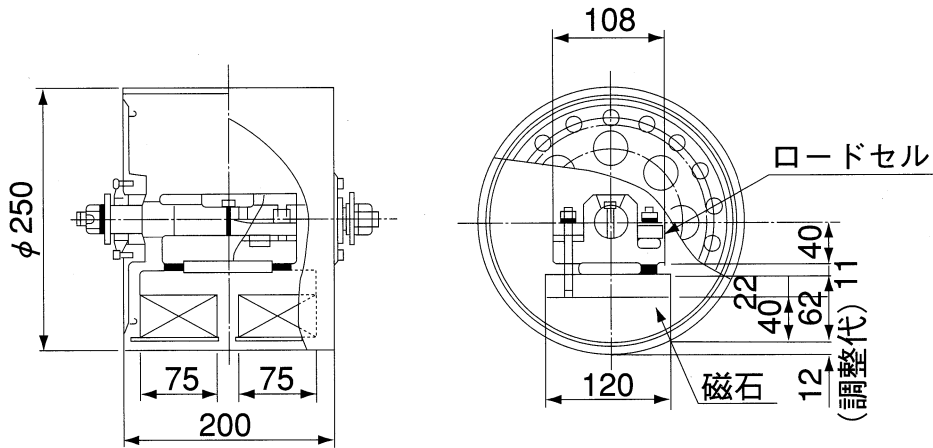


図-3 磁石車輪一般図

Fig.3 Outline of magnetic wheel

げ高さ 100 m で 10 m/秒の風を受けると揺れ幅 (片振幅) は 2 m を超え、作業が困難であるばかりでなく安全性の確保が困難になる。

(2) 通常の揺れ止め方法

10 m/秒程度の風の発生頻度は高く、この程度で作業を中止すると稼働率は大幅に低下する。したがって、通常は図-2 に示すように、壁面に吸着させた磁石や真空吸着盤とゴンドラをロープで結んで揺れを拘束する方法が試みられているが、この方法では昇降時には 1 m 程度のピッチで、吸着→昇降→停止→吸着盤の盛り替えが必要な。作業開始時や完了時には高揚程の昇降が必要であり、塗装作業も 1 m 程度の移動を繰り返すため、その都度の盛り替えは作業能率の低下になる。さらに、吸着盤とゴンドラを結ぶロープには昇降分に相当する遊びが必要なため揺れを皆無にすることは不可能である。すなわち、作業能率を低下させないで揺れを防止するには連続して吸着する方法が必要になる。

(3) 磁石車輪

吸着力を得る方法に、真空吸着と永久磁石がある。真空吸着は壁面の材質を問わない利点があるが、動力が必

要になるとともに構造が複雑になる難点がある。永久磁石は壁面が磁性体に限られる難点があるが、動力を要しない、構造が簡単等の利点がある。今回、対象とする本四架橋の塔は全て鋼のため永久磁石の難点は無く、吸着力を得る方法は永久磁石が優れる。永久磁石で連続吸着させるには、磁石を車輪状に構成して壁面を転動させる方法と、円盤状の磁石を壁面と一定の距離に保持する方法がある。この両者については“主塔点検補修用ロボットの開発” (本誌 No. 85) で述べたように機構の簡易さと吸着力の安定の面では前者の磁石車輪が優れる。

この磁石車輪は図-3 に示すように、車輪軸に永久磁石を振り子状に懸架しているため、磁石は常に自動的に最大の吸着力が得られる方向に向くことになる。また、磁石は質量当たり吸着力が最も大きな希土類ネオジムを使用しており、磁石の懸架高さを調整することにより最大 300 kg 程度の吸着力が期待できる。さらに、車輪本体は非磁性体のオーステナイト系ステンレスで構成し、外周にはタイヤゴムをライニングしている。この磁石車輪の、吸着力・塔壁との摩擦係数・壁面走行時の吸着力の変動・機構の安定性等については既に確認済みであり、

十分な能力を有している。

3. 装着機構

(1) 塔柱用装着機構

ゴンドラ本体はレンタルの可能なゴンドラを対象にしており、最も簡易な装着方法としては、磁石車輪をゴンドラの手摺りにピンで装着することが考えられる。しかし、この機構ではゴンドラの鉛直面内の傾斜の拘束力が無いため、傾斜はピンを中心とする。自重・積載荷重・走行抵抗・巻上荷重のモーメントの釣り合いで決まることになる。各荷重のうち、磁石車輪の走行抵抗は壁面が平滑であれば10 kg程度であるが、添接部では乗り越え開始から完了までの間に0~200 kgの間で変化し、反力としての巻上荷重も変動するためゴンドラが傾斜し、安全性が確保できない。

このモーメントを小さくするには、巻上機と磁石車輪を接近させることが有効であり、磁石車輪と巻上機を上方に移し、ゴンドラをピンで吊り下げることが考えられる。この機構によれば、ゴンドラは自重で鉛直方向を向くため前述の難点は解消できるが、塗装作業は上方から下方に進めるのが原則であり、塗装済み面を磁石車輪が通過する難点が生じる。すなわち、磁石車輪の取り付け位置はゴンドラの手摺り（塗装面）より下方でなければならない。

したがって、磁石車輪はゴンドラの側部とし、これより上方にアームを延ばし、この先端に巻上機を取り付ければ前述の難点は解消できる。この場合、ゴンドラはアームの先端にピンで接続すれば鉛直方向を向くが、ゴンドラ内を作業員が移動すると傾斜する。このため、磁石車輪とゴンドラの間ダンパを設けて傾斜速度を規制する。この検討経緯を図-4に示す。

例えば、明石海峡大橋の塔の幅は基部から塔頂に向けて15 mから10 mに変化するが、通常のゴンドラの長さは4~7 m程度であり1バスで施工するには長さが不足する。また、上昇下降距離が長くなると組立誤差や側方からの風荷重によって徐々に側方に寄せられ、ついには脱線することも考えられる。これを防止するには、塔壁の幅方向の任意の位置に移動できるステアリング機構が必要になる。このステアリング機構としては図-5に示すように、2輪操舵と4輪操舵が考えられるが、2輪操舵ではゴンドラが傾斜するとともに左右の巻き上げロープの荷重が変化する難点が生じる。これに対し4輪操舵ではゴンドラは平行移動になり、前述の難点は解消されるため、4輪の操舵レバーを並行リンクで結び1台のハンドルで4輪を同時に操舵するステアリング機構を組み込む。

点検作業や塗装作業ではゴンドラと壁面の距離を50 cm程度に保つことが望ましい。しかし、ゴンドラはピンで吊り下げられており常に鉛直方向を向くため、斜張橋の塔のように正傾斜⇄鉛直⇄負傾斜と変化すると、負

傾斜では壁面から離れ、正傾斜では壁面に近接して作業能率が低下する。このため、壁面の傾斜に関わらず壁面とゴンドラの距離を一定に調節する前後方向のスライド機構が必要になる。この機構は図-6に示すように、荷重を受けるスライドレールと移動させるためのスクリュージャッキで構成しており、スクリュを回転すればゴンドラは任意の位置に移動する。

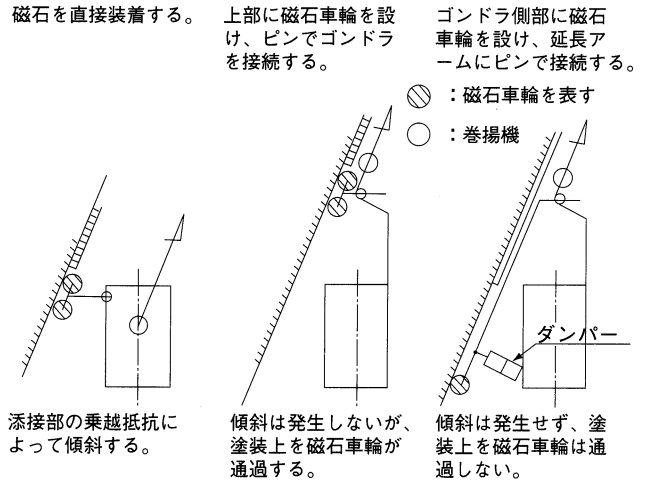


図-4 磁石車輪の最適位置

Fig.4 Best position of magnetic wheel

全体が傾斜し、左右のロープ長が変化する。 全体が水平であり、左右のロープ長は変化しない。

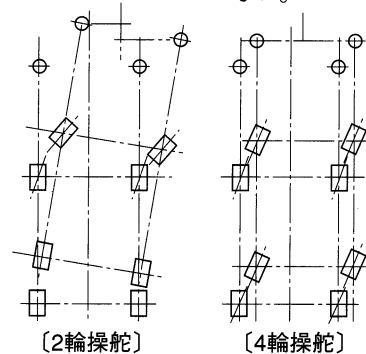


図-5 操舵構造

Fig.5 Steering mechanism

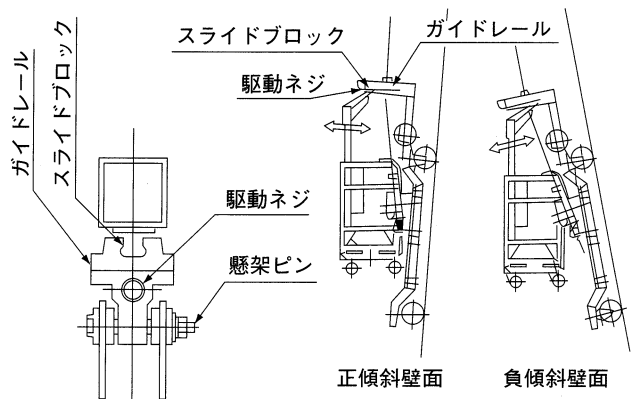


図-6 スライド機構

Fig.6 Sliding mechanism

ゴンドラを上昇させる巻上機は左右に2台あり、この巻上機は籠型誘導電動機が使用されている。この電動機は3%程度のスリップ(回転速度の変動)が避けられないため昇降中にゴンドラが傾斜する。通常は傾斜が規定値を超えると停止して片側の電動機を駆動して傾斜を修正する操作を繰り返している。ゴンドラの傾斜は搭乗人員や積載物の転落の原因になりかねない。また、高揚程の昇降では修正操作が多発し、煩雑であるばかりでなく作業能率の低下を招くため自動的に傾斜を修正する機構が必要になる。このため、巻上機を駆動する誘導電動機のインバーター駆動(回転速度の無段変速)と傾斜計による自動修正機構を組み込んでいる。この機構は図-7に示すように、左側の電動機は1250 rpmの定速回転とし、傾斜に応じて右側の電動機の回転速度を増減するものである。例えば上昇中に右下がりの傾斜が生じた場合は増速し、右上がりの傾斜では減速する。下降中は右下がりの傾斜では減速し右上がりの傾斜では増速して傾斜を1度以内に制御する。

これらの機構を組み込んだ塔柱用ゴンドラの一般図を図-8に示す。なお、ステアリング機構とスライド機構は作動力が軽微なため手動とする。

(2) 斜材・水平材側面用装着機構

斜材・水平材の側面の広さは、高さ5m・長さ40m程度であり、昇降と横行が必要になる。このうち、昇降はゴンドラの巻上機で可能であるが、横行機構は保有していないため、ゴンドラを吊り下げるワイヤロープの吊り元を横行させなければならない。この吊り元の機構については4項で詳述するものとし、ここでは磁石車輪の装着機構について述べる。ゴンドラは水平材の上部から全幅分の塗装をしながら下部まで下降した後に横方向に移動する。磁石車輪に駆動力を与えれば磁石車輪を吸着させて移動させることも可能であるが機構の複雑化は避けられない。一方、1回当たりの移動距離は5m程度(ゴンドラの長さ分)、所要時間も1分以内であり、吸着力を解除しても安全性が著しく低下することにはならない。したがって、機構の単純化を優先して横移動時には磁石の吸着力を解除して移動させるものとした。

斜材・水平材とも長さ方向の2~3箇所にも全高さにわたって添接部があるが、幅は1m程度でありゴンドラの端部から作業することも、磁石車輪のホイールベースで跨ぐこともできる。すなわち、添接板上を磁石車輪が通過する必要性を無くすることができるため図-4に示すような問題は解消され、磁石車輪をゴンドラの手摺りに取り付けることができる。ただし、作業員の前後方向の移動によってゴンドラが揺れることが考えられるため磁石車輪の下部にキャスターを設けた。また、昇降中にも微少な横方向の調整(例えば幅寄せ)が必要になることも考えられるため、ステアリング機構を設けている。

これらの機構を組み込んだ、斜材水平材側面用ゴンドラの一般図を図-9に示す。なお、吸着力は壁面を向いている磁石を1本の手動レバーにより壁面と反対側に反

転すれば容易に解除できる。

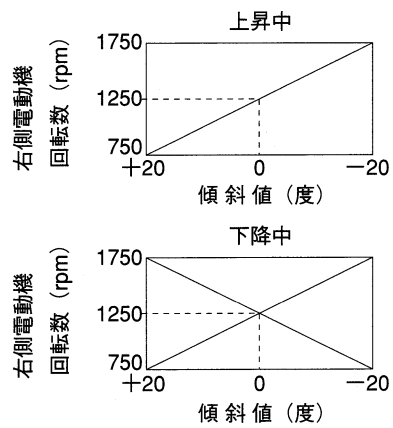


図-7 傾斜修正機構

Fig 7 Leveling mechanism

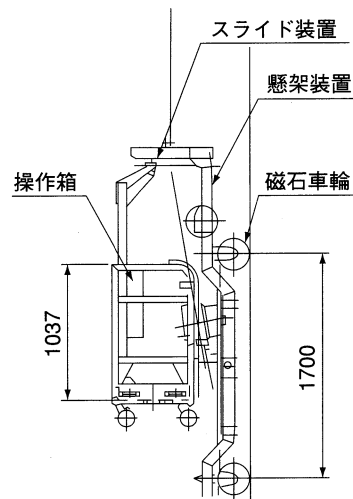


図-8 塔柱用ゴンドラ一般図

Fig.8 Outline of gondola for tower shaft

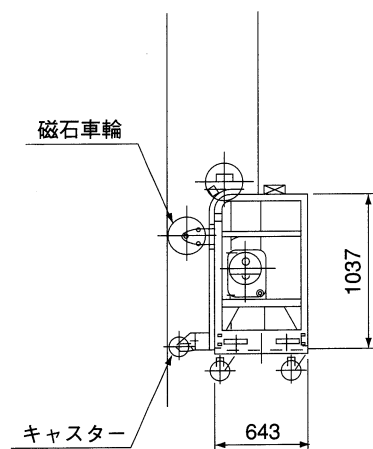


図-9 斜材水平材側面用ゴンドラ一般図

Fig.9 Outline of gondola for side wall of diagonal member and horizontal member

(3) 斜材水平材下面用装着機構

斜材水平材の下面は幅が5m長さ40m程度であり長さ方向の2~3箇所に全幅にわたる添接部がある。ゴンドラは前述の側面用と同様に上部水平材上の吊り元から吊り下げられる。磁石車輪の吸着面として側面と下面が考えられるが、斜材と水平材の幅は橋ごとに異なるため側面で吸着すると汎用性が失われる。したがって、吸着面は下面になるが下面は水平から45度程度傾斜しているため、角度の調整機構が必要になる。また、横移動時には吸着力の解除が必要であり、前後方向（橋軸直角方向）の風に耐えるには車輪にブレーキが必要になる。さらに、ゴンドラの高さ方向の移動は部材の下面で拘束されるため遊間（誤差の逃げ）が必要であり、ここでは巻上機とゴンドラの間には緩衝バネを設けている。

これらの機構を組み込んだ斜材水平材下面用ゴンドラの一般図を図-10に示す。

4. 吊り元の機構

(1) 塔柱用吊り元

塔柱の断面は変形十字断面であり全ての壁面をカバーするには図-11に示すように、3種類の長さのゴンドラで、10回に分けて接近することになる。ゴンドラは2本のロープで吊り下げられるため20箇所の吊り元が必要であり、当初は塔頂部に伸縮起伏ブームを備えた特殊な全回転クレーンを予定していた。しかし、クレーンは、高価である・メンテナンスが煩雑・複数のゴンドラが同時に使用できない・狭い塔頂部を常時占有する等の難点があり、固定式の吊り元に変更した。この吊り元は図-12に示すように、塔壁に設けたブラケットにボルトナツ

トで固定するもので、1台当たり20kg、1塔柱当たり400kgの軽量仮設部材である。

(2) 斜材水平材用移動吊り元

斜材水平材用ゴンドラの吊り元は橋軸直角方向に30m程度移動させなければならない。当初は、上部水平材上に吊り元と走行機能を持つ台車を予定していた。しかし常設の台車は、高価である・レールが必要・メンテナンスが煩雑・作業員や見学者の歩行を阻害する等の難点があり、ビル等で多用されている仮設吊り元に変更した。

この吊り元は図-13に示すように、壁高欄に設けたブラケットにボルトナツで固定する回転式の突梁・突梁上のC型のモノレール・モノレール内を走行する電動式走行装置で構成している。この方法によれば、常時

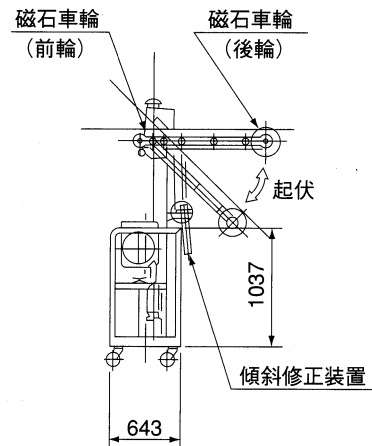
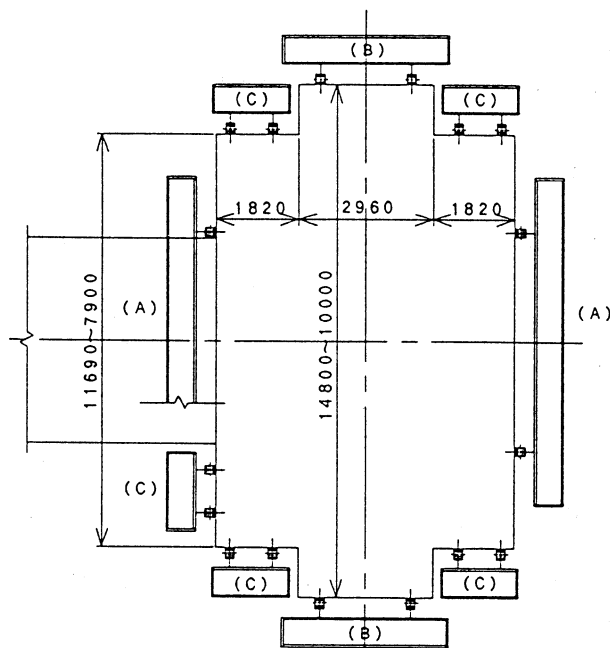


図-10 斜材水平材ゴンドラ一般図

Fig.10 Outline of gondola for lower wall of diagonal member and horizontal member



タイプ	適用部位
(A)	塔柱外面、塔柱内面（中央）
(B)	塔柱側面
(C)	塔柱内面（端部、隅切面）

図-11 塔柱用ゴンドラの作業床の長さ

Fig.11 Length of work floor of gondola for tower shaft

は突梁は内側に収納しておき、作業時のみレールと走行装置を仮設するためメンテナンスフリーであり前述の難点は解消される。

5. アルゴリズム

(1) 塔柱用ゴンドラ

磁石車輪ゴンドラの基本的な構成を述べたが、実際に設計を進めるにはアルゴリズムを確立しなければならない。磁石車輪ゴンドラの要諦は壁面に吸着して揺れを防止することにあるが吸着力は平滑部と添接部で異なる。

必要な吸着力は風荷重と吊り下げロープの張力で異なるが、このロープの張力は、吸着力・走行位置（平滑部か添接部）・昇降方向・ステアリング角度・スライド量・ホイールベース等、多くの要因によって変動する。

したがって、設計は、寸法と吸着力等の基本的なディメンションを仮定し、応力と安全率の確認を繰り返して最適値に収斂させることになる。これらのアルゴリズムと設計基準については、“ゴンドラ設計・運用マニュアル”で明らかにしているがここでは図-4に示したように、最も複雑な塔柱用ゴンドラについて基本的な事項を略述する。

(2) 基本式

上下の車輪には吸着力の他、壁面の傾斜・吊り位置・鉛直荷重により壁面と直角方向に、引き剥がし力と押しつけ力が作用し、引き剥がし力が吸着力を上回ると磁石車輪は壁面から離れる。上昇中（走行抵抗は上から）の力の関係は、壁面と平行方向の釣り合い・壁面と直角方向の釣り合い・上車輪回りのモーメントの釣り合いより次の式①～③が成り立つ。

$$T = (Dcg + Dca + Df + Dw + Drp + L)g \cdot \cos\theta + Rv$$

$$(Dcg + Dca + Df + Dw + Drp + L)g \cdot \sin\theta = Fhu + Fhl \quad \dots ①$$

$$T \cdot 15 = \{(Dcg + Dca + L)h4 - Df \cdot h2 - (Dw + Drp)h1\}g \cdot \sin\theta \quad \dots ②$$

$$+ \{(Dcg + Dca + L)14 + Df \cdot 12 + (Dw + Drp)11\}g \cdot \cos\theta + Fh1 \cdot h3 \quad \dots ③$$

この式①～③より、ロープ張力と上下車輪の引き剥がし力は次の式④～⑥で求めることができる。

$$T = (D + L)g \cdot \cos\theta + Rv \quad \dots ④$$

$$Fh1 = \{T \cdot 15 - (A \cdot \sin\theta + B \cdot \cos\theta)g\} / h3 \quad \dots ⑤$$

$$Fhu = (D + L)g \cdot \sin\theta - Fh1 \quad \dots ⑥$$

ただし、

$$D = Dcg + Dca + Df + Dw + Drp$$

$$A = (Dcg + Dca + L)h4 + Df \cdot h2 + (Dw + Drp)h1$$

$$B = (Dcg + Dca + L)14 + Df \cdot 12 + (Dw + Drp)11$$

(3) 実際の計算

実際は式④～⑥で求めたロープ張力と引き剥がし力に所定の安全率を乗じた耐力を有するロープや磁石車輪の吸着力を選定することになる。ロープ張力が基本であるがロープ張力は式⑦～⑩に示すように、昇降慣性力・偏載・昇降抵抗・ステアリング等によって変化する。

(昇降慣性力の補正)

昇降慣性力は自重と積載荷重に対する比で規定されているから式④～⑥より求めた静止時の、ロープ張力・上車輪の引き剥がし力・下車輪の引き剥がし力を式⑦～⑩に示すように補正する。

$$Td = T0(D + L + IV/g)/(D + L) \quad \dots ⑦$$

$$Fhld = Fh10(D + L + IV/g)/(D + L) \quad \dots ⑧$$

$$Fhud = Fhu0(D + L + IV/g)/(D + L) \quad \dots ⑨$$

ここに、

$Td \cdot Fhld \cdot Fhud$: 昇降慣性力を補正した、ロープ張力・下車輪引き剥がし力・上車輪押しつけ力

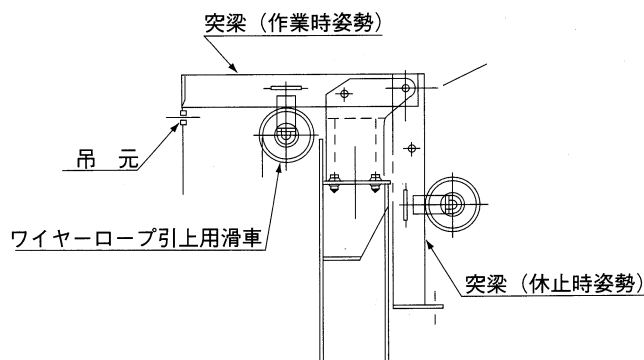


図-12 塔柱用吊り元

Fig.12 Temporary suspender for tower shaft

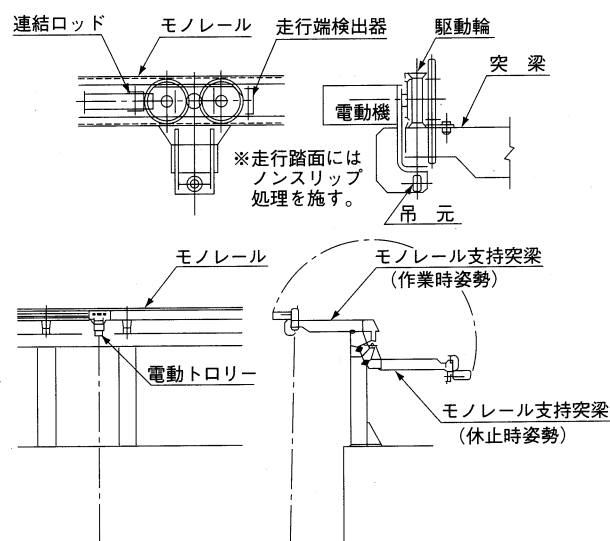


図-13 斜材水平材用移動吊り元

Fig.13 Transit suspender for diagonal member and horizontal member

剥し力の増分・上車輪押付力の増分

(4) 安全率の確認

前項で求めた各荷重を基に、ロープ強度・吊り元強度・磁石車輪の吸着力が所定の安全率を満たしていることの確認が必要になる。

(ロープの安全率)

ロープの安全率は Gondola 構造基準で式⑳が定められている。

$$SF_{rope} = 2BS / (D + L)g \geq 10 \dots\dots\dots\text{㉑}$$

ここに、

SF_{rope} : ロープの安全率

BS : ロープ 1 本当りの破断強度
(吊り元の設計荷重)

吊り元の設計荷重はロープ 1 本当りに作用する最大荷重とし式㉒で算定する。

$$T_{max} = (Td + \Delta T1) / 2 + \Delta T2 + \Delta T3 \dots\dots\dots\text{㉒}$$

ここに、

T_{max} : 吊り元の設計荷重
(引き剥がし安全率)

引き剥がし安全率は式㉓に示すように、吸着力を引き剥がし力で除した値であり、今回は上車輪には押しつけ力のため下車輪のみで検算する。

$$SF_{peel} = S / \{ (Fhl_d + Fhl_1) / 2 + \Delta Fhl_2 + \Delta Fhl_3 \} \dots\dots\dots\text{㉓}$$

ここに、

SF_{peel} : 引き剥がし安全率
 S : 吸着力
(滑動安全率)

Gondola は水平力を受けても壁面から外れてはならないため式㉔を満たさなければならない。水平力は斜行時のロープの水平成分・端面風荷重・地震荷重とする。

$$SF_{slip} = S_y / F_y \dots\dots\dots\text{㉔}$$

ただし、

$$S_y = \mu_w h \{ (2S - F_{hu}) + k_s (2S - F_{hu}) \}$$

$$F_y = Td \cdot \tan \alpha \quad (\text{常時})$$

$$F_y = Td \cdot \tan \alpha + W_{wy} \quad (\text{常時} + \text{風荷重})$$

$$F_y = Td \cdot \tan \alpha + W_{wy} + EQ \quad (\text{常時} + \text{風荷重} + \text{地震荷重})$$

ここに、

SF_{slip} : 滑動安全率
 S_y : 全車輪の有効摩擦抵抗力
 F_y : Gondola が受ける水平力
 $\mu_w h$: 車輪と壁面の摩擦係数
 k_s : 平滑部と添接部の吸着力の比
 W_{wy} : 端面風荷重
 EQ : 地震荷重

(5) 具体例

以上の計算によって求めた、Gondola の安全率の結果

を表-1 に示す。この Gondola の主要諸元は次のとおりである。また、表-1 の計算値は、上昇中に上車輪が添接部、下車輪が平滑部に位置した場合の値である。

作業床 : 長さ 7208 mm ・ 幅 643 mm

自重 : 1175 kg

積載荷重 : 300 kg

吸着力 : 平滑部 2500 N ・ 添接部 825 N

表-1 安全率の計算例

Tab.1 Calculation sample of safety factor

No	項 目		記号	単位	仕様	
1	ワイヤ ロープ	自重 + 積載荷重の合計	$D+L$	kg	1,475	
2		ワイヤロープ破断張力	BS	N	77,000	
3		使用本数	N_r	本	2	
4		安全率	SF_{rope}		10.65	
5	吊元設計荷重		T_{max}	N	12,736	
6	引剥がし	1輪当り	最大引剥し力	Fhl_{max}	N	1,132
7		1輪当り	吸着力	S	N	2,500
8		引剥がし	安全率	SF_{peel}		2.21
9	滑動	水平力	常時	F_y1	N	0
10			常時 + W_{wy}	F_y2	N	592
11			常時 + $W_{wy} + EQ$	F_y3	N	3,483
12		全輪摩擦 抵抗力	添接部有効比	k_s		0.33
13			摩擦係数	μ_{wh}		0.80
14			滑動抵抗力	S_y	N	5,586
15		安全率	常時	SF_{slip1}		*****
16	常時 + W_{wy}		SF_{slip2}		9.44	
17	常時 + $W_{wy} + EQ$		SF_{slip3}		1.60	

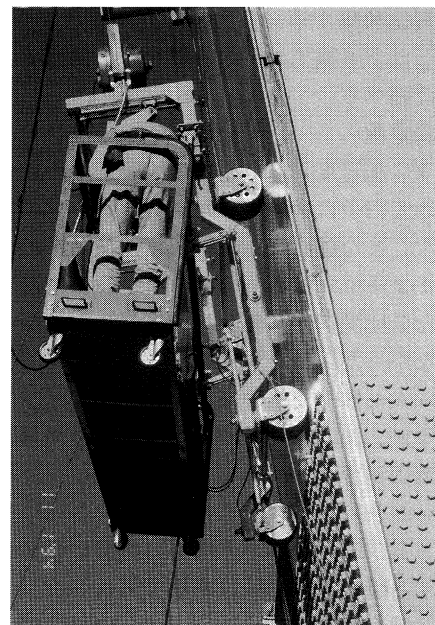


写真-1 実験状況

Phot.1 View of test

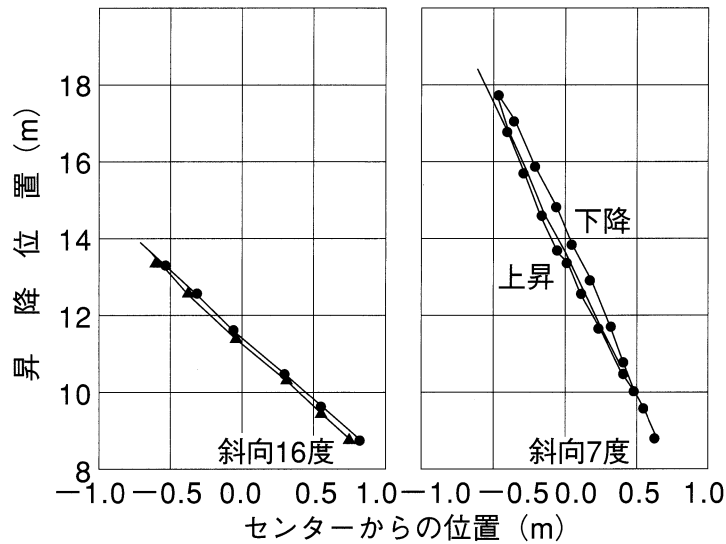


図-15 操舵時の昇降軌跡例

Fig.15 Example of ascending track by steering

6. 実証実験

(1) 実験概要

磁石車輪ゴンドラは新しく開発したものであり、実用化にあたっては、機能の実証が不可欠になる。磁石車輪の吸着力や基本構造の適否については機械化研究所構内の実験で確認したが、作業性・長距離昇降の安定性等は実橋での確認が必要になる。このため、最もアルゴリズムの複雑な塔柱用ゴンドラを試作し、生口橋の塔点検作業に使用することにした。

生口橋の塔は、高さ127mであり、基部から23mは13度の負傾斜（オーバーハング）、上部は8度の正傾斜であり、幅は4mである。実験は写真-1に示すように、負傾斜から正傾斜が連続して得られる基部から50mの間で実施した。本稿では最も厳しい負傾斜面での実験結果を中心に述べる。

(2) 昇降安定性

ゴンドラに加速度計を取り付けて昇降中の動揺を計測したが極めて円滑に昇降するために有意な計測値は得られなかった。また磁石車輪は確実に壁面に吸着し、当然ながら風による揺れは微少である。さらに、適時、体験搭乗させた公団職員から感想を聴取したが恐怖心を訴える者はいなかった。これらより、工事現場における工事用エレベータと同等以上の乗り心地であると評価できる。余談であるが、関門橋の塔の塗り替え作業の見学時に監督員の検査方法を聞いたところ「恐怖心（揺れと高さ）のためゴンドラに搭乗することはない」との回答であった。本ゴンドラは、高さの恐怖心の克服は必要であるが、揺れに対する恐怖心の克服は不要である。

(3) ステアリング機能

一例として負傾斜面において車輪の操舵角度を7度と16度に設定して昇降させた場合の軌跡を図-15に示すが、設定した角度で円滑に斜行している。操舵は手動ハンドルで行なうが、操作力は3kg、0～16度の操作時間

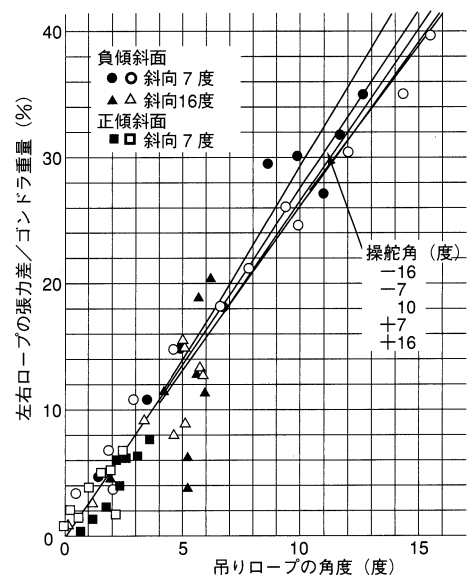


図-16 斜行角度とロープ張力の変化率

Fig.16 Change rate of angle of slanting and rope tension

は10秒程度である。昇降中も操舵は可能であり、曲線走行・じぐざぐ走行等を繰り返したが、円滑な横移動が可能であり容易に任意の位置に接近することができる。なお、斜行時に生じる左右のロープ張力の変化については式⑱で求めたが、計算値と実測値は図-16に示すようにほぼ一致している。

(4) スライド機能

壁面の傾斜角度が変化する場合は作業員が搭乗したケージを前後にスライドさせて、壁面とケージの間隔を調整しなければならない。このスライドは手動ハンドルで行なうが、操作力は3kg、0～50cmの操作時間は30秒程度であり容易に調整することができる。

(5) 傾斜修正機能

負傾斜面と正傾斜面を昇降させた場合の左右の傾斜の発生状況の一例を図-17に示す。傾斜修正機能を作動

させない場合は9mの昇降で1~4度の傾斜が発生し、その都度修正しているが、傾斜修正機能を作動させると自動的に0.5度以内に収まっている。通常のゴンドラの最大長さは7m程度のため、0.5度の傾斜による左右の高さの差は60mm程度であり実用上十分である。

7. マニアルの制定

ゴンドラは労働安全衛生法に規定する“特定機械”であり、「ゴンドラ構造規格」で構造と安全設備が「ゴンドラ安全規制」で運用が規定されている。磁石車輪ゴンドラは通常のゴンドラ磁石車輪を付加するものであり、当然のことながらこれらの規定が適用される。しかし、これらの規定は一般的なゴンドラを対象にした規定であり、磁石車輪ゴンドラに適用するには範囲と方法を明確にする必要がある。また、実証実験によって優れた機能を確認したが本格的な補修塗装までにはまだ時日があり、せっかく確立した技術が散逸する恐れがある。さらに、磁石車輪を初めとする付加装置は1セット当た

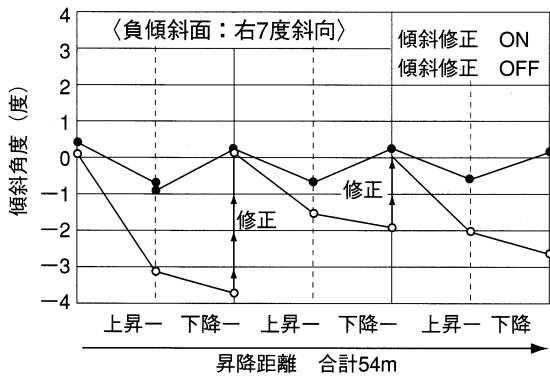


図-17 傾斜の発生と修正

Fig.17 Occurrence and correction of slanting

り500万円程度であり、補修塗装全体の費用と作業量より通常損料による償却が可能のため請負者の持ち込み機械とすることが望ましい。「磁石車輪ゴンドラ設計・運用マニュアル(案)」はこのような観点に立って制定したものである。制定に当たっては行政当局・ゴンドラメーカー・使用者等から成る委員会を組織して各条毎に慎重審議の上決定した。内容は、付与能力・設計・構造・安全設備・運用上の留意事項を4章63条にまとめ、各条には基本的な考え方を解説している。また、法令に定める特別の教育用テキスト・監督官庁への書類手続きと様式・点検表の例を付属資料として添付して使用の便を図った。さらに、明石海峡大橋を例に、塔柱用・斜材水平材側面用・斜材水平材下面用の3機種の設計計算例を参考資料として収録している。

8. おわりに

この磁石車輪ゴンドラの開発の動機は多々羅大橋塔作

業車にあった。同橋の塔作業車は塔にレールを配して専用の作業車を配置する計画であった。第三建設局に着任して間もないころ奥川所長から「塔作業車のレールを無くすることができないか。数年前に開発した櫃石島橋や生口橋を踏襲するのは、安心ではあるが見方を変えたと進歩の無さの証明でもある」と、宿題をいただいた。

最大の課題は塔基部のオーバーハング面における壁面への接近であったが、明石海峡大橋では強力な磁石車輪を使用した“塔点検補修用ロボット”を開発中であり、この車輪によって塔壁に吸着することを思いついた。この着想を基に、設計・室内実験・生口橋における実証実験によって実用化を図ったものであり、これらによって得られた知見を整理すると次のようになる。

- ①直径25cm幅20cm程度の磁石車輪で最大300kg程度の吸着力を得ることができる。また、磁石車輪内の磁石を車輪軸に振り子状に懸架することにより常に自動的に最大の吸着力を得ることができる。
- ②添接部では平滑部に比べて吸着力が33%程度に低下するため、車輪は2列タンデムとして上下のいずれかは平滑部に位置するように、ホイールベースを添接板より長くすることが有効である。
- ③ステアリング機能より、ゴンドラ長を超える壁面の任意の位置に接近することができる。また、傾斜修機能により左右の傾斜角度を0.5度以内に制御することができる。さらに、スライド機能により壁面と作業者の距離を任意に設定できるため、良好な作業姿勢を得ることができる。
- ④すなわち、今回開発した磁石車輪ゴンドラは壁面の傾斜を問わず、また、添接部でも確実に吸着して風による揺れを防止できるため、稼働率・作業能率・安全性が向上する。
- ⑤これにより、塔全高のガイドレールが不要になり塔頂の吊り元も簡易化できる。また、通常のゴンドラが使用できるため経済的である。

本装置は、直接的には吊橋や斜張橋の点検補修作業を対象に開発したものであるが、ゴンドラによる補修作業は、高層ビル・煙突・石油タンク等で幅広く行なわれており、国内では4000台を超えるゴンドラが使用されている。ゴンドラは簡易な設備であり、高所に容易に接近できるが風で揺れやすいため稼働率が低下する難点がある。また、高所作業であり転落時には重大災害になるため安全性の確保が重要である。本装置は簡易かつ確実な磁石車輪によりこの課題を解決したものであり、対象が磁性体であれば使用可能なため、広く使用され稼働率・作業能率・安全性・経済性の向上に寄与するものと確信している。

最後に、設計を担当していただいた(株)本州四国連絡橋エンジニアリングと実証実験と磁石車輪ゴンドラ設計・運用マニュアルの検討業務を担当していただいた(株)建設機械化研究所の皆様にお礼を申し上げます。

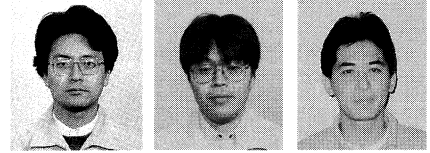
多々羅大橋上部工の実設計

Design of Superstructure for Tatara Bridge

第三建設局建設部 計画課長 藤原 亨
Toru Fujiwara

第三建設局建設部 設計課長代理 森山 彰
Akira Moriyama

豊田工業専門学校 環境都市工学科 川西直樹
(前)設計部 設計第二課 Naoki Kawanishi



概要

多々羅大橋はこれまでの斜張橋の適用支間を大幅に上回る中央支間長 890 m の長大斜張橋であり、側径間の一部を PC 桁とし鋼桁と連結した複合主桁形式を採用している。

実施設計にあたっては、耐風安定性、耐震性の動的安全性の照査とともに、軸力が卓越する主桁の座屈設計、塔、主桁および全体系の座屈安定性の照査等、長支間化に伴う橋梁の静的安全性の照査が重要な課題であった。また、鋼桁と PC 桁の材料特性、構造特性の相違を考慮した構造解析手法や、塔柱隅角部、ケーブル定着部及び疲労を考慮した鋼床版のディテールなどの構造詳細についても詳細な検討を行った。

本稿は、上記項目の実設計での対応の他、上部構造の全般についてその設計概要を報告する。

Tatara Bridge has a long-span cable-stayed deck with a center span of 890 m and PC deck on its both side spans, especially its center span is far beyond the ordinary concept on adaptable span. In design major subjects were conquered : verification with aerodynamic and seismic stability, buckling stability of deck, which is governed by axial force, verification with buckling stability on pylon, deck, and whole structure, and total static stability of long-span structure. In addition, extensive studies were made on structural analysis considering material and structural characteristics of steel and PC, as well as on structural details of geometric corner of pylon, cable support, and steel floor system bearing fatigue. This paper reports these structural studies and outline of design on superstructure.

1. はじめに

多々羅大橋の上部工設計については、平成元年度に橋梁形式を斜張橋とすることが決定されて以来、耐風安定性、耐震性、桁の座屈耐荷力及び景観を含めた基本構造等の検討を進め、平成 6 年 1 月に発注された上部工工事において実施設計を行った。本橋の設計にあたっては、多々羅大橋の橋梁計画検討委員会をはじめとする関連する各委員会で主要な課題について検討を頂き、その議論を踏まえ具体的な設計を進めてきた。実施設計段階においても、設計法や構造詳細等について基本設計からさらに検討を加える必要のある課題が種々あったが、その主要なものは以下に示すような事項であった。

- ①鋼桁の座屈設計及び最終諸元による全体耐荷力の照査
- ②塔柱ナックル部の補強設計、塔下部拡幅断面部の補強設計
- ③ケーブル定着部の詳細構造及び補強設計
- ④疲労に配慮した鋼桁ディテールの検討
- ⑤塔及び桁張出し架設時の耐風安定性の確保
- ⑥ケーブルの制振対策

本稿は、実施設計の概要を報告するものであるが、設計対象が広範に及ぶため、一般的な事項についての記述は必要最小限にとどめ、実施設計の中で設計法等の検討を加えた事項について、やや詳しい記述を行うこととし

た。なお、前述した事項で既に別途報告がなされているものについては、文中に参考文献を記し詳細な説明は省略している。

2. 設計概要

2.1 基本スケルトン

本橋の支間割り、架橋地点の地形的な制約等から、270 m + 890 m + 320 m と中央支間長に比較して側支間長が短く、かつ非対称な構造となっている。側径間の端橋脚側を一部 PC 桁とし、設計荷重状態では負反力を生じない構造としている。また、側径間に中間橋脚を生口島側に 2 基、大三島側に 1 基設けている。中間橋脚の設置数は橋梁全体系の剛性に与える影響を検討し、地形条件も考慮し決定した。

主桁断面は、鋼桁、PC 桁とも 3 セルの 1 箱桁で張出し床版を有する矩形断面としている。耐風安定化対策として桁外縁にフェアリングを設けているが、これによってケーブル定着部が外見上見えなくなっている。

ケーブルは、吊り効率を高め主桁軸力を低減するため、塔側のケーブル定着ピッチを小さくしたファン型とした。

塔は、耐風安定性の確保および景観に配慮してスリットを有する逆 Y 型の形状とした。

本橋の橋梁一般図を図-1 に示す。

斜張橋では、橋軸方向の主桁の支持条件が耐震性や耐

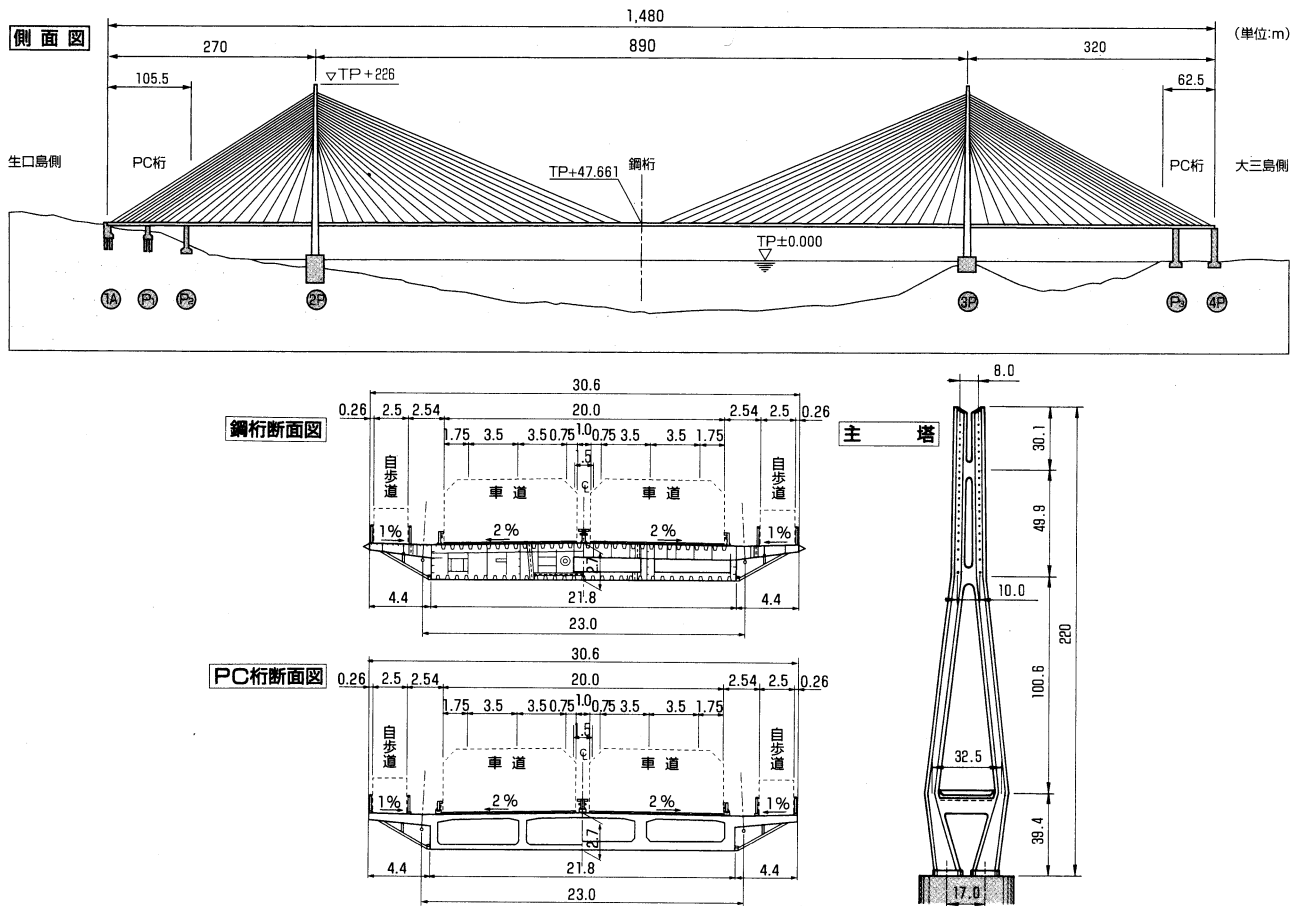


図-1 橋梁一般図
Fig.1 Bridge profile

荷力に大きく影響することを踏まえ、座屈固有値、塔基部断面力、主桁移動量を比較検討し、塔部2点の弾性固定方式を採用し、バネ定数は4,000 tf/m/全橋とした。

橋軸直角方向には、塔部と端橋脚を固定として、中間橋脚はフリーとし、中央径間の主桁の変形に伴い中間橋脚部に生じる支点反力および桁の曲げモーメントの低減を図った。

2.2 設計条件

(1) 設計荷重

上部構造設計基準・同解説(平成元年4月)(以下「上部構造設計基準」という)を基本とし、T荷重にはB活荷重を用いた。PC桁の衝撃、温度変化の影響、クリープ・乾燥収縮の影響等は道路橋示方書(以下、「道示」という)を適用した。

風荷重は、尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説(平成6年11月)(以下、「耐風設計基準」という)により、地震の影響は、後述する2種の加速度応答スペクトルを用いた応答スペクトル解析によった。

支点移動の影響として、明石海峡大橋下部構造安定計算要領(昭和62年3月)、「上部構造の設計で考慮すべき下部構造の変位」に準拠して算出した表-1に示す値

表-1 設計で考慮する支点移動量

Tab.1 Design value of support displacement

方 向	2 P	3 P	
沈 下	6 cm	2 cm	
回 転	橋直軸回り	1.1×10^{-3} rad	0.8×10^{-3} rad
	橋軸回り	0.7×10^{-3} rad	0.3×10^{-3} rad*

*) 上部構造設計基準による基準変位量

を考慮した。また、製作・架設誤差の影響として作用力の5%を考慮した。

(2) 荷重の組合せと許容応力

荷重の組合せと許容応力の割増しを表-2に示す。PC桁については後述する。

2.3 耐風設計

(1) 静的設計

耐風設計基準は、本橋試設計案を対象に実施した風洞試験及びガスト応答解析結果を反映して作成されており、本橋の構造的性によって生じる以下のような耐風上の特徴を盛り込んだものである。

①塔の抗力係数

塔の上部で塔柱が近接していることを反映して、一般

部と上部で異なる抗力係数を設定した。

②風向角と塔の抗力係数

橋軸直角方向の抗力が最大となるのは、偏角($\beta=35^\circ$)を有する場合であり、そのとき橋軸方向の抗力も最大値の約50%であるため、橋軸直角方向の風荷重載荷時に橋軸方向抗力を同時載荷した。

③ケーブルの抗力係数

ケーブルの橋軸方向の抗力を既往の試験に基づく提案式より、抗力係数を $C_D^* = C_D \cdot \sin^3\theta$ ($C_D=0.7$, θ : ケーブル傾斜角) とした。

(2) 動的照査

①塔

風洞試験により耐風安定性を調査し、塔の形状、塔柱断面形状等に配慮した。本橋の塔は、220 m という高さにもかかわらず、完成系、架設系ともに制振装置を用いることなく耐風安定性を確保することができた^{1),2)}。

②主桁

主桁の耐風安定性は、主桁の基本形状とともに微細な形状(フェアリング形状、検査車レールの位置・高さ、高欄部材の形状・位置等)が影響することが箱桁断面の既往の風洞試験結果から予想された。

部分模型風洞試験により最終形状の選定を行ったが、選定にあたっての特筆事項は以下のとおりである。a) 渦励振対策として、主桁ウェブと張出し床版先端にフェアリングを設けた。フェアリング形状は、ケーブル定着部のメンテナンスに必要な空間を確保した上で鋼重が最小となる形状とした。b) 最外縁の自歩道高欄がフラッター限界風速に影響したため、下横棧を極力路面の近くに配置する構造とした。

③ケーブル

レインバイブレーションの発生が懸念されたため、ケーブル表面に凹加工を施してケーブル自身の耐風安定性の向上を図った³⁾。

④全体系

三次元効果及び地形の影響を確認するため、つくばの大型風洞を用いた全体系模型による試験で耐風安定性を確認した。完成系の耐風安定性は良好であり、個々の部位の連成による耐風安定性の悪化は見られなかった⁴⁾。架設系では、生口島を越えて吹く水平偏角 36° の風向で気流の乱れによるガスト応答が大きく現れたが、模型製作上の誤差や架設機材の影響、さらに地形模型試験結果等を反映した気流条件を用いたガスト応答解析を行うことによって、このガスト応答が問題とはならないことを確認した⁵⁾。

2.4 耐震設計

下部工安定計算用の加速度応答スペクトル⁶⁾と耐震設計基準・同解説(昭和52年3月)に規定する加速度応答スペクトルの2種類の応答スペクトルを用いた解析を行った。前者は、下部工設計との整合性及び短周期領域が卓越していることから応答断面力に、後者は長周期領

域が卓越していることから応答変位に着目した。

本橋は、桁の水平曲げ1次モードの固有周期が約12 sec、橋軸方向の遊動円木モードが約7 secと非常に長周期となっているため、設計上地震時がクリティカルとなるのは、塔部と端橋脚の橋軸直角方向の固定支点反力と橋軸方向の桁端移動量のみであった。

3. 全体解析

3.1 解析理論と解析モデル

完成系の死荷重作用時の解析は、微小変位理論により行い、その他の静的解析および地震時の動的解析は、死荷重作用時の断面力により幾何剛性マトリックスを評価した線形化有限変位理論を用いた。解析モデルは、全荷重に対して全体系立体骨組モデルを用いた。

主桁は、多室箱桁構造をモデル化した1本の梁部材と、梁部材とケーブル定着点を結ぶ仮想部材から構成される“Fishbone”モデルとした。塔は、中央径間側と側径間側のケーブルの塔壁からの出口位置を一致させたため、中央径間と側径間のケーブルの結び目が塔軸心で一致しない(図-2)。このため、ケーブル実定着点と塔軸心を結ぶ仮想部材を用いた“Fishbone”モデルを採用した。これは事前の検討⁷⁾で、塔軸心でのズレを無視したモデルに比べ、最上段付近のケーブル張力に大きな差(約

表-2 荷重組合せと許容応力の割増し

Tab.2 Load combination and increment factor on allowable stress

荷重の組合せ		割増し係数
完成時	D+L+T+SD+E	1.00
	D+W+T+SD+E	1.50 (1.40)*
	D+EQ+L(EQ)+T+SD+E	1.50
架設時	ER	1.25
	ER+ER(W)	1.50
	ER+ER(EQ)	1.50

D: 死荷重(ケーブルプレストレス、クリープ、乾燥収縮を含む)

L: 活荷重(衝撃を含む)

L(EQ): 地震時の活荷重(活荷重全載(衝撃を含む)の1/2)

ER: 架設時荷重(死荷重、架設機材、温度変化の影響等)

ER(W): 架設時の風の影響

ER(EQ): 架設時の地震の影響

*: 塔部材設計の割増し係数は1.40とする

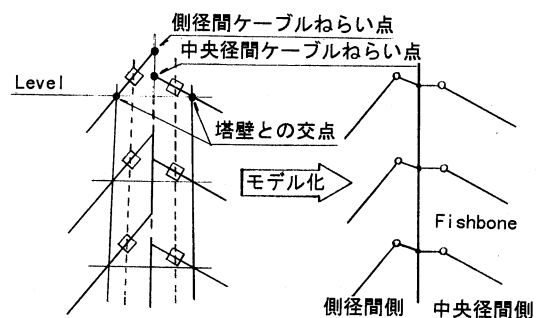


図-2 塔骨組みモデル

Fig.2 skeleton model

10%)が生じる結果となったため、より忠実なモデル化を図ったものである。ケーブルは、主桁仮想部材と塔仮想部材を結ぶ直線(棒)部材モデルとし、サグの影響をH.J.Ernstの近似式により算出した換算弾性係数を用いて評価した。表-3に死荷重作用時の換算弾性係数を示すが、係数の低下の割合はケーブル長に応じて大きくなり、最大で17%程度である。

表-3 ケーブルの換算弾性係数

Tab.3 Translated elastic coefficient of cable

着目ケーブル	長さ(m)	素線本数	換算弾性係数 Eeq (t/m ²)	Eeq/E ₀ (%)
2P側径間最上段	318	379	1.819×10 ⁷	91.0
2P側径間最下段	109	163	1.996×10 ⁷	99.8
中央径間最上段	461	379	1.663×10 ⁷	83.2
3P側径間最上段	361	379	1.753×10 ⁷	87.7

注) E₀: ケーブル弾性係数 (2.0×10⁷t/m²)

3.2 解析手法

本橋の側径間の端部にはPC桁を採用しており、以下のような鋼桁とPC桁の材料特性、構造特性の相違から設計上の取扱いが問題となった。①死荷重が大きく異なる。②PC桁にはPC鋼材によるプレストレス力(以下、斜張橋ケーブルのプレストレスと区別するため桁内プレストレスと称し、前者をPS、後者をPTという。)が導入される。③PC桁のクリープ(CR)、乾燥収縮(SH)が鋼桁部の断面力、キャンパーに影響する。

(1) 全体解析におけるPC桁の扱い

鋼橋の設計では全体系の死荷重作用時の完成形状を作成し、断面力を算出するのが一般的であるが、本橋では以下のような検討から解析法を決定した。

- ①鋼桁とPC桁を一体系で死荷重完成状態を作成した場合、PC桁自重による曲げモーメントが大きく、この影響が鋼桁に伝達する。
- ②上記①によりPC桁との接合部付近の鋼桁に比較的大きな負曲げが生じる。一方、鋼桁にモーメントを伝達することによるPC桁のモーメントの低下は小さく、PSによる改善も困難であるため、結果的に鋼桁の増厚を伴う不合理な構造となってしまう。
- ③PC桁のPTは、解析結果で得られた断面力を用いて決定するため、当初の全体解析段階で初期外力として与える仮定PTを十分な精度で得ることは難しい。また、PTが変更されれば解析をやり直す必要がある。
- ④そこでPC桁の自重による断面力及びPTについてはPC桁単体系を対象に取り扱うこととし、PC桁単体系とPC桁自重のない全体系モデルの重ね合わせを行う解析方法を採用してPC桁自重による曲げモーメントを鋼桁に伝達しないようにした(図-3)。
- ⑤この解析手法により、②の問題が改善され、③についても一般的なPC桁の設計手法によりPTの設定が可能となった。

⑥重ね合わせが必要となる各解析系での製作キャンパー等の整合性を検討し、製作・架設に反映した。

(2) クリープ(CR)・乾燥収縮(SH)の扱い

PC桁部のCR、SHは鋼構造部の断面力、変形に影響するため、鋼構造部の設計断面力に反映するのが望ましいが、全体解析に反映するには、①クリープ解析にPC桁の詳細諸元を必要とする。②架設期間が長期に及ぶため架設段階を考慮したクリープ解析が必要となる。等の問題があった。

そこで、仮定諸元を用いた完成系モデルで架設段階の影響を無視したクリープ解析を行った。その結果、CR、SHが鋼構造部に与える影響は、最大でも塔柱で30 kgf/cm²、鋼桁で45 kgf/cm²、ケーブルで14 t程度が局部的に発生することが判明した。よって、CR、SHは断面決定時の応力(張力)の余裕の範囲で対応が可能であると判断し、断面設計完了後に架設段階を考慮したクリープ解析を行い、照査することとした。

クリープキャンパーはPC桁のみに設け、塔および鋼桁には設けずCR、SHの終了時点で完成形状および完成断面力となるものとした。架設途中や架設完了直後にはCR、SHの未完了分が残るため、この未完了分の断面力を考慮して照査を行った。また、架設時の形状管理やケーブル導入張力にもCR、SHの未完了分を考慮した。

(3) 製作キャンパー

主桁製作キャンパーを図-4に示す。

PC桁部は、PC桁自立系を対象とし、①自重による弾性変形②PTによる弾性変形③クリープキャンパーと④全体系を対象とした弾性変形の全てを足し合わせた変形量をキャンセルするキャンパーを設けるものとした。鋼桁部は、④全体系を対象とした弾性変形をキャンセルするキャンパーを設けた。

塔の製作キャンパーは、塔柱面外、面内に曲がりキャンパーは設けず、塔柱の延びキャンパー(90 mm)を、中間水平材部のブロックに設けた。

3.3 ケーブルプレストレス(PS)の決定法

PSの設定は、一般的に完成系の死荷重作用時において塔基部に曲げモーメントを生じさせないこと、主桁の曲げモーメントを小さくかつ均等化する等を目的に最適PS設定手法が種々実用化されている。

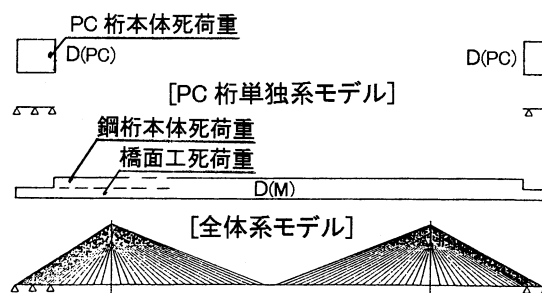


図-3 全体解析におけるPC桁の扱い

Fig.3 Supposition on PC deck in total analysis

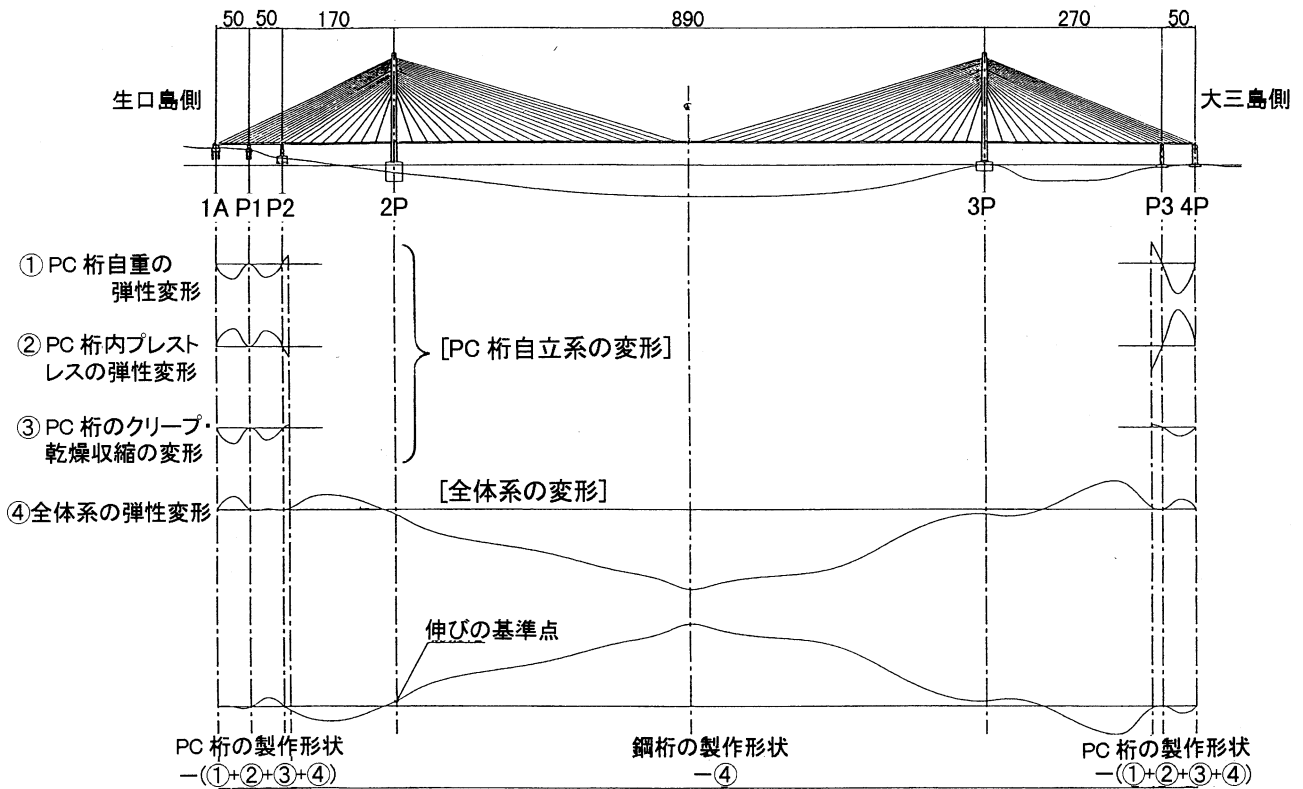


図-4 主桁キャンバー

Fig.4 Camber of deck

本橋では、ケーブルの伸び剛性に対する主桁の相対的な剛度が小さくなれば、主桁の曲げモーメントが小さく、かつ均等化されることに着目して、PSによる主桁の応力状態を改善する手法⁸⁾を用いた。具体的には、主桁剛性を本来の1/100に小さくし、塔の曲げモーメントの改善を図るため、解析モデル上の塔基部をはじめとする着目節点をヒンジとしたモデルに死荷重を載荷してケーブル張力を算出し、本来の部材剛度および拘束条件により求めたケーブル張力を差し引くことで基本的なPSを決定した。

図-5に主桁の曲げモーメント分布を示す。

主桁の塔支点部には負の曲げモーメントが残っているが、これは塔部支点（ゴム支承）に正反力を確保するように配慮したためである。

3.4 製作・架設誤差の影響

斜張橋は高次の不静定構造物で各部材の誤差が相互に影響し合うため、設計時にあらかじめ製作・架設誤差の影響を考慮することとした。

本橋では、以下に示す誤差項目について、鋼橋等製作基準・同解説（平成5年5月）（以下、「製作基準」という）に規定する誤差の許容値及び架設精度管理手法を踏えて、製作・架設誤差量を設定した。

①主桁

曲がり誤差として製作基準に示すそり誤差の許容値（部材長 $L=80\text{ m}$ のとき誤差 25 mm ）を考慮した。長さ

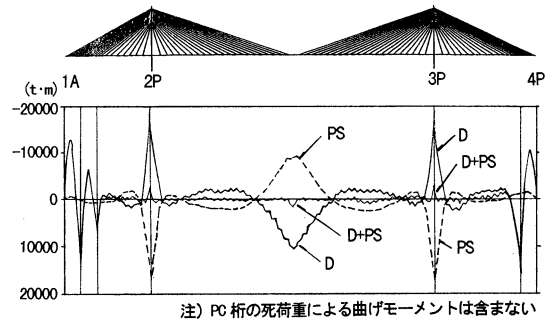


図-5 鋼桁曲げモーメント

Fig.5 Bending moment on steel deck

誤差は形状への影響が大きいいため、製作時に生じた誤差を実測してケーブルシム量に反映することとし、設計時には誤差として考慮しないこととした。

②塔

1/2,000 radの倒れ誤差を塔基部に考慮した。

③ケーブル

ケーブルの誤差には、a) ソケットの加工誤差（ $\pm 10\text{ mm}$ ）、b) 長さ誤差（ $L/20,000$ ）、c) 張力の実測誤差、d) シム調整誤差、e) シム調整による影響等が想定される。

このうち、a) は誤差量を把握できシム量に反映できること、c) は施工時のキャリブレーション等により十分な精度で測定できると考え考慮しないこととした。

b) は張力の実測結果からシム調整により解消するこ

とは可能であるが、架設時管理を桁形状に着目することとしているため、誤差量として考慮した。d) e) のシム調整誤差は、張力および形状を最適化するようにシム調整を行うことも想定されるので許容張力の1%を考慮した。

④主桁の閉合誤差

主桁の閉合誤差として、高さ方向の仕口誤差 100 mm、回転方向の仕口誤差 5 mm を考慮した。

⑤部材剛性の誤差

主桁、塔には曲げ剛性及び伸び剛性の誤差として各々5%、ケーブルには伸び剛性の誤差1%を考慮した。

上記誤差を考慮した場合の影響を表-4にまとめる。構造各部には、概ね許容応力度の5%程度の応力が誤差により生じることとなる。設計では、計算の便宜から発生応力の5%を見込むこととした。

3.5 解析結果

図-6、7、8に断面力の一例を示す。

主桁の面内断面力は常時が最大となり、この荷重状態で断面が決定される。面外断面力は暴風時が最大となり、中央径間中央付近と塔部付近の断面では、発生応力は割増しを考慮した許容値を若干下回る程度で応力的に厳しくなっている。

塔では、軸力は常時が最大となるが、曲げモーメントは橋軸方向、橋軸直角方向ともに暴風時が最大となる。その結果、塔基部付近が暴風時で断面決定される。

ケーブル張力は、常時に最大となりこれにより断面が決定される。

3.6 架設時の検討

架設系を対象とした解析は、塔架設から桁閉合まで全体を約120ステップに区分して解体計算により各部材の断面力、変形量を各架設段階毎に計算した。施工計画立案に際して、基本的に架設時が断面決定要因とならないように配慮したため、架設時に断面決定している箇所は少ないが、PC桁については架設時で断面決定されている。

表-4 製作架設誤差の影響度

Tab.4 Influence of errors in fabrication and erection

誤差項目	塔 (kg/cm ²)	主桁 (kg/cm ²)	ケーブル (t)
①主桁の製作・組立誤差		80:全長	
②塔の倒れ誤差	48:塔下部		
③ケーブルの測定誤差	90:全長	30:全長	11~45(3~5%)
④主桁の閉合誤差		47:閉合部	8:閉合部
⑤部材剛性の誤差			
合計	4.3%~4.9% (90~102)	5.3%~6.1% (85~98)	4%~6%

注) 空欄の箇所は、誤差による影響度が小さく無視できる項目を示す。各誤差は互いに独立に生じるため、合計値は全体二乗和平方根とした。合計の欄には許容応力度に対する比率を示す。

4 塔の設計

4.1 設計方針

(1) 有効幅

有効幅は、道示Ⅱに基づいて算出した。その際の等価支間長は、塔柱の曲げモーメント分布より決定し、荷重ケースは、塔面内・塔面外曲げモーメントが卓越する暴風時とした。

塔柱の有効幅は、軸力に対しては全幅有効とし、面内

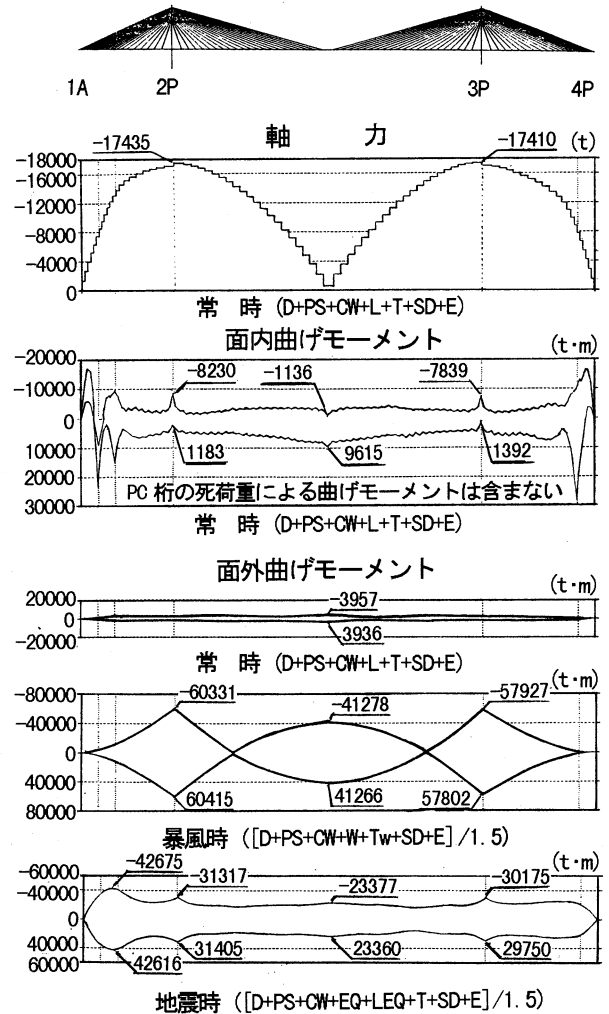


図-6 鋼桁断面力図

Fig.6 Sectional forces on steel deck

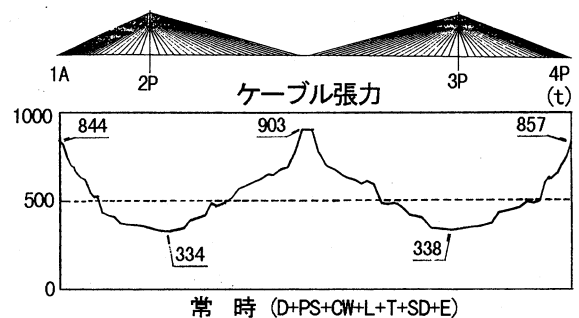


図-7 ケーブル張力

Fig.7 cable tension

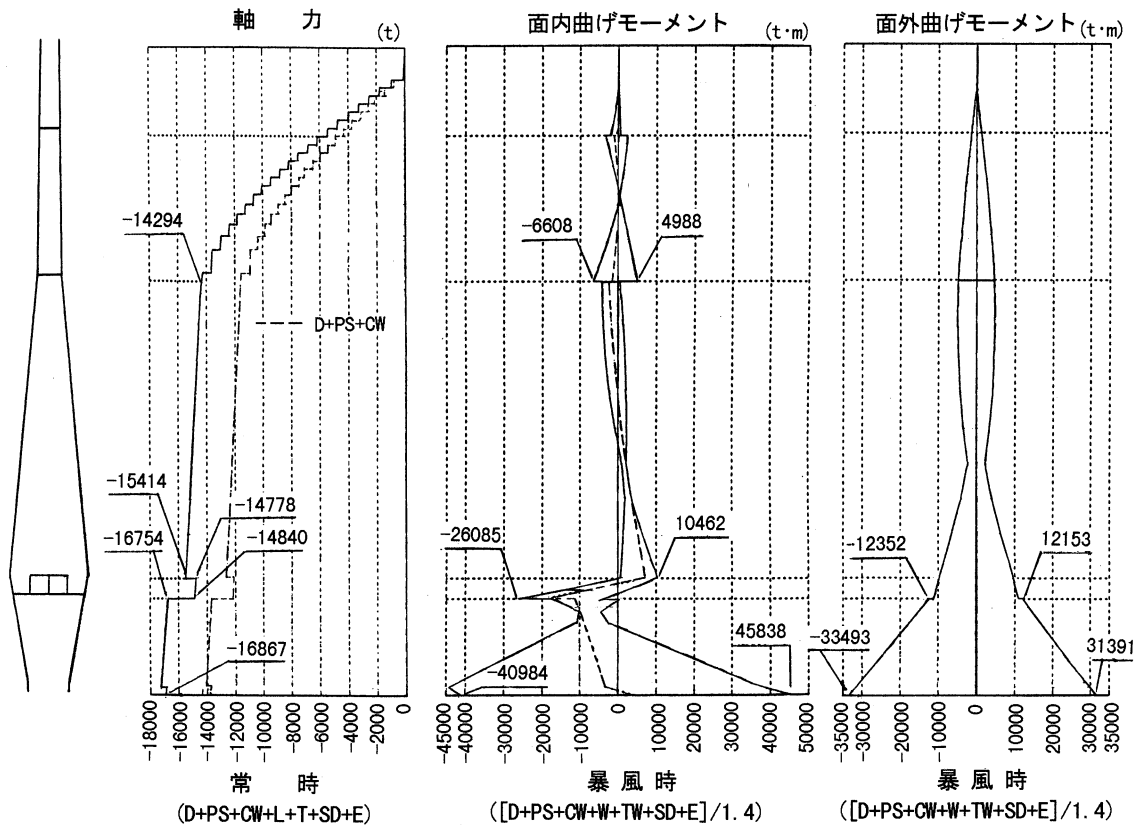


図-8 塔(2P)断面力図

Fig.8 Sectional forces on pylon (2P)

曲げに対してフランジに、面外曲げに対してウェブに有効幅を考慮した。詳細を図-9に示す。

(2) 有効座屈長

吊橋主塔設計要領(案)・同解説(平成元年4月)(以下、「主塔設計要領」という)に基づき、塔面内・面外ともに有効接線弾性係数(Ef)法による弾性座屈解析を行い、有効座屈長を設定した(図-9)。

(3) 断面照査

断面の照査は、応力度および安定について行った。なお、紙面の都合で照査式は出典を引用し省略した。

① 応力度照査

主塔設計要領式(5.2)によった。

② 安定照査

橋軸方向、橋軸直角方向の2方向同時に大きな曲げモーメントが作用するため、二軸において安定を道示Ⅱ式(3.3.4)により照査した。ただし、照査断面力は有限変位理論による全体解析より求めているため付加曲げの項は考慮していない。

(4) 照査結果

塔基部付近が橋軸直角方向暴風時で断面決定されている以外は常時で決定されており、下部水平材より下部と頂部付近の一部が応力照査、それ以外のナックル部から上部水平材付近までは安定照査により決定されている。

一般部は、SM 490 Y材を用い板厚 $t=25\sim 38$ mmで構成しているが、最上段ケーブル定着部より上側はSS

400材を用いている。下部水平材付近のナックル部には、SM 570材($t=36\sim 44$ mm)を用いている。

4.2 構造詳細

(1) 基部構造

アンカーボルトによるプレストレス方式とし、アンカーボルトは $\phi 145$ (SNB 24-5)を1塔柱当たり48本配置した。必要プレストレス量は、塔柱底板に浮き上がりを生じさせないことから、導入プレストレスを520 t/本とした。ただし、架設時暴風時には若干の浮き上がり(0.7 mm、底板接触率83%)を許容している。

塔基部構造は、塔柱が大断面のモノセル構造であることを踏まえ、塔柱の力を塔壁から底板を介して基礎に伝える直接伝達方式を採用した。それにより、底板は塔壁部分にのみ設け、内側部分は省略し合理化を図った。

(2) 下部構造

塔柱はモノセル断面であり、塔下部では最大 12×8.5 mにもなる。また、塔柱が傾斜していることにより、塔壁の全断面に一樣に断面力が分布するとは考えづらい。そこで立体FEM解析により応力分布の形状を求めて補正係数を設定し、骨組み解析により得られた断面力に乗じて応力照査を行った。軸圧縮力による作用応力分布は塔下部に近づくほど偏りが大きく補正係数は最大で1.13であった。

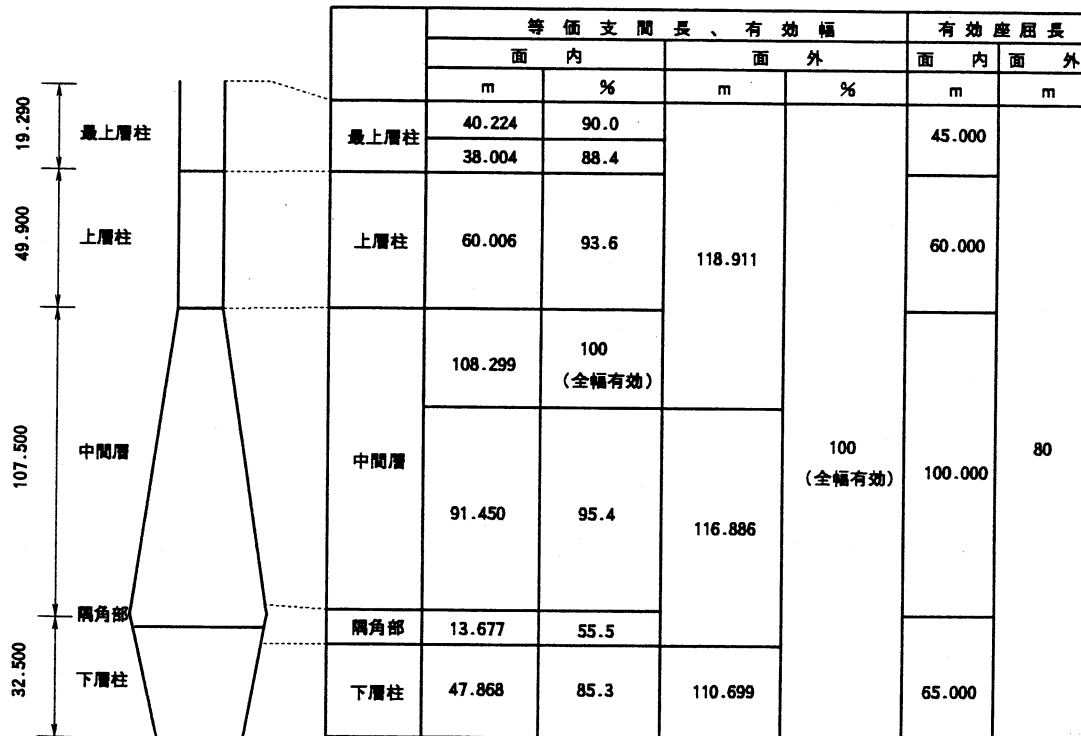


図-9 有効幅、有効座屈長の算出

Fig.9 Calculation of effective width and buckling length

(3) 隅角部、ナックル部

塔柱にナックル部がある場合、ナックルと水平材を一致させ、ナックルにより生じる水平力を水平材のフランジで抵抗するように設計するのが通例である。本橋では、景観に配慮して塔の折れ点と主桁フェアリング先端の高さを一致させたため、水平材とナックル部にずれがある。ナックルにより生じる水平力は、ナックル部に設けたダイヤフラムを介して隅切り部のウェブ、鉛直ダイヤフラムにせん断で伝達されるものとして補強設計を行った。構造概略を図-10に示す。

(4) ケーブル定着部

ケーブル定着部の構造概要を図-11に示す。ケーブル定着点をダイヤフラム位置に合わせることで、ケーブル水平力を縦ガーダーの横つなぎ材とダイヤフラムで構成される十字断面へ直接伝達する構造として、ケーブル水平力による塔柱の付加曲げモーメントの発生を抑制し、構造の合理化を図った。

定着ブロックは、製作性、構造的から鋳鋼品 (SCW49) とした。

(5) 継手の設計

メタルタッチ併用のボルト継手を標準とした。その際のメタルタッチ率は、塔壁で50%、リブ25%と設定した。ただし、大ブロックの前後の2カ所と上部、中間水平材ブロックの直上の2カ所は100%ボルト継手とした。

水平材は100%ボルト継手であるが、上部、中間水平材は、母材全強の75%の規定にとられずに発生断面力に基づき継手の設計を行い合理化を図った。

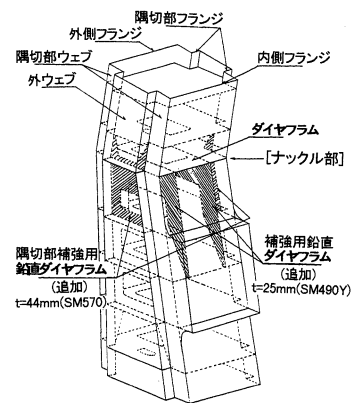


図-10 ナックル部の構造概要

Fig.10 Structure of bent part

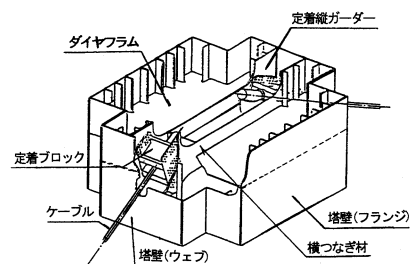


図-11 塔側ケーブル定着構造概要

Fig.11 Structure of cable support on pylon

5 鋼桁の設計

5.1 基本構造

鋼桁は張出し床版付きの1箱桁であり、車線間近傍に中ウェブを設けた3セル構造である。ウェブ間隔21.8 mに対し桁高は2.7 mと非常に扁平な断面である。

ダイヤフラムはケーブル定着ピッチとの関連から10 m間隔を標準とした。横リブ間隔は、鋼床版設計要領・同解説(平成元年4月)には2.0 mを標準とすることが記述されているが、鋼床版の構造性及び舗装のひび割れや耐久性に問題のないことを検討し経済性に優れる2.5 mを標準とした。

鋼床版及び下フランジの縦リブは、主桁作用に対する補剛材として断面を決定した。鋼床版には8 mm厚(320×240)のUリブを用い、下フランジも板リブに比べ断面性能が優れるUリブを採用し、下フランジ厚10 mmの範囲は6 mm、それ以外の範囲は8 mmとした。

ケーブル定着構造はウェブ側面に張出した角柱アンカー形式を採用した。さらに、有効幅員2.5 mの原自歩道を張出し床版の外側に設置している。

5.2 主桁の設計

(1) 設計上の課題

斜張橋の主桁にはケーブル張力の水平成分により軸圧縮力が作用する。本橋では、塔付近の軸圧縮力が卓越し、1,000 kgf/cm²程度の応力度が軸圧縮力により生じる。本橋の主桁は、ウェブ間隔が広い扁平箱桁であり、断面は薄肉の補剛板で構成されることから、座屈耐荷力の確保が重要であり、以下のような項目が設計上の課題であった。

- ①軸圧縮力が卓越する多数の補剛材を有する幅広補剛板(鋼床版、下フランジ)の設計法
- ②圧縮、曲げ及びせん断が作用するウェブの設計法
- ③主桁の安定照査と全体耐荷力の照査法

(2) 設計方針

1) 鋼床版、下フランジ

圧縮応力を受ける補剛板の設計は、道示「3.2 圧縮応力を受ける板および補剛板」に基づき行うのが通例である。しかし、本橋では以下の理由から道示を適用せずに柱モデル・アプローチ⁹⁾により補剛板の極限強度を算出し、局部座屈に対する許容応力度を算出することとした。

①道示の補剛板の耐荷力曲線は、アスペクト比($\alpha=a/b$)が概ね2.0以上の供試体の座屈実験を基に定められている¹⁰⁾が、本橋は腹板間隔の非常に広い扁平箱桁であり、補剛板のアスペクト比は $\alpha=0.3$ と小さい。

②幅広補剛板を道示で設計すると、横補剛材位置が座屈波形の節となるように横補剛材(横リブ)の剛度を大きくする必要があり、鋼重の増加をもたらす。

柱モデルアプローチは、補剛材と有効幅を考慮した補剛板で構成されたT型断面を柱とみなして補剛板の極限強度を推定する手法であり、この手法の特徴は以下のとおりである。

①幅の広い補剛板において、比較的精度良く補剛板の極限強度を推定できる。

②座屈波形は必ずしも横補剛材位置で節となる必要はなく、横補剛材剛度を経済性を考慮し設定できる。

柱モデル・アプローチの適用にあたっては、縦補剛材が局部座屈しないことを前提としているが、実寸のUリブを補剛材として用いた補剛板の耐荷力については実験データがなかった。そこで、実寸大模型による座屈実験を行い、Uリブの局部座屈が先行して柱としての耐荷力が低下することがないことを確認した¹¹⁾。

設計では、座屈設計ガイドライン(昭和62年10月、土木学会)の耐荷力曲線を採用し¹²⁾、有効長(座屈波形)は、仮想補剛板の有効座屈長を用いる(実構造の横リブピッチ2.5 mに対して解析上、最大約3.7 m)ことで対応した。結果として、デッキプレートの局部座屈強度は局部座屈を考慮しない許容軸圧縮応力度の80%程度となった(表-5)。

表-5 補剛板の局部座屈強度

Fig.5 Local buckling strength of stiffener

	(kgf/cm ²)		
板厚 (mm)	12	14	16
中セル	1,595 (76)	1,635 (78)	1,653 (79)
外セル	1,748 (83)	1,788 (85)	1,809 (86)

注) ()内は局部座屈を考慮しない許容軸圧縮応力度に対する比率(%)を示す。

2) ウェブ

ウェブは、圧縮力だけでなく、曲げとせん断力が作用する部材である。ウェブの座屈時の挙動を把握すること及び終局耐力の確認のために座屈実験を実施し、ウェブの終局耐力を柱モデル・アプローチにより評価できることを確認した¹³⁾。実験では、フランジの拘束効果の影響により最縁端ではなく、2番目の補剛材位置でウェブの終局強度が評価できることを確認したが、実施設計では補剛材数を実験時よりも減じ、補剛材の設置間隔を広くしたため最縁端のリブ位置で照査した。

3) 張出し床版

張出し床版部も柱モデル・アプローチを用いるが、ブラケット位置が座屈波形の節となるよう横補剛材の剛度を選定した。

(3) シアラグの影響

シアラグによる応力集中は箱断面のFEM解析結果を基に、応力集中係数を用いて考慮することとした。

ケーブル定着部や塔支点部の局所的な応力集中箇所はその影響を考慮するため、別途FEM解析を行い、ケーブル定着部近傍に1.1、塔支点部に1.8の応力集中係数を用いることで対処した。その際の許容応力度は、道示IIに規定する圧縮応力を受ける補剛板の許容応力度を用い応力照査を行った。

(4) 安定照査

軸圧縮力の卓越する桁の安定照査方法として確立され

たものではなく、その解析手法については各種の比較検討を行った。実施設計では、Ef法により有効座屈長を算定（塔付近の部位で有効座屈長 35 m）し、軸力の卓越する塔付近の部位に関して、常時荷重時について安定照査を行った。照査は、面内曲げに着目した一軸曲げとし、付加曲げの項は有限変位解析を行っているため無視した。

(5) 設計結果

主桁の断面構成は、鋼床版は最低板厚 12 mm を中央径間のほぼ 1/2 の範囲に用いており、塔部には 16 mm を用いている。下フランジは、中央径間中央で板厚 10 mm から塔に近づくに従って厚くなり塔部は 22 mm である。材質は SM 490 Y 材が主体である。

また、部材単位で断面設計された構造に対し、全体構造系での安全性を確認するために、弾性有限変位解析を行い安全性を照査した。弾性有限変位解析を用いたのは鋼床版あるいは下フランジが局部座屈すると直ちに鋼桁の耐荷力が低下し、鋼桁に着目した耐荷力は局部座屈を生じる荷重として評価できると判断したためである。その詳細については別途報告が予定されているので省略する。

架設時の照査として、主桁の最大張出し架設時の暴風時に対する応力度および安定照査を行った。その際、桁架設用のトラベラークレーンや移動防護工の設置位置の変更や風荷重低減のための配慮を行うこととした。

照査は断面力が大きい 3P 側を対象とし、照査結果を図-12 に示す。なお、安定照査は橋軸直角方向の影響も考慮し二軸曲げに対する照査とした。この時の Ef 法から算定した有効座屈長は橋軸面内が 39 m、面外が 270 m であった。

5.3 鋼床版・床組の設計

(1) 鋼床版の設計

有限帯板法 (FSM) を用い、解析モデルは、中セル、外セルをそれぞれ単純支持パネルとしてモデル化を行い、横リブが連続している影響は、たわみが等しくなるように横リブ剛度を換算することで考慮した。

鋼床版は、ケーブル定着点を支間とする橋軸直角方向の曲げによって、およそ 600 kgf/cm² の軸圧縮力が生じ二方向に圧縮を受ける。このため、二軸圧縮に対する座屈照査を行った¹⁴⁾。

(2) 床組の設計

横リブ、ダイヤフラムに作用する断面力は格子解析により算定した。ウェブ間隔が広いいため、横リブはウェブ近傍でのせん断応力により断面が決定された。ダイヤフラムも外セル開口位置におけるせん断応力が厳しく、ケーブル定着ダイヤフラムでは 1,000 kgf/cm² を上回るせん断応力が生じている。

(3) 継手の設計

継手形式の一覧を表-6 に示す。

鋼床版トラフリブを裏当て金を用いた溶接継手とした場合、床組作用による応力振幅が文献 15) の許容応力範

囲を超過する箇所があるが、疲労実験結果を反映し、疲労に配慮した以下のようなディテールを設計に取り入れることで対処した。また、ボルト継手の場合にも継手部のスラップ部に疲労上の問題があるため、以下の対策を施すとともに、ハンドホール部の断面欠損による耐荷力の低下が懸念されたため、座屈実験および FEM 解析を行い一般的に用いられる継手構造に比べ添接板の寸法（ボルト 4 列配置）、板厚 (t=13 mm) を変更した¹⁶⁾。

(4) 疲労対策

鋼床版の疲労問題に係る近年の研究^{17),18)} を考慮し、下記事項について従来のディテールを改善した。

さらに、溶接施工法について確認実験を事前に実施し、仮付け箇所や溶接順序等に配慮した。

1) Uリブの突合せ溶接部

図-13 に示すような構造変更を行い疲労に配慮した。①裏当て金は開先側のみをシーリング溶接することで応力を裏当て金に伝達させない。②突合せ溶接の溶け込みを良くするため、はめ込みトラフリブ側を 35° の開先加工を行う。

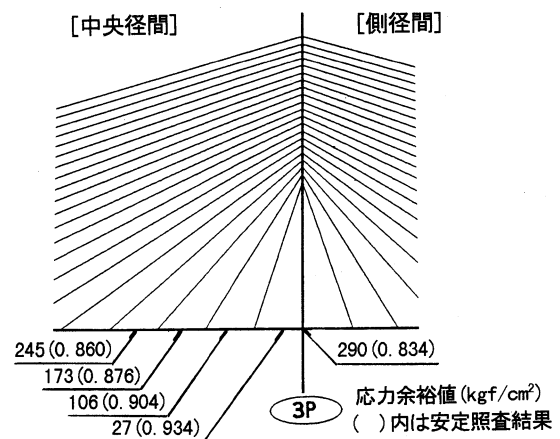


図-12 架設時の応力、安定照査結果

Fig.12 Result of stress calculation and stability check on erection stage

表-6 鋼桁の継手形式

Tab.6 Structure of joint for steel deck

構造部位		工場・地組	現場
鋼床版	デッキプレート	溶接	溶接
	トラフリブ	一般部	H. T. B
		内腹板両側	H. T. B
	平リブ	H. T. B	H. T. B
下フランジ	ボトムプレート	溶接	H. T. B
	トラフリブ	溶接	H. T. B
外腹板	ウェブプレート	H. T. B	H. T. B
	平リブ	H. T. B	H. T. B
内腹板	ウェブプレート	H. T. B	H. T. B
	平リブ	H. T. B	H. T. B

2) ボルト継手部のスカラップ

スカラップ寸法を可能な限り小さくすることとし、UT検査を前提にサブマージ溶接の裏当て材の最小寸法を考慮し75 mmとした。

3) 横リブとUリブの交差点

Uリブが貫通する横リブのスカラップ部は、スカラップを埋め戻す構造とした。その場合、デッキプレートとUリブの縦方向溶接部の溶け込みが浅いと高い局部応力が生じるため、Uリブとデッキプレートの溶け込みを横リブ前後の500 mm間はリブ厚8 mmに対し6 mm以上を確保するよう規定した。

5.4 ケーブル定着部の設計

(1) 構造概要

鋼桁のケーブル定着構造は、角柱アンカー形式、パイプアンカー形式、ブラケット形式について比較検討を行った結果、構造的、疲労強度、製作性および景観性から腹板定着角柱アンカー形式を採用した。

構造概要を図-14に示す。角柱部の基本寸法は、ケーブル張力(ソケット径)とケーブル角度に応じて構造を3タイプに、内部補強構造はケーブル角度による補強部材と主桁部材との取り合い構造の差異を考慮して4タイプにグルーピングした。

当初、閉断面の角柱形式としていたが、FEM解析の結果、定着リブの荷重分担が小さいことが判明したため、製作性や維持管理に配慮して定着リブに切欠きを有する構造とした。

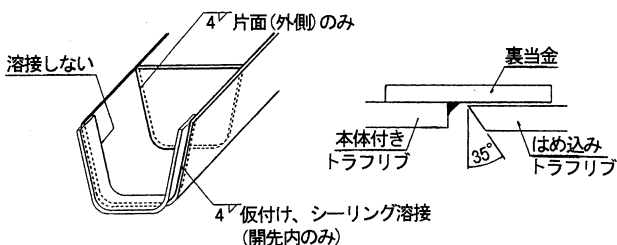


図-13 Uリブ突き合わせ溶接部の疲労対策

Fig.13 Measure for fatigue at confronted welding of U-shaped ribs

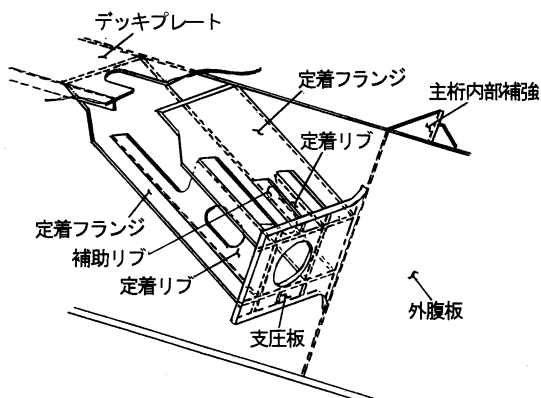


図-14 鋼桁ケーブル定着構造概要

Fig.14 Structure of cable support on steel deck

(2) 設計応力の算出

設計張力はケーブルの全強(切断荷重/2.5)とした。ケーブル定着点が外腹板から偏心(60 cm)していることにより、支圧板と外腹板の溶接部には引張応力が作用する。支圧板厚($t=32$ mm)は、この引張応力と別途行ったFEM解析結果に基づく座金から作用する板曲げ応力と支圧応力の分布に着目して決定した。

定着フランジと定着リブは、半割座金の影響で応力集中が予想されたため、FEM解析により荷重分担率(定着フランジ0.65、定着リブ0.35)と支圧応力の分布を確認するとともに、外腹板と定着フランジの取付部のせん断応力やデッキプレートと定着フランジの溶接部に作用するせん断応力の分布等をFEM解析により確認し、設計に反映した。

また、桁内にはケーブル支圧板から伝達される作用力に対し、上下フランジを支間とする単純梁として内部補強を設計した。

5.5 原自歩道の設計

鋼桁部の原自歩道は、鋼床版構造として主桁本体から張出したブラケットで支持する形式とした。

設計荷重は上部構造設計基準に規定する 500 kgf/m²を用い、鋼床版厚は道示Ⅱに規定される最低厚 10 mmとした。

原自歩道部の鋼床版と主桁鋼床版は、ブラケットの応力伝達及び防錆上からH.T.Bで連結した。原自歩道部の鋼床版には、主桁作用の応力を伝達させないように約 10 m毎に目地を設ける構造としたが、主桁との連結部の近傍には主桁応力の約 60% の応力が生じることから、主桁応力を重ね合わせて圧縮補剛板としての照査を行った。

さらに、活荷重たわみを $L/600$ 以下にするとともに、振動数が歩行者の歩調の 2 Hz前後(1.5 Hz~ 2.3 Hz)とならないように配慮した。

6. PC桁の設計

6.1 構造特性と設計方針

(1) 構造特性

本橋のPC桁は、主桁機能の他に架設時及び完成時の橋梁全体の剛性を高める機能を有している。部材寸法は、設計荷重状態で支点部に負反力が生じないことを条件に決定しており、PC桁本体の死荷重が $70\sim 100$ tf/mとなっている。さらに、以下のような特徴を有している。

- ①道示Ⅲに規定される全幅と支間の比(全幅/支間)が 0.5 以上の比較的幅員の広い多室箱桁である。
- ②ウェブ位置を鋼桁と合わせた結果、中セルの床版支間が 8.0 mとなり道示Ⅲで規定される床版支間を超える。
- ③ケーブル定着横桁には1ケーブル当たり最大約 800 tの張力が作用するため、約 $2,400$ tの横締めプレストレスが導入される。

④原自歩道部を主桁と一体構造としており、幅4.4mの張出し床版を有する。

図-15に主桁部材寸法を示す。

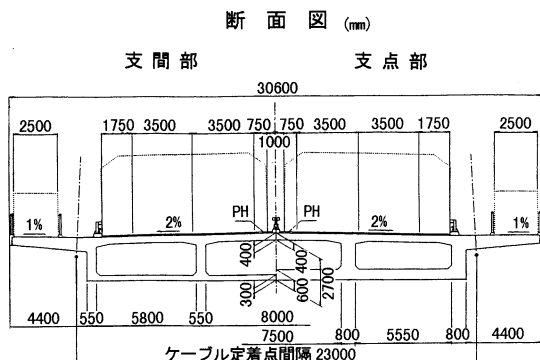
(2) 荷重組合せ及び許容応力

PC桁の設計は鋼桁と整合を取るため、上部構造設計基準の適用を基本としたが、荷重組合せ及び許容応力については表-7のとおり設定した。

また、終局荷重作用時の照査では、道示Ⅲに規定される荷重の組合せについての照査に加え、荷重増分法により全体構造系の挙動についての照査を行った。

(3) クリープ (CR) ・乾燥収縮 (SH) 解析

CR、SHによって生じるPC桁の断面力変動および橋梁全体への影響を把握するため、施工段階毎の断面力履歴およびPSの変動を考慮した解析を行った。解析方針を以下に示す。



側面図 (mm)

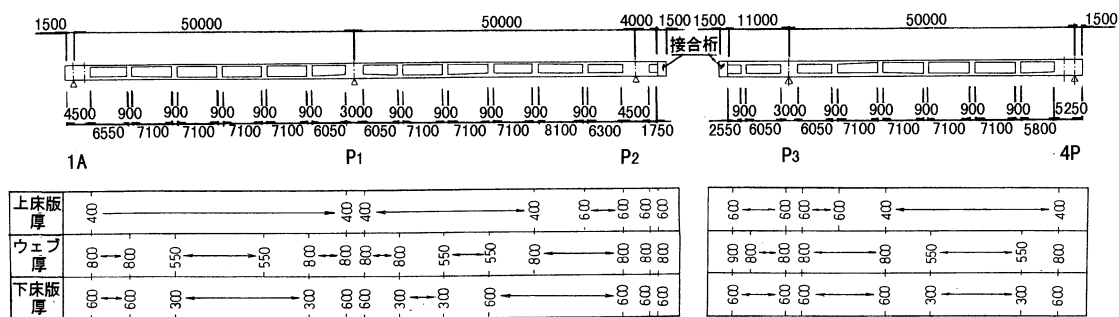


図-15 PC桁部材寸法

Fig.15 Dimensions of PC deck members

表-7 荷重組合せと許容応力度

Tab.7 Load combination and allowable stress

(kgf/cm²)

架 設 系		荷 重 組 合 せ	許 容 応 力 度
PC 桁 単 体 系	支保工撤去時	D+PT	-15 < σ _{sa} < 175
	接合桁架設時	D+PT	-15 < σ _{sa} < 175
鋼 桁 架 設 系	架設時	D+PT+ER+[CR+SH]	-15 < σ _{sa} < 175
	架設時風	D+PT+ER+[CR+SH]+W (ER)	-15 < σ _{sa} < 175
	架設時地震	D+PT+ER+[CR+SH]+EQ (ER)	-15 < σ _{sa} < 175
完 成 系	死荷重時	D+CW+PT+ER+[CR+SH]	0 < σ _{sa} < 140
	活荷重時	D+CW+PT+ER+[CR+SH]+L+I+SD	0 < σ _{sa} < 140
	温度時	D+CW+PT+ER+[CR+SH]+L+I+T+SD	-5 < σ _{sa} < 161
	温度時風	D+CW+PT+ER+[CR+SH]+T+W+SD	-25 < σ _{sa} < 210
	地震時	D+CW+PT+PS+[CR+SH]+EQ+L (EQ)+T+SD	-30 < σ _{sa} < 210
終 局 時 照 査		1.3(D+CW)+2.5(L+I)+1.0(PS+PT+CR+SH)	
		1.0(D+CW)+2.5(L+I)+1.0(PS+PT+CR+SH)	
		1.7(D+CW+L+I) +1.0(PS+PT+CR+SH)	
		1.3(D+CW+EQ) +1.0(PS+PT+CR+SH)	
		1.0(D+CW)+1.3 EQ +1.0(PS+PT+CR+SH)	

D : 死荷重
 CW : カウンターウェイト
 L : 活荷重
 I : 衝撃
 PS : ケーブルプレストレス
 W : 風荷重

EQ : 地震の影響
 L(EQ) : 地震時活荷重
 T : 温度変化の影響
 SD : 支点移動の影響
 ER : 架設時荷重
 W(ER) : 架設時風荷重

EQ(ER) : 架設時地震荷重
 PT : 桁内プレストレス
 CR : クリープ断面力
 SH : 乾燥収縮断面力

- ①解析理論は、道示Ⅰの考え方（遅れ弾性を考慮）を反映できる修正 Dischinger 法を用いた。
- ②コンクリートの材令は、コンクリートの打設区分に基づいたブロック毎の材令を用いた。
- ③解析モデルは、微小変位理論による立体骨組みモデルを使用した。ただし、鋼桁を含めた架設系の解体計算は非線形理論を用いており、この結果による断面力を境界断面力として取り入れることにより解析結果の整合を図った。
- ④PC 桁自立系を経て完成系に至るまでの、主要な架設ステップ（全8ステップ）を対象とした。

6.2 主桁の設計

表一七に示す PC 桁単体系、鋼桁架設系、完成系の各架設段階について応力照査を行った。これにより、主桁の補強としての主鋼材（1A 側；SWPR 7 A 12 S 15.2、4P 側；SWPR 7 B 15 S 15.2）及びせん断鋼材（SBPR 930/1180φ32）の配置、主桁各部材の鉄筋量などを決定した。図一六に各構造系の曲げモーメントを示すが、鋼桁架設時に最大断面力が生じている。

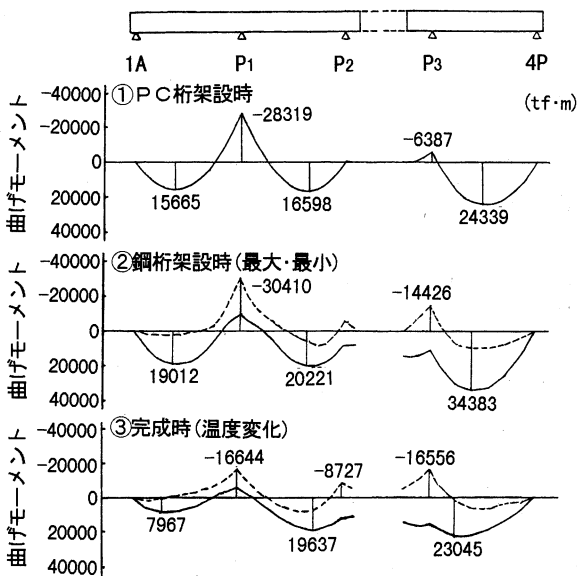
6.3 床版及び横桁の設計

(1) 床版の設計

本橋は、道示Ⅲに規定される床版の設計曲げモーメント算出式の適用範囲（ $0 \leq L \leq 6$ m）を超える床版支間（ $L = 8.0$ m）を採用しているため、①Pucher の影響線②道示理論式③道示Ⅲの算定式で設計断面力を算出した。

その結果、③を準用して算出した活荷重断面力は、①及び②による断面力に対して一定の安全率を有する事が確認できたため、道示Ⅲの式を延長適用して活荷重モーメントを算定することとした。

また、ケーブル張力が横方向の応力にどのように寄与



図一六 各構造系での曲げモーメント

Fig.16 Bending moment on respective systems

するかを FEM 解析により算出し、上床版・下床版・ウェブの各部材の設計に反映した。

(2) 横桁の設計

本橋の横桁は、支持特性の違いにより次のように大別される。

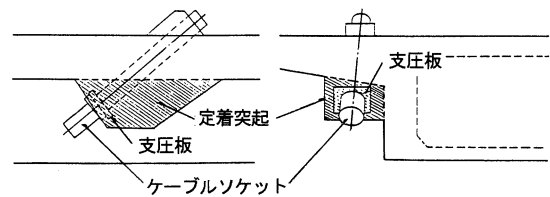
- ①支点横桁（支承位置の横桁）
- ②中間横桁（ケーブル定着横桁）

横桁の断面力の算定に際しては、汎用性のある梁モデルを適用するために、格子解析により求めた断面力と対比して、その妥当性を検証した。これにより、横桁の補強としての PC 鋼材（SWPR 7 B 37 S 15.2）を決定した。

6.4 ケーブル定着部の設計

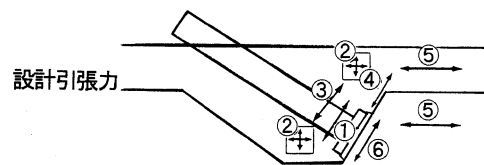
PC 桁部のケーブル定着構造は、図一七に示す支圧板とケーシングパイプを組み合わせた形式とした。

ケーブル張力は、ソケットから座金、支圧板を経て横桁両端部の定着ブロックコンクリートに分散・伝達される。この支圧応力は局部的な集中力であり、支圧板背面には大きな割裂応力が生じるため、図一八に示す式により補強鋼材量を算定した。また、ケーシングパイプによる断面欠損の影響、応力の流れを確認するために、3次元ソリッド要素を用いた FEM 解析を実施し、算定式では評価できない局部引張応力に対する補強鋼材量を決定した。



図一七 PC 桁ケーブル定着構造概要

Fig.17 Structure of cable support on PC deck



- ①ケーブル定着部背面割裂力：縦筋 $Z=113.2$ ton (FEM解析結果)
横筋 $Z=0.25Pa \times (1-a/d)$ (メルツシュの式に準拠)
- ②横桁横締め鋼材背面割裂力：縦筋 $Z=113.2$ ton (FEM解析結果)
横筋 $Z=0.25Pa \times (1-a/d)$ (メルツシュの式に準拠)
- ③横桁横締め鋼材間に生じる引張力： $Z=0.09 \times \{1-0.9(a/b)^2\} \times Pa$
- ④ケーブル定着部全面に生じる引張力： $Z=0.1Pa$
- ⑤ケーブル張力水平成分による軸引張力： $Z=0.5Pa - \sigma_1 (b \cdot t)$
- ⑥ケーブル張力水平成分による表面割裂力： $Z=0.015Pa / \{1 - \sqrt{(2e/d)}\}$ (サルジウスの式に準拠)

図一八 ケーブル定着部への作用力

Fig.18 Forces acting on cable support

6.5 カウンターウエイト (CW)

万一の場合にも支点に負反力が生じないように、式(6.1)の負反力照査式を設定し、これを満足するようにCW量を決定した。

$$1.1 D(-) + 0.95 D(+) + 1.1 L + R + CW \geq 0 \quad (6.1)$$

ここに、

D (+) ; 正の影響線部に載荷した時の死荷重反力

D (-) ; 負の影響線部に載荷した時の死荷重反力

L ; 衝撃を含む活荷重による反力

R ; PS、PT、T、SD、CR、SH等の影響による反力

CW ; カウンターウエイトによる反力

CWには無筋コンクリートを使用することとして、打設範囲を図-19に示すように決定した。

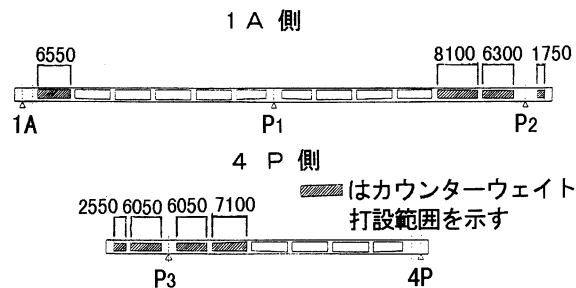


図-19 CW打設範囲

Fig.19 Area of casting counter weight

7 接合桁の設計

7.1 設計方針

接合位置は断面力および施工上の制約から、P2側は支点から5.5m 2P寄りの位置、P3側は支点から12.5m 3P寄りの位置とした。接合構造は、生口橋での検討を踏まえ「後面板を用いた部分接合中詰めコンクリート形式」とした(図-20)。

7.2 断面決定および構造詳細

(1) 断面決定

鋼桁と中詰めコンクリートが合成される複合断面は、隣接するPC桁および鋼桁の各断面が、単独で所要の耐荷力を有していることから応力照査を省略した。ただし、鋼桁補強部(応力分散領域)の設計は、局部応力に対応するためPC桁および鋼桁を含んだ3次元FEM解析結果から、応力集中係数($\rho=1.3$)を考慮して断面設計を行った。また、PC桁は鋼桁一般部と異なり原自歩道が一体構造であることから、接合桁断面は応力伝達を確実にするために原自歩道との一体構造とした。

(2) 構造詳細

接合部の応力伝達は、鋼桁一般部に作用する断面力が鋼桁補強部で分散され、中詰めコンクリート部を経てPC桁へ伝達される。

鋼桁から中詰めコンクリートへの応力伝達は、①後面プレート②ずれ止め③鋼板とコンクリートとの付着、摩擦があるが、③は定量的な評価が困難であることから生口橋と同様に無視した。

ずれ止めは、生口橋における分担率を用いて設計し、フランジには頭付きスタッド($\phi 22 \times 80$)を3本 \times 7列、鋼セルウェブには角鋼ジベル($\square 28 \times 28 \times 150$)を2本 \times 7列の配置とした。

後面板は、接合桁デッキに作用する力を板のせん断剛性により伝達するものとして、板厚($t=22$ mm)を決定した。

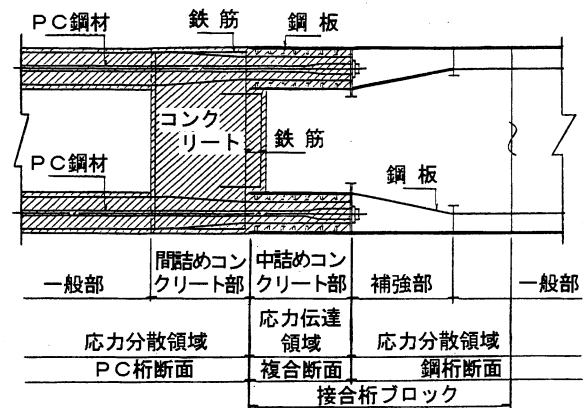


図-20 接合桁の構造概要

Fig.20 Structure of adjoining deck

8 ケーブルの設計

8.1 断面決定

ケーブルには直径7mmの垂鉛メッキ鋼線を若干のよりをもって集束し、これをポリエチレンで被覆したノングラウトタイプを用いた。ケーブルの許容応力は $64 \text{ kgf}/\text{mm}^2 (=160/2.5)$ である。表-8に設計張力及び諸元の代表例を示す。

ケーブルは、既製のケーブル素線構成で対応可能であり、素線数は最小151本~最大379本まで12タイプを用いた。

8.2 設計照査

(1) 疲労照査

活荷重により生じるケーブル応力の変動に対するケーブル疲労をDIN 1073により照査した。

ケーブル応力に占める活荷重応力は比較的小さく、応力変動比 k は0.8程度以上であり疲労許容応力度に低減は生じなかった。

(2) ケーブル二次応力の検討

ケーブルには活荷重によるケーブルサグの変動や桁あるいは塔の変形によるケーブル定着部近傍付近の回転変形によってケーブルソケット前面に曲げが生じ二次応力が発生する。

表-8 ケーブル張力、諸元の一覧

Tab.8 Summary of cable tension and dimensions

ケーブル No.	死荷重 TD (t)	活荷重 TL (t)		最大張力 T max (t)	素線本数 (本)	重量 (t/m)	径 (mm)	長さ (m)
		max	min					
C 1	635	143	- 6	855	379	121.8	170	318
C 7	512	108	- 15	663	283	91.6	150	269
C 14	380	95	- 27	528	223	72.5	135	208
C 21	260	69	- 27	364	163	53.0	115	109
C 22	253	49	- 32	336	151	47.6	108	108
C 28	303	94	- 17	422	187	58.6	119	198
C 35	442	133	- 17	612	265	83.9	147	325
C 42	688	165	- 27	914	379	118.9	169	461

注) TD=D+Ps+CW、Tmax は TD+TLmax に温度変化、支点移動、製作架設誤差を加えた張力である。

C 1 は 2 P 側側径間最上段、C 21 は同最下段、C 22 は 2 P 側中央径間最下段、C 42 は同最上段ケーブルである。

表-9 ケーブル二次応力の照査

Tab.9 Check with secondary stress on cable

Δθ (deg)		応 力 (kgf/mm ²)			
サグ変化	回転変形	二次応力		一次応力	合 計
		サグ変化	回転変形		
0.526	0.404	10.1	7.6	61.0	78.7

二次応力の算出には従来 Wyatt の式を用いる場合が多かったが、斜張橋ケーブルを対象に実施した二次応力測定結果¹⁹⁾を用いて式 (8.1) により算出することとした。

$$\sigma_{II} = 19.2 \times \theta \dots\dots\dots (8.1)$$

σ_{II} : 二次応力 (kgf/mm²)

θ : 曲げ角度 (deg)

表-9 に発生応力が最大となった中央径間最上段ケーブルの桁固定着点に着目した応力度を示す。応力度は上部構造設計基準に定める許容値 (80 kgf/mm²) を下回っていることを確認した。

(3) ケーブル製作長の決定

カテナリー曲線長に対して完成時の弾性伸び、座金厚、設計シム厚等を考慮して算出した。

設計シム厚の設定は、ケーブル定着点間の長さを生じる誤差を推定してケーブルシムとして調整可能な量を設定した。誤差項目として、①塔の長さ誤差②鋼桁長さ誤差③PC 桁長さ誤差④ケーブルソケット加工誤差⑤ケーブル長さ誤差⑥桁のキャンバー誤差を考慮した。

上記⑥は、桁剛性が大きくキャンバー誤差をケーブルによって修正ができない PC 桁部についてのみ考慮した。

設計シム量は上記誤差項目の最大誤差量から、下段ケーブル部で 100 mm、中段で 125 mm、上段で 150 mm とした。

9 付属物の設計

9.1 支承の設計

(1) 塔部鉛直支承

表-10 ゴム沓の鉛直反力、移動量

Tab.10 Vertical reaction force and displacement of elastic bearing

	単位	死荷重	常 時	暴風時	地震時
設計反力	t	410	850	740	758
			240	70	95
設計移動量	mm	—	320	460	700

塔部鉛直支承には、主桁の橋軸方向の弾性固定機能を兼ねたゴム支承を用いた。表-10 に示すように、設計反力は主桁がケーブルにより支持されているため特に大きくはないが、移動量と所要のパネ定数を確保するために、ゴム本体部の体積が大きくなることから、製造可能なゴム支承 (165×105 cm) を 2 個並列配置して 1 支承とし、せん断パネ定数 4,000 tf/m/全橋 (1,000 tf/m/支承) を確保している。

(2) PC 桁部鉛直支承

PC 桁部の鉛直支承には、BP-B 支承を用いた。表-11 に設計反力と移動量を示すが、鋼桁架設時に最大反力が生じており、この反力で支承を設計している。架設時には仮支承を用いることも想定されるが、以下の理由により仮支承の採用は難しいと判断した。

①仮支承のみでの支持は、仮支承の支持位置が制限されるため横桁の鋼材配置が困難となる。

②本支承と仮支承の併用は、高さ誤差による反力変動が大きく、反力分担の確認が難しい。

(3) 水平支承

橋軸直角方向の固定支承を塔部と桁端部に設けている。塔部には、BP-B 支承を縦置きとした構造を用い、桁端部は、PC 桁で一般的に用いられる鋼製の角柱を主桁内に埋め込んだ鋼角ストッパーを用いた。設計反力はいずれも地震時に生じている。

9.2 伸縮装置

伸縮装置はローリングリーフ形式を用いた。表-12 に橋軸方向移動量を示すが、地震時に最大移動量が生じ

表-11 鉛直支承（BP-B）の反力、移動量

Tab.11 Reaction force and displacement of vertical bearing (BP-B)

項 目		1 A	P 1	P 2	P 3	4 P
反 力 (t/杓)	全 反 力	818	1,622	1,656	2,098	861
	死荷重反力	544	1,218	982	1,362	619
移 動 量 (mm)	橋 軸 方 向	±880	±870	±860	±910	±920
	直 角 方 向	±10	±130	±215	±185	±10
架設時反力 (t/杓)	PC桁自立時	925	2,260	1,178	1,764	979
	鋼桁架設時	989	2,386	1,496	1,866	1,163

注) 架設時反力は常時換算値。■は最大反力を示す。

る。伸縮装置の設計移動量の設定に際しては、発生頻度と、重要度から温度と地震の組み合わせを考慮しないこととした。

10. あとがき

多々羅大橋の上部工の設計は、生口橋をはじめとするこれまでの長大斜張橋の設計例を基礎とし、それらで得られた知見を反映するとともに、さらなる長大化に伴う新たな課題については、試験や解析等を重ね各種委員会に諮り検討してきた。鋼桁の座屈耐力や補剛設計については鋼上部構造委員会構造分科会（主査；依田照彦早稲田大学教授）、疲労設計については鋼上部構造委員会疲労分科会（主査；三木千壽東京工業大学教授）、耐風設計全般については耐風委員会（委員長；宮田利雄横浜国立大学教授）、そして多々羅大橋の橋梁計画検討委員会（委員長；伊藤學東京大学名誉教授）では設計全般について、それぞれご指導を頂いた。熱心にご議論を頂いた委員各位に深く感謝の意を表します。

多々羅大橋やノルマンディー橋の完成により、今後さらに長支間斜張橋が計画されるものと思われる。本橋の設計が今後の斜張橋の発展に役立てば幸いである。

参考文献

- 1) 藤原亨、森山彰：多々羅大橋塔完成時の耐風性、本四技報、vol.19、No.74、1995年4月
- 2) 平原伸幸、森山彰：多々羅大橋主塔架設系の風洞試験、本四技報、vol.21、No.81、1997年1月
- 3) 藤原亨、森山彰：多々羅大橋ケーブル制振対策、本四技報、vol.20、No.79、1996年7月
- 4) 北川信、鳥海隆一、勝地弘：多々羅大橋の大型風洞試験（第一報）、本四技報 Vol.20、No.77、1996年1月
- 5) 秋山晴樹、鳥海隆一、大谷康史：多々羅大橋の大型風洞試験（第2報）－複雑な地形の中でのガスト応答について－、本四技報 Vol.21、No.83、1997年7月

表-12 桁端移動量

Tab.12 Displacement of deck end

項 目		1 A	4 P
活 荷 重	L(+)	93	49
	L(-)	-63	-96
	L(EQ)	15	-19
温度変化 T(±30)	±227	±260	
風 荷 重 WLL	±386	±387	
地震荷重 EQ	±539	±540	

注) 1 A→4 P への変位位置を正とする。

- 6) 耐震基礎委員会報告書、平成3年3月、(財)海洋架橋調査会
- 7) 藤原亨、森山彰、小泉正司、三浦芳雄：斜張橋の主塔モデル化に関する考察、土木学会第50回年次学術講演会、平成7年9月
- 8) 尾下里治、大森邦雄：斜張橋のケーブルプレストレスの実用計算法の提案、橋梁と基礎、1991年11月
- 9) 小松定夫、北田俊行：初期不正を持つ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法、土木学会論文報告集、No.302、1980.10
- 10) 鋼上部構造委員会報告書、平成6年3月、(財)海洋架橋調査会
- 11) 川西直樹、藤原亨、青木徹彦、井上幸一、浜田英一郎：トリフリブ補剛板の耐荷力実験、土木学会第50回年次学術講演会概要集、平成7年9月
- 12) 大橋治一、大川宗男：長大斜張橋鋼床版の圧縮強度の評価、本四技報、Vol.20、No.78、1996年4月
- 13) 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
- 14) 北田俊行、中井博、橋本良之、古田富保、野口二郎：2方向面内力を受ける補剛板の終局強度に基づく設計法の一提案、橋梁と基礎、1993.4
- 15) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、1993年4月
- 16) 川西直樹、藤原亨、青木徹彦：長大斜張橋Uリブ補剛板の高力ボルト継手の圧縮強度、構造工学論文集、Vol.44A、1998年3月
- 17) 藤井裕司、大橋治一：斜張橋鋼床版の圧縮疲労強度、本四技報、Vol.19、No.76、1995年10月
- 18) 三木千壽、館石和雄、奥川淳志、藤井裕司：鋼床版縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度、土木学会論文集、No.519、1995年7月
- 19) 坂本良文、北條哲男、江口立也、矢野守俊：斜張橋用プレ防食型ケーブルの二次応力および曲げ疲労強度に関する検討、土木学会論文集、No.446、1992年4月

多々羅大橋上部工の架設（第二報） —鋼桁及びケーブルの架設—

Erection of Tatara Bridge Superstructure (Report II)
—Erection of Steel Deck and Cable—

東京事務所
第三建設局向島工事事務所

技術調整課長
第一工事

平原伸幸

Nobuyuki Hirahara

企画開発部
(前)第三建設局向島工事事務所

企画第一工事長代理

村田知司

Tomoji Murata



概要

多々羅大橋は、西瀬戸自動車道のほぼ中央に位置する鋼・PCの複合箱桁形式を有する斜張橋であり、完成すれば中央径間長890mで世界最大となる。

本稿は、多々羅大橋上部工のうち、各ブロック割に基づく鋼桁の架設、ケーブルの架設及び架設精度管理について主桁閉合までを報告するものである。

Tatara Bridge is a cable-stayed bridge with a composite deck of the steel and the prestressed concrete, which is located nearly midst of Nishi-Seto Expressway. This paper reports the works on erection of steel deck block by block, including cable erection and accuracy management in the works.

1. まえがき

多々羅大橋（以下「本橋」という）は、本州四国連絡道路尾道～今治ルート（瀬戸内しまなみ海道）のほぼ中央に位置し、広島県生口島と愛媛県大三島を結ぶ、完成すれば中央支間長890mの世界最大の斜張橋である。

本橋の塔は耐風安定性及び景観面に配慮した隅切り十字断面を有する高さ220mの逆Y型下絞り基部拡幅の形状、桁は中央径間（890m）に対し側径間（2P側：270m、3P側：320m）が短いことから、死荷重のアンバランスを解消するため、側径間端部にPC桁を配置した鋼・PCの複合構造形式で桁高2.7mの3セルを有する箱桁形状、そしてケーブルは2面吊り21段マルチファン式（最大ケーブル長：約460m）で構成されており、図-1に示すとおりである。なお、本橋のケーブルは、PE被覆面に離散状にインデント加工を施し、抗力係数を上げることなく、レインバイブレーション対策を実施している。

本稿は、多々羅大橋上部工の架設のうち、鋼桁架設及びケーブル架設の概要について報告するものである。

2. 架設工事の概要

上部工の架設手順は、まず塔の道路面より下の部材（底板、第1段、塔下部大ブロック）、塔付き斜べント及び塔付き桁大ブロックをFC船を用いて架設した。次に桁大ブロック上に塔架設クレーンを設置し、塔6段～23段の単材架設を行い、平成8年6月末に塔は完成した。塔工事の完成までは、「多々羅大橋上部工の架設（第一報）No.84」において報告済みである。

塔完成後、側径間を固めてから中央径間の張出し架設へ進むこととなるが、本橋の場合、2P、3Pの各側径間長の違いによりここからの施工手順が異なる。

2P側は側径間の鋼桁長が短い（164.5m）ため、陸上部で施工が完了したPC桁とFC船により架設した接合桁を連結後、長さ109mの側径間桁大ブロックをFC船により一括架設した。一方、3P側は側径間の鋼桁長が長い（257.5m）ため、桁バランシング架設（中央径間4ブロック、側径間3ブロックを交互に張出す）により側径間の張出し長を伸ばした後、2P側と同様に長さ102mの側径間桁大ブロックを架設した。

側径間桁大ブロック架設後は、桁閉合に向け、中央径間の桁張出し架設を実施した。桁の架設ブロック分割、架設日及びケーブルの架設日を図-2に示す。

3. 2P側側径間桁大ブロック架設

3.1 施工条件

2Pの側径間は水深が浅く、吊り荷重満載時のFC喫水に対し、水深は約30cm（TP+0.0mの場合）の余裕しかないため、潮位、潮流及び作業時間等を考慮して検討した。

架設時の条件として、潮流2ノット以下、潮位TP+0.5m以上が4時間以上確保でき、かつ日の出後に作業が開始できる架設可能日は、平成8年11月22～24日の3日間に限定された。この機を逃せば平成9年1月まで、架設できない状況にあった。また、11月1日より海上作業が一時中止となったが、関係者のご努力により11月20日に工事再開となり、11月23日の架設に向け急ピッチで準備作業を進めた。

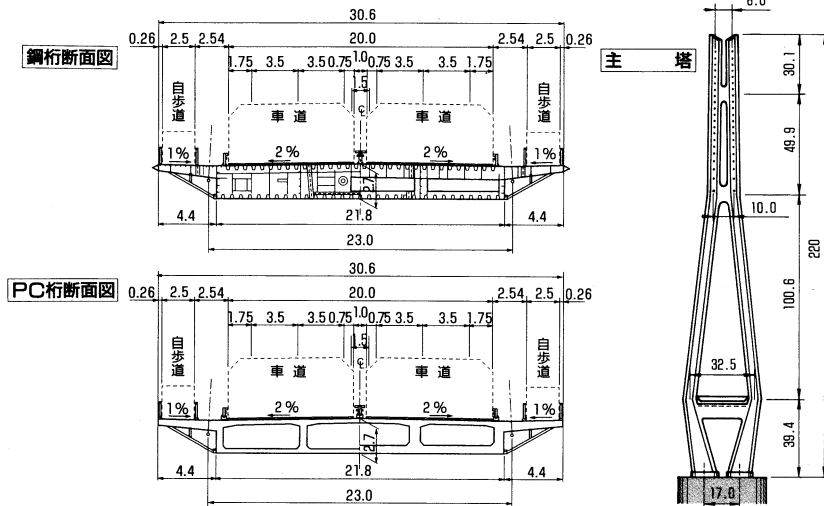
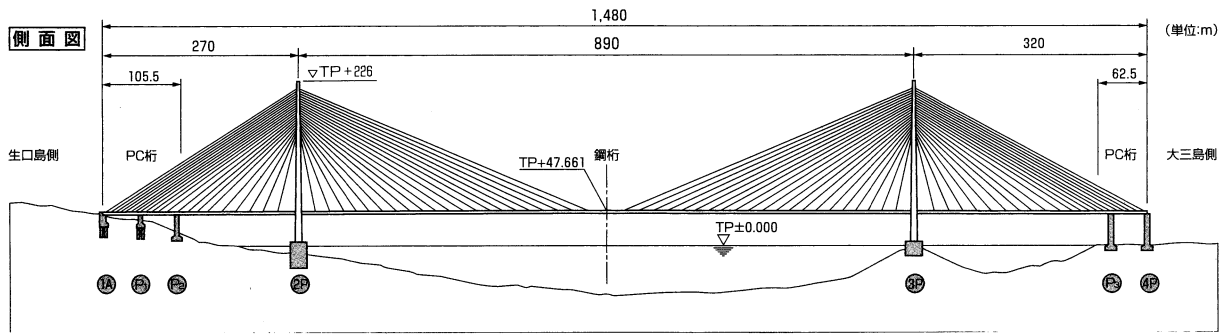


図-1 橋梁一般図

Fig.1 Profile of bridge

3.2 架設作業

2P側径間桁大ブロック（長さ109m、重量1,735t）は、工場岸壁で大ブロックに地組立し、16,000t積台船に積載して現地まで輸送した。架設に用いる3,600t吊FC船は、工場岸壁で浜出しを行った後、現地へ曳航した。当初、架設日を11月23日として作業を進めていたが、荒天によりFC船の現地到着が遅れたため、実際の架設作業は11月24日に実施した。

FC船は水深が浅いため、桁を斜めに吊り（FC船が橋軸直角方向に対し約20度の角度で架設位置に進入）架設作業を行った。

FC船で吊り上げた桁は、J1側（PC桁側）が直ベント上に据付けた仮支承に、J12側（塔付き桁大ブロック側）が架設桁に取付けたセッティングビームを介して既設桁に、それぞれ荷重をあずけた。なお、側径間桁大ブロックの長さ109mは、側径間桁大ブロック及び塔付き桁大ブロックの桁変形を考慮し、架設桁の荷重解放状態で、既設桁との仕口がわずかに上開きとなる接合位置を選定したことによる。

なお、側径間桁大ブロックの架設は、国道317号上空を使用するため、架設作業中は通行止めとし、約4時間で規制解除を行うことができた。

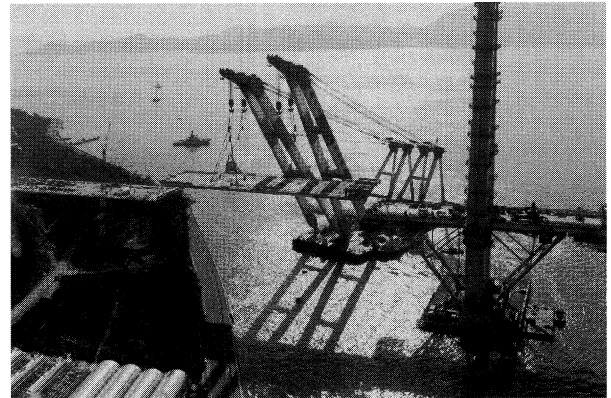
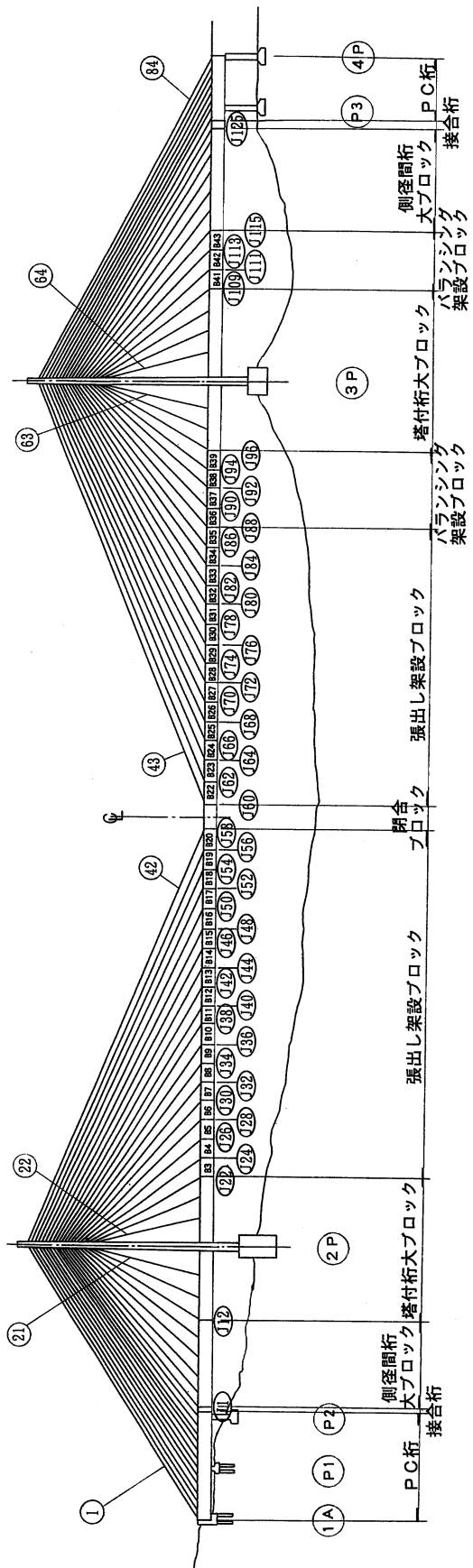


写真-1 2P側径間桁大ブロックの架設状況

Photo.1 Erection of large brock deck at 2P side

3.3 添接作業

架設完了後、J12の添接作業を行った。添接作業は、セッティングビームをジャッキアップして既設桁と架設桁の高さ調整を行い下フランジ側を固めた後、鋼床版上に設置したセンターホールジャッキを引き込み、仕口調整を行って鋼床版側も固定した。なお、J1側の漆接作業は、J1仕口が合う状態となる側径間ケーブル5段架設後の、平成9年1月末に実施した。



主桁架設日	
接合桁	H8.10.24
側径間大BL	H8.11.23
塔付桁大BL	H8.12.20
B 3	H9.1.15
B 4	H9.2.1
B 5	H9.2.12
B 6	H9.2.28
B 7	H9.3.12
B 8	H9.3.22
B 9	H9.4.2
B10	H9.4.12
B11	H9.4.22
B12	H9.5.6
B13	H9.5.17
B14	H9.5.28
B15	H9.6.5
B16	H9.6.16
B17	H9.6.26
B18	H9.7.7
B19	H9.7.16
B20	

ケーブル架設日			
側径間側	N・S面	中央径間側	
C 1	H9.7.19	C42	H9.7.22
C 2	H9.7.8	C41	H9.7.14
C 3	H9.6.25	C40	H9.7.3
C 4	H9.6.18	C39	H9.6.23
C 5	H9.6.7	C38	H9.6.12
C 6	H9.5.29	C37	H9.6.3
C 7	H9.5.20	C36	H9.5.24
C 8	H9.5.8	C35	H9.5.14
C 9	H9.4.24	C34	H9.4.28
C10	H9.4.15	C33	H9.4.18
C11	H9.4.4	C32	H9.4.9
C12	H9.3.25	C31	H9.3.28
C13	H9.3.13	C30	H9.3.19
C14	H9.3.5	C29	H9.3.7
C15	H9.2.14	C28	H9.2.25
C16	H9.2.4	C27	H9.2.8
C17	H9.1.18	C26	H9.1.24
C18	H9.1.9	C25	H9.1.13
C19	H8.12.17	C24	H8.12.14
C20	H8.12.11	C23	H8.12.9
C21	H8.12.2	C22	H8.12.4

主桁架設日	
閉合BL	H9.7.30
B22	H9.7.14
B23	H9.7.2
B24	H9.6.23
B25	H9.6.10
B26	H9.5.30
B27	H9.5.20
B28	H9.5.11
B29	H9.4.28
B30	H9.4.15
B31	H9.4.4
B32	H9.3.23
B33	H9.3.14
B34	H9.3.3
B35	H9.2.18
B36	H9.2.2
B37	H9.1.21
B38	H8.12.21
B39	H8.12.3
塔付桁大BL	H8.1.30
B41	H8.12.19
B42	H9.1.16
B43	H9.1.31
側径間大BL	H9.2.15
接合桁	H9.1.17

ケーブル架設日			
中央径間側	N・S面	側径間側	
C43	H9.7.21	C84	H9.7.16
C44	H9.7.9	C83	H9.7.7
C45	H9.6.27	C82	H9.6.22
C46	H9.6.16	C81	H9.6.13
C47	H9.6.5	C80	H9.6.2
C48	H9.5.27	C79	H9.5.23
C49	H9.5.17	C78	H9.5.15
C50	H9.5.9	C77	H9.4.30
C51	H9.4.25	C76	H9.4.22
C52	H9.4.11	C75	H9.4.8
C53	H9.4.2	C74	H9.4.2
C54	H9.3.20	C73	H9.3.20
C55	H9.3.12	C72	H9.3.12
C56	H9.3.1	C71	H9.3.1
C57	H9.2.11	C70	H9.2.5
C58	H9.1.28	C69	H9.1.23
C59	H8.12.27	C68	H8.12.25
C60	H8.12.12	C67	H8.10.29
C61	H8.10.23	C66	H8.10.21
C62	H8.10.17	C65	H9.2.20
C63	H8.10.9	C64	H9.2.19

図-2 鋼桁及びケーブルの架設状況

Fig.2 Erection of steel deck and cable

4. 3Pバランス架設

4.1 架設概要

3P側は側径間長が長く一括架設によりPC桁側とつなぐことが出来ないため、バランス架設を実施し、桁の張出し長を伸ばした。

既設の塔付き主桁大ブロックは、中央径間の張出し長71.6m、側径間の張出し長91.6mの桁で、中央径間4ブロック、側径間3ブロック（各ブロック長さ20m）をバランスを取りながら交互に架設した。

4.2 ケーブル架設

既設桁は、斜ベントで支えられているため、バランス架設に先立ち、あらかじめ既設桁にケーブルを架設し、桁を吊る必要がある。なお、ケーブル架設の詳細については後述するが、バランス架設におけるケーブル架設の特徴を1点述べておく。塔付き桁大ブロック（長さ163.2m）には中央径間3段、側径間4段のケーブルを架設するが、側径間の下から2段については、塔側の引込み作業まで行い、桁側の引込み作業は張力がほとんど入らない状態で仮固定し、それ以降のケーブル架設作業を進めた。これは、側径間の2段をあらかじめ引き込むと、架設途中において斜ベントの支点部に負反力が発生するため、それを防止する対策である。なお、前述2段のケーブルの桁側引込み作業は、側径間桁大ブロック架設後に実施した。（写真-2参照）

4.3 バランス架設

既設の塔付き桁大ブロックにケーブル架設後、バランス架設を行った。中央径間側は、後述する中央径間桁張出し架設と同様に、工場から桁ブロックを輸送してきた台船を架設位置直下に係留し、桁上のトラベラークレーンを用いて吊上げ、架設した。

側径間側は、FC船により桁ブロックを一括架設した。架設ブロックは、長さ20m、重量289～315tの3ブロックであり、1,300t吊FC船で吊上げ、正規位置に引込んだ後、ブロックを保持できるボルト本数で仮添接し、FC船の荷重を解放した。架設方法としてFC船による架設を選定した理由は、架設作業が3回のみであり、桁上クレーンによる架設より経済的となるためである。

バランス架設の完了状態で、中央径間、側径間とも張出し長が151.6mとなった。

5. 3P側径間桁大ブロック架設

5.1 架設概要

2P側径間桁大ブロックと同様に、工場岸壁で大ブロックに地組立し、16,000t積台船に積載して現地まで輸送した桁を3,600t吊FC船を用いて架設するが、架設作業が異なるためその違いを以下に示す。

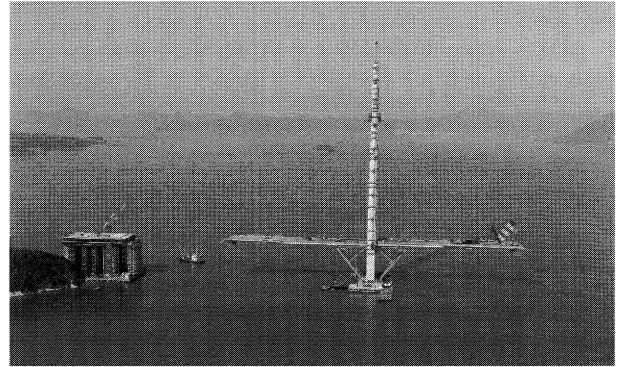


写真-2 3Pバランス架設状況（完了）

Photo.2 Erection of balancing launching at 3P (completed)

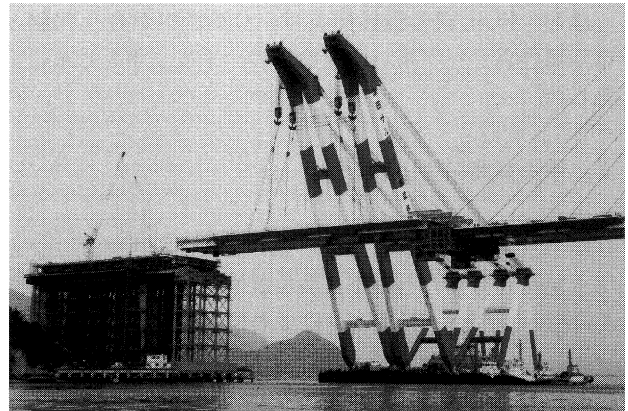


写真-3 3P側径間桁大ブロックの架設状況

Photo.3 Erection of large block deck at 3P side

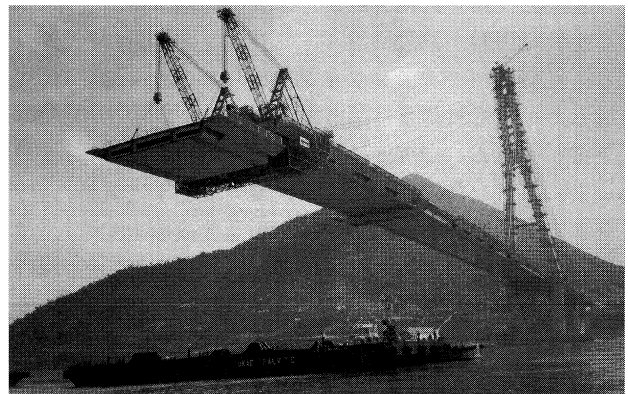


写真-4 中央径間桁張出し架設の状況

Photo.4 Erection of incremental launching at center span

2P側は架設完了した状態で仕口が合うように計画したが、3P側は張出し長の差による桁変形量が大きいため（既設桁先端で約3mのたわみ）、架設桁の荷重解放後では仕口が合わない。したがって、FC船で吊上げた状態のまま添接作業を行った。

5.2 架設作業

3P側径間桁大ブロック（長さ102m、重量1,610t）は、予定どおり平成9年2月14日に現地に輸送され、前日に係留している3,600t吊FC船で水切りし、翌日の架設作

業に備えた。

架設当日は、早朝7時よりFC船作業を開始し、予定の作業を完了した。

5.3 添接作業

添接作業は、FC船で吊上げた状態のまま、J115（塔付き桁大ブロック側）の腹板、下フランジの高さ調整を行い、下フランジ側を固めた後、鋼床版側の仕口調整を行って固定した。この際、J115の仕口を合わせるため、J125（PC桁側）は直ベントの仮支承から高さ約2mの位置に引寄せ設備により保持した。仮添接作業後、FC船の荷重を解放すると計算どおりのたわみ（死荷重完成系の桁軸心に対し約1.5m）を生じた。

なお、PC桁側の添接作業は、J125仕口が合う状態となる側径間ケーブル11段架設後の、平成9年3月末に実施した。

6. 中央径間桁張出し架設

中央径間桁張出し架設は、製作工場から桁ブロックを海上輸送してきた台船を架設位置直下に係留し、桁上の350t吊トラベラークレーンにより吊上げ架設した。

6.1 定点係留

架設ブロックを架設位置直下に正確に据えるため、生口橋と同様、一点係留方式による定点係留を実施した。

定点係留作業は、まず揚錨船が係留位置の上流側にアンカーを投錨し、係留位置近傍まで展張する。曳船につなされた台船が架設位置直下に進入して、揚錨船と連結し、曳船のバックテンションによりアンカー把駐力を確認した。吊具設置及び吊り上げ作業は、潮流1ノット以下で行うため、定点保持した状態で潮待ち待機した。

なお、定点係留作業は工事区域内と工事区域外に区別され工事区域外では、広報船や作業警戒船を配置して航路内の作業中であることを周知し、一般通行船舶の航行安全に配慮した。

また、作業時間（揚錨船入域から出域まで）は、航路使用時間を出来るだけ短くするため、3時間以内を目安に行い、実際の作業でも3時間以上を要することはなかった。

6.2 架設作業

架設ブロックは、長さ約20m、重量約50～300tで、架設ブロックにより、原自歩道等の付属物が搭載されているものと搭載されていないものがある。これは、架設時のケーブル張力に余裕のあるものは、出来るだけ工場て部材を取付けてくるという方針に基づいている。

なお、吊具設置時及び水切り時に台船の位置が振れると非常に危険であるため、潮流を十分に確認し定点保持を慎重に行うとともに、吊具設置を迅速に行えるよう吊具構造を工夫した。トラベラークレーンの吊り天秤に間

隔調整治具を設け、架設ブロックの吊りピースに対し容易に位置合わせが出来るようにするとともに、差込みピンをスライド構造にして、簡単に挿入できるようにした。当初は作業員の不慣れもあったが、最終的には10分以内での作業が可能となった。

水切り、巻上げ後は、トラベラークレーンのブームの起伏及び主巻きにより、架設ブロックを正規位置に引込んだ。

6.3 添接作業

正規位置に吊上げた架設ブロックの下に、移動防護工を前進させ、仕口合わせ及び添接作業を行った。添接作業は、下フランジ及び腹板の下方を固め、鋼床版裏のトラフリブを仮添接して鋼床版溶接に備えた。鋼床版溶接は、サブマージアーク溶接で行った。鋼床版の疲労対策で、スカーラップ寸法を小さくしたため、溶接部の検査をRT（X線透過試験）で実施できない箇所があるため、AUT（超音波自動探傷非破壊検査）で全線を確認した。溶接完了後、残りのHTBを締付け、添接作業を完了した。

6.4 ケーブル架設

ケーブルは、あらかじめ工場て製作され、リールに巻かれたものを海上輸送により既設桁上に搬入する。

桁側定着部付近に設置したアンリーラーにケーブルリール裾付後、トラッククレーン等を用いてケーブルを展開する。塔付近まで展開したケーブルの塔側ソケットを塔項クレーンにより吊上げ、塔側の引込み作業を行う。塔側引込み完了後、ウインチによる1次引込み（ケーブル張力で約20t）、ワイヤークランプによる2次引込み（ケーブル張力で約70t）、テンションロッド及びジャッキ（800tジャッキ）による3次引込みにより桁側ソケットを引込む。ちなみに、最長ケーブルの3次引込み長は7.8m、引込み張力が705tである。ケーブル架設は、作業の効率化を図るため、側径間側の架設を先行して行い、架設桁の添接作業完了後、中央径間の架設を行った。

ケーブルは、長さ108mから460mまであり、その径、重量、引込み張力等様々であるが、各タイプに対応した施工機材及び施工方法により順調に作業を進めることが出来た。

以上の作業をサイクルで行うことにより、中央径間の桁を張出していった。2P側18回、3P側18回（バランシング架設4回含む）の架設を実施し、平成9年7月22日に各塔から434.1mの最大張出し状態となった。

斜張橋の架設時は吊橋と違い、橋軸直角方向の変形を拘束するためには、桁の剛性に頼らなければならない。斜張橋としては最も不安定な最大張出し状態で、7月26～27日にかけて台風9号の襲来を受けた。

桁位置で瞬間最大風速26m/s、10分間平均風速15m/sが観測され、桁先端で約1.5mの水平変位を生じたが、架設時設計風速（ $V_{10}=29\text{m/s}$ ）を下回る風であったた

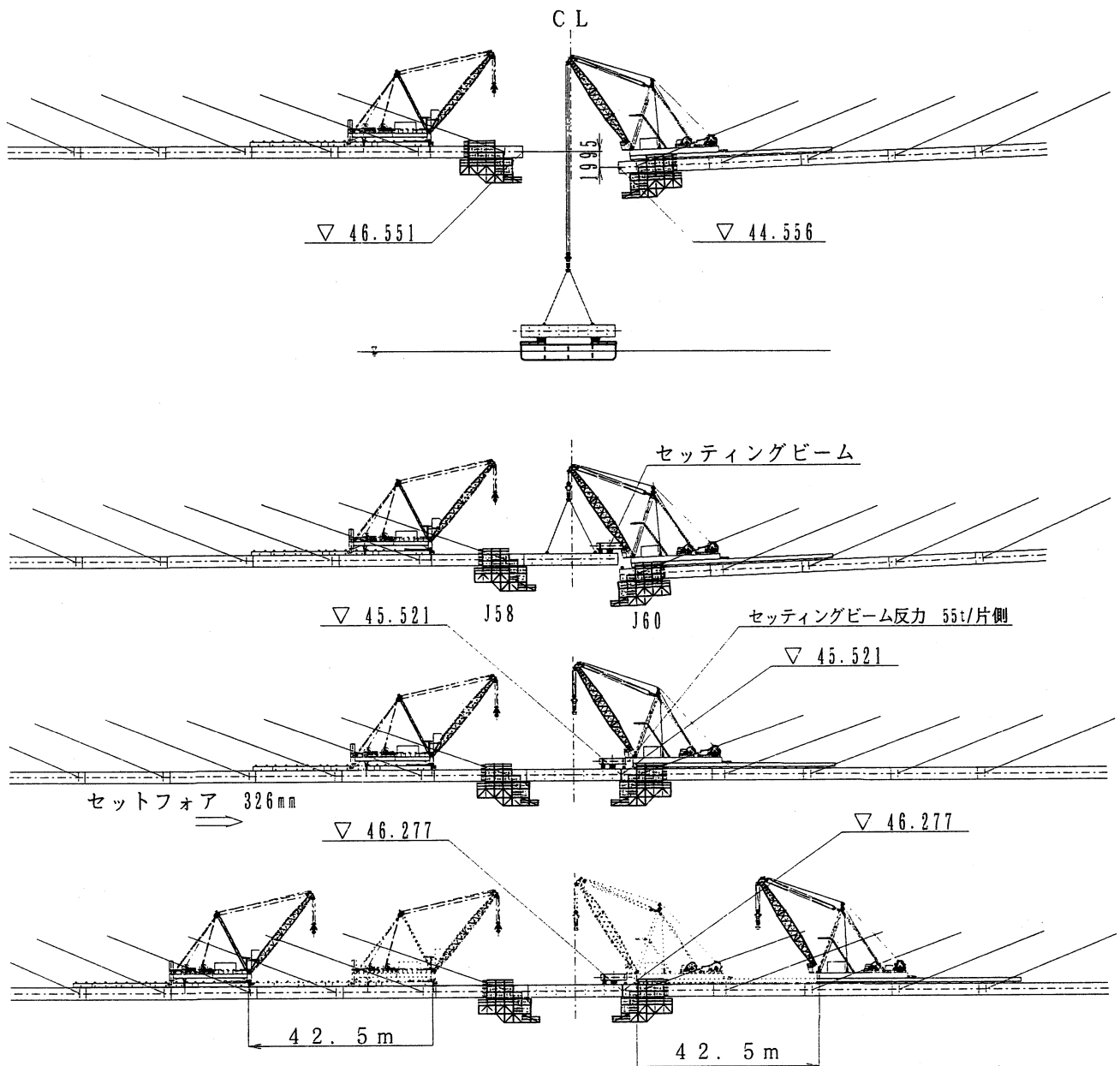


図-3 主桁閉合概念図

Fig.3 Conceptual drawing of deck jointing

め、本体構造及び架設機材が影響を受けることはなく、無事に閉合ブロックの架設を迎えることができた。

6.5 主桁閉合

桁閉合ブロックは、3P側共同企業体が製作し、前述の桁張出し架設と同様に直下吊り架設を行った。なお、作業スペースを確保するため、あらかじめセットバック（塔付き部で桁を側径間側にジャッキで押す）させ、閉合ブロック寸法（21.8m）+50cmの桁間にしていく。

まず、3P側のトラバークレーンで閉合ブロックを吊上げ、2P側の既設桁に添接する。この際、閉合ブロックの荷重は3P側のトラバークレーンに作用するため、2P側に対し約2m桁先端が下がる。次にトラバークレーンの荷重を解放していくと、閉合ブロックの荷重が2P側の桁先端へ移行するため、2P側が下がり、3P側

が上がり始める。荷重を100%解放すると2P側桁先端の方が低くなるが、桁閉合ブロックに取付けたセッティングビームを介して3P側桁先端で荷重分担することにより閉合部の仕口高さが同じになる。

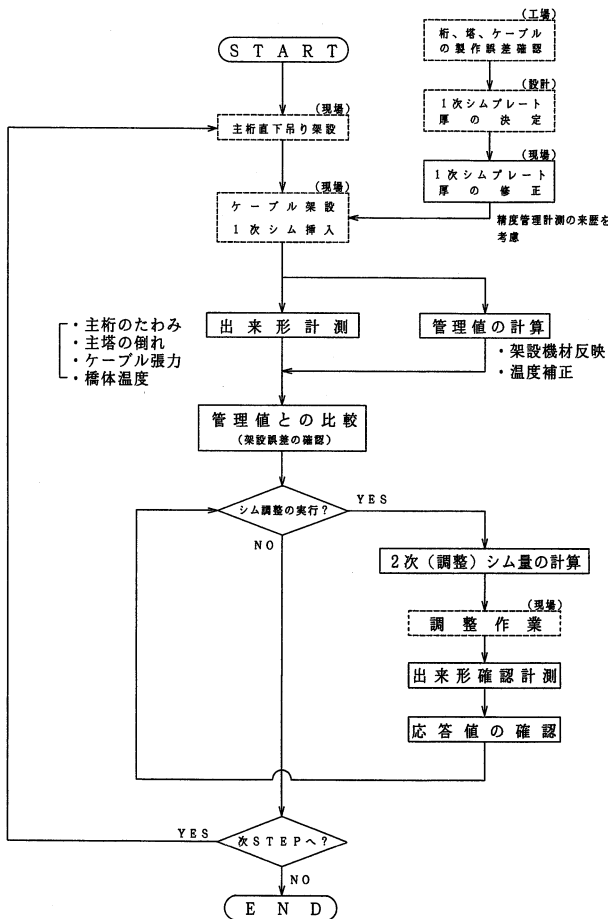
2P側の溶接が完了した時点で、閉合部の仕口合わせ作業に移る。トラバークレーンは、架設ブロックと同じく約300tの重量があり、載荷位置により桁形状は大きく変化するため、トラバークレーンを約50m後退させ閉合部の仕口角度を合わせる。閉合作業は、温度の安定している早朝にセットフォア（塔付き部で桁を中央径間側にジャッキで押す）して仕口を合わせ、添接作業を行った。図-3に架設概念図を示す。

閉合ブロックの架設は7月30日に実施し、8月3日には閉合作業を完了した。

表一 1 精度管理項目と目標値

Tab.1 Items and goals of accuracy management

管理項目	管理目標値
塔の倒れ	塔高：H = 220mの1/2,000 $\delta = \pm 220,000/2,000$ $= \pm 110\text{mm}$
桁キャンバー	算定式： $\{ 25 + 0.25 (L - 50) \}$ 中央径間 $\delta_c = \pm \{ 25 + 0.25 (890 - 50) \}$ $= \pm 235\text{mm}$ 側径間 $\delta_{SP} = \pm \{ 25 + 0.25 (170 - 50) \}$ $= \pm 55\text{mm}$ $\delta_{SP} = \pm \{ 25 + 0.25 (270 - 50) \}$ $= \pm 80\text{mm}$
ケーブル張力	架設時及び完成時に許容張力を超えない



図一 4 架設精度管理フローチャート
 Fig.4 Flowchart of accuracy management

7. 架設精度管理

7.1 架設精度管理方針

本橋の架設精度管理は、従来の架設完了毎に形状計測しシム調整を行う方法と異なり、ケーブル架設時に挿入する1次シム量にあらかじめ塔、桁及びケーブル等の製作誤差を可能な限り反映し、現場でのシム調整作業の軽減を図る方法を採用した。ただし、予測し得ない誤差要因が残っていることも考えられるため、架設サイクル毎に夜間計測を行い、調整の要・不要の判断及び調整量の把握をした。架設精度管理のフローチャートを図一4に示す。

7.2 架設精度管理項目

精度管理の管理項目及び目標値を表一1に、計測機器の配置を図一5に示す。塔の倒れは光学式の計測機器、主桁キャンバーは連通管による圧力測定、ケーブル張力は加速度計による振動法及び橋体温度は熱伝対を用いて行った。なお、本橋は橋長の割に桁高が低く、比較的桁剛性の低い構造物である。したがって、種々の誤差は桁形状に現れるため、桁キャンバーの計測に主眼をおいた計測を実施し、塔の倒れ、ケーブル張力等は著しい誤差を生じていないか否かの確認計測項目とした。

7.3 精度管理結果

精度管理における計測結果の推移を、桁形状及びケーブル張力について図一6に示す。

桁形状の推移は、2P側、3P側とも同様に以下のように変化している。

①張出し架設当初

桁形状：目標値に対して100mm程度高め（ただし、架設の進捗に合わせ、誤差は収束方向）

ケーブル張力：架設先端が常に高め（ただし、次のケーブル架設後には張力が抜け気味）

②PC桁へのケーブル定着開始後

（2P側：側径間ケーブル10段架設完了）

（3P側：側径間ケーブル14段架設完了）

桁形状：桁先端誤差が急激に増加（前回計測範囲の桁キャンバーも高め）

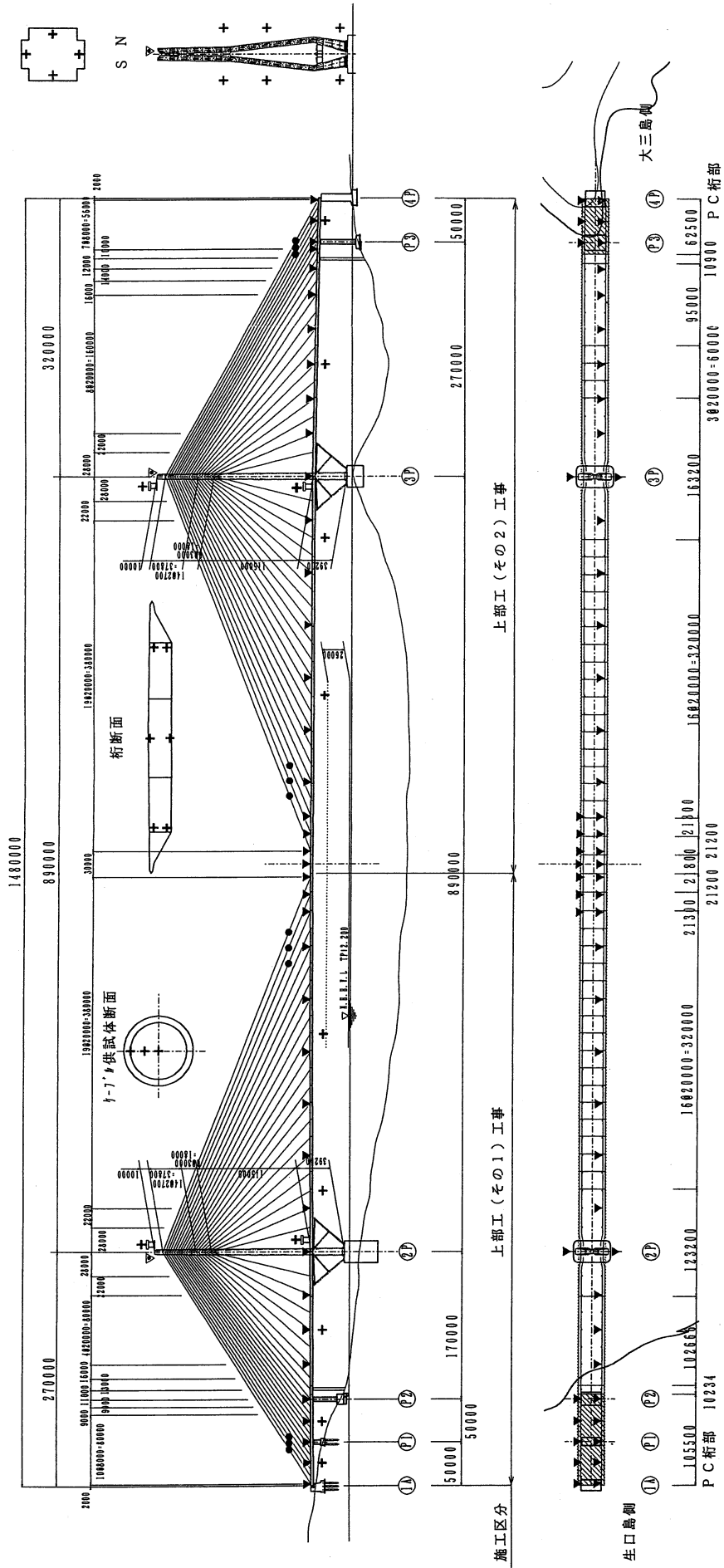
ケーブル張力：架設先端が常に高め（①と同じ傾向）

これらの精度管理計測結果について、種々の検討を行ったが、桁形状の誤差要因を説明できるものは、誤差量の半分で、残りの誤差については明確な説明が出来なかった。しかしながら、桁形状の誤差が増加傾向にあったため、2P側で13段目、3P側で15段目のケーブルから1次シム量を補正して対応した。

7.4 閉合後の桁形状

閉合後の精度管理計測結果に基づく桁形状を図一7に示す。

閉合後の桁形状誤差は最大180mm（高め）、ケーブル張力誤差は±30t前後（最大で張力の約7%）であり、構造的にも、走行性等も問題なく、精度管理項目はすべて許容値内であった。



計測項目	記号	計測位置	備考
ケーブル張力	●	ケーブル	全数計測
主桁キャンバー	▼	主桁(ケーブル定着点、塔付近)	その1工区 27点+中央径間中央 2点 その2工区 28点 合計57点
主塔の倒れ	▽	塔頂(片シャフト)	橋軸方向の倒れ
橋体温度	+	主塔	3断面×N、S×4面×2塔
		主桁(鋼, PC)	9断面-外ウエブ上下、デッキ、下フランジ
		ケーブル(鋼:供試体)	塔頂、主桁上に供試体を仮置き。1断面3箇所

特記

ケーブル張力は加速度計を盛り変えて、21段全てで計測する。

図-5 計測機器配置図(閉合後)

Fig.5 Location of measurement device (after jointing of deck)

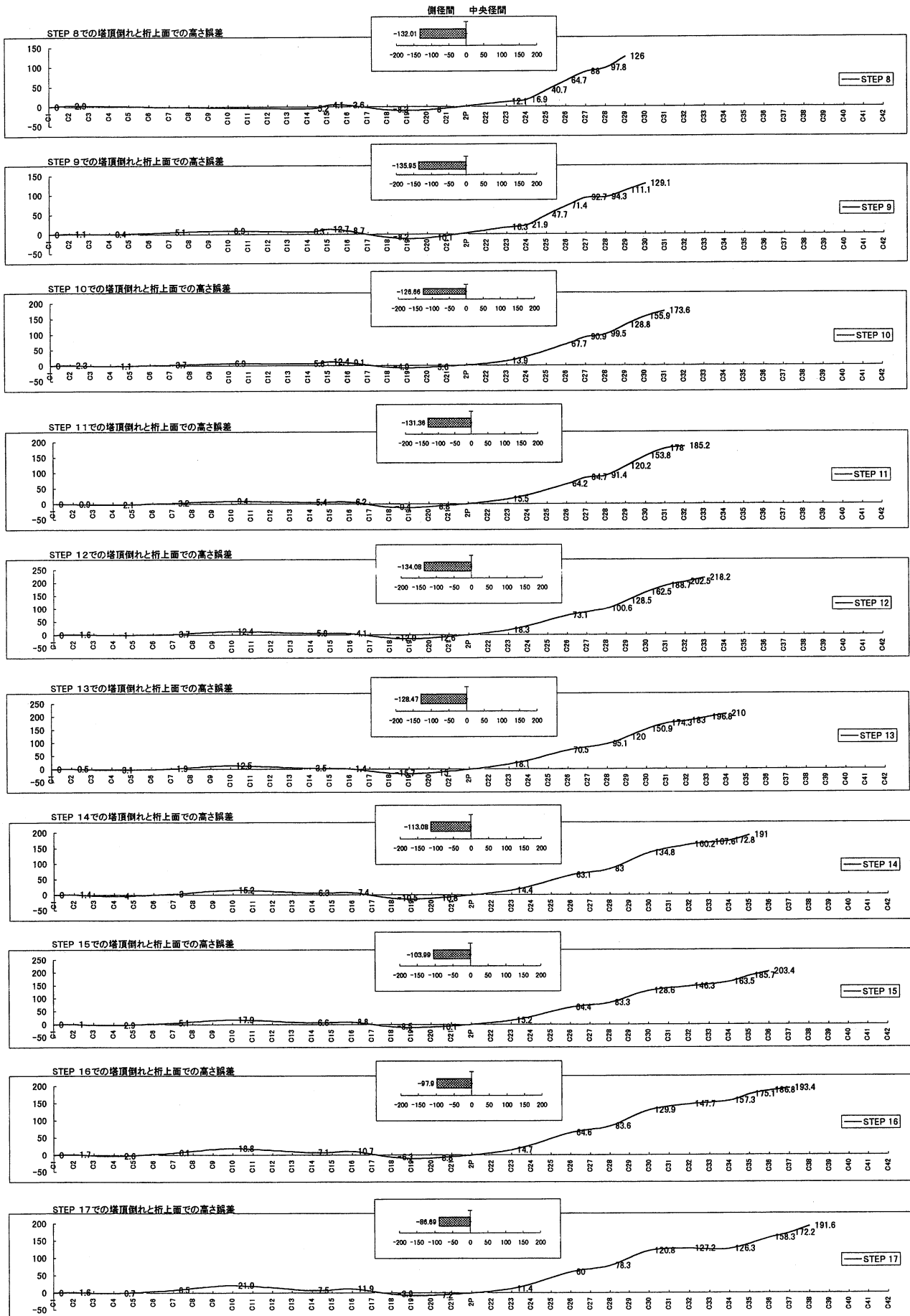


図-6 桁形状の推移

Fig.6 Change of deck camber

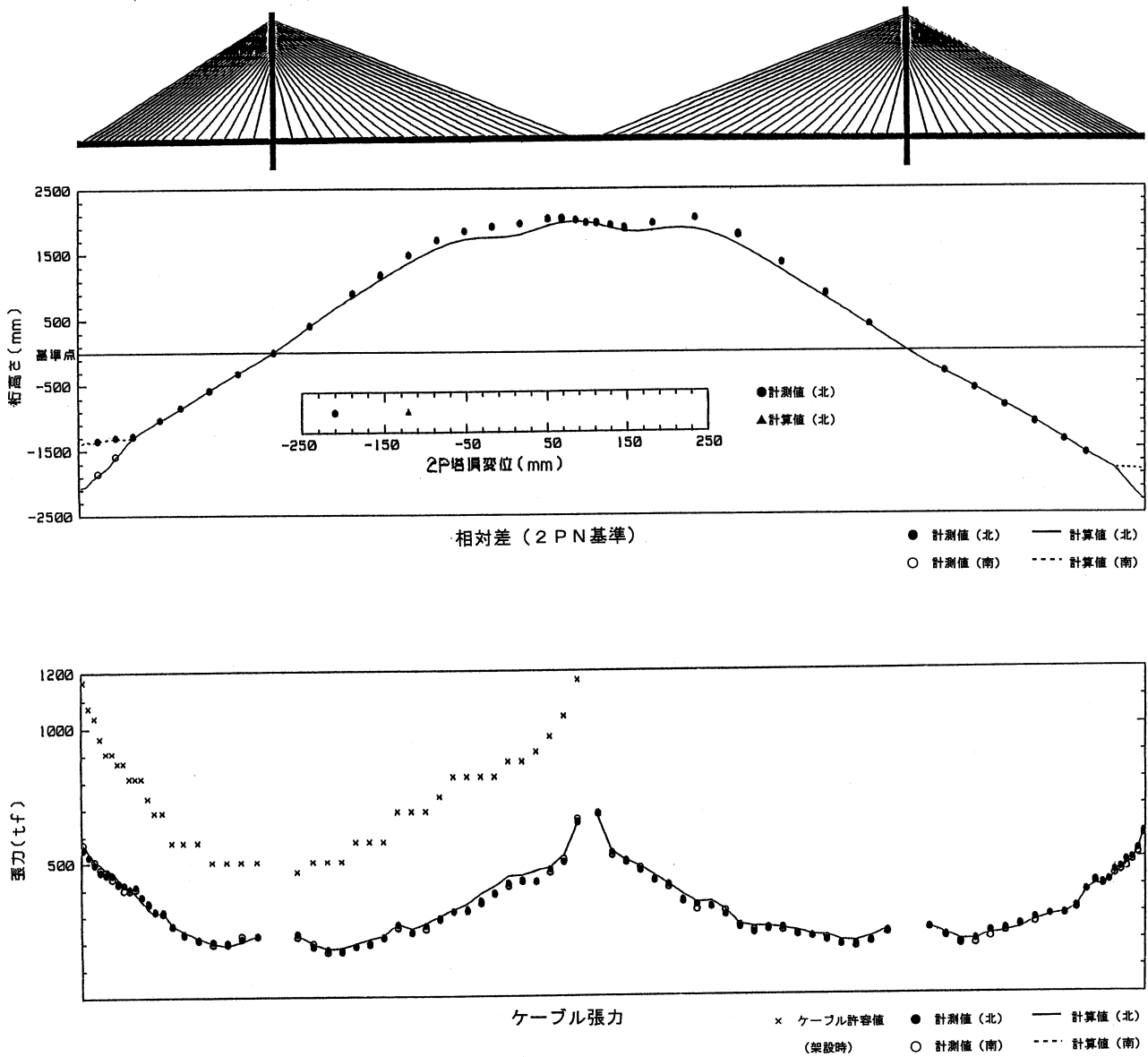


図-7 閉合後桁形状

Fig.7 Deck camber after jointing of the deck

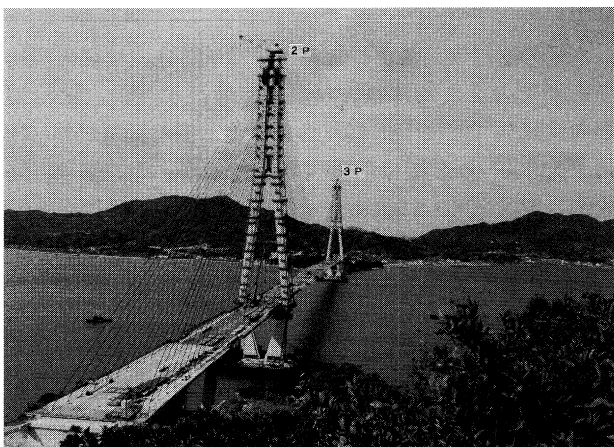


写真-5 閉合後の状況

Photo.5 View of jointed deck

8. あとがき

多々羅大橋は、平成9年9月7日、あいにくの雨天にも関わらず、総裁、両県知事など多数の来賓の出席を賜り、無事に閉合式を行うことができた。

最後に、多々羅大橋上部工工事は、工事着手以来、10月末現在で延労働時間が100万時間に達しようとしており、現在まで無事故で工事を進めている。工事関係各位のご協力に深く感謝する次第である。

来島大橋大型風洞試験報告

Report on Large Scale Wind Tunnel Test of Kurushima Bridge

設計部 設計第一課長 古屋 信明

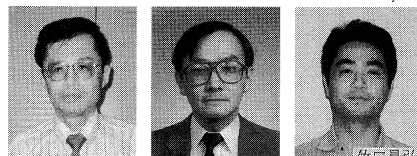
Nobuaki Furuya

設計部 設計第一課長代理 鳥海 隆一

Ryuichi Toriumi

第一管理局 保全部 橋梁技術課 設計第一課 竹口 昌弘

Masahiro Takeguchi



概要

大型風洞施設において、来島大橋の完成系、架設系を対象にした全橋模型風洞試験を実施した。その内容は、長大吊橋の構造特性を精度良く再現して橋梁全体系の対風挙動を照査するための大型全橋模型風洞試験と、周辺地形の影響を考慮するための地形模型風洞試験である。その結果、来島大橋は、渦励振、ガスト応答ともに耐風安定性に問題ないことが確認された。また、フラッターについては、架設系において無対策では照査風速を満足しないが、クロスハンガーを設置することで照査風速を満足することが確認された。

Full model wind tunnel study was done on the structural systems of completion and erection stages of Kurushima Bridge. The study was composed of two wind tunnel tests: one with a large size full model to study aerodynamic motion of whole bridge structure in high accuracy, and the other with wide area terrain model to study surrounding topographical influence. As a result, Kurushima Bridge proved no problem with both vortex excitation and gust response. In addition, it also proved an effective measure by cross hunger system during erection stage, though it might be unstable without a countermeasure.

1. まえがき

来島大橋は、第一・第二・第三の3橋からなる世界初の3連吊橋である(図-1)。このうち第二・第三大橋は、補剛箱桁吊橋としては国内で初めて中央支間長1000mを越えるため、風に対する安全性については十分な照査が必要である。また、来島大橋の補剛桁架設は、中央径間中央から主塔方向への直下吊り工法で行い、架設中では桁ブロック間はヒンジ構造によって連結された状態であり、比較的振動し易い構造である。さらに、本橋は多島海に位置することから、架橋地点周辺の島々の影響を受けた複雑な気流条件下にあることが予想される。したがって、本橋の耐風安定性を検討するにあたっては、長大スパンに起因する構造特性に加えて、周辺地形の影響も考慮する必要がある。このため、大型風洞施設で全

橋模型を用いた風洞試験を実施した。試験は、スパンが長く、かつ周辺地形の影響が最も大きいと考えられる第二大橋を対象として、完成系、架設系の構造特性を精度良く再現するための縮尺1/60の全橋模型と、周辺地形の影響を再現するための縮尺1/150の地形模型を含む全橋模型を用いた2種類の試験を実施した。本報告は、これら2種類の大型風洞試験結果の報告とそれに基づく本橋の耐風安定性の評価について述べる。

2. 大型風洞試験の計画

本橋の耐風安定性は、大型風洞試験に先立つ従来規模の風洞での2次元ばね支持試験(縮尺1/60)、全橋模型風洞試験(縮尺1/160)および地形模型風洞試験(縮尺1/1500)などで事前検討されている。その結果、完成系、架設系ともに耐風安定性の一部に照査課題がある

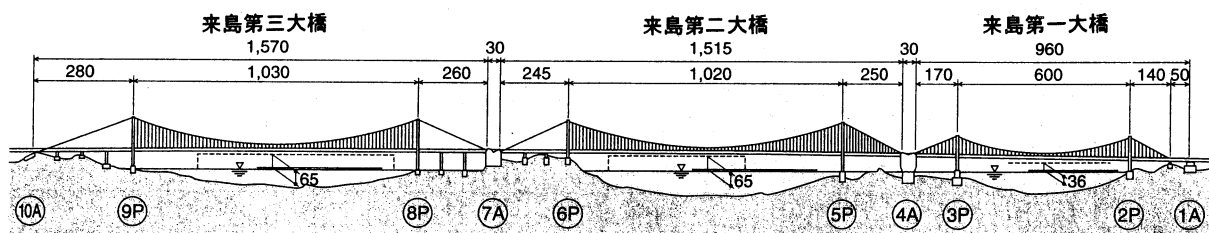


図-1 来島大橋一般図

Fig. 1 General view of Kurushima Bridge

こと、また、周辺地形の影響によって架橋地点の気流は複雑な特性を示すことが確認された。これらの事前検討結果をふまえ、今回報告する2種類の大型風洞試験を実施して、さらに耐風安定性の照査を行うこととした。

2.1 大型全橋模型風洞試験

事前検討で行った2次元ばね支持試験（縮尺1/60）では、補剛桁下面の検査車レールを構造的に有利な外側ウェブ直下に配置した場合（図-2）、耐風安定性を満足しない結果となり、フェアリング先端に検査車レールを配置する必要があるとの結果が得られた¹⁾。また、補剛桁架設時の耐風安定性を検討するために、全橋模型（縮尺1/160）を用いて、架設初期（中央径間に約180m架設）、架設中期（中央径間に約690m架設）および架設後期（中央径間に約910m架設）の構造系について風洞試験を実施した。その結果、架設初期と中期で耐風対策（クロスハンガー）なしでは耐風安定性が不足する結果となった^{2),3)}。これらの事前検討結果をふまえ、本橋のような長大スパン箱桁吊橋に起因する構造特性を精度良く再現させ、橋梁全体系としての対風挙動を確認することを目的として、縮尺1/60の大型全橋模型を用いた風洞試験を実施することとした。試験は完成系と架設系（初期・中期）を対象に行うこととした（図-3）。

2.2 地形模型風洞試験

周辺地形によって乱された気流条件下における本橋のガスト応答に対する安全性を確認する目的で、縮尺1/150で周辺地形模型を含めた全橋模型風洞試験を実施することとした。試験対象は、事前検討で周辺地形の影響をより大きく受けると考えられた第二大橋の完成系と架設中期とした。なお、風向は、事前検討の縮尺1/1500の地形模型風洞試験⁴⁾で観測された気流特性を考慮した数値解析⁵⁾により、より厳しいガスト応答を与えるであ

ろう風向（大島の影響を受ける風向）とした。地形模型の配置図を図-4に示す。

3. 大型風洞試験の結果

3.1 大型全橋模型試験の結果

試験は、完成系、架設系（初期・中期）ともに一樣流（迎角 0° 、 $+3^\circ$ ）、境界層乱流（迎角 0° ）の3ケースで行った。境界層乱流試験で使用した気流特性を表-1に、完成系および架設系模型の振動特性を表-2に示す。なお、本試験では、設置する可能性があった自転車歩行者道部の高欄（以後、自歩道高欄と記す）と路肩ガードレールに落下防止用の防護柵（ネット、図-5）を設置した状態を基本ケースとし、一樣流試験でのみこの防護柵を設置しない状態での対風挙動も確認することとした。

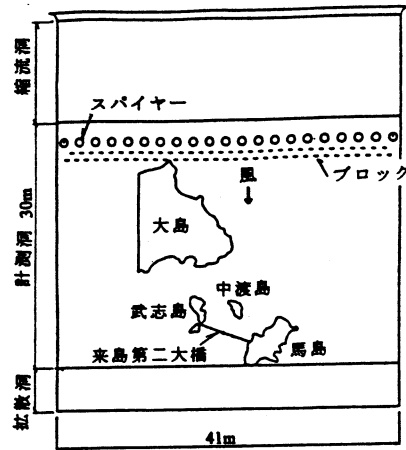


図-4 地形模型（縮尺1/150）配置図

Fig.4 Arrangement of terrain model (scale, 1:150)

表-1 境界層乱流特性

Tab.1 Characteristics of turbulent flow in boundary layer

項目	乱流 10%		乱流 5%	
	目標値	計測値	目標値	計測値
乱れ強さ（主流方向） I_u	10.0%	10.7%	5.0%	6.2%
乱れ強さ（鉛直方向） I_w	5.0%	7.1%	2.5%	5.3%
風速鉛直分布べき指数	1/7	1/4.5	1/7	1/9.9

注) 乱流 5% は架設中期試験のみに実施した。

表-2 大型全橋模型（縮尺1/60）の振動特性

Tab.2 Motion characteristics of large-size full model (scale, 1:60)

		固有振動数 (Hz)			数減衰率	
		実橋値	模型値		目標値	計測値
			目標値	計測値		
完成系	鉛直曲げ対称1次	0.155	1.201	1.216	0.020	0.010
	鉛直曲げ逆対称1次	0.113	0.875	0.864		0.012
	ねじれ対称1次	0.377	2.290	2.871		0.021
	水平曲げ対称1次	0.070	0.542	0.542		0.008
架設初期	鉛直曲げ対称1次	0.181	1.402	1.377	0.020	0.019
	鉛直曲げ逆対称1次	0.140	1.084	1.099		0.016
	ねじれ対称1次	0.221	1.712	1.729		0.012
	水平曲げ対称1次	0.052	0.403	0.410		0.009
架設中期	鉛直曲げ対称1次	0.159	1.233	1.260	0.020	0.022
	鉛直曲げ逆対称1次	0.107	0.828	0.835		0.012
	ねじれ対称1次	0.283	2.192	2.471		0.070
	水平曲げ対称1次	0.051	0.396	0.396		0.012

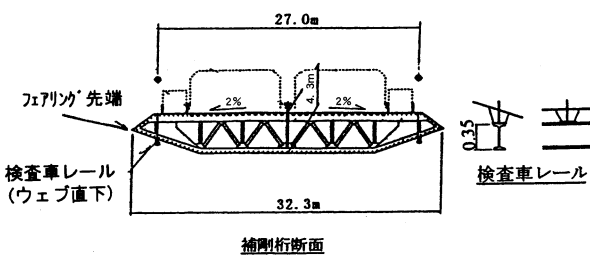


図-2 検査車レール位置図

Fig.2 Location of work gantry rails

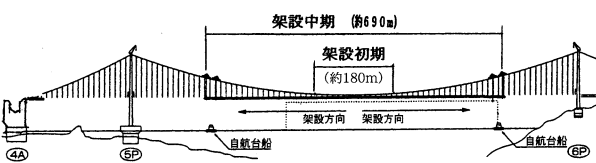


図-3 来島第二大橋架設系状況図

Fig.3 Erection system of 2nd Kurushima Bridge

(1) 完成系の試験結果

フラッター発現風速の実験値および解析値を表-3に示す。大型全橋模型風洞試験では、一樣流中および境界層乱流中ともに照査風速以上まで試験を行ったが、フラッターの発現は認められなかった。また、フラッター解析における解析値と実験値は良い整合を示しており、本橋においてもフラッター解析の有効性が確認されたと考えている。なお、実験ではフラッターは生じていないが、観察された減衰の低下状況からフラッター発現は間近だったと考えられる。また、本試験では検査車レールを構造的に有利な外側ウェブ直下に設置しているが、大型全橋模型風洞試験ではフラッター照査風速を満足した。事前検討で行った部分模型を用いた2次元ばね支持試験では、迎角+3°でフラッター発現風速は60 m/s(迎角+3°)となり照査風速を満足していなかったものが、桁に作用する空気力が橋軸方向で異なるなどの橋梁全体系の振動の三次元性の影響により、フラッター発現風速が上昇したものと考えられる。

渦励振については、一樣流中、境界層乱流中ともに観測されなかった。なお、自歩道高欄および路肩ガードレールに防護柵を設置しないケースでは一樣流試験で渦励振が観測されたが、自然風の乱れの影響で抑制される程度の小振幅のものであった(図-6)。

境界層乱流中における試験結果のうち、設計上重要である水平変位を図-7に示す。図には最大変位の設計値もあわせて示す。水平変位の実験値は設計値に比べて十分に小さく、実橋はガスト応答に対して安全であると判断される。ガスト応答の実験値と設計値が大きく異なった原因として、試験条件と設計条件とで風速の空間相関な

表-3 完成系フラッター発現風速(実橋換算風速、m/s)

Tab.3 Wind speed of fluttering on completion stage (translated speed for real bridge, m/s)

	気流迎角	0°	+3°	-3°	照査風速
		一様流	88以上	72以上	
	フラッター解析値	88	70	91	
	参考(ばね支持試験結果)	81	60	87	
乱流	実験値	66以上	—	—	64

注) 風速は詳細設計結果を反映して補整した値。

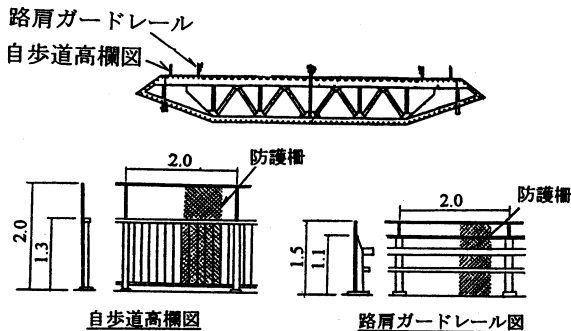


図-5 防護柵概要図

Fig.5 Structure of guardrail

どの気流特性が違っており、設計ではより厳しい特性が想定されていることが挙げられる。

(2) 架設系の試験結果

一樣流試験における風速と模型の応答振幅の関係を図-8に、フラッター発現風速の実験値とフラッター解析値を表-4に示す。架設初期ではいずれも照査風速を満足しているが、架設中期の一樣流試験(迎角+3°)で照査風速以下でフラッターが発現した。そこで、フラッターに対する制振対策として、図-9に示すクロスハンガーを設置して、その効果の確認を行った。その結果、耐風安定性がかなり向上し照査風速を満足することとなった。

渦励振については、一樣流中の架設中期で風速7 m/sで片振幅61 cmの比較的大きい鉛直曲げ逆対称1次振動が発生したが、境界層乱流中(Iu = 5%, Iu:主流方向の乱れ強さ)では発生は認められなかった(図-10)。架橋地点近傍の馬島での風観測結果から、Iu = 5%以上は期待できることから、架設中期での渦励振は実橋においては発生しないものと判断した。

架設系のガスト応答の照査は、鉛直方向について行った。これは本橋の桁架設中、桁ブロック間は桁上面でヒンジ構造により連結され、下フランジ部は開いた状態(図-11)であるため、鉛直方向のガスト応答によって、架設ヒンジ部の下フランジ側が閉じて圧縮力を受けることが懸念されたためである。しかし、境界層乱流中(Iu = 10%)でのガスト応答振幅から求めた架設ヒンジ部の下フランジの閉じ量は、架設初期、中期ともに設計上見込

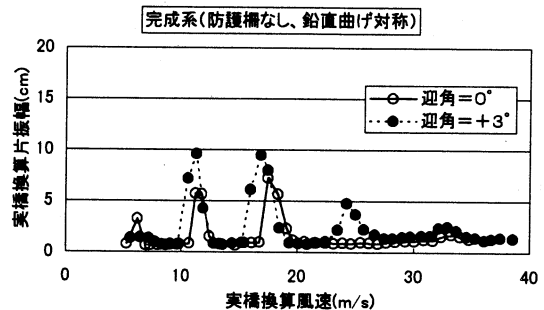


図-6 大型全橋模型一樣流試験結果(完成系、防護柵なし)

Fig.6 Summary of full model test in uniform flow (completion stage, without guardrail)

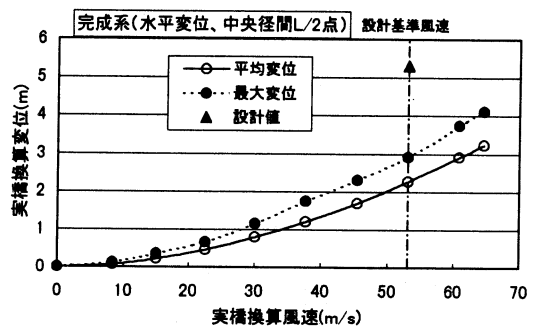


図-7 大型全橋模型乱流試験結果(完成系、Iu=10%)

Fig.7 Summary of full model test in turbulent flow (completion stage, Iu=10%)

んでいる最小開き量に比べて十分に小さくて、問題のないことが確認された。

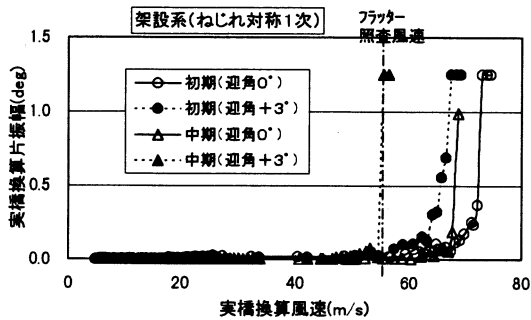


図-8 大型全橋模型一様流試験結果 (架設系)

Fig.8 Summary of full model test in uniform flow (erection stage)

表-4 架設系フラッター発現風速 (実橋換算風速、m/s)

Tab.4 Wind speed of fluttering on erection stage (translated speed for real bridge, m/s)

		気流迎角	0°	+3°	-3°	照査風速
架設初期	一様流	実験値	77	62	—	55
		フラッター解析値	75	58	75以上	
	乱流	実験値	56以上	—	—	50
架設中期	クロスハンガーなし	実験値	59	45	—	55
		フラッター解析値	54	43	55	
	クロスハンガー設置	実験値	67以上	64以上	—	55
		フラッター解析値	68	65	56	
	乱流	実験値	51以上	—	—	50

注) 風速は詳細設計結果を反映して補整した値。

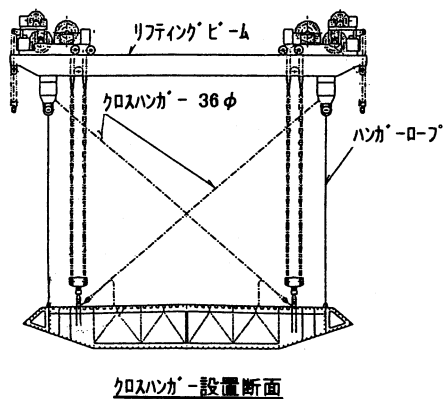
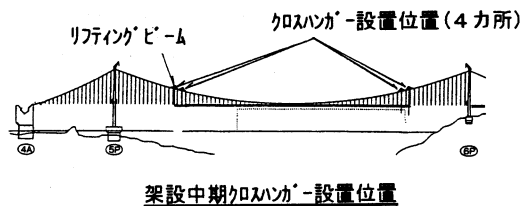


図-9 クロスハンガー設置図 (実橋想定)

Fig.9 Cross hanger system (for real bridge)

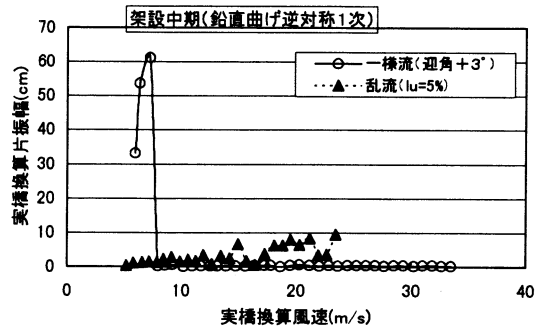


図-10 大型全橋模型試験結果 (架設中期、渦励振試験)

Fig.10 Summary of full model test (mid-erection stage, vortex excitation test)

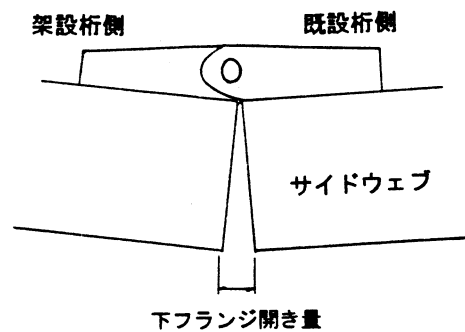


図-11 架設ヒンジ部概略図

Fig.11 Outline of temporal hinge on erection stage

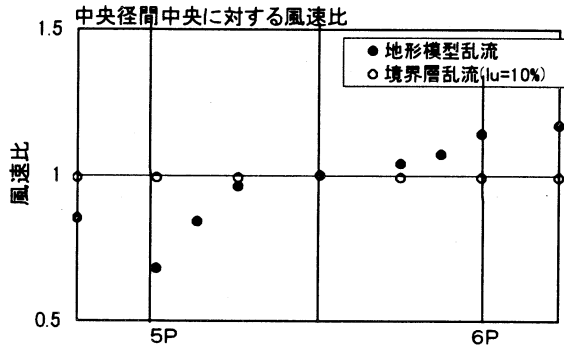
3.2 地形模型風洞試験の結果

(1) 気流計測試験の結果

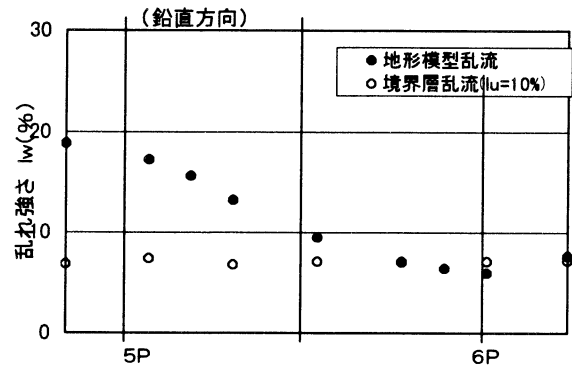
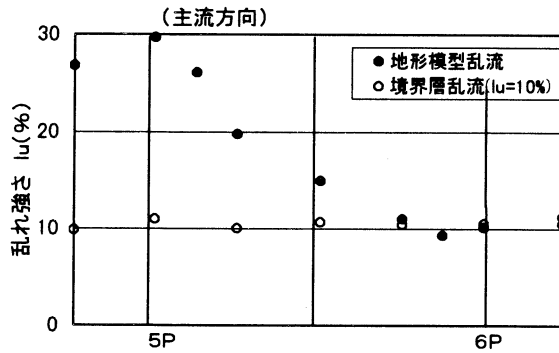
周辺地形によって乱された架橋地点における気流特性を把握することを目的として、全橋模型の対風挙動の観測に先立ち、乱流発生装置 (スパイヤ、ラフネスブロック) と地形模型のみを設置した状態で気流特性の計測を行った。気流特性 (風速比、乱れ強さ、空間相関) の計測結果を、境界層乱流試験 (縮尺 1/60) での気流特性と比較して図-12 に示す。

地形模型乱流中における桁位置での風速比の分布は、5P側では全体的に値が小さくなっており、スパン中央に対して最大 30% 程度、風速が低減している。一方、乱れ強さは、地形模型乱流では主流方向、鉛直方向ともに 5P側で乱れが大きく、スパン中央の約 2~3 倍となっており、境界層乱流とは大きく異なった傾向を示した。この地形模型乱流における 5P側での風速の低下と乱れ強さの増加は、上流側に位置する大島の影響によるものと推測される。地形模型乱流と境界層乱流の空間相関を比較すると、実橋に換算した距離では明らかに地形模型乱流の方が相関が大きくなっているのがわかる。これらの気流特性の違いにより、地形模型風洞試験と境界層乱流試験とでガスト応答計測値に差が生じることが推測された。

a) 風速比の比較



b) 乱れ強さの比較



c) 空間相関の比較

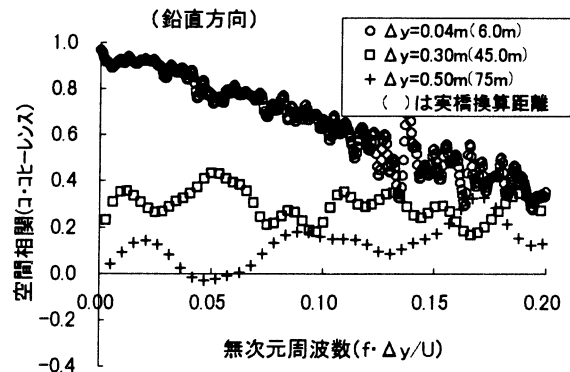
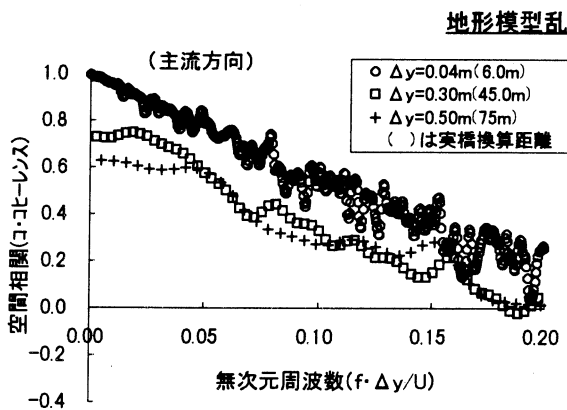
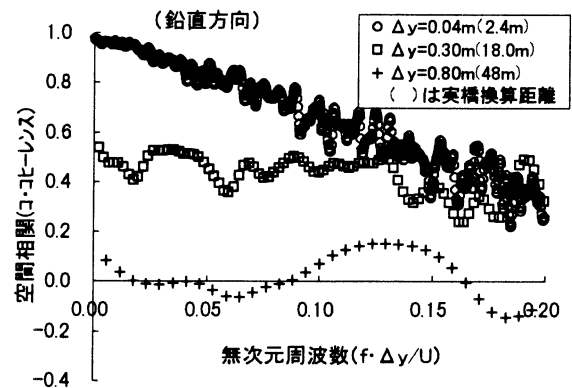
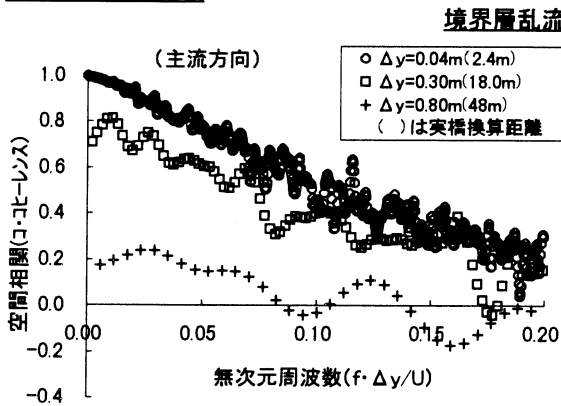


図-12 地形模型気流特性 (境界層乱流との比較)

Fig.12 Flow characteristics on terrain model test (comparison with boundary layer turbulent flow)

(2) 完成系の試験結果

地形模型試験に用いた全橋模型の振動特性を表-5に、完成系の風速とガスト応答（水平方向）の関係を図-13に示す。また、設計基準風速におけるガスト応答値（水平方向）を、境界層乱流試験結果（縮尺1/60、 $I_u=10\%$ ）と比較して表-6に示す。設計上重要となる水平方向の最大変位については、地形模型風洞試験結果（6.21 m）は、境界層乱流試験結果（2.9 m）よりかなり大きくなっている。また、実橋の設計で考慮している最大変位（5.3 m）に対しても上回る事となった。地形模型風洞試験結果が境界層乱流試験結果に比べ大きくなった原因として、3.2(1)で述べた両者の気流特性の違いが考えられる。

(3) 架設中期の試験結果

架設中期の風速とガスト応答（鉛直方向）の関係を図-14に示す。また、設計基準風速におけるガスト応答値（鉛直方向）を境界層乱流試験結果（縮尺1/60、 $I_u=10\%$ ）と比較して表-7に示す。架設系においては、鉛直方向のガスト応答による架設ヒンジ部下フランジの閉じ量が問題となるが、その閉じ量が最大となる上向き最大変位は、完成系同様に気流特性の違いにより、地形模型風洞試験結果の方が境界層乱流試験結果より大きくなった。

表-5 地形模型試験用全橋模型（縮尺1/150）の振動特性

Tab.5 Motion characteristics of terrain model (scale, 1 : 150)

		固有振動数 (Hz)				対数減衰率	
		実橋値	模型値		模型値		
			目標値	計測値	目標値	計測値	
完成系	鉛直曲げ対称1次	0.155	1.938	1.968	0.020	0.050	
	鉛直曲げ逆対称1次	0.113	1.397	1.392		0.013	
	ねじれ対称1次	0.377	4.633	4.961		0.047	
	水平曲げ対称1次	0.070	0.873	0.891		0.033	
架設中期	鉛直曲げ対称1次	0.159	1.972	2.087	0.020	0.039	
	鉛直曲げ逆対称1次	0.107	1.323	1.348		0.050	
	ねじれ対称1次	0.283	3.331	3.216		0.058	
	水平曲げ対称1次	0.051	0.633	0.667		0.048	

表-6 ガスト応答計測結果（完成系、中央径間L/2点）

Tab.6 Measurement on gust response (completion stage, center of center span)

		風洞計測値（実橋換算値）		設計値
		境界層乱流試験 $I_u=10\%$ (縮尺1/60)	地形模型風洞試験 (縮尺1/150)	
水平変位	平均変位	2.27 m	2.23 m	
	標準偏差	0.25 m	1.46 m	
	最大振幅	0.63 m	3.98 m	
	最大変位	2.90 m	6.21 m	5.30 m

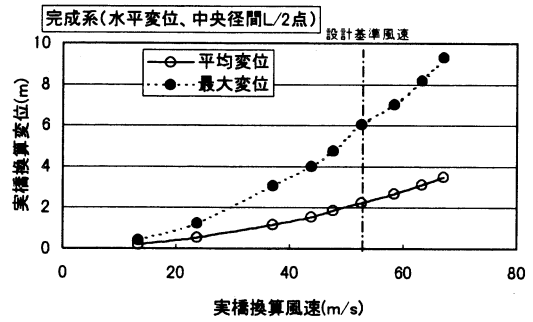


図-13 地形模型試験結果（完成系）

Fig.13 Summary of terrain of model test (completion stage)

表-7 ガスト応答計測結果（架設中期、中央径間L/2点）

Tab.7 Measurement on gust response (mid-erection stage, two-third point of center span)

		風洞計測値（実橋換算値）	
		境界層乱流試験 $I_u=10\%$ (縮尺1/60)	地形模型風洞試験 (縮尺1/150)
鉛直変位	平均変位	-0.57 m	-0.48 m
	標準偏差	0.23 m	0.46 m
	最大振幅	0.78 m	1.56 m
	最大変位(下向き)	-1.33 m	-1.89 m
	最大変位(上向き)	0.16 m	1.03 m

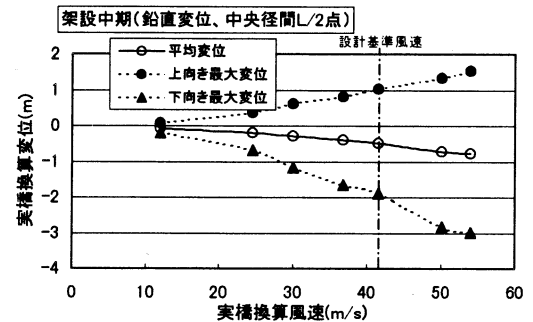


図-14 地形模型試験結果（架設中期）

Fig.14 Summary of terrain model test (mid-erection stage)

4. 実橋の耐風安定性の評価

実橋の耐風安定性の評価は、フラッター、渦励振については大型全橋模型風洞試験結果から、また、ガスト応答についてはより大きな応答が観測された地形模型風洞試験結果から行った。

フラッターについては、完成系、架設初期ともに照査風速以下では発現が認められず、十分な耐風安定性を有していると考えられる。架設中期については耐風対策なしでは照査風速を満足しないものの、クロスハンガーを設置することで照査風速を満足することが確認された。渦励振については、完成系（防護柵なし）および架設中期の一樣流試験で観測されたもの、完成系（防護柵なし）では非常に小振幅であること、また、架設中期では境界層乱流試験（ $I_u=5\%$ ）で抑制されたことから、実橋では問題となるような渦励振は発生しないものと判断する。

完成系のカスト応答に対しては、地形模型風洞試験で計測された水平変位を基に桁の応力照査で評価した。なお、計測値については、模型の構造減衰の所要値に対する誤差を補正するとともに、実橋では自歩道高欄部と路肩ガードレールに防護柵が設置されないため防護柵なしの場合を考えた補正も行った。計測値の補正結果を表-8に、水平最大変位の補正值(6.0m)に対する応力照査結果を表-9に、応力照査した位置を図-15に示す。その結果、最大変位は実橋の設計で考慮している値より大きくなったものの、発生応力の推定値は許容応力度内であり、安全であると考えた。

一方、架設系のカスト応答に対する安定性の照査は、鉛直方向のカスト応答によって生じる架設ヒンジ部下フランジの閉じ量が、設計上の最小開き量以下であるか検討した。照査する対象モードは、卓越している鉛直曲げ対称1次振動および鉛直曲げ逆対称1次振動とした。また、照査位置は、架設中期にヒンジ構造となっている6箇所(図-16)とした。架設ヒンジ部下フランジの閉じ量の照査結果を表-10に示す。その結果、全てのヒンジ部において下フランジの閉じ量は最小開き量に比べ同じか小さくなり、基本的には問題ないと考えた。ただし、鉛直曲げ逆対称1次振動のカスト応答に対しては、2箇所(No.②, ⑤)のヒンジ部下フランジの閉じ量が最小開き量と同じとなり、下フランジが接触する可能性が考えられたが、桁架設は比較的風の穏やかな時期(第三大橋:1~2月、第二大橋:3~4月)であることや、下フランジの開き量は製作誤差等の影響を最大に考慮した最小値であることなどの理由から、実際に接触に至る可能性はきわめて小さいものと考えている。

表-8 地形模型風洞試験結果の補正(完成系、水平変位)

Tab.8 Calibration of test results on terrain model (completion stage, horizontal displacement)

	計測値 ①	補正值 ②=①×③	補正率③	
			減衰誤差	防護柵あり→なし
平均変位	2.23 m	1.76 m	—	0.79
最大振幅	3.98 m	4.24 m	1.35	0.79
最大変位	6.21 m	6.00 m		

注)・減衰誤差の補正は(構造減衰+空力減衰)の比率とした。
・防護柵あり→なしの補正率は一様流試験(1/60)による静的変位の比率とした。

表-9 応力照査結果

Tab.9 Summary of stress calculation

	設計値	評価値
水平最大変位	5.30 m	6.00 m
発生応力	-891 kgf/cm ²	-1009 kgf/cm ²
許容応力	-1100 kgf/cm ²	

注) 評価値の発生応力は変位の比率で推定した。

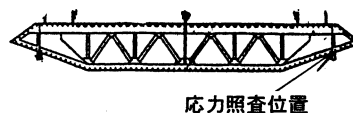


図-15 応力照査位置

Fig.15 Location of stress check

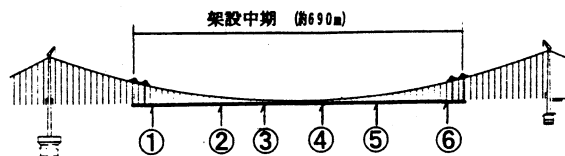


図-16 架設中期ヒンジ位置図

Fig.16 Location of temporal hinge on mid-erection stage

表-10 架設ヒンジ部下フランジの閉じ量照査

Tab.10 Check on contraction of gap between lower flanges of temporal hinge

照査ヒンジNo.		①	②	③	④	⑤	⑥
下フランジ閉じ量 (mm)	鉛直曲げ対称1次	14	1	15	15	1	14
	鉛直曲げ逆対称1次	30	29	10	12	29	30
設計上の下フランジ最小開き量(mm)		49	29	29	30	29	48

5. あとがき

以上、来島大橋大型風洞試験の結果、および実橋の完成系・架設系に対する耐風安定性の評価について報告した。その結果、架設中期ではクロスハンガーによる耐風対策の準備が必要ではあるが、基本的には完成系・架設系ともにフラッター、渦励振、カスト応答に対して問題ないことが確認できた。

なお、一連の全橋模型風洞試験は本州四国連絡橋耐風委員会(委員長:宮田利雄横浜国立大学教授)および同風洞試験作業班(主査:佐藤弘史建設省土木研究所構造研究室長)での審議をもとに、建設省土木研究所との共同研究で実施したものである。

参考文献

- 1) 来島大橋風洞試験(その7) 報告書 平成5年3月 本州四国連絡橋公団
- 2) 来島大橋架設時風洞試験 報告書 平成2年3月 本州四国連絡橋公団
- 3) 来島大橋架設時風洞試験(その2) 報告書 平成4年3月 本州四国連絡橋公団
- 4) 来島大橋地形模型風洞試験 報告書 平成4年2月 本州四国連絡橋公団
- 5) 来島大橋地形模型大型風洞試験予備検討 報告書 平成9年3月 本州四国連絡橋公団

オープングレーチング床版を用いた橋梁の調査

Investigation on Bridges Employing Grating Floor System

企画開発部 調査課長 仁木 清貴

Kiyotaka Niki



1. まえがき

世界最大の明石海峡大橋が供用した。一方で海峡を横断する架橋プロジェクトの調査が建設省により進められている。これらの架橋には明石海峡大橋を上回る2,500m~3,000m級の支間長が必要となり、このような超長大橋建設の実現には耐風安定性等の技術的な課題の解決はもとより格段の経済性が要求される。この技術的・経済的課題をクリアする試みの一つとして走行車線にもオープングレーチング（以下「OG」と記す）を採用する案が検討されている。筆者らは走行車線にOGを用いた橋梁（特に長大橋梁）を対象にOGの構造・現況、車両の走行性・交通管理（規制）、維持管理の面から調査を行った。調査した橋梁は長大橋として4月25日橋、マキナ橋、一般橋梁としてニューヨーク市内とシカゴ市内の橋である。以下にその概要を述べる。

2. 調査結果の概要

調査した橋梁の概要を表-1に示す。

2.1 構造・現況

OGの採用理由は長大橋では耐風安定性の確保であり、NY市内やシカゴ市内の可動橋では重量軽減と跳ね上げたときの風荷重の軽減である。

OGの構造は以下の3種類がある。

①格子タイプ（写真-1）

部材を格子状に配置した構造で4月25日橋、マキナ橋、ルーズベルトアイランド橋で用いられていた。

②波形リベットタイプ（写真-2）

主要部材とそれを連結する波形の補助部材を配置した構造でウィリス通橋、3番通橋、ラサール通橋で用いられていた。

③4方向タイプ（写真-3）

格子タイプに斜材を追加配置した構造でルーズベルト通橋、アダムス通橋に用いられていた。この形式は新しく当局は格子タイプよりも疲労強度が優れていると評価している。

OGの用いられている箇所は橋により異なるが、長大橋では幅員中央付近の車線（4月25日橋では全5車線のうち中央部3車線、マキナ橋では全4車線のうち中央部2車線（写真-4）に使用）、NY市、シカゴ市の可動橋では部分的に使われていることが多い。

4月25日橋、マキナ橋では、OGの防食は塗装であり手間は大変であるが10~15年で塗り替えることで大きな問題はないとの評価である。シカゴ市の橋梁では凍結防止用の塩による腐食が激しく新しいOGは亜鉛めっきに順次変更している。

疲労については4月25日橋、マキナ橋では大きな問題とはなっていない（OGそのものよりも受桁に疲労が見られるが大きな問題ではないとの認識）。一方NY市やシカゴ市の橋梁では格子タイプのOGはでは15~20年程度の寿命であり、シカゴ市では15年ほど前から4方向タイプのOGに変更しつつある。このタイプは疲労強度も高く現在のところ問題ないとの評価である。

2.2 車両の走行性・交通管理

OGはアスファルト舗装に比べ滑り等による事故の発生も多いのではないかと懸念されたため、管理者に交通規制、事故の状況等を確認した。最高速度は4月25日橋では60km/h、マキナ橋では32（大型）~70km/hであり、スピードの出し過ぎによる事故はあるが、OGであることに起因する事故はないとのことであった。シカゴ市の橋は町中にあり、走行速度は早くなくOGによる事故はない。ただしバイクと自転車の走行には問題があり自転車協会からソリッドタイプの床版（OGにコンクリートを詰めた床版）に変更の要望があったとのことであった。

走行時の騒音については思ったほど小さくなく、体感上は特に不快感はなかった。また、4月25日橋、マキナ橋については強風時の通行規制のほか、OG上の大型車走行禁止（4月25日橋）があった。

2.3 維持管理

OGについて特別な維持管理は各橋とも行っていない。冬場の凍結防止のため塩を撒くことから腐食防止のために水洗いを行うことが有効な処置であり、春先を実施す

表-1 調査した橋梁の概要
Tab.1 Outline of bridges studied

橋名	4月25日橋	マキナ橋	シカゴ市内の橋 3橋(注1)	ニューヨーク市内の橋 3橋(注2)
所在地(国名)	リスボン(ポルトガル)	マキナ(アメリカ)	シカゴ(アメリカ)	ニューヨーク(アメリカ)
支間(幅員)(m)	483+1013+483(17.5)	549+1158+549(16.5)	注1	--
完成年	1966年	1957年	1926~1928年頃	--
OGの主たる使用目的	耐風安定性	耐風安定性、重量軽減	重量軽減、風荷重低減	重量軽減、風荷重低減
OGの使用年月	約30年	約40年	20年程度	--
OGの構造と表面形状	格子タイプ/凹凸(ノッチ)付	格子タイプ/凹凸(ノッチ)付	波形タイプ/突起無し 4方向タイプ/凹凸(ノッチ)付	格子タイプ/凹凸(ノッチ)付 波形タイプ/突起付
表面処理	塗装、新設は亜鉛メッキ	塗装	新設は亜鉛メッキ	--
受け桁間隔	約1m間隔	約1.5m間隔	--	--
受け桁への固定方法	溶接	溶接	以前は溶接、現在はボルト	以前は溶接、現在はボルト+ 緩衝材(ゴム)
交通量	約137千台/日	約13千台/日	6千台/日~33千台/日	--
交通事故件数	橋上で約250件(1996年)	年1~2回	ほとんどない	--
事故原因	スピードの出すぎ、交通規則違反	スピードの出すぎ	--	--
規制速度	60 km/h	27トン以上 約32 km/h、 27トン未満 約72 km/h	--	橋によっては15 mph
車種による規制	大型車：OG上走行禁止	大型車速度制限	設定されていない	橋によっては大型車通行禁止
風による規制	2段階 (風速100, 80 km/h)	4段階 (風速60, 50, 35, 20 mph)	設定されていない	設定されていない
その他	--	冬場滑り対策として砂を撒く	冬場凍結防止用に塩を撒く	冬場凍結防止用に塩を撒く
今までのOG補修履歴	補修はなし(再塗装のみ)	補修なし(サンドブラスト+塗装)	橋によってはグレーチングを交換、鉄板を貼ったものもある	鉄板を敷く
今後のOG補修計画	特になし	1998年春にテストピースを取り試験	--	予算が少なく計画的な補修はできない。損傷の激しい橋から対応
検査	目視	目視(年1回程度)	--	--

--はデータなし、若しくは不明

注1：Roosevelt Road 橋

(L=61.6 m/W=27.4 m)

注2：Willis Avenue 橋

注3：ニューヨーク市内、シカゴ市内の6橋はいずれも可動橋

Adams Street 橋

(L=61.3 m/W=19.5 m)

Third Avenue 橋

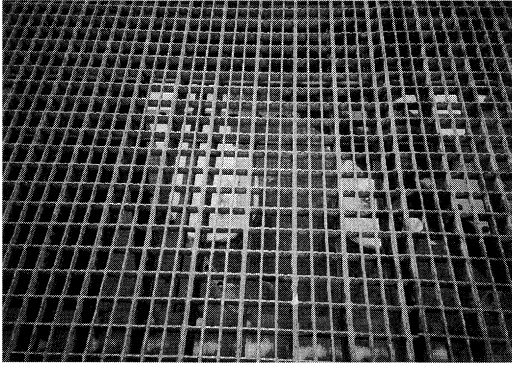
Roosevelt Island 橋

LaSalle Street 橋

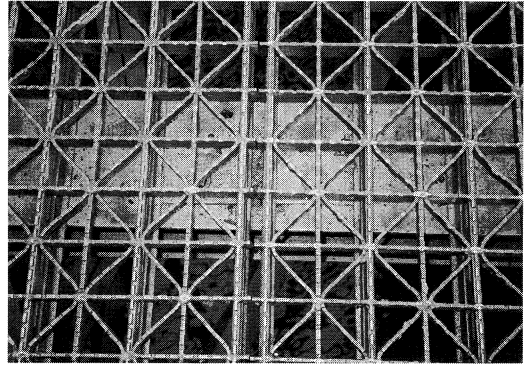
(W=87.2 m/W=26.2 m)

Roosevelt Island 橋

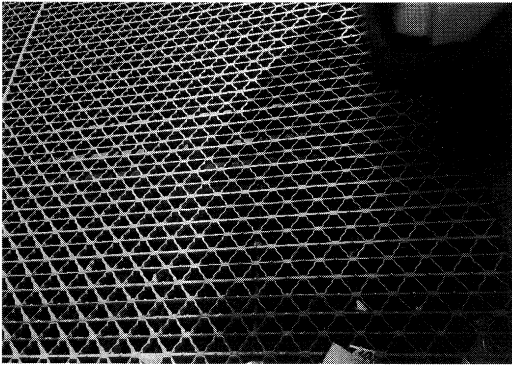
Roosevelt Island 橋



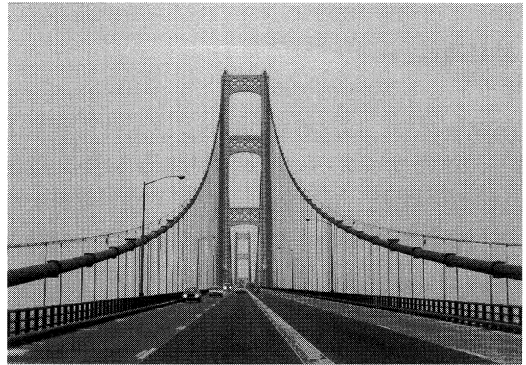
写真一 格子タイプのオープングレーチング (マキナ橋)
Photo.1 Grating by grid system (Machinac Bridge)



写真三 4方向タイプのオープングレーチング (ルーズベルト通橋)
Photo.3 Grating by 4 - dimensional system (Roosevelt Road Bridge)



写真二 波形リベットタイプのオープングレーチング (ウィリス通橋)
Photo.2 Grating by rivet system (Wilis Avenue Bridge)



写真四 マキナ橋のオープングレーチング
Photo.4 Grating on Machinac Bridge

るとのことであった。NY市では塩素分解剤を含んだ水で洗う橋もある。また、マキナ橋では取り付け道路は塩を撒くが本橋上は砂を撒くことで滑り防止を実施している。

NY市の橋は全体的に傷んでいる印象を受けた。当局も予算がなく計画的は維持管理・補修はとてもできない状態で、損傷のひどい箇所から逐次手を入れているのが現状である。OGの傷んだ箇所には鉄板を貼っている光景が見られた。シカゴ市では損傷の程度により上部構造全体を新しくしたり (ルーズベルト通橋) OGを4方向タイプに変更していた。

4月25日橋では供用後30年を過ぎ、交通量も1日約14万台と多いにも係わらずOGには特に問題がなく、当局は今後も大きな補修等は考えていない。これにはOG上の大型車通行禁止の措置が有効に働いている可能性が高い。マキナ橋では供用後40年を経過していることから1998年にOGからテストピースを切り取り、目視や載荷試験によりOGの損傷の程度を確認した上で全面交換か当面このままにするか判断する予定とのことであった。

3. 今後の課題

長大橋の走行車線にOGを用いた例は少ない。今後の

長大橋にOGを積極的に採用する場合以下の様な検討課題が考えられる。

- ①大型車両の走行に対するOGの疲労耐久性の向上
- ②OGの防食性、OGを支える受桁、縦桁等の防食方法
- ③走行時の滑り抵抗の向上 (特に雨天時)

4. あとがき

本稿は1997年10月15日から28日の2週間で行った海外調査の概要を報告したものである。既に40年にわたり供用されて大きな問題の生じていないOGもあれば、15~20年程度で交換しているものもあった。今後明石を越える長大橋梁の建設にはOGを採用することは不可欠の要素と考えられる。本調査が今後の検討に役立つことを期待するものである。最後に、本調査の団長をつとめて戴いた藤野陽三東京大学教授をはじめ調査にあたった各団員、および調査に協力戴いた関係各位に心からお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) オープングレーチング床版を用いた長大吊橋に関する調査報告書 平成10年3月 (財)海洋架橋調査会

デンマーク・スウェーデンの海峡連絡路 —グレートベルト橋、オーレスン海峡連絡路—

Strait Crossing Link between Denmark and Sweden
—Great Belt Bridge and Öresund Strait Crossing Link—

設 計 部 設計第一課長代理 鳥海 隆一
Ryuichi Toriumi



1. はじめに

デンマークで、1998年6月14日にグレートベルト橋が開通し、首都コペンハーゲンのあるシェラン島とヨーロッパ大陸が橋梁で結ばれた。同橋と明石海峡大橋は、同じ年に完成した海峡を渡る長大吊橋という意味を込めて姉妹橋となる提携を結んだ(写真-1)。

また、デンマークとスウェーデンの国境であるオーレスン海峡では海峡横断路の建設が進められており、西暦2000年の完成を目指している。この橋が完成するとスカンジナビア半島からヨーロッパ大陸までバルト海を迂回することなく陸路で結ばれることとなり、北欧の交通ネットワークが大きく変化する(図-1参照)。

今回、グレートベルト橋の開通式に出席し、オーレスン海峡連絡橋の工事現場を訪れる機会があったので、ここにその状況を取りまとめて報告する。

2. グレートベルト橋

グレートベルト海峡連絡路は、鉄道と道路の併用であ

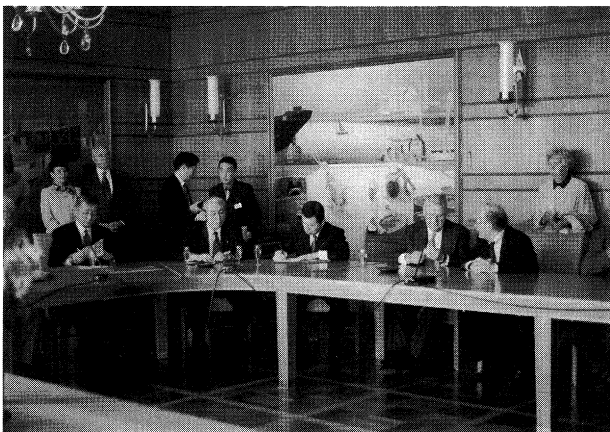


写真-1 姉妹橋提携調印式
6月14日、サインしているのは本州四国連絡橋公団からの出席者である加島第一管理局長(当時)

Photo. 1 Signing ceremony on sister bridge affiliation
June 14, signing by Dr. Kashima, the director general of the First Operation Bureau, Honshu-Shikoku Bridge Authority

り、途中にある人工島(自然の島を拡張した)より西側は道路・鉄道共に高架橋上を通る。一方、東側では鉄道はトンネル、道路は橋梁を通り、その主要橋梁となるのが中央径間1,624mの吊橋であるグレートベルト東橋である(図-2、写真-2)。

鉄道は道路に先立ち1997年6月1日に開通した。そして、約1年遅れて、この6月14日に道路が開通してグレートベルト海峡連絡路が完成した。

鉄道の開通までは列車ごとフェリーで渡していたが、鉄道開通後は列車フェリーの必要がなくなったため、市街地近くのフェリーに連絡していた駅は廃止された。新しい駅が作られていたが、市街地からは離れており市民生活は大きく変化したことが想像できる。

今回、道路が開通すると道路フェリーも廃止され、一般交通に開通となった6月14日の夜10時に出たフェリーが最後の便となった。

道路・鉄道を含めた総建設費は377億デンマーククローネ(以下、クローネという)(約7540億円)であり、

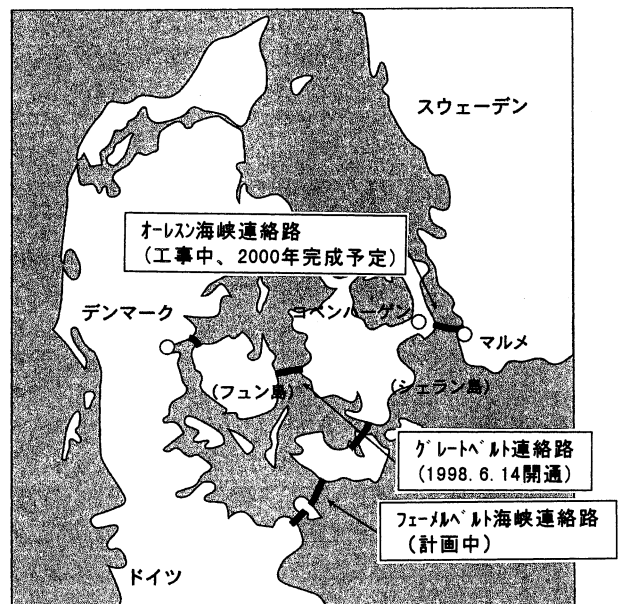


図-1 架橋位置図

Fig. 1 Location of bridge

吊橋部のみの建設費は約1000億円である。

建設費の償還は鉄道会社への線路のリースによる5億2500万クローネ(約105億円)、道路通行料からの14億5000万クローネ(約290億円)の年間収入により、37年で償還する計画である。

ちなみに、自動車の通行料金は、普通車で210クローネ(約4200円、税込み)、大型車はサイズにより420クローネ(8400円、税抜き)、668クローネ(13360円、税抜き)であるが、回数割引などの割引制度が準備されている。予想交通量は10000台/日である。

また、料金徴収は、通常の徴収員による方法、カードによるセルフサービス方式に加えて、チップを事前に購入して車につけておくと時速10~20kmに減速するだけで停車する必要のない自動徴収システムが利用できるようになっている。グレートベルト公団によると、このチップの売行きが良く、予想を上回る自動車がグレートベルト橋を使ってくれるのではないかと期待を寄せている。

開通式は料金所に隣接するスペースに仮設テントを設置して行われた。ステージ上にはオーケストラが控え、マルグレーテII女王も御出席された。ステージとロイヤル席のみテントが張られ、雨になると一般の参加者は大変なこととなる場所であったが、幸い、好天に恵まれた(写真-3)。

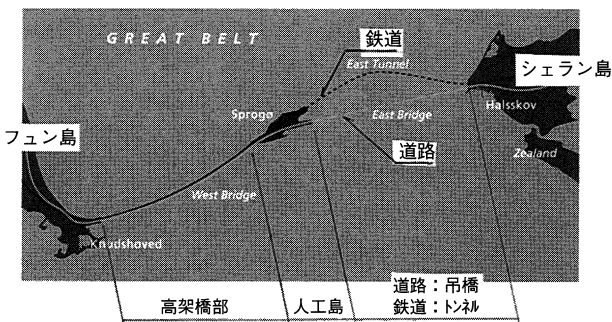


図-2 グレートベルト海峡横断ルート図
Fig. 2 Plan of Great Belt strait crossing

式の開始前には室内楽が奏でられ、女王の到着に合わせてオーケストラが演奏を開始する。

式の冒頭のアンドレアッセン評議会議長による挨拶の後、女王が祝辞を述べられた(写真-4)。全てがデンマーク語で進行されるため内容は全く見当つかないが、女王の挨拶中も参加者から笑い声があがるなど、なごやかな雰囲気では進められた。

式の進行は、いわゆる司会者はおらず、役者と思われる出演者が物語を語り、演ずるよう進行する。事前に準備された映像がステージ脇のスクリーンにタイミング良く映し出され、雰囲気を盛り上げる。スクリーンに映ったグレートベルト橋は白い幕につつまれている。

空軍機による編隊飛行、クラシック・ロック歌手による歌、オーケストラ演奏に合わせてフェリーの汽笛が鳴らされるなどアトラクションも多く、お祝いムードいっぱいである。

式の後半に政治家2名から挨拶があり、最後は、スクリーンの中でグレートベルト橋の除幕をしてフィナーレを迎え、女王の乗られた車がテープカットをして、昼過ぎに開通式が終了となった。女王はそのまま橋を渡り、中央径間中央で車を止めて記念撮影されていた。この様



写真-3 開通式会場
Photo. 3 Opening ceremony site



写真-2 グレートベルト東橋全景
人工島より望む
Photo. 2 Great Belt East Bridge
Viewed from manmade island



写真-4 マレグレーテII女王挨拶
女王の隣は、アンドレアッセン評議会議長
Photo. 4 Speech by Queen Margrethe II
Mr. Paul Anderassen, Chairman, CED, next to queen

子は、逐一テレビで中継され、開通式場のスクリーンにも映し出されている。

このように、日本の開通式と比べてショーの要素が高く、楽しめるプログラムとなっている。招待者でなくとも申し込みれば開通式に来られる（入場できる範囲は限られるが）ため、自転車などで気楽に参加している人もいた。午後10時の通行開始の様子がテレビ中継されたが、お祭りとして楽しんでいるのがよく感じられた。

3. オーレスン海峡連絡橋

オーレスン海峡連絡路はデンマークとスウェーデンの国境にあるオーレスン海峡を渡る道路と鉄道の連絡路である。グレートベルトと同じように、人工島を海峡の中に造る。その西側（デンマーク側）は沈埋トンネル、東側（スウェーデン側）は橋梁で渡る。人工島のすぐ北側に自然の島があるが、貴重生物の保護のために利用でき

ず、人工島を造ることとなった（図-3）。

沈埋トンネルは全長3.5kmで、その半分が沈埋済みであった。トンネルブロックはコペンハーゲン北側のヤードで製作され、工事位置まで運搬、沈埋される。

人工島は細長い形で、長さは約4kmある。この工事は、ほぼ終了している。

橋梁部分（約8km）はハイブリッジと呼ばれる斜張橋と、その前後の高架橋よりなる（写真-5）。橋梁は上下のダブルデッキで、上を4車線の道路、下を複線の鉄道が通る。高架橋部の床版は上下ともコンクリートで、上下床版間のつなぎは鋼製トラスとなっている。斜張橋部では下床版が鋼となる。鉄道レールは桁に直結せず、バラストを敷いてその上に敷設する。桁はスペインで製作し、スウェーデン側の都市であるマルメに設けられたヤードで最終ブロックにしてFCで大ブロック架設する。ここで使うFCはグレートベルト橋の建設で使ったもの

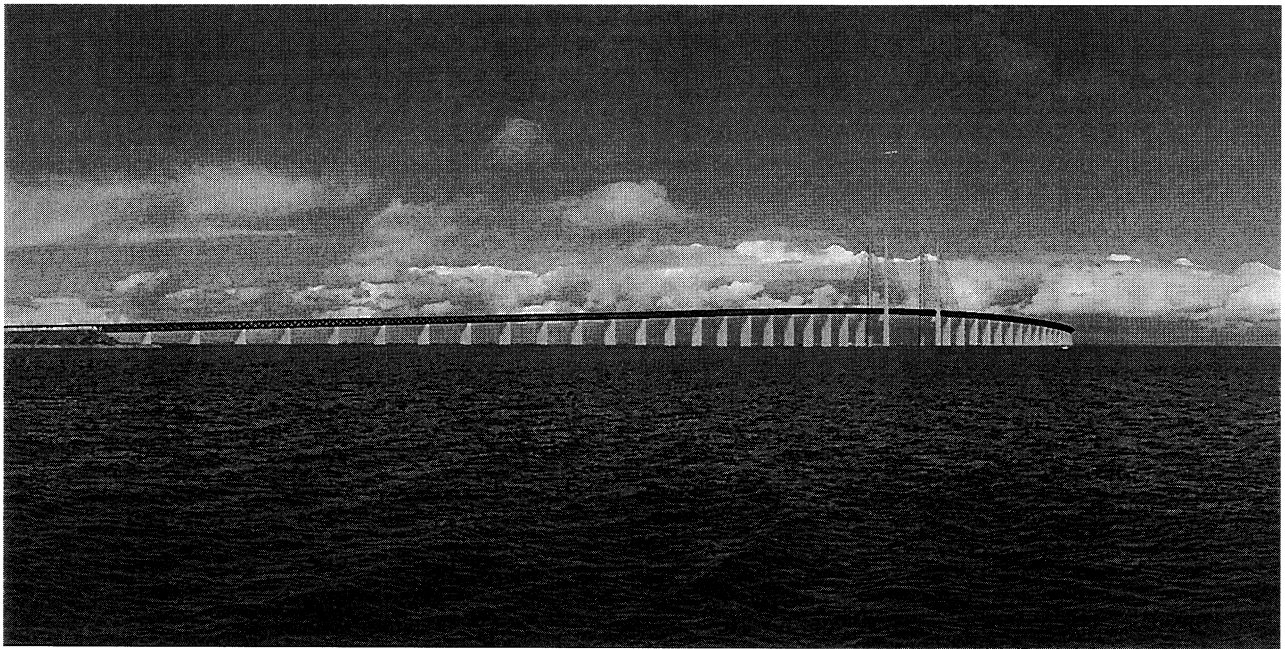


写真-5 オーレスン海峡横断路橋梁部フォトモンタージュ
Photo. 5 Photo montage of bridge section of Öresund strait crossing

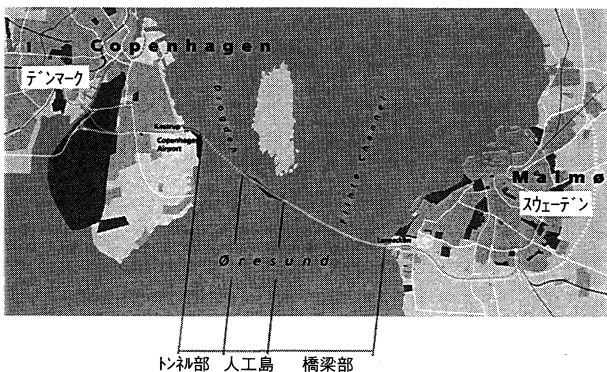


図-3 オーレスン海峡横断路ルート図
Fig. 3 Plan of Öresund strait crossing

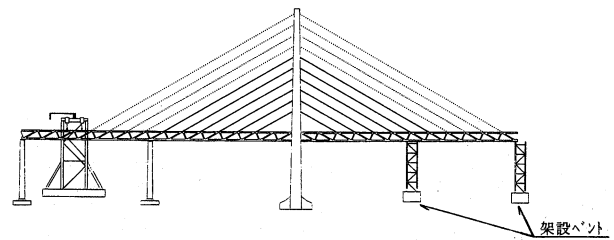


図-4 斜張橋桁架設要領
Fig. 4 Erection sequence of cable-stayed bridge

を転用しており、ケーソン、橋脚、桁の全てを1台のFCで架設する。

斜張橋の中央径間は490mで、10段のステイケーブル(1段は片側2本の平行ケーブルよりなる)で吊られている。タワーはコンクリートで高さ204mに達する。完成後は斜張橋の中央径間下が航路となるが、現在の航路はここではなくデンマーク側の高架橋部にある。この航路変更のお陰で、斜張橋の桁を架設するときには中央径間に架設バントを設置することができ、全ての桁のFCによる大ブロック架設が可能となった(図-4)。斜張橋が完成した後に航路を移し、従来の航路部にあたる高架橋部の工事に着手する。もちろん、航路から外れた範囲の高架橋の工事は斜張橋工事と平行して実施する。

地盤条件は良好で、基礎深さは海面下14~17mであり、海底面を数m掘ると石灰岩の支持層が出てくる。そこにFCで吊ったRCケーソンを設置して下部工を作っていく。問題は、石灰岩を掘削すると白い汚濁が発生し、環境問題に気を配る必要があることである。また、バルト海と

大西洋との潮の往来に連絡路の建設が影響を与えないよう、構造物により遮蔽される面積は海底面を掘削することにより補うこととしている。

工程としては、1998年末までにスウェーデン側の高架橋を完成し、1999年6月までに斜張橋も完成させる。全体工事の完成は2000年の6~7月頃を目標とするとのことであった。総工費は147億クローネ(2940億円)が予定され、27年で償還される計画である。

現在は、スウェーデン側の高架橋の桁が延びている(写真-6)。斜張橋では、コンクリート塔がその姿を見せて始めていた(写真-7、8)。デンマーク側の塔と比較してスウェーデン側の塔の進捗が早い。デンマーク側の塔工事では塔基礎の支持層を固めるグラウト、さらに、塔のコンクリートの品質に問題があり、手戻りがあったことが報告されており、両塔の進捗の差は、この手戻りの影響ではないかと考えられる。ただし、この手戻りは全体工期には影響しないとされている。

なお、この海峡部の工事はデンマークとスウェーデンの政府が50%ずつ出資した公団で実施されている。また、海峡部の前後につながる陸上部工事は、それぞれの政府の責任で工事が実施されているようである。

4. おわりに

北欧の交通網が大きく変化しようとしている。ここで紹介したグレートベルト、オーレスン海峡の他にも、デンマークとドイツを直接結ぶフェーメルベルト海峡連絡路の計画もある。しばらくは目を離せない地域である。



写真-6 高架橋部現況
スウェーデン側から望む

Photo. 6 Recent work progress of viaduct
Viewed from Sweden side

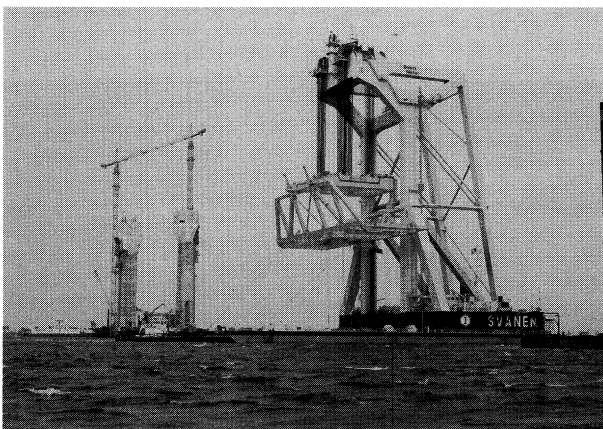


写真-7 主塔現況(デンマーク側)
手前のFCは桁架設用架設バントを設置したところ

Photo. 7 Recent work progress of tower (on Denmark side)
FC has just set temporal bent structure for deck erection

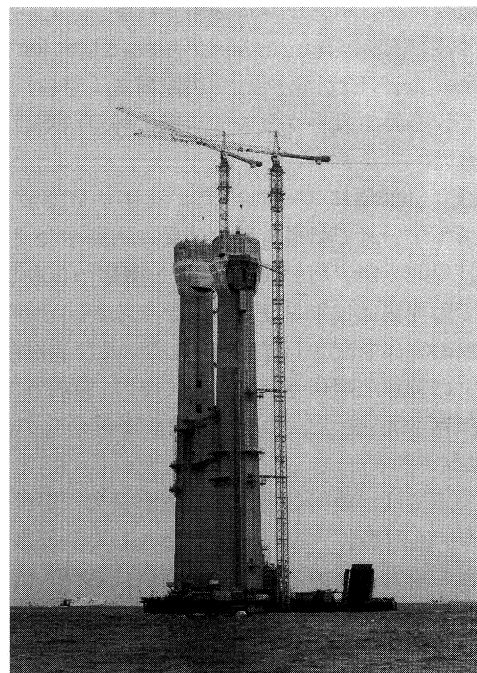


写真-8 主塔現況(スウェーデン側)

Photo. 8 Recent work progress of tower (on Sweden side)

■リチャードソン・メダルの受賞

6月15日、米国ピッツバーグ市で開催された国際橋梁会議（International Bridge Conference）において、明石海峡大橋の完成により本四公団がジョージ・S・リチャードソン・メダルを受賞した。

国際橋梁会議は1984年以降毎年開催されており、15周年記念大会となった今年は「Bridges for the New Millennium（来るべき千年に向けての橋）」というテーマで6月15日～17日の3日間開催された。主催者は西ペンシルベニア州技術者協会（ESWP）であり、アメリカ土木学会（ASCE）やアメリカ鉄鋼協会（AISI）などが協賛している。

この橋梁会議では1987年以降、橋梁工学分野で多大な功績のあった人物や機関を表彰する制度として、ジョージ・S・リチャードソン（George S. Richardson）メダルとジョン・A・ローブリング（John A. Roebling）メダルの2賞が創設されている。

リチャードソン・メダルは、ピッツバーグで構造設計事務所を主宰しASCE活動等で活躍された氏の功績にちなんで、近年特筆すべき橋梁の設計施工実績をあげた人物ないし機関に与えられる賞である。10年前には瀬戸大橋の完成により山根猛・元本四公団総裁が受賞されており、今年には本四公団が受賞し、原崎・東京事務所次長が



リチャードソン・メダルとローブリング・メダル

公団を代表しメダルを授与された。

ローブリング・メダルは、ブルックリン橋の建設で著名な氏の功績にちなんで、長年にわたり橋梁工学に貢献した人に与えられる賞で、今年にはT・Y・リン・インターナショナル技師長のマン・チュン・タン（Dr. Man-Chung Tang）氏が受賞された。

（文責：企画開発部企画課長代理 酒井和吉）

■IABSE神戸シンポジウムが開催される

1998年度IABSE（International Association for Bridge and Structural Engineering：国際構造工学会）シンポジウムが、9月2日～4日の3日間、神戸国際会議場で開催された。

IABSEは1929年にスイスのチューリッヒで設立された、構造工学分野では最も歴史の長い国際学会であり、会員は世界93カ国、約3,800の個人・団体からなる。

日本での開催は12年ぶり3回目となるが、今回は明石海峡大橋の完成を記念して「長大スパン及び高層構造物」をテーマに神戸で開催されたものであり、参加者は約640名（内同伴者約100名）で、過半数が海外からの参加者であった。

本四公団では、藤川副総裁の組織委員会（委員長：伊藤學 東大名誉教授）委員をはじめとして、行事部会や会場部会の委員を務めるなど会議開催にあたり積極的に支援してきた。

当公団関係者の発表も多く、加島理事の基調講演を始め、論文9編、ポスター8編が採択された。なお、ワーキングセッションのテーマの一つとして「本州四国連絡

橋」が設定されたことは特筆すべきである。

また、当公団では明石海峡大橋イルミネーションツアー（2回実施：参加者124名）、テクニカル・ビジット（明石大橋塔頂ツアー：参加者145名、阪神高速震災復旧+明石大橋ツアー：参加者32名）、ポスト・シンポジウ



明石海峡大橋の塔頂にて（テクニカルツアー）

ムツアー（西瀬戸道方面：参加者97名）など、公団のPRも兼ねて多彩なツアーを準備した。いずれも海外参加者を優先したが、各ツアーとも定員を上回る大盛況で、一部の方には参加を断念してもらうこととなった。その中

には単独で西瀬戸自動車道を訪問する方々もおられ、本州四国連絡橋に対する海外技術者の関心の高さが証明された。

（文責：企画開発部企画課長代理 酒井和吉）

■来島大橋 補剛桁架設完了

来島大橋の補剛桁架設は、最初の架設が平成9年8月25日来島第一大橋において行われ、その後第三大橋、第二大橋の補剛桁架設に順次着手した。去る8月10日、好天に恵まれた来島海峡中水道において、最終ブロックとなる来島第二大橋の補剛桁（第12ブロック）が直下吊り架設工法によって架設され、着手以来約1年に亘った補剛桁架設作業が完了した。

架設作業は、当日の転流時刻の25分前となる午後0時20分から開始された。新たに開発された自航台船「うましま」から、来島大橋の直下吊り架設ブロックとしては第69番目、縦取架設やFC船による大ブロック架設を含む全体としては第118番目となる最終ブロック（長さ24.2m、幅32.3m、高さ4.3m、桁重量約300t）が静かに巻き上げられ、同12時55分に無事完了した。

来島大橋補剛桁架設の実績（まとめ）

橋梁名	架設開始日	最終架設日	自航台船による		FC船による	合計
			直下吊架設	縦取架設	大ブロック架設	
来島第一大橋	H09/08/25	H10/04/08	16	14	2	32
来島第二大橋	H10/03/21	H10/08/10	26	26	1	53
来島第三大橋	H10/01/08	H10/03/11	27	6	0	33
合計	-	-	69	46	3	118

注) 表中数字は、ブロック数を示す。

今後は、ブロック間の添接・溶接作業、添接部等の現場塗装作業及び仮設備撤去等の作業を行う予定である。なお、取付高架橋を含めた一連の道路機能としての概成（舗装を除く路面の完成）は、平成11年1月頃の前定となっている。（巻頭写真参照）

（文責：工務部工務課長代理 上村博文）

■新工法で工事再開（来島大橋馬島高架部）

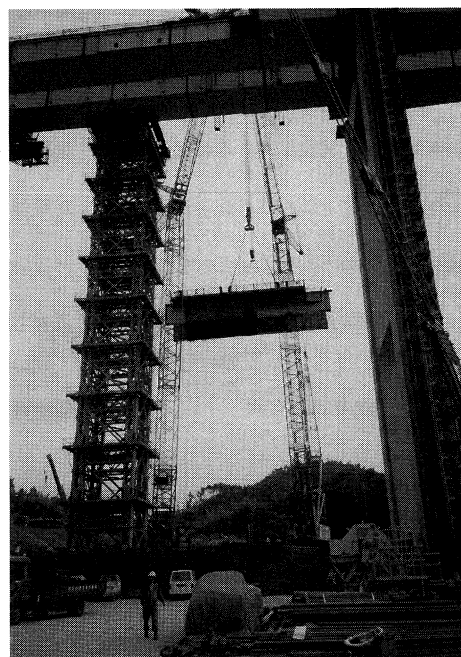
去る6月10日に発生した作業用工事桁落下事故により作業を中断していた来島大橋馬島高架部鋼上部工事は、作業用工事桁の撤去を新工法で行うこととし、8月21日から工事を再開した。

同事故については、6月10日に設置された「馬島高架部事故対策技術委員会（委員長：福本喆士 福山大学教授）」において、事故原因と今後の安全対策が審議され、8月4日に開催された第4回委員会終了後、中間報告が取りまとめられ公団に報告された。これを受けて、公団と工事の請負者が関係機関と協議した結果、作業用工事桁の撤去をクローラークレーン2台の相吊り工法により行うことで関係機関から工事再開への合意が得られ、全面的に工事を再開したものである。

8月21日から開始された準備作業は、クローラークレーン2台の搬入・組立・性能試験が9月13日までに完了し、14日には第1回目の撤去作業が14時30分から開始され、15時に完了した。

今後3ブロックの撤去作業を9月末までに完了させるとともに、未架設の本体箱桁についても鋭意架設していく予定となっている。

（文責：工務部工務課長代理 上村博文）



作業用工事桁 解体（降下）状況

文献紹介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'98.6~10月HOLMES登録分

◎著者欄の*印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻 号	年 月	頁
来島第一大橋補剛桁の直下吊り架設	伊藤進一郎、*松本国明、菅正祥、*澤田好廣	川重工事技報	2	1998.06	21-27
明石海峡大橋補剛桁の施工	大江慎一、*大槻 誠、*松村健彦、*上野善彦、*井上 勝	川重工事技報	2	1998.06	1-6
明石海峡大橋の電気設備工事	木下正志	電気工事の友		1998.07	19-28、16、17
土木維持管理システムの更新	溝上善昭	第8回技術発表会論文集		1998.07	35-38
鋼ケーソン基礎におけるスキンプレートの電着防食試験中間報告	村上博基	第8回技術発表会論文集		1998.07	52-56
明石海峡大橋橋面舗装工事における施工法	大倉章弘	第8回技術発表会論文集		1998.07	48-51
瀬戸大橋における吊橋主ケーブル送気乾燥システム	薄井稔弘	第8回技術発表会論文集		1998.07	44-47
因島大橋アンカレイジ内除湿工	橋本 龍	第8回技術発表会論文集		1998.07	39-43
SA・PAゴミ処理設備の一事例	三谷宣博	第8回技術発表会論文集		1998.07	31-34
来島大橋補剛桁の縦取り架設	遠山直樹	第8回技術発表会論文集		1998.07	27-30
多々羅大橋の形状管理	山口和範	第8回技術発表会論文集		1998.07	23-26
明石海峡大橋ケーブル乾燥空気送気システムの確認試験	花井 拓	第8回技術発表会論文集		1998.07	17-22
津名一宮IC~洲本IC間 四車線化舗装工事の施工	布廣淳史	第8回技術発表会論文集		1998.07	11-16
維持管理用機械設備点検基準の最適化	平下浩史	第8回技術発表会論文集		1998.07	5-9
合理化鋼床版実物大試験体による載荷試験結果	梁取直樹	第8回技術発表会論文集		1998.07	1-4
海峡横断プロジェクトにおける海中基礎	古屋信明	第8回技術発表会論文集		1998.07	17-19
下部工設計施工における事前調査の重要性	阿部明弘	第8回技術発表会論文集		1998.07	1-4
設置ケーソン工法における海底掘削、ケーソン沈設方法	佐々木雅敏	第8回技術発表会論文集		1998.07	5-11
来島大橋5P基礎形状決定経緯	岩垣富春	第8回技術発表会論文集		1998.07	1、13-16
神戸淡路鳴門自動車道料金所における三者合併収受システムの導入	涌田貴生	第8回技術発表会論文集		1998.07	57-64
明石海峡大橋の製作(その1:主塔)	*玉木哲夫、*焼野保雄、*脇坂義数、秦 健作	石川島播磨技報		1998.07	248-254
トライボロジーを考慮した吊橋タワーリンクの開発	村瀬佐太美	鋼構造論文集		1998.08	
S字曲線を有する下田水高架橋の片側押し出し施工報告	藤田 太、*三上 守、*下元栄治、*廣井幸夫	プレストコンクリート技術協会シンポジウム		1998.10	

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。この基準類は財団法人海洋架橋調査会(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9年11月
調査等共通仕様書	平成8年4月
電気通信施設標準仕様書集	平成8年4月
図面作成要領(貸出しのみ)	平成10年4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
維持修繕等共通仕様書	平成9年12月
機械設備工事共通仕様書(案)	平成8年4月
機械設備工事施工管理要領(案)	平成8年4月
技術関係資料取扱要領	平成8年4月
長大橋梁点検要領	平成9年1月
一般橋梁塗替塗装要領	平成9年1月
海峡部橋梁塗替塗装要領	平成9年1月
定点塗膜調査要領	平成9年1月
亜鉛めっき面用プラスチック処理標準	平成9年1月

***設計基準類(上部工・設計編)**

上部構造設計基準・同解説[平.7.7一部改訂]	平成元年4月
耐風設計基準(1976)・同解説	昭和51年3月
風洞試験要領(1980)・同解説	昭和55年6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年4月
吊橋主塔の塔頂構造設計要領(案)	平成5年9月
鋼床版設計要領・同解説[平.7.7一部改訂]	平成元年4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
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置 設計要領・同解説	昭和59年3月
下路管理路の設計マニュアル(案)	昭和53年9月
点検補修用作業車構造基準(案)	平成6年3月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年2月
尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説	平成6年11月
鋼上部構造の設計にFEM解析を適用する ためのガイドライン(案)	平成5年9月

***設計基準類(上部工・製作・材料編)**

鋼橋等製作基準	平成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.6.10一部改訂]	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・同解説	平成3年9月
HBS塗料規格(案)[平.6.10一部改訂]	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
本州四国連絡橋大型疲労試験写真集	平成8年1月

***設計基準類(下部工編)**

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針 [56.8一部改訂]	昭和52年3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	昭和52年8月
大型鉄骨、鉄筋コンクリート橋脚設計 要領・同解説(案)	昭和54年11月

重方式直接基礎アンカレッジ設計要領(案)・同解説 昭和55年3月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・同解説(案) 平成2年8月

[付属資料]

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 (ISSN 0912-6953) 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(五十音順)

平成10年10月1日現在

編集委員長	北川信	小林義弘
編集委員	上村博文	酒井和吉
	大江慎一	田中聡史
	大島廣機	土屋義賢
	小橋和也	寺嶋海隆
	荻原勝也	福永一勸
	金崎智樹	辺見泰造
	木口淳一	山田郁夫
	北口雅章	山田和彦
	木村一也	吉田芳嗣
	古賀昇	宮脇幸男

(海洋架橋調査会)

本州四国連絡橋公団

HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22

アーバンエース三宮ビル内

電話番号: 078-291-1000 (代表)

http://www.hsba.go.jp/

本四技報 第88号

発行 平成10年10月15日
監修 本州四国連絡橋公団
発行所 財団法人 海洋架橋調査会
〒104-0042 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 大富宏
制作 ニッセイエプロ株式会社

定価2,200円

