

I-2 偏平主桁を有する一面吊り斜張橋の 細部設計と照査について〔花畔大橋〕

北海道開発局札幌開発建設部 川崎博巳
北海道開発コンサルタントKK 山下敏夫
北海道開発コンサルタントKK ○ 外山義春
北海道開発コンサルタントKK 加藤静雄

1. まえがき

花畔大橋は、北海道開発局札幌開発建設部が一般国道231号石狩町茨戸川に計画した2径間連続斜張橋である。本路線は、仮称「道央新道」と呼ばれ、本橋の他に石狩高架橋、生振大橋、札幌大橋等の新橋が計画されている。上部工は現在製作中で、来春より架設工事が開始される。本報告書は、偏平主桁、一面吊り構造の細部設計と照査について報告するものである。なお、照査については主にFEM数値解析によるものを取りまとめ報告する。

2. 構造概要

本橋の橋梁諸元は、図-1一般図に示す通りである。本橋の特徴としては、「2径間連続桁・1本独立塔・1面吊りケーブル」型式としては、幅員で国内最大、及び偏平率でも最小の、「偏平主桁を一面

マルチケーブルで吊る」橋梁である。以下に本橋の代表的ヶ所の構造を概説する。

2-1 主 桁；図-2に主桁断面を图示したダイヤフラム、横リブ断面を示す。本主桁は、幅約22mの1箱桁の両側に張り出し長約7mのブラケットを張り出した構造である。鋼床版縦リブは、車道部Uリブ、歩道部Iリブである。主桁ウェブは、外ウェブ、縦シャイベの4枚である。外ウェブは、耐風性から斜め配置とした。縦シャイベは、ケーブル定着桁を取りつける為、外ウェブより厚い板を使用している。ダイヤフラムの開口部は、マンホール、添加物スペースである。横リブ断面の開口部は、鋼床版横リブ、下フランジ横補剛材、ブラケット下フランジ力の伝達補剛材等の必要幅等を確保して残ったスペースである。

2-2 主 塔；2フランジ、4ウェブと、縦リブ、

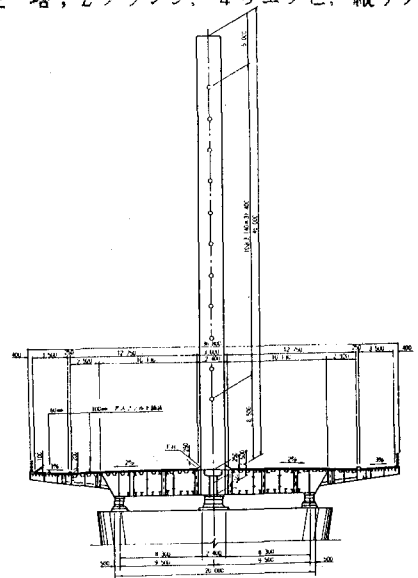
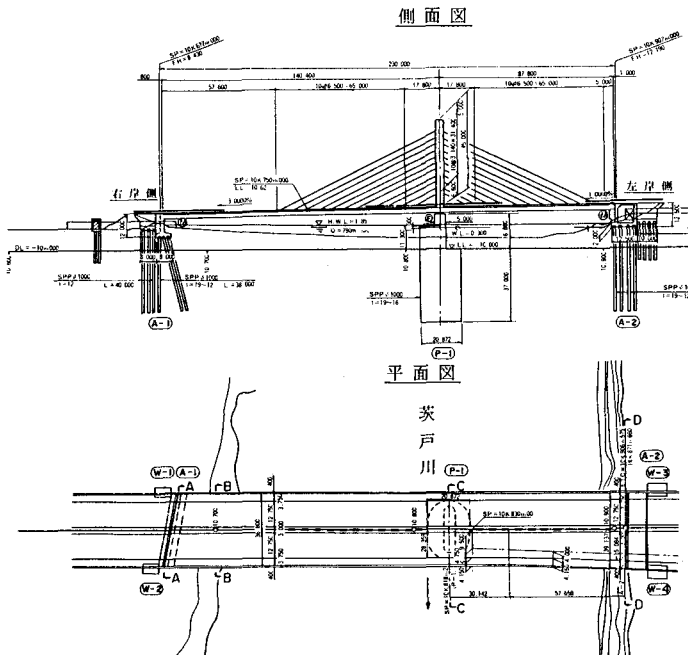


図-1 一般図

ダイヤフラムからなる構造である。ただし、フランジは、ケーブル開口部、中ウエブ（シャイブ）には、ケーブル引き込み用の開口部が必要となる。なお、外セルには、作業、検査用階段が取り付けられる。

2-3 ケーブル及びソケット；図-4に示すHi AMアンカーケーブル、ソケットを用いた。本ケーブルは、実績として最大張力ケーブルとなる。

2-4 その他；斜張橋特有の構造として、主桁と塔の結合部（塔基部）、主桁側ケーブル定着部の定着桁、塔側ケーブル定着部の定着板、負反力用沓としてペンデル沓等がある。

3. 主桁ケーブル定着部の全体照査（図-6）

桁断面の決定に際しては、ケーブル定着部付近に生ずる不均等応力を考慮する必要がある。これらの値は、今日、簡易計算¹⁾により仮定断面を決定し、数値解析による照査が実施されることが一般的である。本橋においても一本のケーブル張力を水平力、鉛直力に分け80mの全体モデルを作成して、簡易計算との比較を行なった。なお、リブ等は、換算板厚とした。結果は以下の通りであった。

- 一、水平力によるデッキプレート、下フランジの応力分布は前方へ30°、後方へ45°の仮定値とはば一致した。（図-7）
- 一、水平力による最大垂直応力度の、最大せん断応力度 τ は、簡易計算とはば一致した。

	デッキプレート	下フランジ
簡易計算	141	143
FEM解析	124	124

(kg/cm²)

- 一、鉛直力による応力分布よりフランジの有効幅をを検討すると、道示の適用式の値より8%程小さな値となったが、これは荷重の入力位置が、中ウエブの1ヶ所からの入力であるためと判断される。また、せん断遅れの影響は、荷重の入力位置から10m程離れた位置では、ほとんど見受けられない。

以上の結果より、簡易計算が本橋にも適用できることが確認されたため、次に各ケーブル張力による不均等応力を重ね合わせてマルチケーブル全体によ

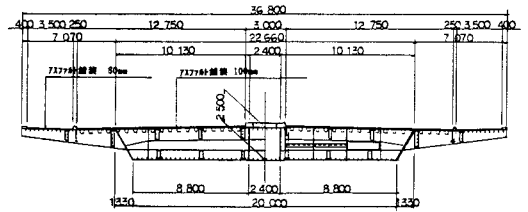


図-2 主桁断面図

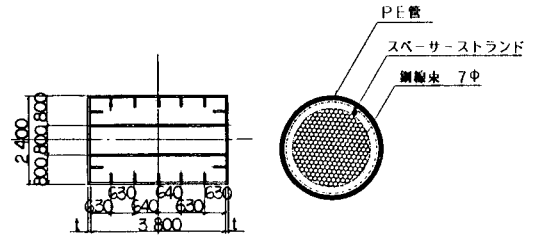


図-3 主塔断面図 図-4 ケーブル断面

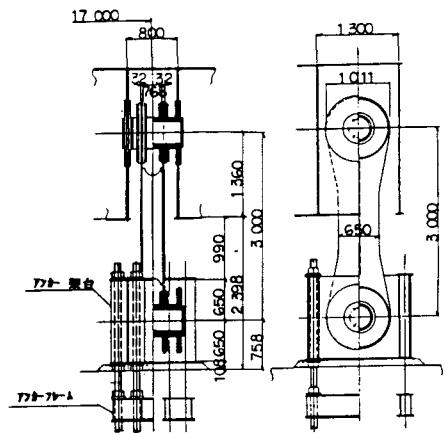


図-5 ペンデル沓

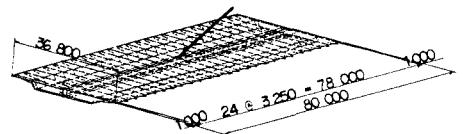


図-6 主桁ケーブル定着部モデル

る不均等応力を各断面毎に算出した。

4. 塔 基 部 (図-8)

塔基部は、支承への反力伝達構造及び、桁と塔の剛構造となっている為非常に多くの部材により構成されている。よって、簡易計算によって各板厚等を決定し、当照査により局部応力値の検討を行なうものとした。反力伝達構造は、塔下支承及び、外ウェブ下の桁支承の、計3支承対しなされている。塔下では3×2の格子構造となっている。モデル化は、デッキプレート、下フランジのリブを換算板厚とした以外はすべて要素化した。入力荷重は、塔、桁に着目した、曲げ最大、軸力最大時の計4ケースとした。モデルへの载荷は、各部材端断面と、中間载荷荷重により、着目部の断面力が、再現できることを平面骨組モデルで確認してから立体モデルへ载荷した。

結果は、各部材毎に主応力矢線図、等応力線図等を出し照査した。なお、主応力度が、許容値に余裕の無い場合は、次式により安全率を確認した。

$$\sigma_v = (1/1.1) \times \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau^2}$$

$$\nu = \sigma_y / \sigma_v$$

σ_v ; 相当応力度, σ_y ; 降伏応力度, ν ; 安全率

なお、局部応力度の大きな値がみられたヶ所は、塔下支承のソールプレート端付近である。つまり、下フランジ、塔ウェブ下端、塔シャイブ (格子部材) 下端である。これら3部材ともSM58材である。特に塔ウェブ下端部の局部応力度は、前式の安全率でも $\nu=1.52$ 程度しか確保できなかったが、応力図より局部応力度であることが明確であるため部材変更等の処置は、行なわなかった。図-9～図-10に主要部材の応力図を示す。

5. 主桁側ケーブル定着桁

本橋に使用されるHiAMケーブルは、過去における最大許容張力 $T=1,267t$ ($7\phi \times 499$ 本) の太径が用いられるため、その定着部に対する検討は、非常に重要である。よって本橋においては、図-11に示す定着桁の補剛材等も含め、全体モデルを作り、応力照査を行なった。なお使用ケーブルは、3種類あり、定着桁のウェブ高さ等が異なるが、上記の最

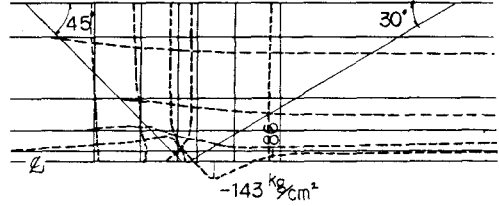


図-7 デッキプレート 垂直応度分布図

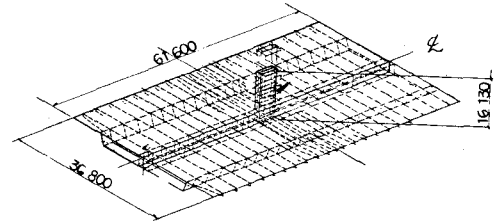


図-8 塔基部全体モデル図

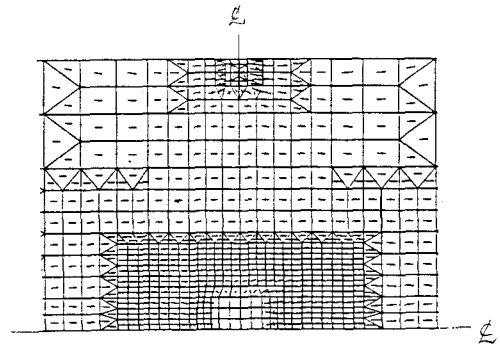


図-9 下フランジ (桁下脊・桁脊付近)

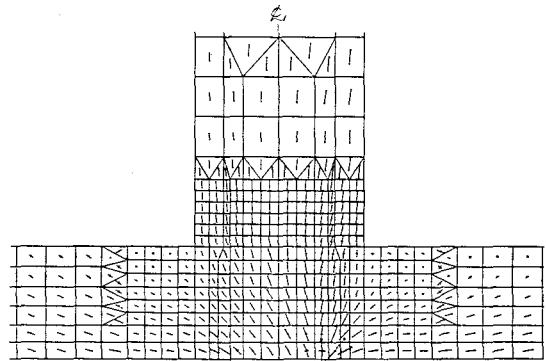


図-10 塔ウェブ・桁シャイブ

大ケーブル用の定着桁のみについて照査し、簡易計算と比較することにより、他定着桁へ、その結果を反映させることとした。結果は以下の通りであった。

フランジ垂直応力度；(kg/cm²)

	FEM 解析	簡易計算	許容応力度
載荷フランジ	-1,830	-1,782	$\sigma_{ca}=2,328$
上フランジ	1,440	1,782	$\sigma_{ta}=2,600$

ウェブせん断応力度；(kg/cm²)

	FEM 解析	簡易計算	許容応力度
上ウェブ	1,040	986	$\tau_a=1,500$
下ウェブ	880	986	$\tau_a=1,500$

補剛材垂直応力度；(kg/cm²)

	FEM 解析	簡易計算	許容応力度
内側補剛材	1,455	1,863	$\sigma_{ca}=2,600$
外側補剛材	1,827	1,863	$\sigma_{ta}=2,600$

また、主桁中ウェブ（シャイベ）に定着桁ウェブとの取付け付近に、 $\sigma = 1,208\text{kg/cm}^2$ 程の局部応力度が発生するが、発生位置が主桁ウェブの中立軸付近なので、特に問題無しとした。また、定着桁の変形にともない主桁シャイベの変形量は、4mm程度生ずるが、その応力度は、 400kg/cm^2 程度であるため、補剛の変更等は行わないものとした。図-13に出力例を示す。

6. 塔ケーブル定着部全体照査

塔側ケーブルの張力伝達は次の通りである。（ケーブルソケット→支圧板→定着板→中ウェブ（シャイベ）→塔フランジ・ウェブ）。本解析では、定着板の取付け位置より入力された張力反力が、塔部材へどのような応力分布により伝達されるかを確認し、かつ、開口部等の多い組合せ部材の一部分に生ずるであろう局部応力度の大きさも検討するものとした。

モデルは図-14に示す塔の一部分をモデル化した。モデルには、シャイベ裏の補強材、ダイヤフラム等もモデル化した。またケーブル張力は、水平力、鉛直力の他に、定着板に載荷される際の偏心量を考慮してトルク荷重も入力した。主なる結果は以下の通りである。

縦シャイベ内応力度と変位量；シャイベ両面の最

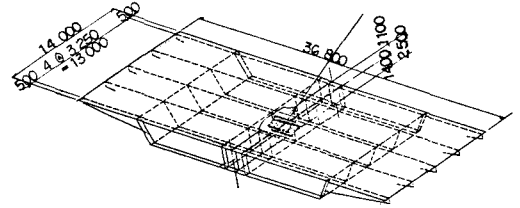


図-11 主桁側ケーブル定着桁

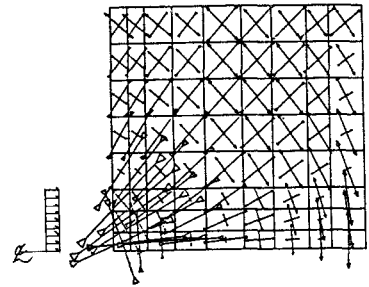


図-12 定着桁ウェブ主応力図例

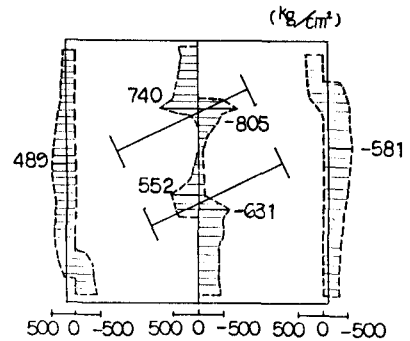


図-13 主桁中ウェブ主応力図(Z1,Z2)

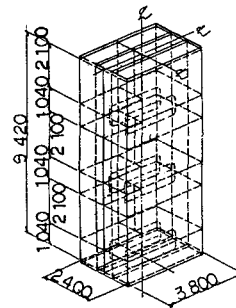


図-14
塔ケーブル
定着部
全体モデル

大応力度は、 $\sigma_{z1}=1,343\text{kg}/\text{cm}^2$ 、 $\sigma_{z2}=1,714\text{kg}/\text{cm}^2$ であった。この値の差は、トルク荷重により生ずる版作用応力度である。なお、簡易計算時の計画応力度は、 $\sigma=1,504\text{kg}/\text{cm}^2$ であった。また、ケーブル方向の変位量は $\delta=1.1\text{mm}$ 程度である。また開口部の局部応力集中は、ほとんど見受けられなかった。(図-15～図-16)

塔フランジ、ウェブの応力分布状況；ケーブル1本による応力分布は、下段のケーブル定着部に至るまでにほぼ等応力分布化されており、不均等応力の影響は、少ないものと判断される。なお、フランジ開口部付近では、フランジの面外変形により、表裏にて $\pm 800\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の版曲げ応力度が確認された。

定着板用隔壁応力度；トルク荷重等に対処するため配置した隔壁応力度の最大値は、 $\sigma \approx 1,500\text{kg}/\text{cm}^2$ 発生した。ただしこの発生位置は、入力荷重位置の部分的ヶ所である。

以上の検討結果より、〔定着板+シャイベ〕の面外変形を拘束するため、シャイベ裏面に、補剛材を追加するものとした。

7. 塔ケーブル定着板の検討

塔側ケーブル定着方式は、過去の実績、及び、使用ケーブルソケット寸法、中央分離帯幅から決定される塔幅寸法等より図-17に示す定着板方式とした。

本形式の採用に際しては、前節6の照査の他に、以下の項目について検討を実施した。

1) 定着板とシャイベの必要溶接量に着目した解析
(平面モデル) 本検討は図-18の4モデルについて反力発生状況のバランスを確認するために実施した。結果は反力バランスの良いMODE-4を採用基本モデルとした。

2) 定着板と支圧板のタッチ面切り欠き部の検討
(中実体モデル) 結果として、まず反力の最大値は、1)の平面解析の値よりも平均化された値となり、低減したものとなった。

また、反力の最大値は、载荷ラインに平行なラインに発生するため、充分なすりつけ勾配をもたせた溶接を行なう必要性が明らかとなった。また内部応力の出力例として、切り欠き部のRを10mmとした定

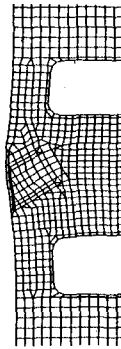


図-15
塔縦シャイベ
変位図

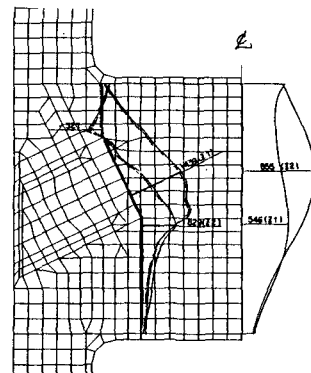


図-16 定着板背面主応力図

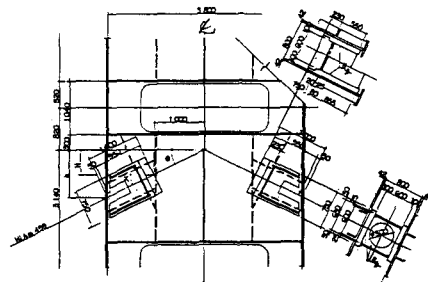


図-17 定着板詳細図

着板中心断面の結果を図-19に示す。この図より切り欠き部に大きな局部応力度が発生することがわかった。よって4節に同様に、相当応力度 (σ_v) を算出し、降伏強度 (σ_y) に対する安全率 (ν) を確認した。主応力度 $\sigma_{max} = 2,683\text{kg/cm}^2$ 箇所の安全率は、 $\nu = 3.30$ であった。なお、 σ_v の式は、次式によった。

$$\sigma_v = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)}$$

以上の結果より定着板は、MODEL-4 の形状を基本として切り欠き部には、 $R = 10\text{mm} + \alpha$ の複合円を入れ、切り欠き部の局部応力の低減を計るものとした。

8. あとがき

以上が、花畔大橋の細部設計と、FEM解析による照査についての報告である。今後構造物の大型化に伴い、ラーメン構造、吊構造等を有する橋梁が、ますます増加するものと考えられる。これら実績の少ない構造物の設計に際しては、隅角部、定着部等の構造計画が非常に重要であると考えられる。今度のFEM解析のほとんどが『計画モデルに対する照査』であったが、予備検討時からこれら数値解析により、新しい構造系の検討を実施し、より効率の良い構造が発見できるものと確信するしだいであります。なお、当解析に使用した電子計算機は、北海道開発コンサルタントK.K. 所有の『HITAC.M180』で、プログラムは総合構造解析プログラムシステム『iSAS II』である。

なお、本橋の設計概要等については、下記参考資料を参照されたい。

以上

参考文献

- 1) 小西；鋼橋 設計編Ⅱ，第5章斜張橋，丸善
- 2) 川崎，田高他；花畔大橋の設計について，北海道開発局技術研究発表会 1987.2
- 3) 川崎，外山他；偏平主桁を有する1面吊り斜張橋の設計について，土木学会第42回年次学術講演会 1987.11
- 4) 寺元，勝俣他；斜張橋の耐風設計と制振対策について，土木学会北海道支部論文報告集第44号 1988.2

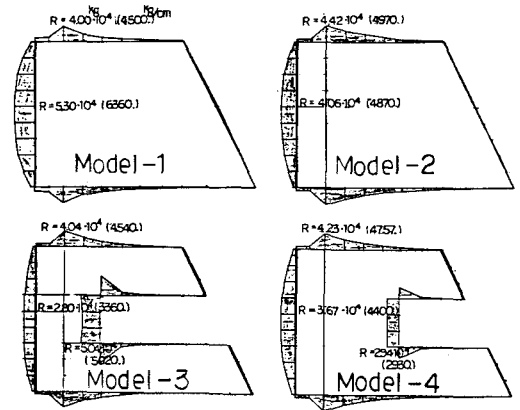


図-18 定着板平面モデル

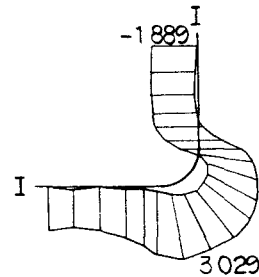
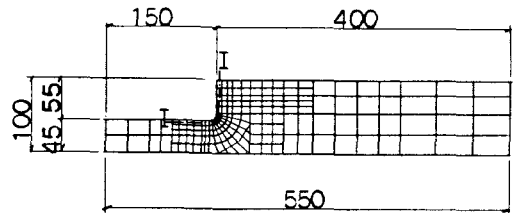


図-19 定着板中実体モデル出力例
出力例(I-Iライン)