

モノケーブル自碇式吊橋 「北港連絡橋（仮称）」の詳細設計

岡 正 英* 重 見 五 男* 田 中 洋*
和 田 充 巧* 小 林 真 二*

あ ら ま し

北港連絡橋（仮称）の主橋梁部は、斜めハンガーを有する自碇式吊橋であり、その建設は世界にも前例がなく技術的に解決すべきことが多い橋梁であった。当社は本橋の建設に当り、90年を越える豊富な橋梁建設技術を結集し、設計、製作及び架設に臨んだ。

本橋の上部構造の設計概要についてはすでに土木学会誌⁽¹⁾に報告されているが、本文は、詳細設計に際し特に配慮した項目に重点を絞り技術的要点について述べたものである。

Design Details of Mono-cable and Self-anchored Suspension Bridge with Inclined Hangers “Hokko Bridge (Provisional Name)”

By Masahide Oka, Itsuo Shigemi, Hiroshi Tanaka,
Mitsuyoshi Wada, and Shinji Kobayashi

Abstract

The Hokko Bridge is a self anchored suspension bridge with inclined hangers. This type of bridge is the first idealization in the world. Therefore Hitachi Zosen concentrated its technology to construct it.

This paper describes the design details to which much attention should be paid.

1. 緒 言

北港連絡橋は、現在埋立中の大阪北港北地区（約220万㎡）と此花区とを結び、アプローチを含めると総延長1.7kmに及ぶ橋梁群で、本報告はその主橋梁に関するものである（図1,2）。

その形式は、中央径間300m、側径間120mの三径間連続自碇式吊橋であり、主ケーブルが1本（モノケーブル）でかつ斜めハンガーを採用した新形式吊橋である（図3,4）。

本橋の主な特徴として、次のものが挙げられる。

- (1) 主ケーブルは、架橋地点の地盤が軟弱なため、補剛桁端部に定着する自碇式である。
- (2) 主ケーブルは、中央1本のみのモノケーブルタイプである。
- (3) 補剛桁は、ねじり剛性の確保とケーブルから導入される軸力に抵抗させるため箱桁を選び、耐風安定性に優れた逆台形断面が採用されている。
- (4) ハンガーは斜めに配置することにより上部構造全体の剛性を高め、減衰率を増加させることによって動的特性を向上させている。
- (5) ハンガーには、高い疲労強度を有するHiAmアンカーケーブル

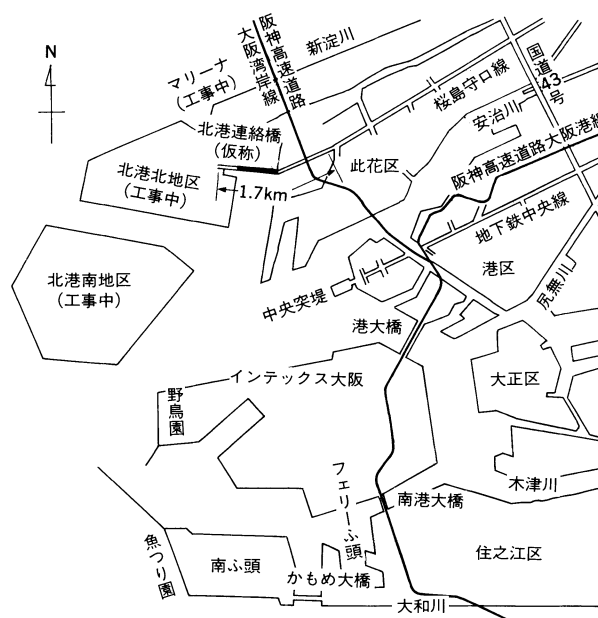


図 1 北港連絡橋位置図

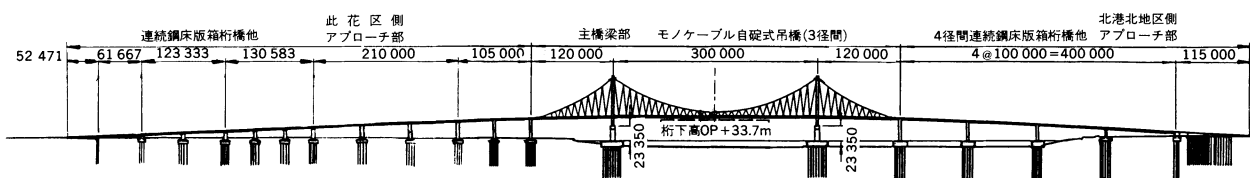


図 2 北港連絡橋橋梁群

* 日立造船(株)陸機国内事業本部

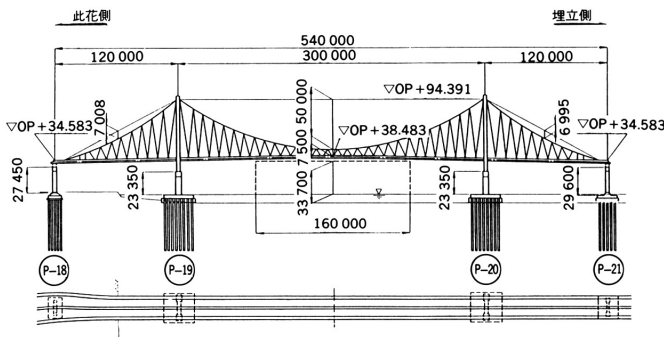


図 3 北港連絡橋主橋梁部一般図



図 4 北港連絡橋

ルが採用され、斜めハンガーのために増幅される活荷重による応力振幅に対応している。

(6) 斜めハンガーには、最大圧縮力が作用した場合においても、所定の張力が残るようにプレストレスが導入されている。

2. 構造仕様及び重量

本橋の構造仕様は次のとおりである。

橋梁形式	モノケーブル三径間連続自碇式吊橋
道路分類	第4種第1級 $V=60\text{km/h}$
橋格	1等橋
設計荷重	TL-20, TT-43
支間	$120\text{m}+300\text{m}+120\text{m}$
有効幅員	23.5m (4車線+両側歩道)
縦断こう配	2%直線(側径間), 1%放物線(中央径間)
舗装厚	車道 80mm (基層 45mm , 表層 35mm) 歩道 30mm
補剛桁形式	逆台形2室鋼床版箱断面
主ケーブル形式	モノケーブル PWS $5.2\phi \times 184$ 30本ストランド(サグ $f=50\text{m}$)
ハンガー形式	斜めトラス組ハンガー PWS $7.0\phi \times 163$ PWS $7.0\phi \times 127$
主塔型式	A型鋼製タワー

また、重量については表1に示す。なお、此花側端部の線形に非対称部分があり構造解析も非対称構造物として取扱った。

3. 設計条件

(1) 設計荷重⁽¹⁾

① 死荷重 道路橋示方書・同解説(以下道示と呼ぶ)の共通編

表 1 鋼重表

概略鋼重 単位: ton	補剛桁	8 040
	塔	1 820
	ケーブル	680
	ハンガー	240
	支承	160
	その他	150
	合計	11 090

2.1.2条によった。設計段階で明らかな荷重はすべて忠実に載荷した。

② 活荷重 TL-20及びTT-43。計算は本四基準の等価L荷重(せん断力用)を用いた。なお群集荷重は、同基準の自転車歩行者道の等分布荷重 $q=200\text{kgf/m}^2$ とした。

③ 温度荷重 温度変化は $\pm 35^\circ\text{C}$ とした。ただし、風及び地震荷重との組合せ時は、 $\pm 15^\circ\text{C}$ 。また、補剛桁のデッキ及び下フランジの温度差(Δt)は、 $\pm 15^\circ\text{C}$ とした。温度変化との組合せ時は、温度差は $\pm 7.5^\circ\text{C}$ とした。

④ 風荷重 基本風速は 50m/s とし、本四基準に準拠し、高さ、鉛直長さ、水平長の補正係数を乗じ各部材の設計風速とした。これより補剛桁 72m/s 、主ケーブル、ハンガー 77.95m/s 、主塔は 79.2m/s とした。

⑤ 地震荷重 道示「耐震設計編」の応答を考慮した修正震度法により設計震度 $=0.3$ とした。静的解析の補完として動的解析も行った。本橋の架設地点は地盤が軟弱なため、上部工~基礎~地盤の動的相互作用を考慮した動的解析を行った。

⑥ 架設誤差の影響 主塔の橋軸方向及び橋軸直角方向の架設誤差を高さ($=h_t$)の千分の1($=7.5\text{cm}$)とした。ハンガー架設時に生じる張力誤差については後述する。

⑦ 支点移動 支点の不等沈下量は 10cm を考慮し、各橋脚の沈下が無相関と仮定し、考える沈下パターンのうち、各部材に最も不利となるケースを適用した。

⑧ 疲労照査荷重 ハンガー疲労照査荷重としてDIN 1073を参考に最大活荷重時及び最小活荷重時の差の50%を応力振幅とし考慮した。

⑨ 衝撃 主ケーブルと主塔は死荷重の影響が大きいため考慮せず、補剛桁とハンガーは一律に $i=0.1$ とした。

(2) 許容応力度

① 鋼材の許容応力度は道示によった。

② 主ケーブルの許容引張応力度 $\sigma_{ta}=64\text{kgf/mm}^2$ {627.6MPa}

③ ハンガーの許容引張応力度 σ_{ta} は保証破断引張応力度に対し安全率3をとった。垂鉛メッキ鋼線の平行線ストランド(PWS)を採用したことより $\sigma_{ta}=160/3=53.3\text{kgf/mm}^2$ {522.7MPa}

ただし、二次応力を加えた応力度には、安全率を2とし、 $\sigma_{ta}=80\text{kgf/mm}^2$ {784.5MPa}とした。更に、ハンガーの疲労許容応力度(σ_{fa})は過去の実験値の記録より $\sigma_{fa}=17\text{kgf/mm}^2$ {166.7MPa}とし、活荷重によって生じる二次応力を考慮した場合は $\sigma_{fa}=20\text{kgf/mm}^2$ {196.1MPa}とした。

(3) 構造解析

本橋の面内解析は、有限変形理論を適用した任意平面骨組変形法プログラム、面外解析も同じく有限変形理論による任意立体骨組変形法プログラム、いずれも当社所有のプログラムFRシリーズを使用した。

本橋は斜めハンガーを採用しているため全ハンガーにプレストレスが導入されていること、主ケーブルを1本(モノケーブル)とし

補剛桁に定着する自碇式が採用されていること、主ケーブルの定着部をコンパクトにするため死荷重の約15%を負担させ主ケーブルの負担を小さくしたこと等の理由によって、撓度理論等の古典理論は適用できないため、完成系作成機能を有するようにFRシリーズをバージョンアップした。

完成系作成機能とは、サグ高さ、斜めハンガーの死荷重状態の張力、補剛桁の完成キャンバーを指定すれば、死荷重とつり合いのとれた完成系状態を自動的に計算作成する機能をいう。完成系は、ほとんど無限に定義されるが、主ケーブル、ハンガー、補剛桁のバランスを考慮して決定した。当社大阪工場で行った二次元全体模型実験⁽²⁾(図5)より、本プログラムの事前照査を行い信頼性を確かめた。

なお、設計条件の詳細は文献(1)を参照されたい。

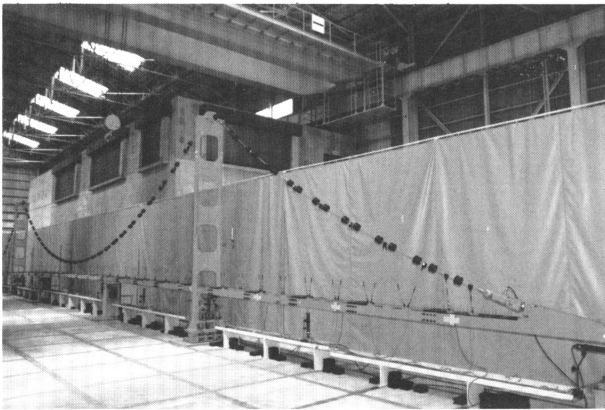


図 5 二次元全体模型実験

4. 主塔の設計

4.1 設計概要

本橋の主塔は、モノケーブルを採用したため吊橋ではめずらしくA型塔が採用されている。補剛桁とは水平ばりの位置でピン結合されており、水平材下部に斜材を配置して、水平荷重に対する耐荷力を向上させている。塔頂部は美観を考慮し10m高さを有する塔頂サドルカバーが取付けられている。また、基部は鉄骨鉄筋コンクリート(SRC)の鋼製部分と高力ボルトで結合されている。

4.2 設計内容

(1) 設計方法 吊橋全体系モデルの立体解析にて塔頂水平変位 δ 、主桁鉛直反力 V_s 、主桁水平反力 H_s 、ねじり最大時の桁反力 R_s 、主ケーブル水平反力 H_c をまず計算する。次に図6に示すようにこれらの反力を主塔のみの立体モデルに載荷し、断面決定及び耐荷力の照査を行った。立体解析における活荷重載荷ケースは図7に示す。

(2) 有効座屈長 有効座屈長は、立体弾性座屈解析、主塔のみの弾性座屈解析、有効接線弾性係数法及び道示による有効座屈長の計算を行った結果の総合的判断より決定した。設計に用いた有効座屈長を図8に示す。

(3) 応力度及び安定性の照査 応力度及び安定性の照査は次式によった。

$$\sigma_{max}(\text{軸力による}) \leq \sigma_{caz} \text{ (道示, 式(2.2.1)により算出した弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm}^2\text{))}$$

$$\sigma_{by}(\text{面内曲げ}) \leq \sigma_{bao} \text{ (表-2.2.3に示す局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (kgf/cm}^2\text{))}$$

$$\sigma_{bz}(\text{面外曲げ}) \leq \sigma_{bao} \text{ (同上)}$$

$$\sigma = \sigma_{max} + \sigma_{by} + \sigma_{bz} \leq \sigma_a \text{ (道示, 表2.2.1軸方向引張応力度)}$$

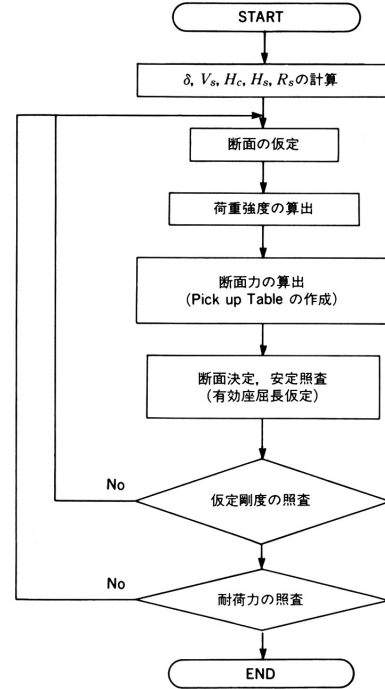
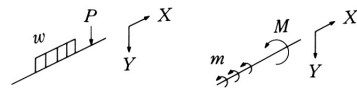
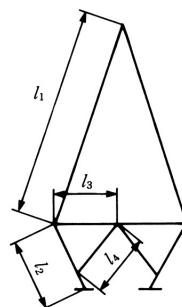


図 6 主塔設計フローチャート



基本荷重 ② $V_c \text{ max 時}$	$P=104.28'$ $M=468.16'$ $w=5.125'$ $m=7.838'$	
基本荷重 ③ + δ_{max} 時	同上	
基本荷重 ④ - δ_{max} 時 + $H_s \text{ max}$ 時	同上	
基本荷重 ⑤ - $H_s \text{ max}$ 時	同上	
基本荷重 ⑥ + $V_s \text{ max}$ 時	同上	
基本荷重 ⑦ - $V_s \text{ max}$ 時	同上	
基本荷重 ⑧ ねじり偏載 最大時	$P=76.78'$ $M=653.785'$ $w=2.975'$ $m=35.850'$	
基本荷重 ⑨ 活荷重満載 (ただし、1/2活重)	$P=52.14'$ $M=234.06'$ $w=2.5625'$ $m=3.919'$	

図 7 活荷重載荷ケースと載荷方法



	l_e	
	面内	面外
上 柱	$0.8l_1$	$1.0l_1$
下 柱	$1.0l_2$	$2.1l_2$
水平材	$1.0l_3$	$1.0l_3$
斜 材	$0.9l_4$	$2.0l_4$

図 8 有効座屈長

上記の式と道示(3.3.1~3.3.5)によって照査した。

(4) 主塔の座屈解析 全体弾性座屈解析では、初期荷重としてD+L(V_{cmax})を選んだ。図9に示す主塔上部の面外座屈が第一モードとなった。主塔面内座屈解析では、主塔のみのモデルにて同じ条件で座屈解析を行った(図10)。同様に本四公団「主塔設計方法に関する検討」付属資料Hによる有効接線弾性係数法の計算も行った。

(5) 断面構成 主塔の断面構成一覧を図11に示す。

(6) 隅角部の設計 主塔の形状はA型であるため、水平材と上柱又は下柱となす角度は直角より小さくトラス格点に似た形状となっている。

隅角部設計に当たり次の項目を検討した。

- ① 隅角部及びコーナ部における応力集中のFEM解析
- ② 初等理論及び奥村式⁽³⁾による計算値とFEM解析値の比較

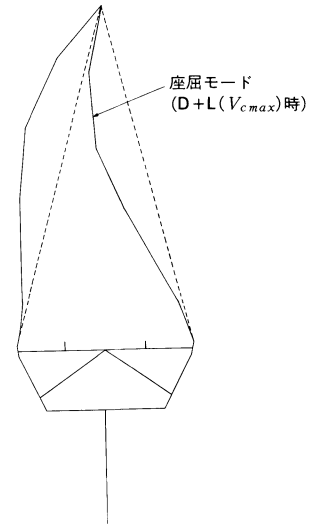


図10 塔面内座屈解析(面内有効座屈長)

これらの検討より次の結果を得た。

① 梁部の上下フランジ及び柱の内外フランジには鋼製橋脚に見られる隅角部の応力集中が見られず、FEM解析値はほぼ初等理論値に等しい。

② ウェブの直応力は、コーナ部のフィレットR部周辺に応力集中が発生する。

③ ラーメン隅角部の特性よりむしろ軸力が大きいトラス格点としての特性がある。

これらの結果より設計方針は以下のようであった。本構造では、シャラグの影響を考慮する必要はない。ただし、隅角部ウェブの

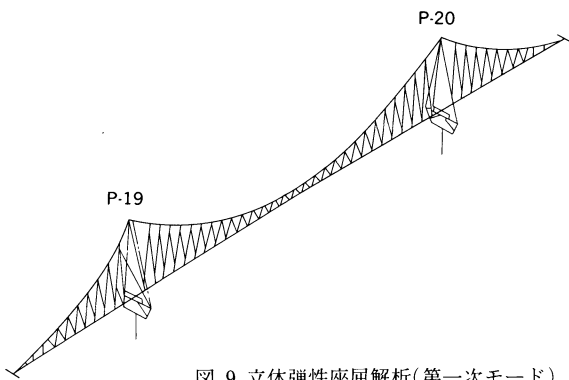


図9 立体弾性座屈解析(第一次モード)

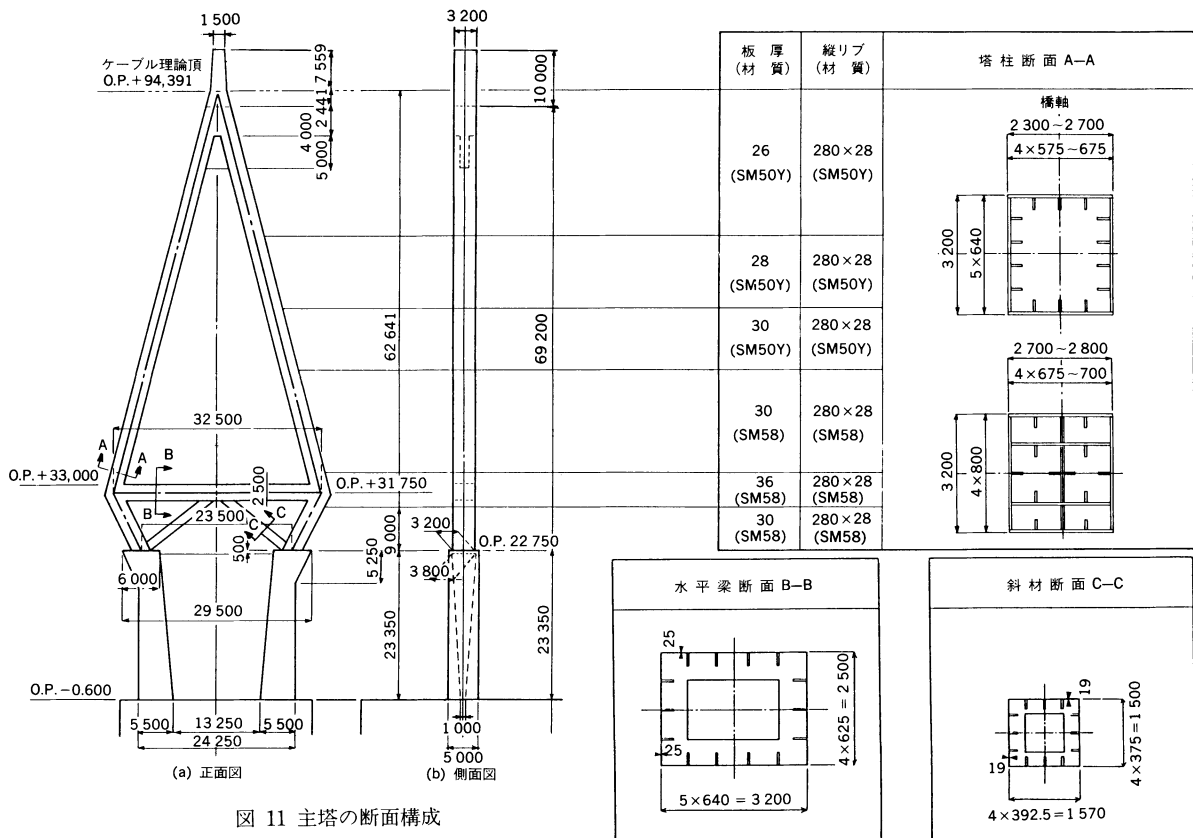


図11 主塔の断面構成

コーナ部の応力集中は、ズームングによる FEM 解析を実施し、 $R = 450, 600, 800\text{mm}$ を比較し、大差がないので美観上の配慮から $R = 450\text{mm}$ とされた。

(7) 隅角部の構造詳細 隅角部の構造詳細は図12のとおりである。

- ① 水平梁の上下フランジを隅角部に貫通させ、柱の内外フランジを切断する。溶接は完全溶け込み溶接である。
- ② 隅角部ウェブは、柱部と梁部を一枚板として一体構造である。
- ③ 柱フランジの折れ点部の構造は、図12のようにはさみ板構造である。
- ④ 梁上下フランジには溶接施工試験を実施し、耐ラメ性能を確認し、Sの含有量を押しえ絞りを高めた耐ラメ材 (WES-3008Z25) を使用した。

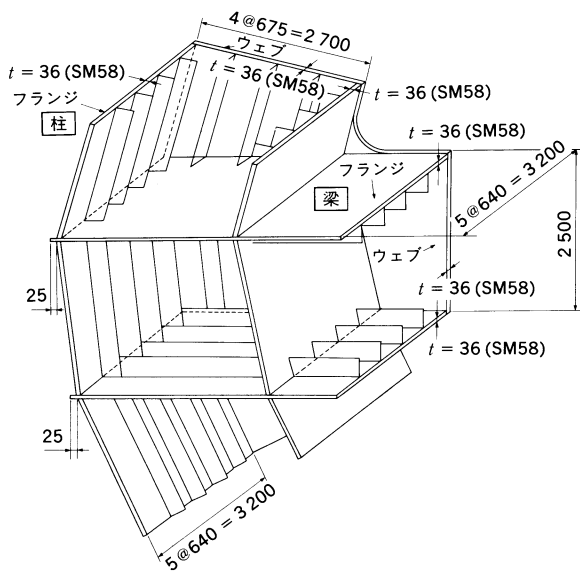


図 12 隅角部の構造

⑤ 隅角部の縦リブは、柱部ではフランジ及びウェブとも連続構造とし完全溶け込み溶接で水平材と突合せている。同様に水平梁はフランジ側縦リブも連続構造とした。

(8) 塔頂部の設計 塔頂部構造を図13に示す。本構造の特徴は、次のようである。①柱部内フランジを塔頂部橋軸方向ダイヤフラムと連続させ、橋軸方向ダイヤフラムと橋軸直角方向補強リブとで格子構造とし鉛直力を柱フランジ、ウェブにスムーズに伝達させる構造であること。②格子構造を補強する中間リブの配置によって荷重の伝達を均一化させていること。③柱部外フランジ及び塔頂部ウェブは一枚板構造としていること。④美観を考慮して塔頂サドルカバー高さを大きくしていること。

(9) 基部の設計 基部断面には、6室のマルチセル構造が採用され軸力の円滑な伝達及び斜材仕口との取合構造に無理がないようにされている。

(10) 水平梁の設計 水平梁に縦シャイベ及びダイヤフラムを配置し、斜材の軸力及び曲げを滑らかに伝達できる構造とした(図14)。塔部支承に大きな負反力が生じるので水平梁内にアンカー定着部を設置した。また、水平梁中央付近は架設時の地震による橋軸方向力に耐えられるように補強した。

5. 補剛桁の設計

5.1 設計概要

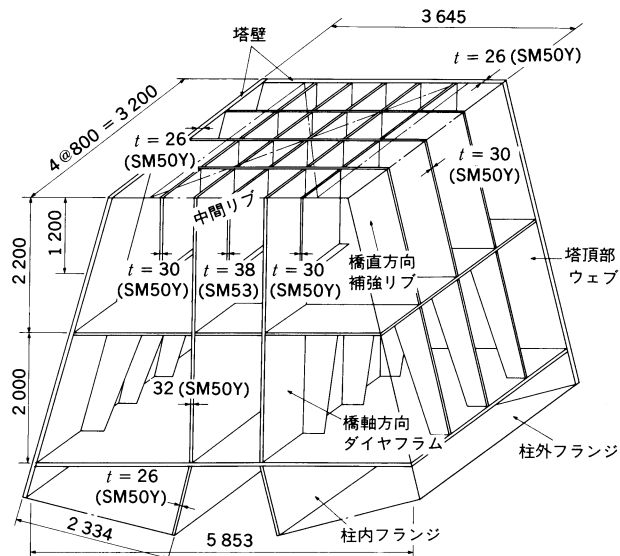


図 13 塔頂部の構造

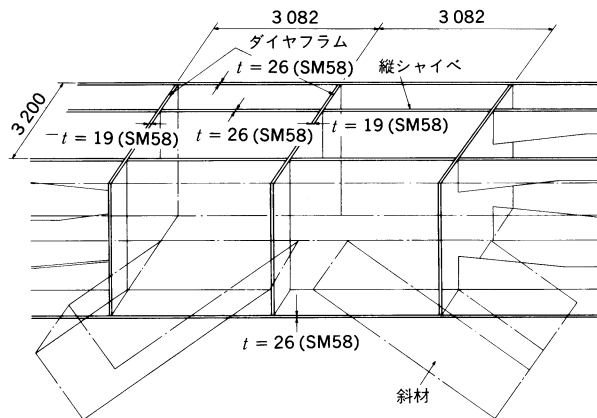


図 14 水平梁の構造

本橋の補剛桁は耐風安定性を考慮して2室の逆台形箱桁が採用されている(図15)。箱桁内中央腹板の10m間隔にハンガー定着板を鋼床版上に突出させている。自旋式吊橋であるので主ケーブル定着部を端部に設置しているが、定着スペース確保のため桁高を500mm程度高くしている。定着部では縦シャイベに定着桁を介してケーブルを定着させる豊里大橋と類似の機構としている。鋼床版には縦リブとしてトラフリブが採用され約3.3mごとに横リブの機能を兼ねた充腹ダイヤフラムを配置している。架設にはベント工法を用いたので補剛桁の一部を補強している。以下床組、補剛桁断面、ハンガー定着部、主ケーブル定着部、ダイヤフラム、横リブ、桁端部、主ケーブル関係、付属物等の各設計について説明する。

5.2 床組の設計

本橋の床組は、図15に示すように張出し長 $L = 2.5\text{m}$ を持つ逆台

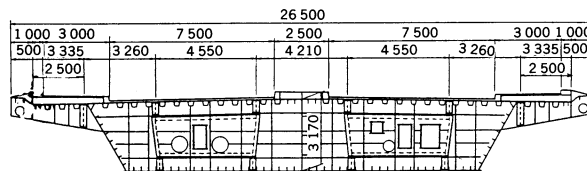


図 15 補剛桁断面図(標準部)

形2室箱桁の上部構造である。鋼床版は車道部と歩道部（歩板）からなる。車道部は箱桁腹板間部と張出し部に区分されるが、前者は腹板間距離（ $L=9.75\text{m}$ ）で単純支持されると仮定した。横リブは図に示めすように充腹ダイヤフラムである。張出し部については、張出し長の2倍の支間で単純支持された版として設計した。活荷重はT-20及びTT-43の輪荷重とし縦リブ、横リブ、ブラケット上に載荷し、有限帯板法（F.S.M.）により解析した。歩道部の鋼床版は板厚6mmの鋼板にPL800×6（500mmピッチ）の板リブを配置した。解析は図16に示すように板及び梁として死荷重と群集荷重（500kgf/m²）を載荷して設計した。なお、鋼床版構造諸元は表2のとおりである。なお、トラフリブの形状を図17に示した。

5.3 補剛桁断面の設計

(1) 完成系及び架設系の断面力 完成系における死荷重及び活荷重との組合せ断面力を図18に、架設系で最も厳しい断面力と応力状態を図19に、また、検討した架設系を図20に示した。

(2) 断面決定方法

① 断面力の補正 断面力解析の補剛桁の骨組み中心は、箱断面

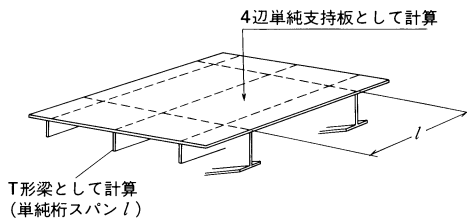


図 16 歩道部鋼床版解析モデル

表 2 鋼床版構造諸元

	車道部	歩道部
舗装厚	80mm	30mm
デッキプレート厚	12mm(ケーブル定着部では最大25mm)	6mm
縦リブ	トラフリブ	板リブ
横リブ間隔	3.333m	2.0m
横リブ支間長	主桁部 9.75m 張出部 2.50m	3.5m
継手形式	デッキプレート 溶接 縦リブ 溶接 (大ブロック現場継手のみ高力ボルト)	溶接

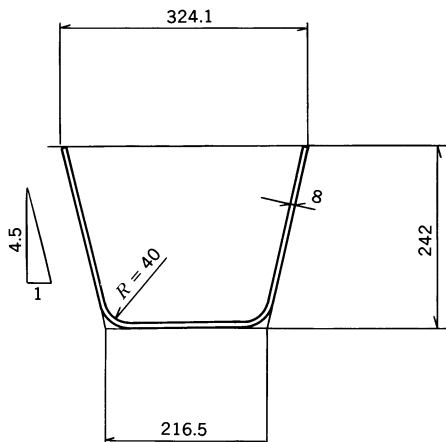


図 17 縦リブ形状

の重心がウェブ上端より1.5mにあると仮定しているため、断面決定時の重心のずれ（偏心）を生じる。本橋の軸力は大きいので次式の偏心モーメントを骨組解析に加算して断面決定時に使用する断面力とした。

$$\text{偏心モーメント } (M) = N (\text{軸力}) \times e (\text{偏心})$$

$$\text{(3) 応力度の計算} \quad \text{垂直応力度} = \text{曲げ応力度} + \text{軸力応力度}$$

$$\text{せん断応力度} = \text{曲げせん断応力度} + \text{単純ねじりせん断応力度}$$

(4) 応力度照査及び照査箇所 (図21)

① 主桁作用による応力度 (A点とC点)

② 鋼床版応力度との組合せ (B点)

③ 合成応力度の照査 (D点)

④ 二軸応力度状態の照査 (E点)

(5) 許容圧縮応力度

① 圧縮応力を受ける自由突出版 (道示3.2.1~3.2.2)

② 圧縮応力を受ける補剛版 (道示3.2.3)

(6) 鋼床版の床組作用と主桁作用の組合せ 基本的には、デッキプレート、トラフリブ共SS41材である。

床組作用応力度+主桁作用応力度 > 2000kgf/cm² {196.1MPa} の場合SM50Y材とする。

(7) そりねじりによる垂直応力度 (σ_w)、主塔付近の中間支点のみに、中井、谷による簡易計算法⁽⁴⁾によって求めたそりねじりによる垂直応力度 $\sigma_w \approx 470\text{kgf/cm}^2$ {46.1MPa} を見込んだ。

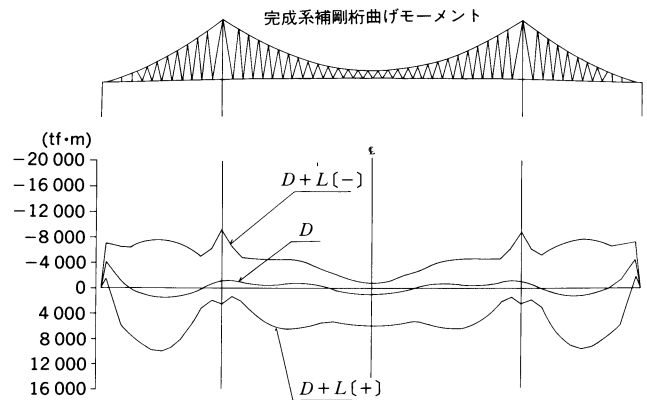


図 18 補剛桁曲げモーメント図

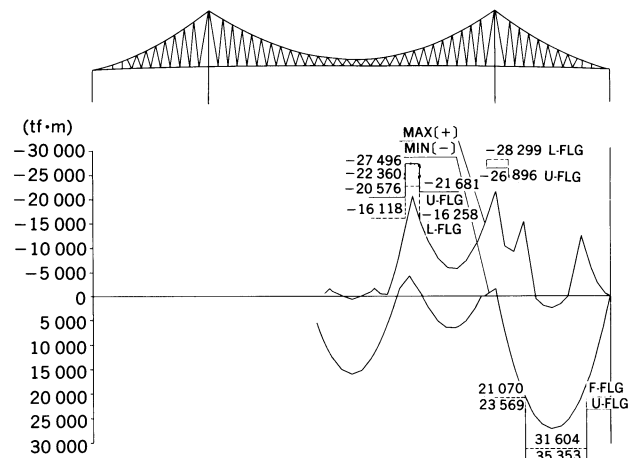


図 19 架設系モーメント包絡線及び抵抗モーメント図

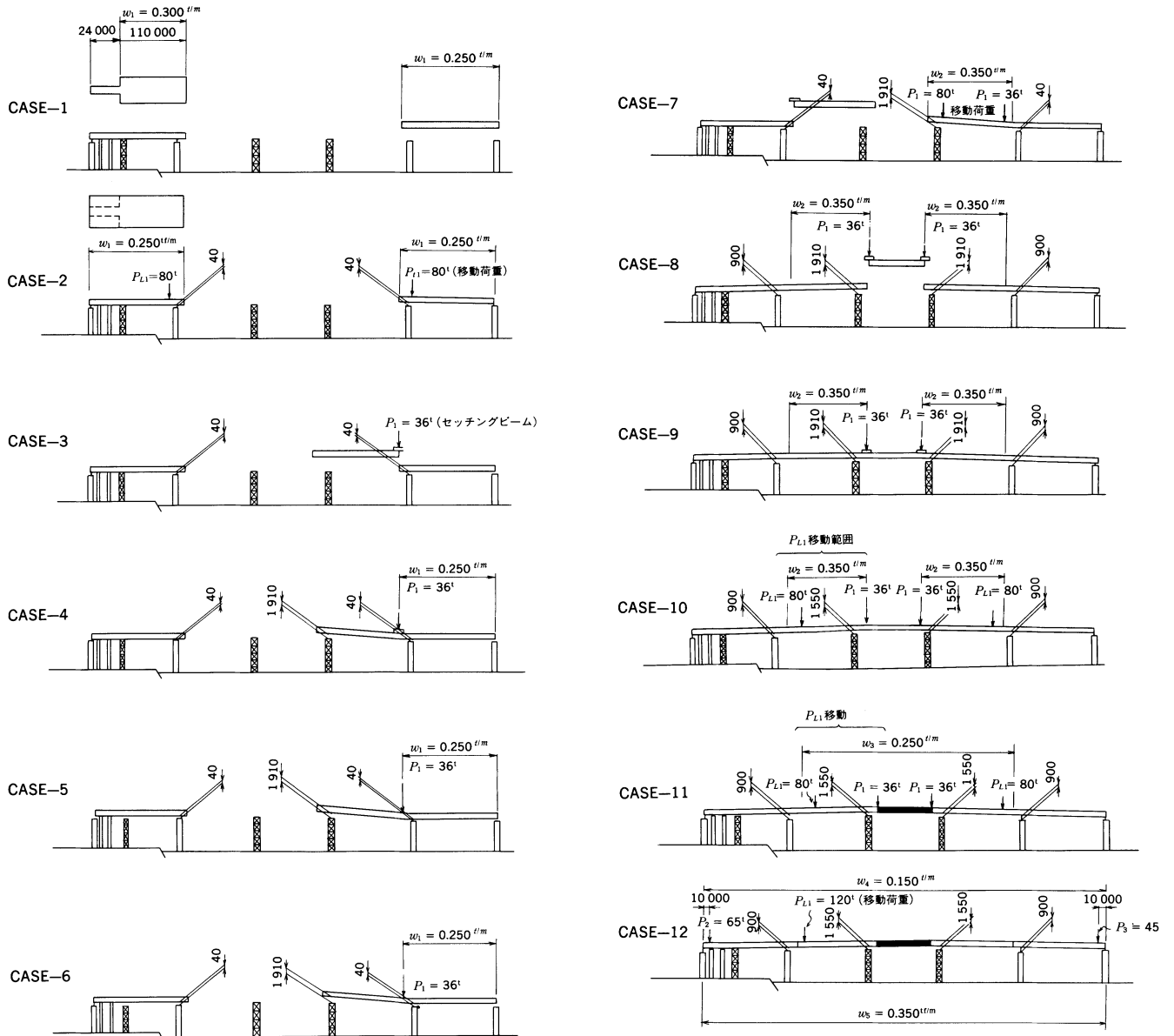


図 20 架設系(桁系)一覽図

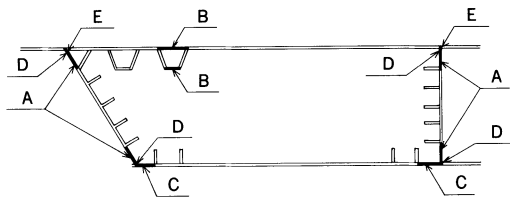


図 21 応力度照査箇所

(8) 補剛材の設計

① 下フランジの補剛材 圧縮応力を受ける板を設計する場合の最小板厚，許容応力度及び補剛材についての道示の規定(3.2.1~3.2.4)によった。

② 腹板の補剛材 腹板の補剛材の設計は，プレートガダーの腹板として道示(8.5)，(8.6)により設計するほか道示(3.2.4)により圧縮補剛版の補剛材として，所要剛度を有していることを照査した。また組合せを受ける板パネルとして安定性の照査を行った。照査箇所は腹板の垂直補剛材と水平補剛材に囲まれた板パネルを対

象とした。

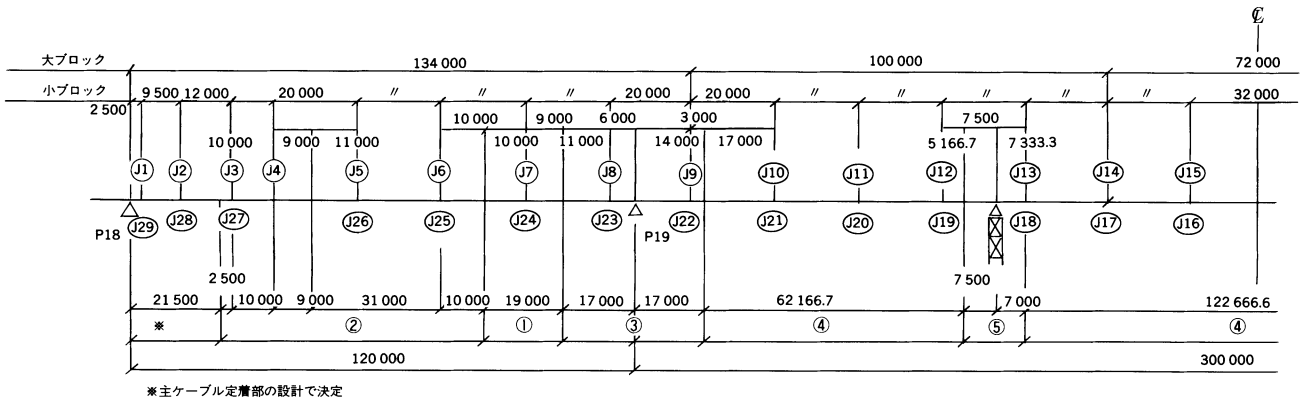
(9) 継手の設計 鋼床版，下フランジ，腹板，補剛材等の継手については，設計は道示によった。

(10) 断面構成図 架設補強後の断面構成図を図22に示した。

5.4 ハンガー定着部

(1) 概要 ハンガー定着部は，ハンガー軸力を補剛桁に無理なく伝える機構が必要である。そのため骨組モデルの格点に対するねらい点と大きく差がでないように定着板サイズを決定した。ハンガー張力による応力分布はピン穴から左右30度で分散すると仮定しているが，仮定の妥当性はFEM解析で照査した。

(2) 設計内容 面内荷重として，ハンガー許容張力を用いて設計した。HiAm163は345t，HiAm127は268tとした。面外荷重として，地震，風及び活荷重偏載時のねじり荷重を使用した。面内応力度の照査は，応力度の広がり，ピン位置から30°の範囲で分布すると考え，図23のA-A~C-C断面位置で照査した。面外応力度の照査は，ソケット位置を支点とした片持梁で設計した(図24)。面内と面外応力度の重ね合せの照査には，面内荷重としてハンガー作用張力を用いた。ただし，面外応力度に地震時を用いた時には，活荷重に



	①	②	③	④	⑤
デッキ	t=12(SS41)	12 (SM50Y)	12 (SM50Y)	12 (SS41)	12 (SM50Y)
トラフ	8(//)	8 (//)	8 (//)	8 (//)	8 (//)
ウェブ	12(//)	12 (//)	15 (//)	12 (//)	12 (//)
フランジ	15(//)	15 (//)	15 (//)	12 (//)	12 (//)
縦リブ	210×16(//)	210×16(//)	220×22(//)	190×15(//)	220×22(//)
水平補剛材	130×12(//)	130×12(SS41)	150×14(SS41)	130×12(//)	130×12(SS41)
垂直補剛材 (外ウェブ)	フランジ	120×10(//)	120×10(//)	150×12(//)	
	ウェブ	320×9(//)	320×9(//)	320×9(//)	①と同じ
// (中ウェブ)	フランジ	100×10(//)	100×10(//)	150×12(//)	①と同じ
	ウェブ	250×9(//)	250×9(//)	250×9(//)	

図 22 断面構成図(架設による補強後)

張力分布図

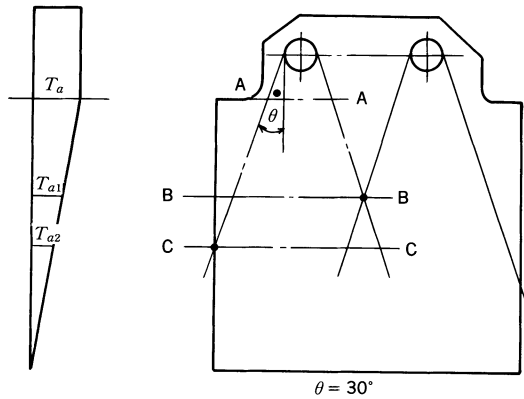


図 23 面内応力度の照査箇所(A-A~C-C)

よる張力は1/2とした。以上によりハンガー定着板は $t = 38\text{mm}$ (SM53), ハンガー補強板は, 板厚 $t = 42\text{mm}$ (SM53) とし, 補強板取付リブは $t = 22\text{mm}$ (SS41), 水平補剛材は $t = 22\text{mm}$ (SS41) とした。

5.5 主ケーブル定着部の設計

(1) 概要 主ケーブル定着部の構造を図25に示す。桁端部約20mの位置より中央腹板と縦シャイベを約10m重複させ, 補剛桁中央側の2室より3室構造にスムーズに移行できるようにしている。ケーブル定着桁のスペース確保のため端部補剛桁高は約3.7mと高くした(図26)。定着部の構造は, 豊里大橋の例⁽⁵⁾を参考に設計したが, ケーブル張力が大きく, 桁端部よりわずか約4m付近に定着桁があることを考慮し縦シャイベの設置距離が長くされている。

設計は豊里大橋で用いられた慣用法によったが, FEM解析によって比較検討し照査した。これらによって縦シャイベにあずけられたケーブル定着桁より主ケーブル張力が導入され縦シャイベを通じてデッキプレート及び下フランジへ安全に伝達されることを確認し

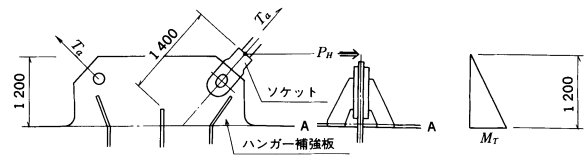


図 24 面外応力度の照査箇所(A-A)

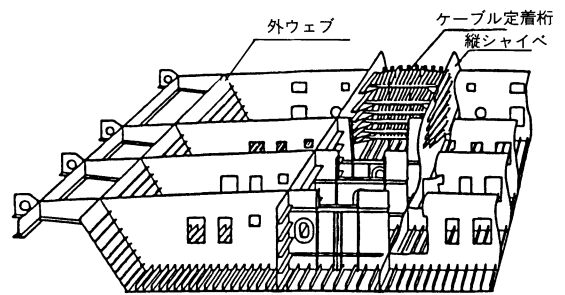


図 25 主ケーブル定着部

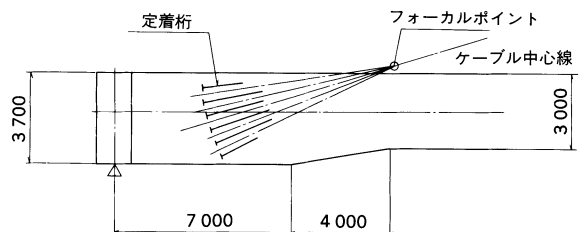


図 26 桁高変化図

た。

(2) 主ケーブル定着桁 定着桁は縦シャイベを支点とする単純梁としてケーブル張力を集中荷重とみなし設計した。縦シャイベと定着桁との連結は高力ボルト (F10T, M24) を採用した。(図27)。

(3) 定着部各部材の設計 縦シャイベ、デッキプレート、下フランジ等の設計には次の3種類の応力を算出し合成することによって最大応力を求めた。

- ① ケーブル張力の水平成分による応力度
- ② ケーブル張力の鉛直成分による応力度
- ③ 床組としての鋼床版応力度

上記①による圧縮応力度の橋軸方向の分布形状は前方分布角度 30° 線上で極大値、後方線上で零となる放物線とした。後方分布角度は、慣用法では 45° であるが、本橋では構造上の制約から、約 70°~78° とした。しかし、この仮定の差の影響は小さく最大応力度がわずかに増加しただけであった。②は縦シャイベ、ダイヤフラム、及び腹板で構成される平面格子桁に鉛直力が作用した場合を解析した。格子桁モデルは側径間分とした。③については、6.2節を参照されたい。デッキプレート、下フランジは①~③の和の応力が作用するとした。このためデッキプレート厚は25mm (SM58)、下フランジ厚22mm (SM58) とした。なお、縦シャイベの応力度は FEM 解析によった。

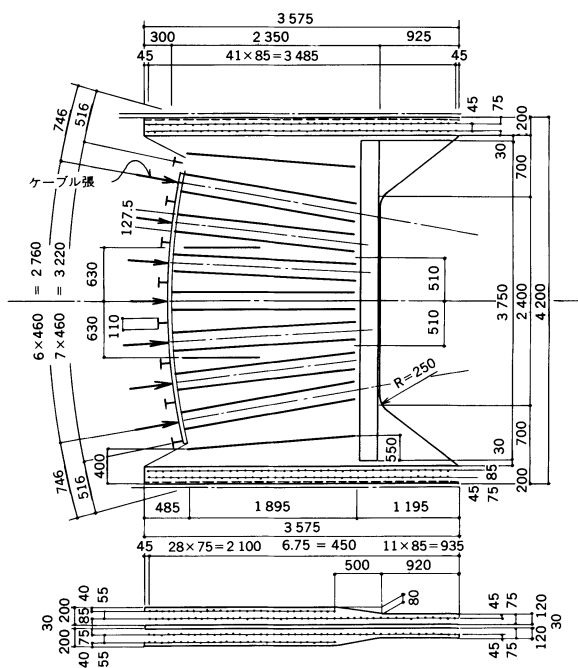


図 27 定着桁の形状

5.6 ダイヤフラムの設計

(1) 概要 ダイヤフラムの種類は下記のように分類され、各々の設計方針により断面決定された。

- ① 中間ダイヤフラム
- ② 支点上ダイヤフラム
- ③ 架設時ペント位置ダイヤフラム
- ④ 架設時吊ピース位置ダイヤフラム
- ⑤ 架設時セッティングビーム位置ダイヤフラム

個別の設計内容を以下に要約する。

(2) 中間ダイヤフラム 中間ダイヤフラムは、箱桁の断面変形を防止するため十分な剛度及び強度が必要である。鋼道路橋設計便覧に準拠し間隔及び剛度の照査を行った。また偏載荷重による断面

変形、応力度等に対しても照査した。中間ダイヤフラムを横桁と考え、図28のモデルでも解析した。荷重は、死荷重ならびに活荷重 (L-20, TT-43) とした。解析モデルは中央径間中央付近の中間ダイヤフラムに着目し、補剛桁を外側ウェブと内側ウェブを3本主桁としブラケット部縦桁を含む格子モデルとした。内側主桁のハンガー定着点位置は鉛直方向に固定した。二軸応力度状態はブラケット部 “A” と補剛桁の最大応力度の組合わせて照査した。

中間ダイヤフラムは、次の2種類とした (図29)

- ① ハンガー定着部ダイヤフラム (t = 12mm)
- ② 一般部ダイヤフラム (t = 9mm)

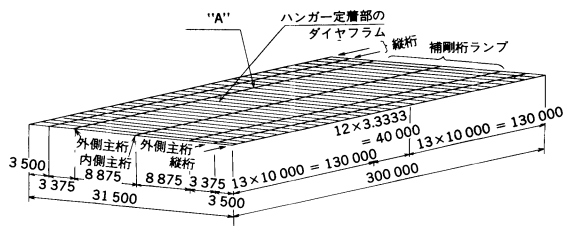


図 28 中間ダイヤフラム解析モデル

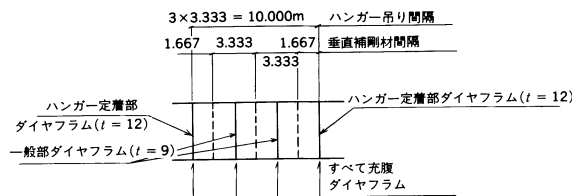


図 29 中間ダイヤフラム配置方法

(3) 支点上ダイヤフラム 支点上ダイヤフラムは、架設時及び完成系の以下のケースで検討した。

- ①ジャッキアップ時 ②仮受時 ③完成系

平面骨組解析により全反力を計算し、各受点への反力の分配は格子モデルで決定した。①, ②においては、反力の不均等係数を1.5とした。以上の検討の結果、板厚 t = 20mm, 材質 SM50Y とした。補剛材は、道示 (8.5~8.7) により、プレートガーダーとして設計した。

(4) ペント位置ダイヤフラム ジャッキアップ又はダウン時の最大反力で設計した。反力の分配は(3)と同様な格子モデルによった。反力管理を行い反力を等しく保つ場合、不均等荷重の場合の両者も検討した。以上より、板厚 t = 20mm, 材質 SM50Y とした。

(5) 吊ピース位置ダイヤフラム 本橋の架設は、大ブロック工法が採用されているが(図30)、ブロック②の断面力が最も大きく②で設計した。ブロック⑤はブロック長が短いので別途計算した。フローティングクレーンで吊った状態をモデル化し計算した。以上より、板厚 t = 22mm, 材質 SM50Y とした。

(6) セッティングビーム位置ダイヤフラム セッティングビーム使用のケースは、図31に示す2ケースあり、反力の大きい [II] を使用した。不均等係数は1.2とし、セッティングビームを剛支承とした場合と弾性支承とした場合を照査した。その結果、板厚 t = 12mm, 材質 SM50Y とした。

5.7 横リブの設計

(1) 概要 本橋は3枚腹板の2室箱桁であり、有効幅員が23.5mと広く、中間支点、ペント位置及び吊りピース位置ダイヤフラムには、橋軸直角方向曲げ圧縮応力σ_φが作用する(図32)。橋軸方向の応力も作用しているので、下フランジおよびデッキは厳密には2

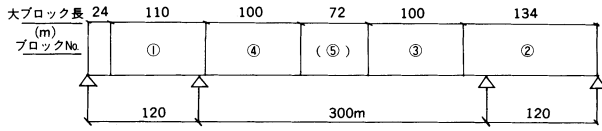
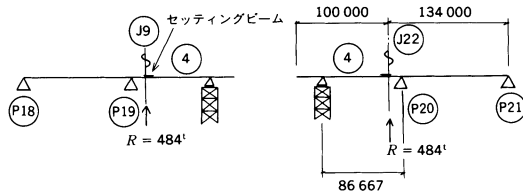


図 30 大ブロック構成

(I) ブロック④を据付けた場合



(II) ブロック⑤を据付けた場合

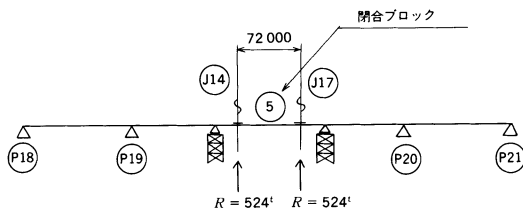


図 31 セッティングビーム位置据付け方法

以上の検討結果により、図33に示す横リブを設置し、橋軸直角方向の座屈を防止した。

5.8 桁端部の設計

桁端部はアプローチ橋梁の支承反力を主橋梁の桁に伝達し、端支承（ペンデル支承）の負反力を軽減させる掛け違い構造が採用されている（図34）。補剛桁及び主ケーブルより伝達される力を円滑にペンデル支承に伝えるため、端ダイヤフラム間隔を密にし箱型式としている。此花側桁端部では歩道が一般道に接続されるため、桁端の箱構造をそのまま張り出し斜路構造として降下している（図35）。埋立地側桁端部では、アプローチ橋梁の支承反力がかなり大きいため、2つの支承間に受け梁を設け4枚の腹板と受け梁で格子構造とし支承反力の分散がはかられた。また、ペンデル支承の断面欠損に対しては、両側腹板に応力の流れを負担させた（図36）。

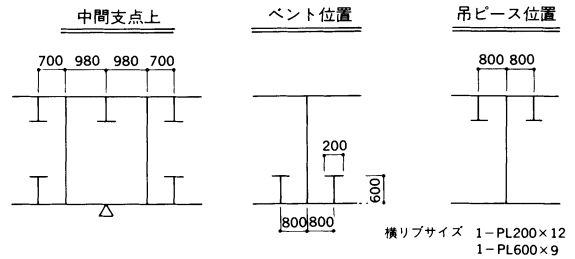


図 33 横リブ設置図

軸応力状態となる。従来の設計例で、この点を明確にしたものではなく、わずかに安治川橋梁が実験を含め検討しているのでそれらを参考に検討方針を決定した。

(2) 設計内容 解析方針は以下とした。

- ① 複数のモデルで許容座屈応力度の目安を求めた。
- ② 横リブを補剛桁に設置した場合としない場合の応力度比較を行い、設置の可否を決定した。

解析モデルは、単パネルと多パネルモデルとし、以下の計算を行った。

単パネルモデルとして、

- ① 板パネルの一部を取り出し圧縮を受ける柱としての座屈解析
- ② 弾性座屈解析
- ③ 二軸座屈解析

多パネルモデルとして、

- ① エネルギー法
- ② Gienckeによる解析
- ③ 二軸座屈解析

デッキプレート

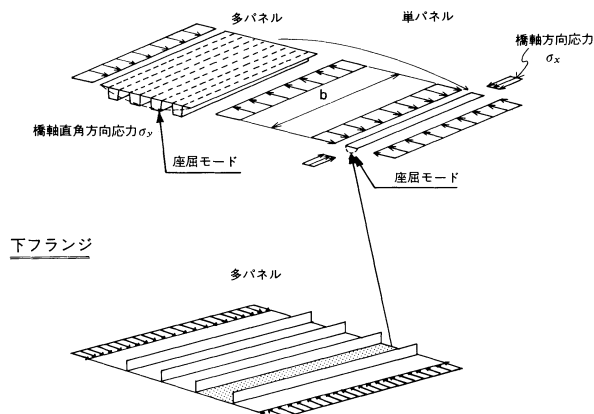
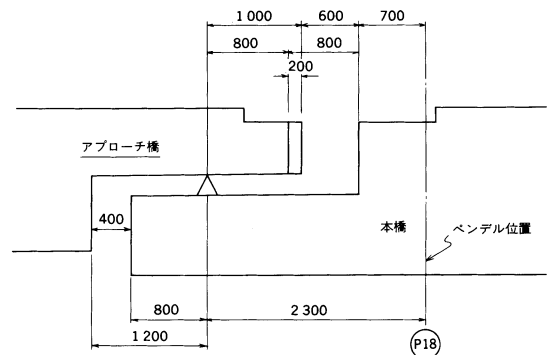


図 32 二軸応力状態図

此花側



埋立側

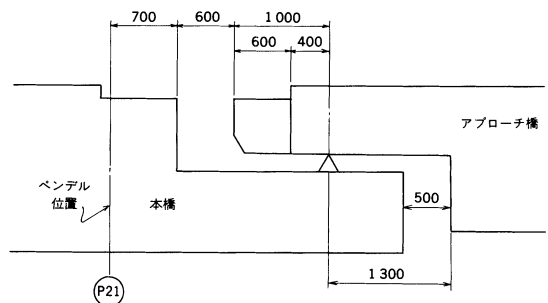


図 34 桁端部一般図

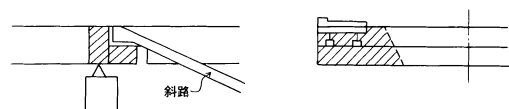


図 35 此花側斜路取り付け構造

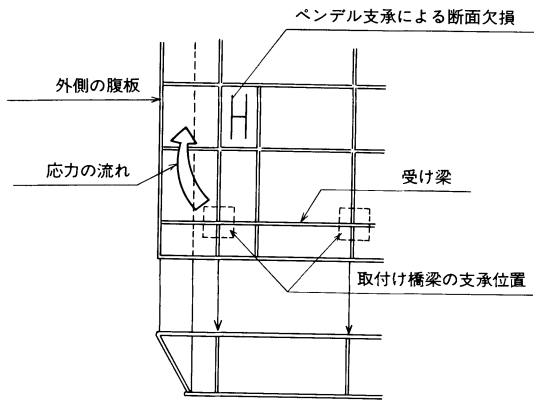


図 36 埋立側桁端構造図

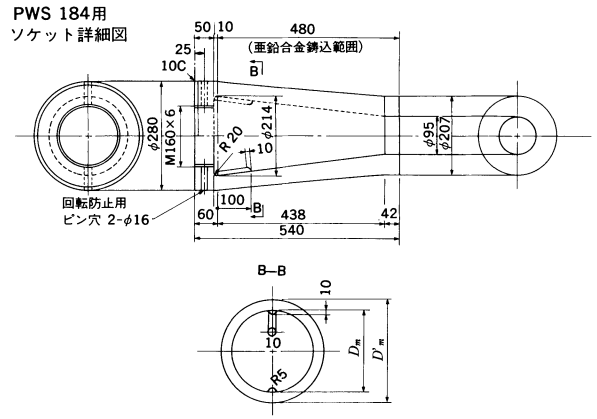


図 39 主ケーブルソケット図

6. 主ケーブル関係の設計

6.1 設計概要

本橋は桁端部で定着されるモノケーブル自碇式吊橋であることから、わが国では初めて PWS184 を 30 ストランドで構成した主ケーブルが採用されている。ストランド配列は水平方向に展開しやすいフラットトップ方式とされ、PWS184 採用によるストランド本数の減少と併せて定着部構造の簡素化と高さの最小化が図られた。

6.2 設計内容

(1) 主ケーブル 主ケーブルのストランド配列及びストランドの断面構成を図 37 に、主ケーブルの形状図を図 38 に示す。設計条件は以下のようである。

ストランド断面	PWS184 φ5.2mm
ケーブル断面	30 ストランド (フラットトップ)
素線最小引張強さ	$\sigma_t = 169 \text{ kgf/mm}^2 \{1657.2 \text{ MPa}\}$
素線許容引張応力度	$\sigma_a = 64 \text{ kgf/mm}^2 \{627.6 \text{ MPa}\}$ (一次応力安全率 $\nu = 2.5$)
素線弾性係数	$E = 2.0 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$
溶融亜鉛メッキ仕様	JISH2107
空隙率	一般部 20% バンド部 18%
最大許容張力	7501tf {73.5kN}

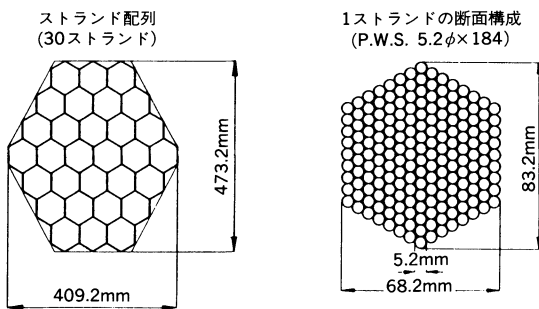


図 37 主ケーブル断面

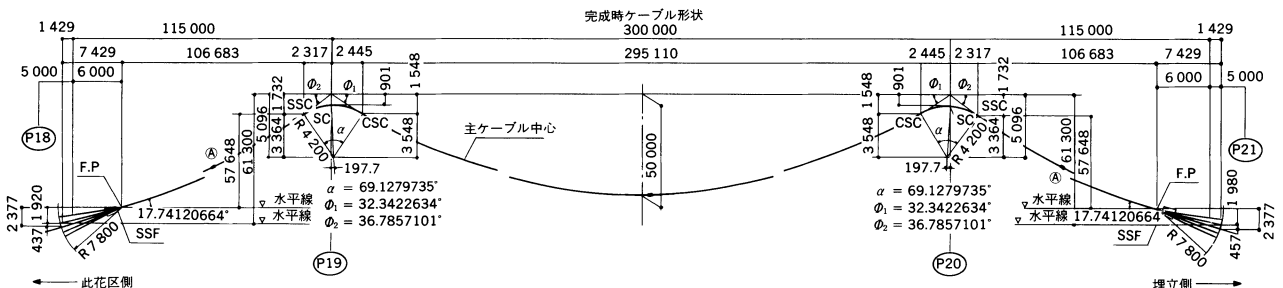


図 38 主ケーブル形状図

(2) 主ケーブルソケット (図 39)

設計荷重	許容応力度 × ストランド断面積
ソケット材質	SC46 (JISG5101)
鍍込合金	銅亜鉛合金 (Zn98%, Cu 2%)
許容内圧力	$\sigma_{Ba} = 400 \text{ kgf/cm}^2 \{39.2 \text{ MPa}\}$
素線との許容付着応力度	$B = 0.87 \text{ kgf/mm}^2 \{8.5 \text{ MPa}\}$ (安全率 2.5)

ソケット内壁との摩擦係数 $\mu = 0.2$

肉厚の決定方法 σ_r を σ_B の内圧を受ける円周方向応力とすれば

$$\sigma_r = \sigma_B \frac{D_m^2 + D_m'^2}{D_m^2 - D_m'^2} < \sigma_{ta} = 1400 \text{ kgf/cm}^2 \{137.3 \text{ MPa}\}$$

ここに、 D_m' : 平均外径 D_m : 平均内径

(3) 主ケーブル座金 設計荷重は座金位置での最大張力をストランド数で割ったものとし、材質は SCMn2A である (図 40)。

(4) 主ケーブルの防錆 防錆処置は、ワイヤラッピング工法とレスクイズ後塩酸カルシウム系の防錆ペーストを塗布し、ラッピングワイヤを巻き、最後はポリウレタン塗装仕上げが採用された。

(5) スプレーサドル スプレーサドルは、補剛材に固定せず、空中に浮かせる方式が採用されている。そのためスプレーサドル部でケーブル方向は変化せず、ケーブル入射角に対し、鉛直及び水平方向とも対称に定着部に分散展開している (図 40)。

(6) 塔頂サドル (図 41)

単一円式サドルで、ケーブル曲率はサドル内最下段でケーブル径の 8 倍以上とされている。空げき率は 20% とし、サドル内のストランド配列は、幅と高さの比を約 1 : 1 とし、一般部の円形ストランドとのなじみを容易にした。設計は、北備讃瀬戸大橋ケーブルサドルの設計 (その 1) に準拠した。構成部材は梁と板部材に分割して断面決定した。ケーブルとサドルとのすべりは、常時換算で安全率 2 以上となっている。素線のサドルとの接触圧は約 300kg f/cm で、最大として許されている 500kg f/cm の 6 割程度とした。なお、材質は 鋼製 (SCW49) である。

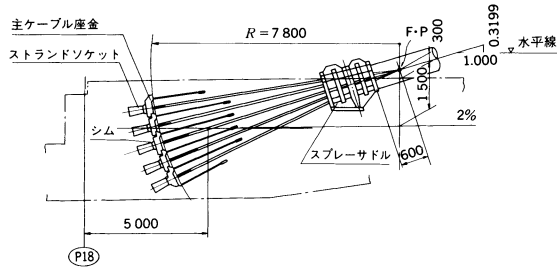


図 40 主ケーブル定着部

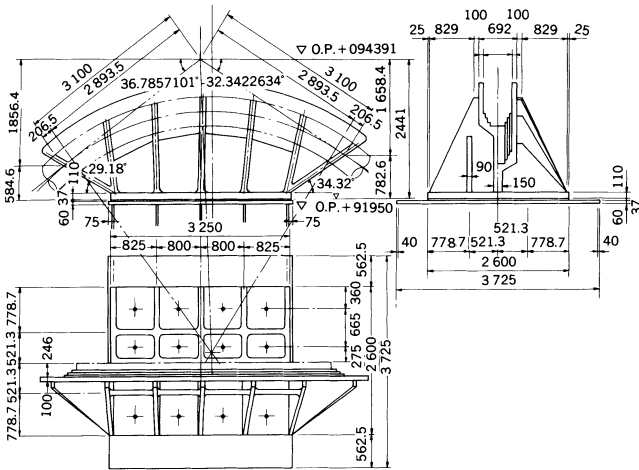


図 41 塔頂サドル

7. ハンガー関係の設計

7.1 設計概要

本橋のハンガーケーブルの特徴は以下のようである。

- ① 斜め吊り（トラス組）形式を採用し、吊橋全体としての剛性の増加、振動減衰の増加がはかられている。
- ② 活荷重載荷時、ハンガー張力が緩まないように全ハンガーにプレストレスを導入する。
- ③ 斜め吊りを採用したため、交番応力が大きく作用するので疲労に対し耐力のある PWS & HiAm ハンガーが使用されている。
- ④ ハンガー定着部の桁側には、ロードセルを設置し直接ハンガー張力が計測できる機構をもっている。

7.2 設計内容

(1) ハンガーケーブル断面決定 ハンガーケーブルは、HiAm 163 と HiAm127 でいずれも素線 7mm を使用した。まず、プレストレスを次の条件の下で決定した（図42）。

- ① 活荷重載荷時に、最大圧縮力が作用した場合にも、20tf {196 kN} 以上の張力が残ること。
- ② 補剛桁の曲げモーメントができるだけ均一になること。
- ③ 主ケーブルの形状が極端にくずれないこと。

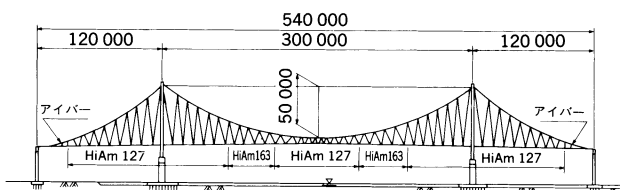


図 42 ハンガーケーブル使用区分

上記のようにして求められたプレストレス力の条件のもとに、各ハンガーが次式と(2)で述べる疲労の照査を満足するよう断面を定めた。

$$T_{D+P} + T_{Lmax} + 0.2 \times T_{SDmax} + T_{E1} + T_{E2} \leq T_a$$

$$T_{D+P} + T_{Lmin} - T_{E1} - T_{E2} \geq 5tf$$

$$T_{D+P} + T_{Lmin} + 0.2 \times T_{SDmin} - T_{E1} - T_{E2} \geq 0$$

ここに、 T_{Lmax} : 影響線解析による最大活荷重張力 (tf)

T_{Lmin} : 影響線解析による最小活荷重張力 (tf)

T_{SDmax} : 支点沈下による最大張力 (tf)

T_{SDmin} : 支点沈下による最小張力 (tf)

T_{E1} : 架設時の張力測定誤差 (tf)

T_{E2} : 架設時の許容張力差 (tf)

T_a : 許容張力 (tf)

(2) 疲労の照査 次式による DIN に準拠した疲労応力度による照査を行った。

$$\sigma_w = \sigma_D + 0.5\sigma_{Lmax} < \sigma_{fa}$$

$$\sigma_{fa} = \frac{2200}{1-k}$$

$$K = \frac{\sigma_D + 0.5\sigma_{Lmin}}{\sigma_D + 0.5\sigma_{Lmax}}$$

$$\frac{1}{2} (\sigma_{Lmax} + \sigma_{Lmin}) < 2000 \text{ kgf/cm}^2 \{196.1 \text{ MPa}\}$$

ここに、 σ_w : 照査応力度 (kgf/cm²)

σ_D : 死荷重応力度 (kgf/cm²)

σ_{Lmax} : 群集荷重を除く活荷重最大応力度 (kgf/cm²)

σ_{Lmin} : 群集荷重を除く活荷重最小応力度 (kgf/cm²)

σ_{fa} : 疲労許容応力度 (kgf/cm²)

なお、ハンガーケーブルには、横荷重や偏載荷重により定着部近傍に面外相対曲げ回転角が生じ、面内方向にも定着部のピンが摩擦のため回転せず面内相対曲げ回転角が生じる。このため二次応力が発生する。二次応力度は、①素線局部曲げ応力度 (Wyatt の局部曲げ応力度)、②ハンガー全体の曲げ応力度を計算したが、①の寄与率が非常に大きかった。

(3) ハンガーケーブルソケット 構造は図43に示すように、ピンによって補剛桁定着板と連結する形式である。ロードセルとピンの間のシムプレート厚の増減によってハンガー張力を調整する機構とした。架設時は張力導入用ジャッキでハンガー張力を負担しシムプレートを挿入又は撤去した。ソケット部の応力度照査は FEM 解析により最大応力度分布等を計算し許容応力度以内になるよう形状と板厚を決定した。またソケットピン連結部の疲労を破壊力学的見地より検討した。許容欠陥径が疲労伝播のき裂幅より小さくなるように鋳鋼を使用せず鍛鋼とした。すなわち、ソケット部には S40C (SCMn2A 相当)、連結ピンには S45C を使用した。

(4) 端ハンガー及び連結ピン 端ハンガーは、長さが短く作用張力も大きいのでアイバー構造とされている(図44)。ピン穴プレート部は曲がり梁として応力度を照査した。面外の二次曲げ応力度も照査し SM58材を使用した。なお、連結ピンは S45C とした。

(5) ケーブルバンド ケーブルバンドの設計は、本四「ケーブルバンド設計要領(案)」(昭和53年3月)に準拠した。

① ケーブルバンド形式 横締め方式 (図43)

② 使用材質ケーブルバンド SC49 (炭素鋼鋳鋼品)

ボルト SCM430 (クロムモリブデン鋼鋼材)

③ 主ケーブルとバンドの摩擦係数 $\mu = 0.17$ (本四0.15)

④ 締付力 バンドボルトの導入締付応力度は降伏点の75%とした。ただし、すべりの設計に用いる締付応力度はその70%である。

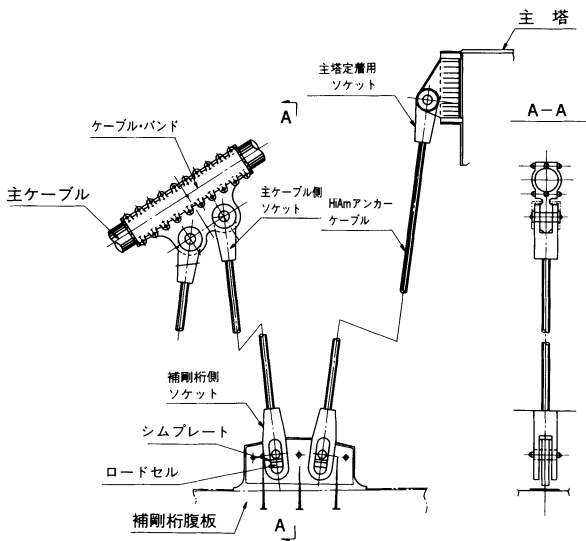


図 43 ハンガー取付構造図

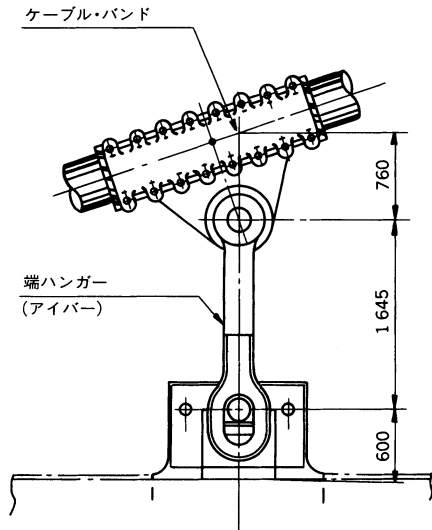


図 44 端ハンガー(アイバー)

- ⑤ バンドのすべりに対する安全率 活荷重載荷時で3以上。
- ⑥ バンドボルトの締付けによる内圧 200kgf/cm² {19.6MPa} (本四100kgf/cm² {9.8MPa}) 以下。
- ⑦ ケーブルバンド肉厚 $N/2 \cdot l \cdot t \leq 1/3 \sigma_y$
ここに、N:バンドボルトの全締付力
l:バンド長
t:バンドの肉厚
 σ_y :バンド材料の降伏点 (SC49 $\sigma_y = 25\text{kgf/cm}^2$ {2.5MPa})

設計の結果、バンド長さ1200~2400mm、肉厚40mm、所要ボルト本数 M48×3 (SCr) 10~20本となり4種類のタイプに集約された。

8. 付属物の設計

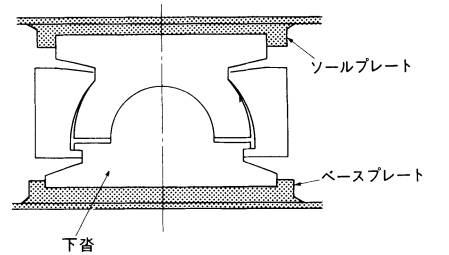
付属物の設計では、維持補修を考慮して構造が決定されている。以下簡単に説明する。

(1) 主塔部支承 設計条件は、構造高さ約800mmとし、完成時及び架設時の複雑な回転に追従できること、架設時セットバックが可能な構造とした。最大鉛直反力約±800tf {±7845kN} 水平荷重(地

震) 1335tf {13.091kN}とした。構造は、円形突起部をなくし、ソールプレートやベースプレートを凹型にして応力の流れをピボットを中心に滑らかにした (図45)。

(2) ペンデル支承・ラテラル脊 ペンデル支承は、主ケーブル定着部に作用する水平分力のアップリフト及びアプローチ橋梁の反力を考慮し正及び負反力に耐えられるアイバー構造が採用されている。ラテラル脊は、本橋及びアプローチ橋梁の地震時水平反力(静的解析)で設計した。

(3) 高欄・歩車道分離柵・落下物防止柵 中央分離帯及び歩道部高欄は、笠木及び支柱に鋼製角材を使用する構造である。また、歩車道分離柵には、安全柵大阪市II型を鋼床版に定着できるような構造とし使用した。此花側の陸上部分に橋上から物の落下を防止するため高さ約3.6mの落下物防止柵が設置されている。



スライディング機能を有するベースプレート

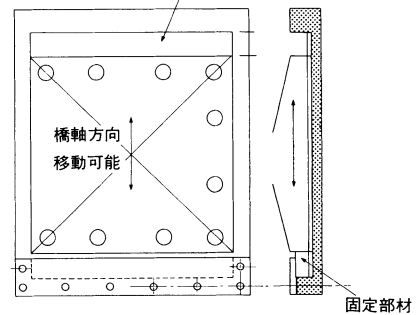


図 45 主塔部ピボット支承

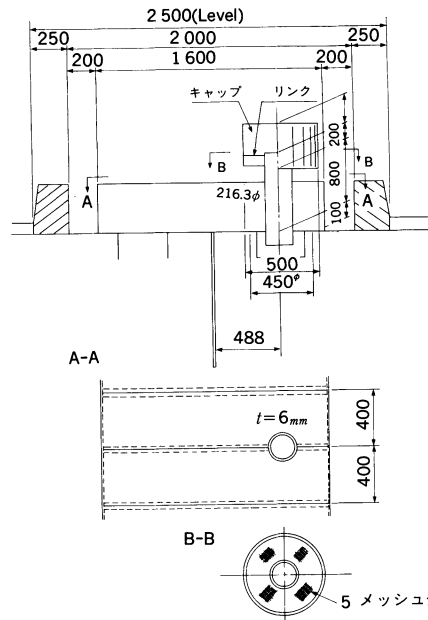


図 46 換気装置

(4) 換気装置・排水装置・伸縮装置 補剛桁内の湿気を少なくするため図46の換気装置を中央分離帯部に設置した。排水は海上部は海に流し、此花側陸上部は橋脚上の排水管を通じ地上排水溝へ導いた。伸縮装置は、車両の走行性、掛け違い部の水密性、移動可能伸縮量(=480mm)を考慮し、荷重支持型鋼製伸縮装置を使用している。

9. 結 言

北港連絡橋主橋梁部の建設工事は、昭和58年8月に受注後、設計、製作、架設と順調に進捗し、昭和62年無事故無災害にて無事完成した。本工事は日立造船(株)と三菱重工業(株)、(株)横河橋梁製作所、川崎重工業(株)の4社が、日立・三菱・横河・川重建設工事共同企業体として大阪市より受注し設計・製作・架設した。

本報告では設計に焦点をしぼり、設計方法を詳述した。世界にも前例がなかったモノケーブル自碇式吊橋型式の今後の設計に役立てば望外の喜びである。

最後に、本報告をまとめるにあたって、大阪市土木局をはじめ大阪市港湾局及び本橋建設工事共同企業体等の工事関係諸氏のご協力に深甚なる御礼を申し上げる次第である。

参 考 文 献

- (1) 松川昭夫, 日種俊哉, 松村 博, 亀井正博: 北港連絡橋・主橋梁部の上部構造設計概要, 土木学会誌, 5月号(1987)
- (2) 松川昭夫, 亀井正博, 牛尾正之, 植田利夫: 斜めハンガー吊橋・北港連絡橋の2次元全体模型実験, 橋梁と基礎, 1月号(1986)
- (3) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について, 土木学会論文集, 153号5月号(1968)
- (4) 中井 博, 谷 俊寛: 箱桁橋のねじりによる応力の簡易計算法とその応用, 土木学会論文集, 277号9月号(1978)
- (5) 近藤和夫, 小松定夫, 小林紘士, 井上洋里, 松川昭夫: 豊里大橋(斜張橋)のケーブル定着点の設計について, 土木学会論文集, 192号8月号(1971)