

# 長大斜張橋の主桁断面選定に関する検討

Feasible cross-sectional shapes of the girder  
in long-span self-anchored cable-stayed bridges

長井正嗣\*、浅野浩一\*\*、岸本節二\*\*\*、水上義彦\*\*\*\*

By Masatsugu Nagai, Kouichi Asano, Setsuji Kishimoto and Yoshihiko Mizukami

This paper presents the feasible cross-sections of the girder in long-span self-anchored cable-stayed bridges with center span length from 1000 to 1400 meters.

First, the widths of the girder with streamline box section are assumed, and each depth of them are determined from in-plane stability considerations. Second, to suppress the estimated normal stress produced in the girder from dead and wind loads under the allowable stress, the local reinforcement in the girder near the tower is presented. Finally, to investigate out-of-plane stability of the girder, using two obtained sections for a 1200m cable-stayed bridge, finite displacement analysis is carried out, and the feasibility of them is discussed.

## 1. まえがき

自定式斜張橋がどの程度の支間まで安全かつ経済的に建設できるかを特定することは、多くの技術者の興味ある課題と考えられるとともに、長大橋領域での形式選定にバラエティをもたせる上でも有益と考える。著者の一人は、斜張橋の支間が1000mを超えて静的、動的にどのような問題が生じるかについて検討を行ってきた<sup>1)2)</sup>。その結果、支間が1000m前後を超えるあたりから、後述するように、主桁の面内、外の安定性を確保する上で主桁断面の補強が欠かせなくなることを明らかにした。したがって、主桁断面の寸法が塔やケーブルを含む橋梁の全体重量に影響を与えることを考えると、長大化達成のためには適切な断面の開発が重要な課題になると考えられる。

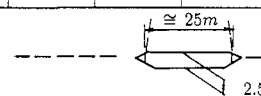
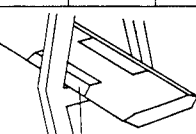
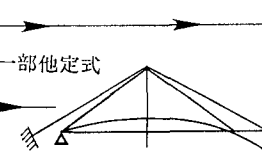
4車線橋梁を対象とし、主桁として支間200～300mで採用されてきた箱断面を用いた検討より<sup>1)2)3)</sup>、およそ1000m前後から、主桁の桁高さのアップや拡幅、塔位置での最小板厚からの局部的な増厚あるいは高強度材料(60キロ鋼以上)の採用といった対策が欠かせなくなることが予想された。これは、支間の長大化とともに桁軸力が増大して桁の面内耐力を確保する必要が生じるためと、風荷重による桁の応力と支間長にほぼ比例して増大する軸力による応力との組合せが断面寸法決定の支配的要因となり、これらに対処する必要が生じるためである。以上を整理したのが表-1である。

|      |    |                         |                         |
|------|----|-------------------------|-------------------------|
| *    | 工博 | 長岡技術科学大学 助教授 建設系        | (〒940-21 長岡市上富岡町1603-1) |
| **   |    | 長岡技術科学大学大学院修士課程         | (〒940-21 長岡市上富岡町1603-1) |
| ***  |    | 川崎重工業(株) 橋梁技術総括部 計画部 係長 | (〒675-01 加古郡播磨町新島8)     |
| **** | 工修 | 川崎重工業(株) 橋梁技術総括部 計画部 課長 | (〒675-01 加古郡播磨町新島8)     |

支間長が 800 ～ 900m 以下では、耐風安定性の確保を前提とした箱断面の桁（桁幅 25m 前後、桁高さ 2.5 ～ 3.5m、最小板厚構成）でもって主構応力（軸力と曲げモーメントによる応力）を対象とした設計が可能と考えられる。一方、支間がそれより長くなると、表に示すような断面の補強、つまり最小板厚構成からの重量増が避けられないものと考えられる。さらに、長支間領域では軸力の低減を意図した一部他定式斜張橋や当然吊橋が有力な代案となってくる。これらより、支間が 1000m を超えて、桁の面内と面外の安定性を確保できる断面で、しかも経済的にも優れた最適な断面の開発が長大化達成のための重要な課題になることがわかる。

さて、これまで海外で行なわれた斜張橋の長大化に関する検討結果の一部を紹介するとともに、著者の以上の見解を検証する。例えば、Great Belt Link での Cowi Consult による 1200m 自定式斜張橋の設計<sup>4)</sup>では、風荷重対策を設計の重要な課題とみなし、意図的な主桁の拡幅、最小板厚からの局部的増厚対策を行っている。その理由は、架設時の耐風安定性の確保のためということであるが、詳細は不明である。また、斜張橋の長大化に関して、Gimsing<sup>5)</sup>は Hybrid-system(主桁内での塔側で圧縮、中央径間中央部側で引張軸力が混在する一部他定式システム)を提案しているが、これは主桁の軸力低減のためである。さらに、橋幅方向に離れて配置した 2 箱桁（2 箱桁は対傾構またはラーメン構造で連結される）の採用、立体的に配置されたケーブルの採用を提案している。これらは風荷重に対応するためである。そして、支間の長大化にあたって以上の対策検討の必要性を強調している。しかしながら、実際上何メートルの支間から以上のシステムが欠かせないか、その実現性といった点は不明である。これに対して、Leonhardt<sup>5)</sup>は主桁の拡幅と桁高さを高くすること、また板厚を増厚することによって、支間が 1800m 近い自定式斜張橋の実現を強調している。しかしながら、この場合もその詳細は明らかでない。また、Hybrid-system に対しては、2 つの異なった架設系と設備を必要とすることから、単なる机上の軸力低減対策が経済的かつ実現可能かについて疑問を呈しており、この点も考慮した総合的な検討の必要性を強調している。

表－1 斜張橋の長大化と桁断面（4 車線、3 径間連続斜張橋）

|          |                                                                                            |  |                                                                                               |  |
|----------|--------------------------------------------------------------------------------------------|--|-----------------------------------------------------------------------------------------------|--|
| 支間       | 500m                                                                                       |  | 1000m                                                                                         |  |
| 桁        |         |  |            |  |
| 断面       | 材質 SM400<br>ほぼ同一断面<br>(最小板厚構成)                                                             |  | 材質、板厚 up<br>(塔位置)<br>拡幅<br>断面の補強                                                              |  |
| ケーブルシステム | <br>自定式 |  | <br>一部他定式 |  |
| 代案       | 一部他定式斜張橋 } との比較<br>吊橋                                                                      |  |                                                                                               |  |

さて、以上の検討では必ずしも何メートルの支間から自定式斜張橋の主桁の拡幅、板厚の局所的な増厚対策が欠かせなくなるか、またその程度が明らかにされていない。しかしながら、著者らの文献1)～3)の検討結果を考え合わせると、支間が約 1000m を超えるあたりから、主桁の安定性を確保するためになんらかの対策が欠かせなくなってくるものと考えてよい。したがって、最初に説明した問題に答えるためには、どのような主桁断面でもって設計が可能であるかをより具体的に明らかにしていくことが重要となると考える。

そこで、本文では以上の問題に答えるための1つのステップとして、支間が 1000～1400m (具体的には支間 1000, 1200, 1400m の3ケース)の斜張橋を対象に、軸力と風荷重による応力を設計の支配的な要因とみなし、面内、面外の安定性が確保できる具体的な主桁断面形状について検討を行なうこととし、このクラスの自定式斜張橋で十分検討の対象となり得る断面を得る手順の提案を行なうとともに具体的な断面提示を行なうこととした。

斜張橋の長大化達成のための技術的検討課題としては、ここで検討の対象とする面内、外の安定問題のみでなく塔の橋軸方向座屈防止に必要な橋軸方向の拘束度を考慮した免震システムの設定、ケーブルのサグ対策、ケーブルの振動対策や桁と塔の耐風安定性確保といった極めて多くの問題が挙げられ、それらをクリアしていく必要がある。また、先に説明したようにこのクラスでは一部他定式斜張橋、吊橋との経済比較も、とくに基本計画段階では重要な検討課題になる。そして、これらの検討については多大な労力を要することは、斜張橋の設計に携わった技術者の知るところである。したがって 1000m を超えて設計上まずクリティカルになると予想される問題を検討し、基本断面が設定できれば、あるいは基本断面を設定する簡単な手順が得られれば、以上のさらに進んだ検討課題に対処していく上でも役立つものとする。本文の検討は、これまで実績のない未知の支間に於ける自定式斜張橋の位置付けを明らかにするため、まず十分検討の対象となり得る主桁断面を提示することを目的として行なわれている。

## 2. 断面選定計算の方針、仮定およびフロー

### 2-1 方針

主桁断面の検討にあたって、現状では2つの重要な設計手法が不明である。それらは桁の面内、面外の安定性照査方法である。これらの照査方法としては、弾塑性挙動を考慮した有限変位解析の適用が数値計算法として信頼が高いと考える。しかしながら、この手法を用いて無闇に逐一パラメトリックな計算を繰り返すことは得策と考えられない。そこで、以下に示す手法でもって断面構成を検討することとした。

各支間に対して、最小板厚に近い板厚を用いて断面の幅、高さを仮定し、荷重強度、断面諸量を計算する。まず面内の耐力を確保できる桁高さ<sup>1)</sup>を設定し、死荷重、ケーブルサイズを固定する。次に、設計風速と桁、ケーブル断面の抗力係数を仮定し、連続はりモデルを用いて風荷重による応力を計算する。軸力による応力との組合せでもって応力照査<sup>5)</sup>(鋼材の降伏点を安全率で割った許容応力度を用いる)を行ない、塔近傍から支間方向に増厚を行っていく。この段階では、仮定した桁幅の断面それぞれに対して必要な補強(板厚の増厚区間と増厚量)を計算することができる。更に、これらの断面を用いて、有限変位解析から横方向の安定性の照査を行なう必要がある。

本文では風荷重による断面力を連続げたモデルで計算しているが、完成系モデルについては線形化有限変位理論による結果と予め比較した。そして、両者の差が小さいことを確認している。また、面内の耐力評価法としては、著者らの文献1)で示した方法を利用している。この妥当性は詳細に検討していないが、文献7)の弾塑性有限変位解析結果との比較からは、若干安全側の評価となることが確認できている。

### 2-2 仮定

本検討で設けた斜張橋の形状と荷重条件に関する仮定を説明する。周知の通り、斜張橋はとくにその形態

を選定する上で多くの設計変数(自由度)を有し、したがってそれらの組合せも多様となる。しかしながら、ここで扱う 1000m クラスの長大橋となるとおのずと設計変数の選定にも制約が生じることから、一般的と考えられる仮定を設けた。

### (1) 形状(図-1、2 参照)

- 1). 基本形状として、ケーブル張形式はファンタイプで2面吊とする。また、塔形状はA形を想定している。
- 2). 支間長( $L_c$ )と塔高さ( $h_T$ : 桁上から最上段ケーブルの取り付け位置まで)の比は5.0とする。また、ケーブルの塔高さ方向の定着区間は塔高さ(桁上)の上半分とする。ケーブルの定着区間の取り方は主桁軸力の値に影響を及ぼすが、ここでは以上のように仮定する。

- 3). 側径間長は中央径間長のほぼ半分とする

が、橋端から90mの間隔で中間橋脚を設けることとし、側径間内の橋脚で支持されない長さは300m程度とする。また、中央径間長が1020、1410mと端数が付いているのは、ケーブル吊間隔として15mを仮定したためである(〈4〉項で説明)。側径間に橋脚を設ける理由は文献3)で説明したように、橋全体の鉛直方向剛性を向上させるためで、またこのような構造系を選ぶと、完成系(死荷重載荷時)での桁曲げモーメントを小さく設計するのに便利なためである。

### (2) 主桁断面と諸量

- 1). 主桁断面は図-3に示す箱形断面として断面諸量を計算する。
- 2). 箱幅( $B_u$ )が30m以上では腹板を7枚、30mより狭い場合は6枚として等間隔に配置する。桁高さ( $h_W$ )は最低3mとする。図中、 $y_0$ はケーブル定着のための長さで、1.5mとする。
- 3). 板厚はデッキ、下フランジともに12mmとし、縦方向リブを考慮して軸力に抵抗できる等価板厚( $t_{fe}$ )として20mmを仮定する。また、腹板の板厚( $t_W$ )は15mmとする。面内の断面2次モーメントの計算では、縦リブがデッキ、下フランジに偏心して取り付けることから、計算値の90%とする。

### (3) 使用材料と増厚

- 1). 材質はSM490Y材とし、増厚( $t_{up}$ : 図-3参照)で対応する。計算上、増厚は最大30mmまでとする。

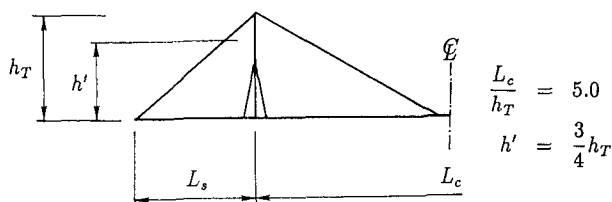


図-1 基本側面形状

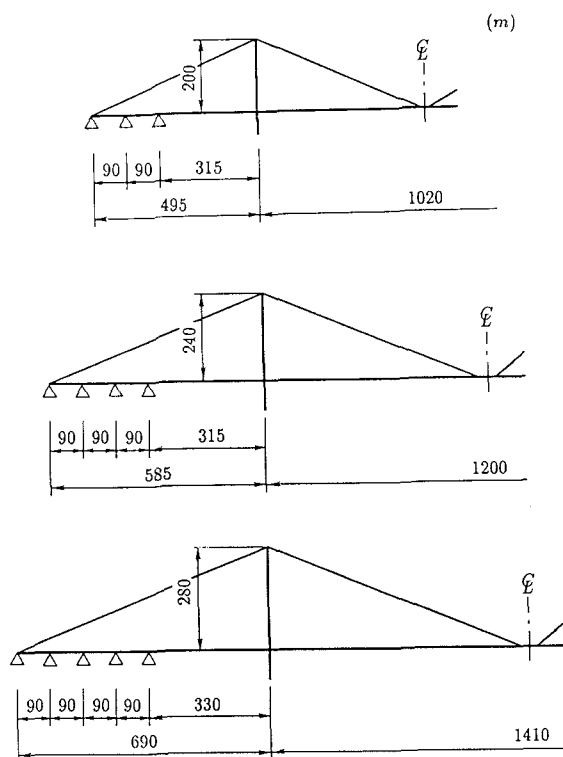


図-2 側面形状

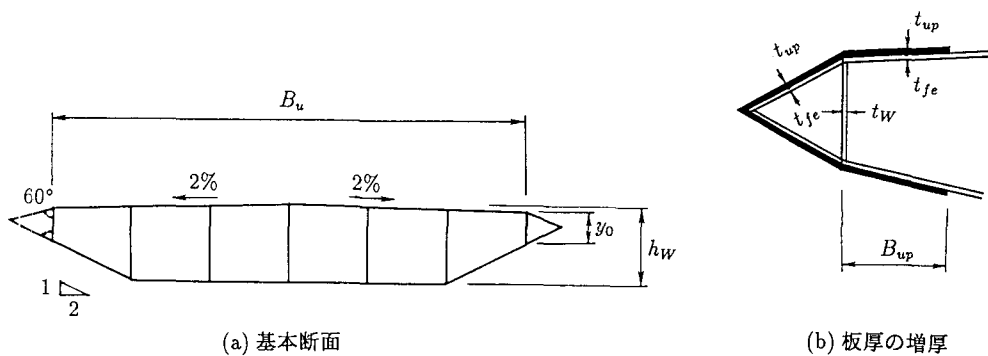


図-3 基本断面と板厚の増厚

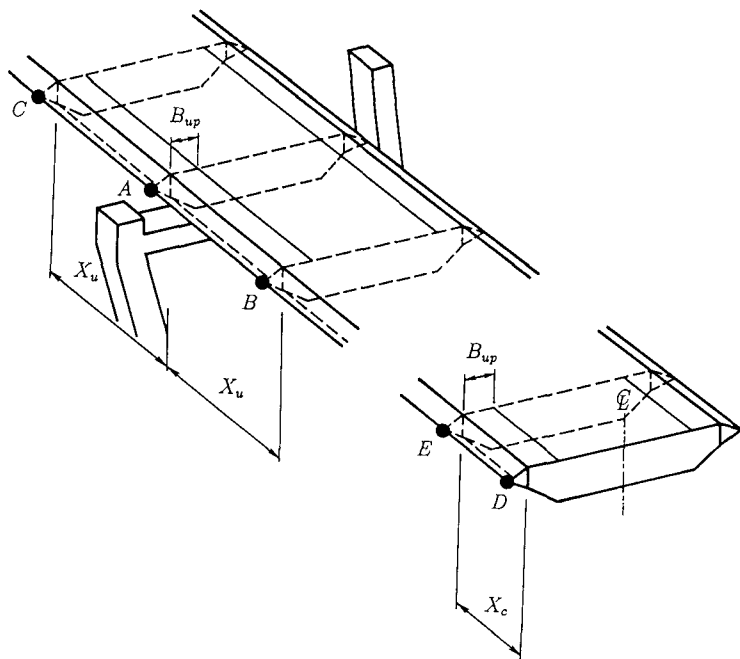


図-4 応力照査位置

2). 橋幅方向の増厚区間は、図-3に示す  $B_{up}$  とする。また、橋軸方向は図-4に示す  $X_u, X_c$  区間とする。

#### (4) 鉛直荷重強度

1). 死荷重強度 ( $W_G : tf/m$ ) は以下の式より計算する。

$$W_G = (1.4A_s) \times \gamma_s + 7.0 \quad (1)$$

ここで、 $A_s$  は軸力に抵抗できる鋼断面積、1.4 は添接板、軸力に抵抗しないダイアフラムや横リブといった横方向補剛材を考慮する係数、 $\gamma_s = (7.85tf/m^3)$  は鋼の単位体積重量、7.0 は後死荷重を仮定したものである。

また、増厚が行なわれる場合は、増厚分に鋼の単位体積重量を乗じたものを死荷重強度の増加分とする。

2). 活荷重強度は等分布荷重強度 ( $p = 3.8tf/m$ )、集中荷重強度 ( $P = 62.5tf$ ) とする。

#### (5) 風荷重

1. まえがき、でも述べたように長大橋では風荷重が設計上支配的となることから、ここで仮定する条件が大きく変更されると状況がかなり変化する。その場合、別途検討が必要となる。

1). 抗力係数は桁について 0.8、ケーブルについて 0.7 とする<sup>1)</sup>。

2). 桁の受風面積を計算する場合、桁の総高さは ( $h_W + 0.33$ ) とする。 $h_W$  は桁の高さ、0.33 は舗装と地覆の高さを考慮するものである (単位:  $m$ )。

3). ケーブルの吊間隔 ( $L_{CD}$ ) は  $15m$  とする。ケーブルの吊間隔が長くなると、同一鉛直荷重強度のもとではケーブル径が大きくなる。しかし、必要断面積が径 (ケーブルの受風面積に関係する) の 2 乗に比例することから、吊間隔が長い程相対的にケーブルの受風面積が小さくできる。ケーブルに作用する風荷重強度が設計上の支配要因になる場合はこの点にも注意する必要がある。長大橋でのケーブル吊間隔を特定するには困難を伴うが、ここでは安全側と予想される  $15m$  と仮定した。

4). ケーブルは、鉛直方向荷重  $W_G(1 + 1.3\omega)L_{CD}$  (但し、 $\omega = p/W_G$ ) を受け持つものとし、また許容応力度を  $0.9 \times 64000(tf/m^2)$  として計算し、その断面積を計算する。

5). ケーブルに作用する風荷重は塔と桁に半分づつ振り分けるが、その際ケーブルの長さは張形式をラジアルタイプとして計算する。

6). 設計風速は文献 6) を参照して仮定する。 $V_{10} = 40m/s$  とし、設計風速は桁、ケーブルについてそれぞれ  $60m/s$ 、 $70m/s$  とする。設計風速算出に用いた高度、水平長さ補正係数を表-2 に示す。

7). 架設時の風荷重強度は完成系の半分とする。

表-2 設計風速算出のための高度、水平補正係数  $\nu_1, \nu_2$ <sup>6)</sup>

| 支間 (m) |         | 1000       | 1200       | 1400       |
|--------|---------|------------|------------|------------|
| 桁      | $\nu_1$ | 1.29(60)   | 1.29(60)   | 1.29(60)   |
|        | $\nu_2$ | 1.14[1000] | 1.13[1200] | 1.12[1400] |
| ケーブル   | $\nu_1$ | 1.49(160)  | 1.51(180)  | 1.53(200)  |
|        | $\nu_2$ | 1.17[500]  | 1.16[600]  | 1.16[700]  |

( ) 内, 高度 (m) (桁は 60m と仮定)

[ ] 内, 水平長さ (m)

### 2-3 計算のフロー

図-5 は、2-2 で説明した計算のフローチャートである。計算のフローについて、図中のローマ数字に応じて説明を加える。

(I) 仮定した断面について、塔位置、 $L_c/4$  点、 $L_c/2$  点で、鉛直荷重による応力照査 (許容応力度は許容圧縮応力度の上限値とする) を行なう。この時、死荷重、活荷重による軸力<sup>8)</sup>と活荷重による曲げモーメント (但し、塔位置の活荷重設計曲げモーメントは  $L_c/4$  点のそれと同じと仮定) を考慮している。活荷重曲げモーメントには幾何学的非線形の影響が考慮される<sup>9)</sup>。また、許容応力度については、死荷重時曲げモーメントは小さく設計されるものとして考慮していないこと、Shear-lag 応力やせん断応力を考慮していないことから、 $200kgf/cm^2$  の余裕をみている。

(II) 面内耐力の評価は文献 1) で説明した通り、支間  $L_c/4$  点で行なっている。

(III) 図-4 に、応力の照査位置を示す。

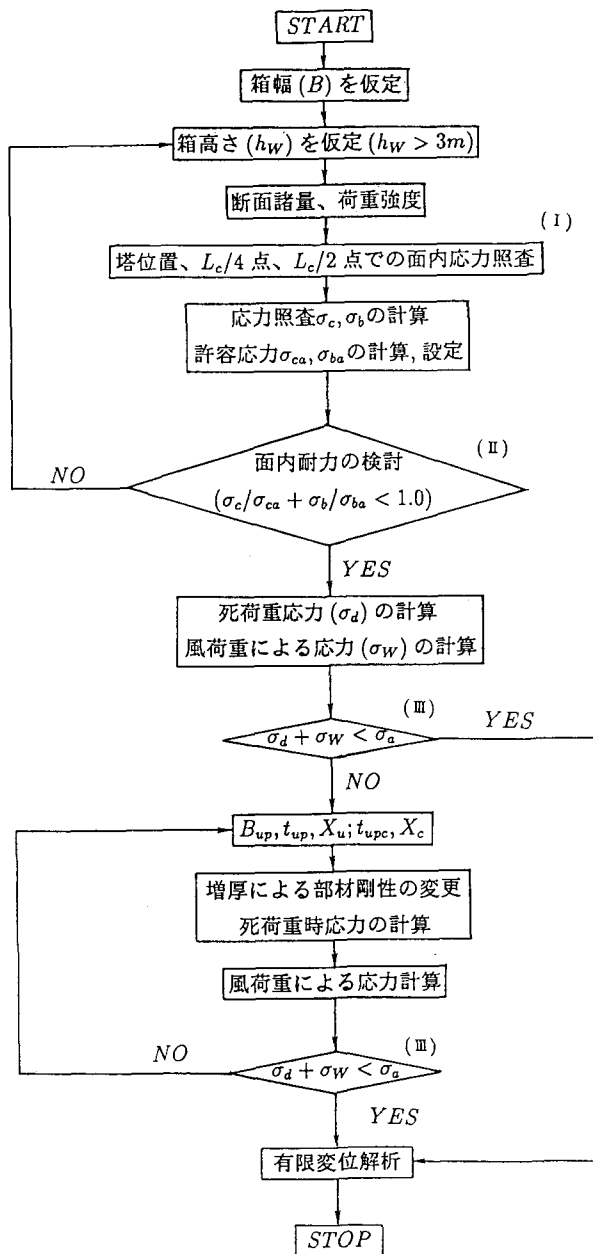


図-5 計算のフローチャート

- 1). 風荷重との組合せ (鉛直荷重は死荷重のみを対象とする) 状態での照査は、まず垂直応力の合計が最大となる図中  $Pt.A$  で行なわれる。
- 2). 塔近傍で増厚が行なわれた場合、 $Pt.A$  とともに  $Pt.B、C$  で照査が行なわれる。
- 3). 以上の点での応力が設定した許容応力以内になると、次に、 $Pt.D$  での照査を行う。
- 4). 中央部で増厚が行なわれた場合、 $Pt.D、E$  の照査を行なう。さらに、 $Pt.A、B、C$  の再照査が行なわれる。

風荷重との組合せ状態での照査を行なう場合、許容応力度 ( $\sigma_a$ ) は  $SM490Y$  材の引張許容応力度を 1.5 倍し<sup>6)</sup>、ここでも、死荷重による曲げ応力度や死・活荷重によるせん断応力度分を考慮して  $200kgf/cm^2$  を差し引いている。

また、増厚に伴い塔近傍と支間中央で部分的な増厚分の分布荷重が載荷される場合は、図-6 に示す軸力の算定式を用いて加算することとした。なお、板厚の増厚によって鋼重量が増加しても、ケーブルサイズは変更しないこととした。

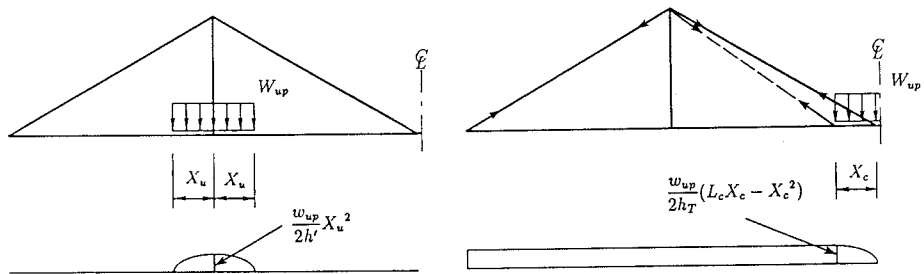


図-6 増厚による軸力の増加

### 3. 計算結果と考察

支間 1000、1200、1400m モデルについて、桁幅 ( $B_u$ : 図-3 参照) を変化させて計算を行なった。図-7 に各支間に対する桁幅と桁高さの関係を示す。図中には、支間を 900m とした場合の結果もあわせて示す。なお、桁高さの最小値は 3m としている。

支間 900m では、桁幅を 20 ~ 22m (全幅で約 23 ~ 25m) として、桁高さ 3m を選べば面内の耐力を確保できると考えられる。さらに、図-8、9 に示すように、塔位置での増厚区間、増厚量ともに小さい値となっている。

支間 1000m では、桁幅 22m (全幅で約 25m) の場合で桁高さ 3.8m、桁幅が 28m (全幅で約 31m) を超えると 3m でよいことになる。支間長が 1200m になると、桁幅が狭いケースではかなり大きな桁高さが必要となってくる。桁幅を 34m 以上にすると、桁高さ 4.0m に収束する傾向がみられた。本検討において桁幅の狭い場合に急激に大きな桁高さが必要になる理由は、図-3 に示す断面形状 (外側腹板の勾配を 2:1 とする) を仮定すると、桁高さを高くするにつれて下フランジ幅が狭くなり、断面 2 次モーメントがかなり小さくなるためと考えられる。したがって今後はさらに断面の形そのものの仮定にも注意を払った最適化の検討が必要と考える。図中の◆印 (桁高さ 4.5m) は、文献 4) の斜張橋案 (1204m) の値である (使用鋼材の降伏点は  $360kgf/mm^2$ )。設計案の桁全幅は 36m であるが、本文の仮定にあわせて、約 3m 減じた幅でプロットしている。これより、本方法が多少低めの桁高さとなっている。文献 4) では、架設時で桁断面が決定されているとことで、多少大き目の桁高さとなっているものと想像されるが、比較的近い結果が得られていると考える。

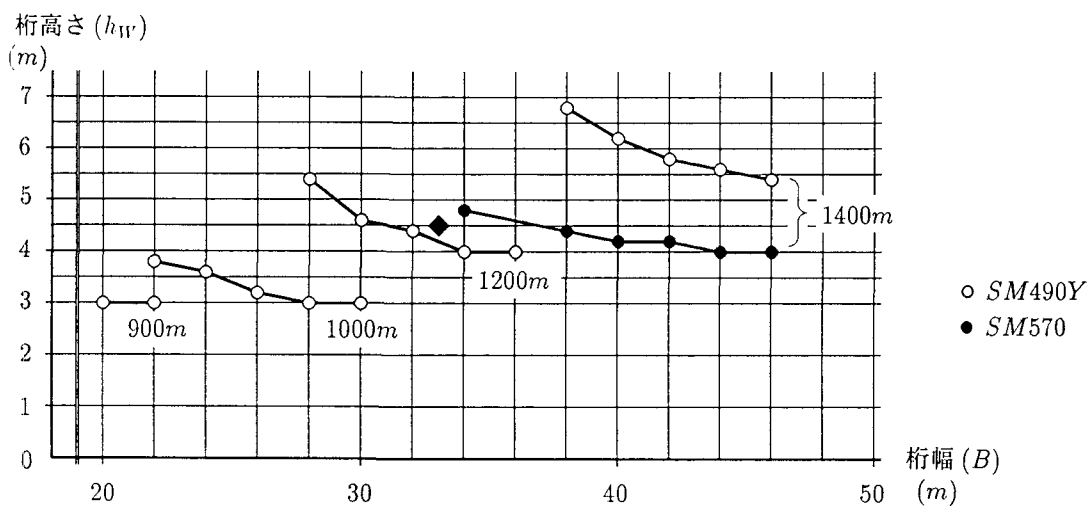


図-7 桁幅と必要桁高さの関係

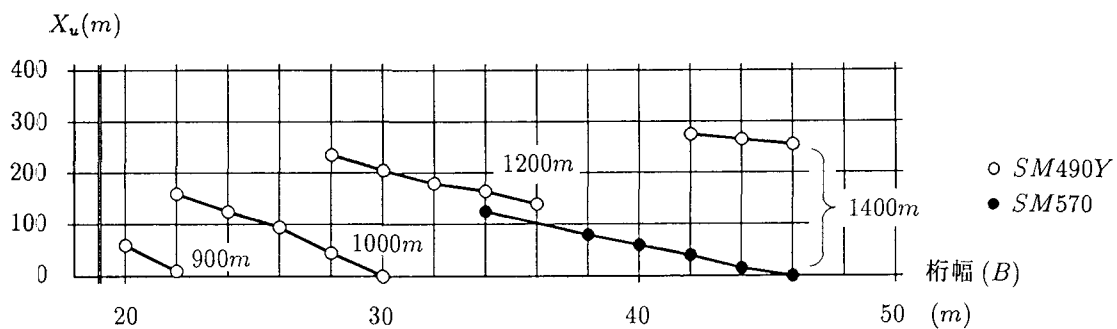


図-8 塔部の桁増厚区間長

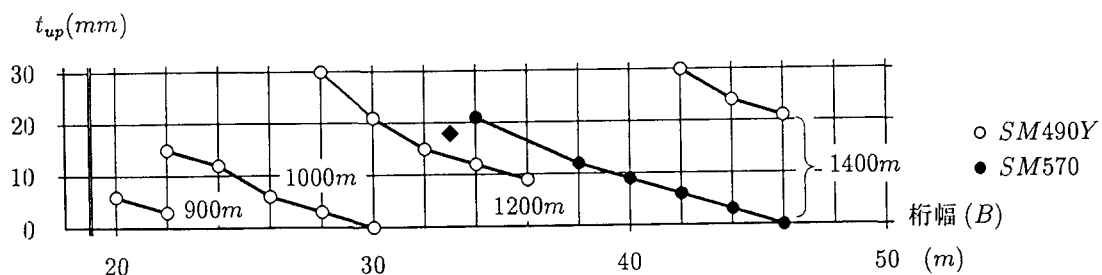


図-9 板厚の増厚量

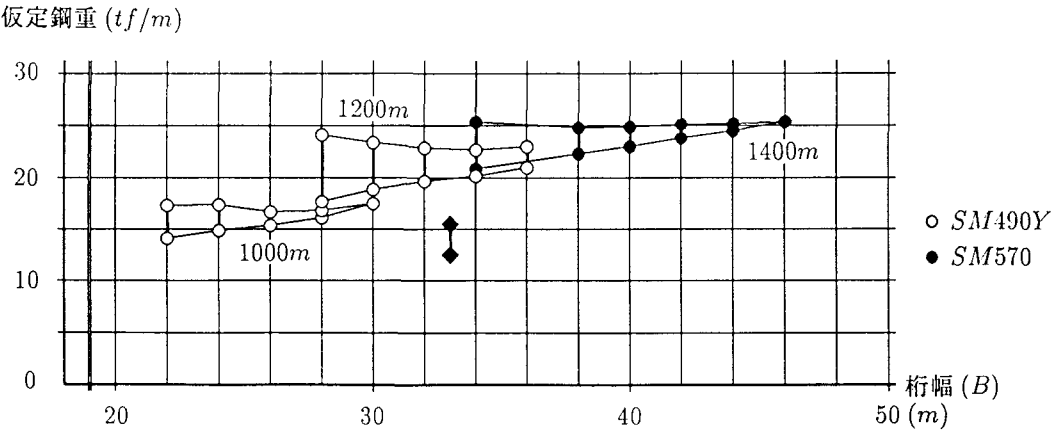
支間長が 1400m になると、桁幅 40m で桁高さ 6m 以上、桁幅 46m で桁高さ 5.5m 弱と桁幅、桁高さがともにかなり大きな値になってくる。本断面形状の基本的な仮定のもとでは、このクラスから材質アップ (SM490Y → SM570) を検討課題にする必要があると思われる。

そこで、桁については材質を SM570 材にアップして同様の検討を行なった。その結果を●印で示す。これより、桁幅 34m で 5m 弱、桁幅 38 ～ 46m の範囲で桁高さ 4.5 ～ 4.0m でよいことになり、SM490Y 材を用いた 1200m クラスの桁高さと同程度になっている。また、図－8、9 からわかるように増厚の程度も小さくなっている。

図－8、9 に横荷重に抵抗するための板の増厚の程度 (最大 30mm とする) と増厚の必要な支間方向長さ ( $X_U$ ) を示す。なお、支間中央部の補強はいずれのケースも不要となった ( $X_C = 0$ )。これは、支間中央部では桁軸力が小さいためである。

増厚の橋幅方向長さ ( $B_{up}$ ) はいずれのケースも 5m で、7m 以上にして計算しても増厚の支間方向の必要区間とその量ともに差異はみられず、鋼重が増加するのみである。これは、横荷重に対しては、橋幅方向端部で補強したほうが効果的なためである。支間が長くなるにつれてそれぞれの値が大きくなっていくことがわかる。とくに、支間長 1400m で SM490Y 材を用いると、かなりの増厚区間と増厚量になり、このクラスからは、材質として SM570 材を用いたほうが得策と考えられる。図中の◆印は、先程説明した文献 4) の案であるが、橋幅方向の増厚長さは 7m とのことで、本文の 5m (橋端の 3 角形の長さを加えると約 6.3m とする) に比較的近い値である。橋軸方向長さは不明であるが、増厚量は本方法が多少小さい値となっている。

図－10 に、式 (1) を用いて計算した仮定鋼重を示す。図中、下段の○および●印が全長に渡って仮定した鋼重で、上段の○および●印が塔位置近傍での補強断面を含む鋼重である。今回の検討では桁幅が狭い程、増厚量が大きく、また広範囲に対応する必要がある。しかし、桁幅の狭い断面は、増厚量が多くなるものの、桁の全重量は小さな値になっている (下段の○、●印参照)。この理由として、支間 1000 ～ 1400m クラスの斜張橋でも、主桁の大部分が最小板厚 (SM490Y, SM570 材を前提) で設計可能なためと考えられる。したがって、できるだけ桁幅を狭くした断面で面外の安定性を確保できる断面を探すほうが、鋼重の面では有利になることが予想された。図中の◆印は、前出の COWI 案の鋼重量である。今回の仮定値に比べてかなり小さい値となっている。これは、全断面溶接構造の採用とか、断面の横方向補剛材設計について最適化がなされているためと考えられる<sup>1)</sup>。



図－10 仮定鋼重

図-11に塔位置での桁面外方向の断面係数を支間長に応じて示す。種々の桁幅に対してほぼ同じ断面係数が得られている。面外安定問題を考えていない応力の許容値(材料の降伏点を安全率で割る)を設定したため、同じ断面係数が得られることになる。橋幅を広くすると面外方向の断面2次モーメントは増大して相対的に横方向の安定性が増すと考えられるが、前述の通り鋼重量は逆に増加すると考えられる。したがって、最適な断面を選ぶ上では、架設、完成時両方の系に対して横方向の安定性の照査をさらにに行なう必要がある。

また、以上の補強後の断面を用いて架設時の検討を行なった。荷重強度は2-2で説明したように完成系の半分とし、許容応力度は完成系の場合と同じとした。但し、横荷重による断面力の計算には連続はりモデルを用いている。いずれのケースも完成系以上の補強は不要となった。しかしながら、架設系については横荷重に対する安定性の照査を行なった上での考察が不可欠と考える。

なお、ここでの検討では橋軸直角方向の桁圧縮応力度との組合せ状態での板、補剛板の安定性の照査が対象外となっている。ここで示す必要桁高さをを用いて以上の照査をさらにに行なっておく必要がある。

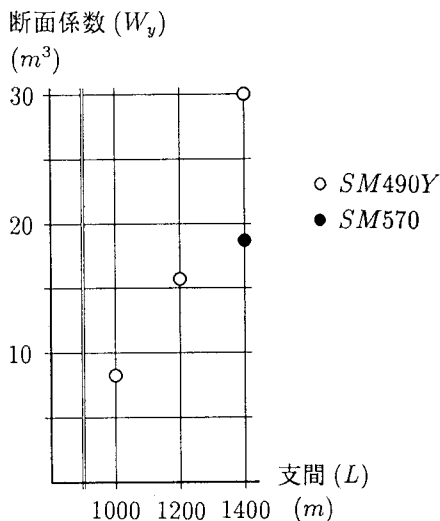


図-11 桁面外の断面係数

#### 4. 面外荷重を対象とした有限変位解析の一例

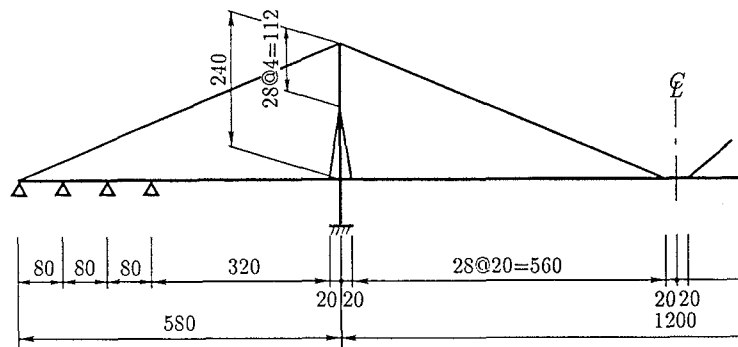
3. で説明したように、面内耐力が確保でき、しかも風荷重との組合せ状態で許容応力度を満足できる断面が、その必要な補強の程度とともに複数決定された。

今回の検討では、桁幅の狭い断面が必要桁高さは高くなるものの重量的には小さい値となっている。したがって、経済性を考える上では桁幅の狭い断面で、しかも横方向の安定性が確保できる断面を特定する必要があると考えられる。ここでは、文献4)に1200m支間の斜張橋断面が提案されており、したがってその断面との比較考察が可能ことから、1200mモデルについて桁幅を2ケース( $B_u = 28, 34m$ )選び、完成系と架設系について有限変位解析を行なった結果を報告するとともに考察を加える。桁幅( $B_u$ )28mモデルは、支間長と桁全幅の比で40程度となる。支間長と桁全幅の比は桁の横方向の安定性を議論する上で、しばしば用いられるパラメータである。因みに、Leonhardtはこの値として40以下が好ましい(但し、耐風安定性の確保できる断面を前提として)ことを述べている<sup>5)</sup>。また、最近建設または計画された長大斜張橋の調査でも、この値はほぼ40以下となっている<sup>1)</sup>。本文の28mモデルは、この点を考慮して採用したもので、また、34mモデルは文献4)の桁幅に近いモデルである。

##### 4-1 解析モデル

図-12に1200mモデルの側面形状を示すとともに、仮定した塔の断面諸量を示す。ここでの計算では、ケーブル間隔を20mとしている。以下に解析の条件を示す。

- 1). 桁と塔は3次元の非線形梁要素でモデル化する。また、ケーブルはカテナリケーブル要素を用いる。
- 2). 荷重の作用方向は橋軸直角方向に水平とする。
- 3). 塔断面の抗力係数は1.8とし、文献6)により荷重強度を算出する。



塔断面

| 支間<br>(m) | 断面諸量                   |                                     |                                     |                        | 断面 |
|-----------|------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------|----|
|           | A<br>(m <sup>2</sup> ) | I <sub>x</sub><br>(m <sup>4</sup> ) | I <sub>y</sub><br>(m <sup>4</sup> ) | J<br>(m <sup>4</sup> ) |    |
| 1200      | 1.440                  | 16.213                              | 22.667                              | 28.444                 |    |

桁下位置の塔の断面諸量は表中の値の2倍とする

図-12 計算モデル

- 4). 桁の完成時の曲げモーメントは極力ケーブル定着位置を支点とする連続桁の曲げモーメントの分布に近くなるように決定している。ケーブル定着点を支点とする連続桁の曲げモーメント分布に近い分布は、本文のような構造系(中間橋脚付きの側面形状)を選べば、最適化手法等を用いずに容易に決定することができる。
- 5). 架設系の風荷重強度は完成系の半分と仮定して計算を行なう。また、対象とする構造系は閉合(支間中央を閉合位置とする)直前の状態で、張出し長さが最も長い状態、すなわち最も柔な構造系を対象とする。
- 6). 架設時の計算では、まず完成系の断面力から後死荷重分の断面力を除去し、さらに構造の片側半分を除去した状態で風荷重を載荷する。いわゆる解体計算を行なって風荷重を固定荷重として作用させる。

#### 4-2 計算結果と考察

完成系の計算結果の一部を表-3に示す。表中には、別途行なった線形化有限変位解析の結果(但し、完成時の桁軸力が多少異なっている)を併記している。両者は比較的近い値を示している。さらに線形解とも近い値となっている。

表-4に、架設系の計算結果の一部を示す。当然、桁幅の狭い断面に大きな変位が生じている。

表-5に3種類の断面の寸法を示す。表中に横方向の安定性評価のための一指標となる比<sup>5)</sup>(支間長/桁幅)を示す。前述の通り、28mモデルで40弱、その他のモデルで33程度である。いずれのケースもほぼ同様な断面で安定系と考えられるが、いずれがより最適であるかについては今後さらに検討を要する。その際、架設系の変位には横変位と鉛直、ねじれ変位の連成が大きく、今後架設系を中心により詳細に検討していく必要があると考えられる。

表－3 完成系の変位と断面力

| 桁幅 ( $B_u : m$ ) | $\delta_T$ | $\delta_H$ | $M_T$ | $M_C$ |
|------------------|------------|------------|-------|-------|
| 28               | 1.12       | 4.97       | 2.70  | 1.35  |
|                  | 1.12       | 5.25       | 2.87  | 1.42  |
| 34               | 0.90       | 3.34       | 2.17  | 1.42  |
|                  | 0.90       | 3.49       | 2.27  | 1.48  |

下段 : 線形化有限変位

$\delta_T$  : 塔頂の水平変位 ( $m$ )

$\delta_H$  : 桁の支間中央水平変位 ( $m$ )

$M_T$  : 桁の塔位置曲げモーメント ( $\times 10^5 tfm$ )

$M_C$  : 桁の支間中央位置曲げモーメント ( $\times 10^5 tfm$ )

表－4 架設系の変位

| 桁幅 ( $B_u : m$ ) | $\delta_T$ | $\delta_H$ | $\delta_v$ | $\phi$ |
|------------------|------------|------------|------------|--------|
| 28               | 0.56       | 5.84       | 0.51       | 0.0111 |
| 34               | 0.46       | 4.40       | 0.29       | 0.0093 |

$\delta_T$  : 塔頂の水平変位 ( $m$ )

$\delta_H$  : 桁の支間中央水平変位 ( $m$ )

$\delta_v$  : 桁の支間中央鉛直変位 ( $m$ )

$\phi$  : 桁の支間中央ねじれ角 ( $rad$ )

表－5 断面寸法の比較

|         | 桁幅 ( $B_u : m$ ) | 桁全幅 ( $B : m$ ) | 桁高 ( $m$ ) | $L_C/B$ |
|---------|------------------|-----------------|------------|---------|
| 28m モデル | 28               | 30.6            | 5.4        | 39.2    |
| 34m モデル | 34               | 36.6            | 4.0        | 32.8    |
| 文献 4)   | —                | 36.0            | 4.5        | 33.3    |

$L_C$  : 支間長 ( $m$ )

## 5. まとめ

以上、比較的簡単な手順を用いて支間  $1000m$  を超える長大斜張橋の主桁断面の選定法を説明した。また、支間  $1200m$  モデルについて断面の特定に関する検討を行い、あわせ今後の検討課題について触れた。

本検討で得られた結果と今後の課題を整理すると以下のようになる。

- ①. 自定式斜張橋では、支間が  $1000m$  を超えて、 $1200$ 、 $1400m$  になるにつれて、拡幅や桁高を高くするといった補強によってかなり大きな桁断面が必要となる。
- ②. 支間  $1400m$  クラスで、 $SM490Y$  材を使用する場合、桁断面はかなり大きなものとなることが予想された。したがって、このクラスからは  $SM570$  材を使用する方が鋼重量の面から得策と考えられる。但し、高材質のため横方向剛性が低下することから、安定性の照査が今後の課題となる。

- ③. 風荷重に対する桁の補強は橋幅方向端部で行なうのが効果的で、今回のモデルではその増厚間隔は 5m 程度となる。
- ④. 桁重量については、桁高が多少高くなっても桁幅を狭くした方が有利になる傾向がみられた。
- ⑤. 本手法のような簡単な手法で得られる断面は、実現を意図して詳細に検討された文献 4) の案と比較的近いものとなっている。
- ⑥. 本文で検討対象とした基本断面 (図-3) では、桁高さを高くするにつれて急激に断面 2 次モーメントが低下する。そのため、基本断面形状にも注意を払った検討が今後の課題となった。
- ⑦. 本手法では各支間について幾つかの断面が得られたが、更に最適な断面を設定する必要がある。その場合、④で説明したように、重量ベースで議論すると桁幅の狭い断面が好ましいことになる。したがって、桁の横方向の安定、とくに架設系での安定性が確保できる断面をさらに特定していくことが課題となる。

未知の支間領域において、しかも数多くのパラメータの組合せが対象となる斜張橋について、まず検討のスタートとすべき断面が絞り込めることは有益と考える。本文では、そのための一手法が提案できたと思う。今後、各桁幅を対象として横方向安定性、とくに架設系の安定性に関する精緻な検討が課題として残った。

#### 参考文献

- 1). 長井正嗣、藤野陽三：1000m を超える自定式斜張橋の構造形態に関する主に静的挙動からの一考察、土木学会構造工学論文集、Vol.38A、1992
- 2). Y.Fujino and M.Nagai: Static and Dynamic Problems in Extremely Long-Span Cable-Stayed Bridges, Proc. of Int. Workshop on Technology for Hong Kong's Infrastructure Development, 1992
- 3). 長井正嗣、佐野信一郎、遠藤秋主、奥井義昭：長大斜張橋に発生する垂直応力の予測と適用支間に関する検討、土木学会構造工学論文集、Vol.35A、1989
- 4). A.Petersen A.Larsen and W.Eilzer: Outline Design and Special Studies for a 1200m Cable-Stayed Bridges、Proc. of Innovation in Cable-Stayed Bridge、1991
- 5). 成田信之、宮田利雄、藤野陽三、長井正嗣：斜張橋の国際セミナー報告－パネルディスカッションを中心として－、橋梁と基礎、Vol.26、No.6、1992
- 6). 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準・同解説、1976
- 7). 本州四国連絡橋公団：多々羅大橋の橋梁計画検討委員会報告書、1991
- 8). 長井正嗣、赤尾宏、佐野信一郎、井澤衛：3 径間連続マルチケーブル斜張橋の部材断面力算定法の提案、土木学会論文集、No.362/I-4、1985
- 9). 長井正嗣、赤尾宏、佐野信一郎、奥井義昭：斜張橋の主桁に発生する非線形曲げモーメントの簡易算定法の提案、土木学会論文集、No.392/I-9、1988

(1992 年 9 月 21 日受付)