

## 第17章 吊 構 造

### 17.1 概 説

わが国を始めとして世界的に長支間の橋梁および大型構造物が建設されているが、これらの構造物では、構成する部材の座屈・耐荷力はもちろん構造全体系としての耐荷力をあらゆる面から検討される。特に、主要構造部材に大きな軸圧縮力と曲げモーメントが同時に作用する構造物は、荷重の増加に対して、変形による釣合状態の変化と部材断面の降伏の進展に伴って急激に耐荷力を失うことから、その終局状態を正確に把握しておくことは設計の重要な項目の一つである [土木学会, 1990, 1996, 1999]。

この場合、設計の実務作業においてその照査方法が簡潔である方が望ましく、一般的には線形座屈理論に基づいた有効座屈長を用いて設計基準に規定された軸力と曲げを受ける部材として陽に与えられた終局強度相関式により耐荷力の照査が行われる。しかし、長大橋を代表する吊形式橋梁などでは、構造全体系の剛性が相対的に低く、幾何学的非線形性の影響が大きく、変形しやすいことから、線形座屈理論による解析だけでは十分とはいえない面が有る。ケーブルの幾何学的非線形特性はもとより、特に、長大吊橋や斜張橋の主塔、および長大斜張橋の主桁などは、軸圧縮力が支配的となるため、荷重増加に伴う降伏域の広がりが急激であり、これによる部材剛度の低下も著しい。そのため、幾何学的非線形性と材料非線形性の両者の影響を考慮した構造全体系の終局強度および終局状態にいたるまでの挙動を確認することが行われる。ここでは、吊形式橋梁を代表する吊橋および斜張橋を取り上げ、両橋梁の座屈・耐荷力などの安定性について述べる。

### 17.2 主塔の座屈

吊橋および斜張橋の主要構成要素は、ケーブル、主塔および補剛桁である。これらの構成要素の中で、現在我が国の代表的な主塔は、橋軸直角方向面内に対して図 17.2.1 のような形状が採用されており [藤野ら, 1994]、斜張橋の主塔形状のバリエーションが多い。なお、橋軸方向面内の形状は、吊橋および斜張橋ともに大部分独立 1 本塔が採用されている。

#### 17.2.1 吊 橋

長径間吊橋の主塔は、通常塔基部が固定され、塔頂がケーブルによって締結された、いわゆる「可撓性の塔 (フレキシブル塔) (*flexible tower*)」になっている。このような主塔では、風・地震・温度等による各種の組み合わせ荷重を塔自体に直接受けるのみでなく、ケーブル・補剛桁などの主塔以外の吊橋系の自重や、吊橋系に作用する活荷重・温度・風・地震などによる各種の組み合わせ荷重がケーブルを介して塔頂に鉛直荷重として作用すると同時に、ケーブルの移動に伴って、塔頂には橋軸方向の水平移動が強制される。また、主塔の下部には、補剛桁からの反力が鉛直荷重として作用している。主塔はこれらのすべてに耐えなければならないが、その主たる荷重状態は常に圧縮と曲げの組み合わせであると見て良い。

##### (1) 橋軸方向面内の座屈

橋軸方向に対して側面から見た主塔は、独立 1 本形式が多い。この場合、先に記した通り、吊橋の主塔に加わる外部からの強制は、主として、① 塔頂に作用する鉛直圧縮荷重  $P$  と② 塔頂の橋軸方向強制水平変位  $\delta$  である。これらの荷重と変位強制は、いずれもケーブルによって加えられるものであるが、フレキシブル主塔の場合には、塔頂水平変位  $\delta$  の強制に対して水平方向反力  $F$  が発生する。当然この反力  $F$  はケーブル系にも作用

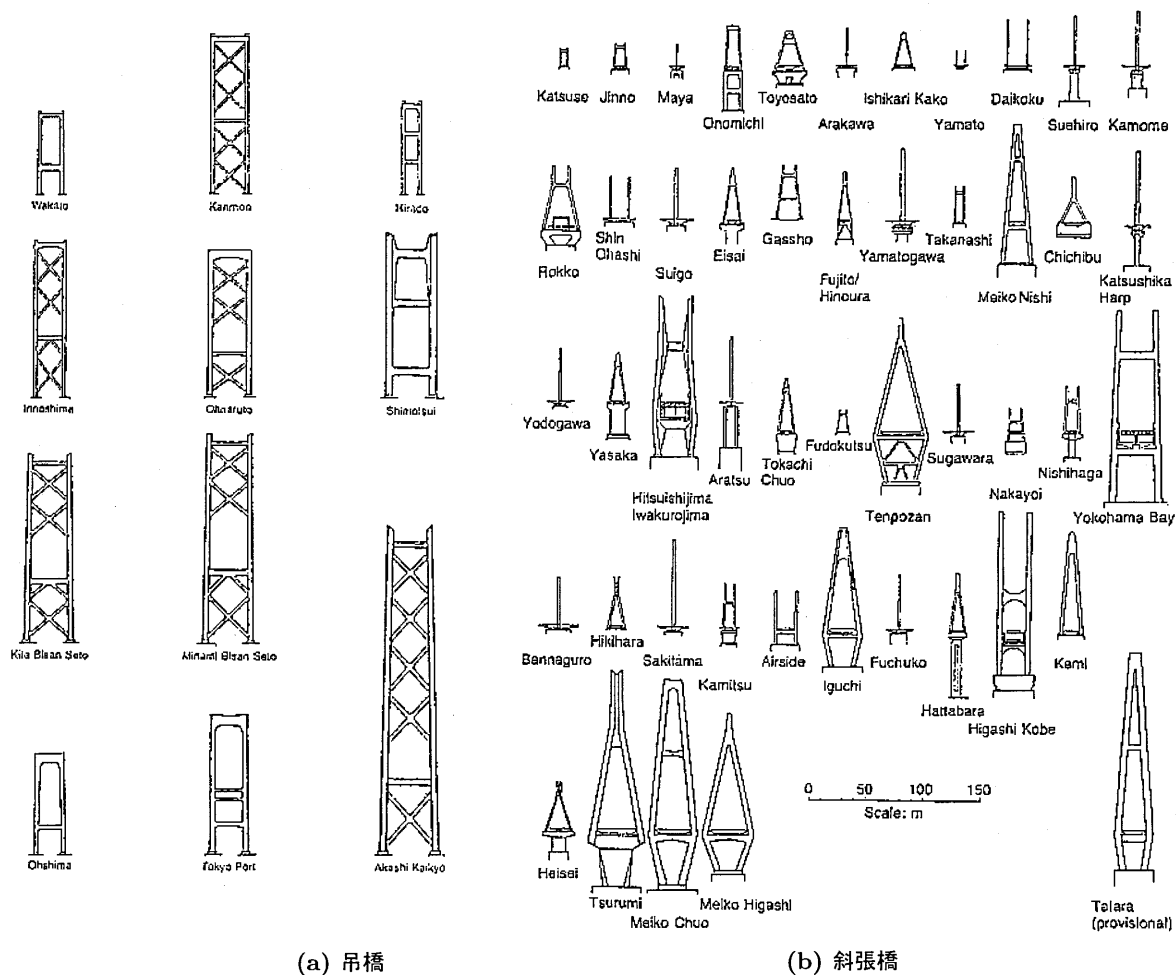


図 17.2.1 我が国の吊橋および斜張橋主塔形状[藤野ら,1994]

し、その結果塔頂変位  $\delta$  は反力の現れないロッキング・タワーの場合の塔頂変位  $\delta_0$  とは同じでなくなる。即ちケーブル系は一つのばね系と見なされる。

したがって、塔頂部は

$$F = k(\delta_0 - \delta) \quad (17.2.1)$$

の関係で表されるような、ばね  $k$  を介して水平方向強制変位  $\delta_0$  を受けるものと考えることができる。主塔の下端を固定端と見なせば、このことから主塔全体を図 17.2.2 のようにモデル化することができる [本四, 1989]。

いま、主塔上端から距離  $z$  における曲げモーメント  $M(z)$  は、その点の水平変位を  $v$  とすると

$$M(z) = -P\delta + Pv - kz(\delta_0 - \delta) \quad (17.2.2)$$

で与えられるから、通常の梁の理論によって、容易に解を求めることができる。

ここで、断面の曲げ剛性  $EI$  を用いて次の記号

$$\alpha = \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (17.2.3)$$

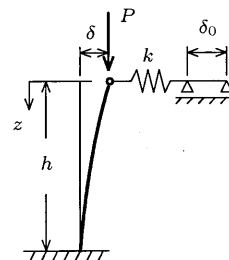


図 17.2.2 主塔モデル

$$\beta = \frac{EI}{kh^3} \quad (17.2.4)$$

を用いることとし、端条件として、 $z = h$  で  $v = dv/dz = 0$  および  $z = 0$  で  $v = \delta$  を用いると、式 (17.2.2) の解は次のようになる。

$$v = \delta_0 \left\{ \frac{\sin \alpha - \sin \alpha z - (1 - z/h)\alpha h \cos \alpha h}{\beta(\alpha h)^3 \cos \alpha h + \sin \alpha h - \alpha h \cos \alpha h} \right\} \quad (17.2.5)$$

この解から、塔頂水平荷重  $F$ 、および塔柱の任意点  $z$  の曲げモーメント  $M(z)$  は

$$F = \frac{EI\delta_0}{h^3} \left\{ \frac{(\alpha h)^3}{\beta(\alpha h)^3 + \tan \alpha h - \alpha h} \right\} \quad (17.2.6)$$

$$M(z) = \frac{EI\delta_0}{h^2} \left\{ \frac{(\alpha h)^2 \sin \alpha z}{\beta(\alpha h)^3 \cos \alpha h + \sin \alpha h - \alpha h \cos \alpha h} \right\} \quad (17.2.7)$$

で与えられる。

式 (17.2.7) により、 $M(z)$  が極値を取る位置は  $\partial M(z)/\partial z = 0$  より、 $\cos \alpha z = 0$ 、すなわち

$$z = \frac{(2n+1)\pi}{2\alpha} \quad (n = 0, 1, 2, \dots) \quad (17.2.8)$$

と与えられるが、特に  $n = 0$  の時の  $z = \pi/2\alpha$  が塔高  $h$  より大きい場合には、 $z = h$  が曲げモーメント最大の断面位置になる。すなわち

$$\alpha h \leq \frac{\pi}{2} \text{ のとき: } |M|_{\max} = \frac{EI\delta_0}{h^2} \left\{ \frac{(\alpha h)^2 \tan \alpha h}{\beta(\alpha h)^3 + \tan \alpha h - \alpha h} \right\} \quad (17.2.9)$$

である。これに対し  $\alpha h > \pi/2$  の場合には  $\sin \alpha z = \pm 1$  の点 ( $z = \pi/2\alpha$ ) が曲げモーメント最大の位置になるから

$$\alpha h > \frac{\pi}{2} \text{ のとき: } |M|_{\max} = \frac{EI\delta_0}{h^2} \left\{ \frac{(\alpha h)^2}{\beta(\alpha h)^3 \cos \alpha h + \sin \alpha h - \alpha h \cos \alpha h} \right\} \quad (17.2.10)$$

になる。すなわち  $\alpha h = \pi/2$  を境にして、曲げモーメント最大の位置が主塔下端から動き始めることになる。いま、鉛直荷重の大きさと主塔最大曲げモーメントとの関係を示したものが図 17.2.3 である。実線は式 (17.2.7) の主塔下端  $z = h$  の曲げモーメント、破線は式 (17.2.9)、式 (17.2.10) の塔柱内最大曲げモーメントの大きさを示している。また、図 17.2.4 は鉛直荷重の変化に伴って最大曲げモーメント発生断面位置の移動する模様を示したものである。

なお、式 (17.2.7) から式 (17.2.10) は総て分母に同じ形の関数を持ち、これが 0 に一致する場合には曲げモーメントが無限大になることを示している。すなわち

$$\beta(\alpha h)^2 \cos \alpha h + \frac{\sin \alpha h}{\alpha h} - \cos \alpha h = 0 \quad (17.2.11)$$

を満足する値を越えて  $\alpha$  が大きくなることは有り得ない。この限界に相当する  $\alpha$  に対応する鉛直荷重  $P_{cr2}$  は問題の主塔が耐えることのできる限界荷重の上限を表すものである。

多くの場合、長大径間吊橋においてはばね定数  $k$  の値が極めて大きく、その結果として式 (17.2.4) で定義される  $\beta$  の値は微小である。例えば本州四国連絡橋公団の行った「下津井瀬戸大橋」の試算設計の例 [本四, 1989] よってこの値を求めると、 $\beta \approx 0.002$  となり、これは式 (17.2.11) における左辺第 1 項を残りの項に較べて無視しても差し支え無い程度であることを表す。もし  $\beta = 0$  と見なすと、式 (17.2.11) を満足する根は

$$\alpha h = 1.430\pi \quad (17.2.12)$$

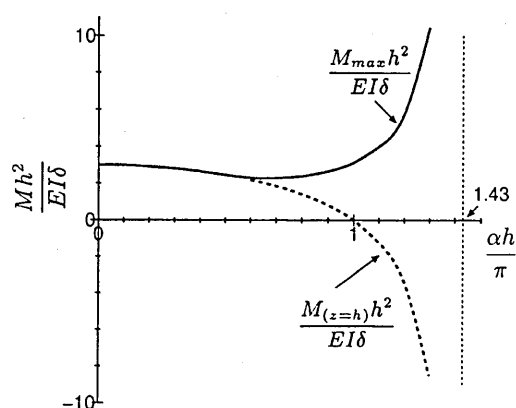


図 17.2.3 鉛直荷重と最大曲げモーメントとの関係

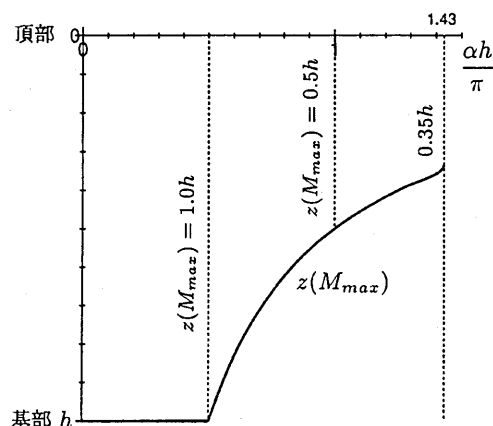


図 17.2.4 鉛直荷重の大きさによる最大曲げモーメント発生位置の変化

となり、これより

$$P_{cr2} = \frac{\pi^2 EI}{(0.7h)^2} \quad (17.2.13)$$

が得られる。式 (17.2.13) は、塔基部固定、塔頂ピン支持された柱の弾性座屈荷重に相当する。したがって、この荷重は橋軸方向の主塔が耐えることのできる限界荷重の上限値を表す。

曲げモーメントと同様に、塔頂反力  $F$  もまた鉛直荷重  $P$  によって変化することが式 (17.2.6) によって明らかである。図 17.2.5 は鉛直荷重と塔頂反力との関係を示したものであり、塔頂反力が  $P_{cr2}$  において大きさが不定 (無限大) になる。また、 $\alpha h = \pi/2$  の時、式 (17.2.6) の分母が  $\infty$  になるため、 $F = 0$  になり、その点を境にして反力  $F$  は符号を変える。すなわち、鉛直荷重がそれより小さい間は塔頂を  $\delta$  だけ変位させるために力を加えなければならなかったものが、それより鉛直荷重が大きくなると、塔頂変位を  $\delta$  に押さえるために逆向きの力が必要になる。言い換えれば、その限界以上の鉛直荷重の元では、ケーブルが塔頂変位が過大になるのを抑える作用をするようになるのである。

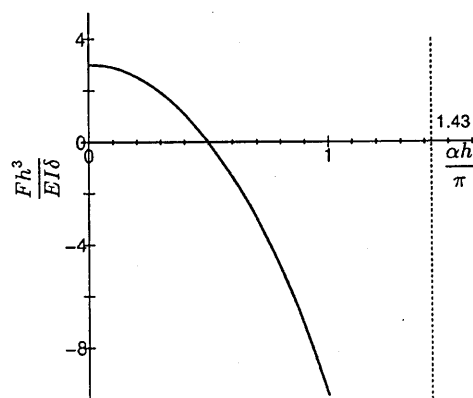


図 17.2.5 塔頂水平反力と鉛直荷重の関係

このような状態はこれまで限界状態の一つと見なされて来ており、その状態に相当する鉛直荷重を  $P_{cr1}$  と表す。明らかに

$$P_{cr1} = \frac{\pi^2 EI}{(2h)^2} \quad (17.2.14)$$

であり、これは下端固定、上端自由な柱の固有値 (座屈荷重) に相当する。荷重がこの値以下の時は最大モーメントの位置は塔基部にあり、荷重がこの値を超えると、最大モーメントの位置は塔中央へ動きだし、 $F$  の値は負になり、ケーブルが塔頂変位の増加を防ぐ働きをすることになる。

図 17.2.6 は鉛直荷重の増加に伴う塔頂水平反力  $F$  の変化の模様を示したものである。鉛直荷重が常に下向きに作用するにも関わらず、このように水平反力は途中で向きを変える。したがって鉛直荷重と水平反力の合力の作用線と  $z = h$  であるような平面との交点は、同じ  $\delta$  の値に対して鉛直荷重の増加するにつれて次第に主塔基部に近づく。  $P = P_{cr1}$  においては  $F = 0$  であるから、その交点と主塔基部の距離は丁度  $\delta$  に等しい。また  $\alpha h = \pi$  においては塔基部の曲げ

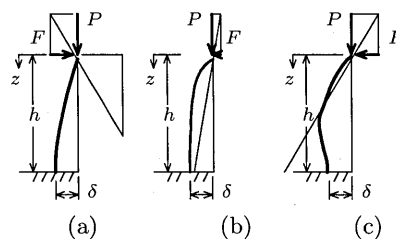


図 17.2.6 水平反力と塔頂荷重の作用線

モーメントが 0 になり、これはその上記の作用線が正確に主塔基部を通過することを意味する。この状態を越えるとその作用線が主塔中立軸と交差するようになり、塔柱に変曲点が現れる。その境界状態に相当する鉛直荷重は主塔を両端ヒンジの柱と見なしたときの固有値に相当し、時に  $P_E$  と表される。

これまで吊橋主塔の設計においては、これら 3 種類の限界状態  $P_{cr1}$ ,  $P_E$ , および  $P_{cr2}$  を考慮してきた。  $P_{cr1}$  はケーブルの完成前にこれ以上の鉛直荷重を塔頂に加えることの許されない荷重限界であり、  $P_{cr2}$  は主塔構造系がケーブル系との連携のもとに弾性論的に耐えられる鉛直荷重の限界である。実際には、  $P_{cr2}$  は到達することの不可能な荷重であり、それ以前に主塔のどこかに降伏が生じ、非弾性的な挙動を開始する。

## (2) 橋軸方向面内の耐荷力挙動

図 17.2.2 のようにモデル化される橋軸方向の主塔は、鉛直荷重  $P$  の増加にともなって、水平変位  $\delta$  は増加することになり、同時に水平反力  $F$  にも変化が生じる。なお、式 (17.2.1) のばね常数は式 (17.2.4) により

$$k = \frac{EI_{yy}}{h^3\beta} \quad (17.2.15)$$

と書き直すことができ、式中の任意の係数  $\beta$  は実橋において充分微小な値となることから、その剛性は極めて大きい。ここに、  $EI_{yy}$  は塔柱の橋軸方向の平均的な曲げ剛性、  $h$  は主塔高さである。

塔頂のケーブルによる鉛直軸力  $P$  と強制変位  $\delta_0$  の関係は、吊橋全体系の剛性、スパン比やサグ比によって決まり、主塔自身の曲げ剛性にはあまり依存しないことから、塔を無視した吊橋全体系の構造解析から予め求められる。これまでの実績において、この関係は

$$\frac{P}{P_y} = a \left( \frac{\delta_0}{h} \right)^2 + b \left( \frac{\delta_0}{h} \right) + c \quad (17.2.16)$$

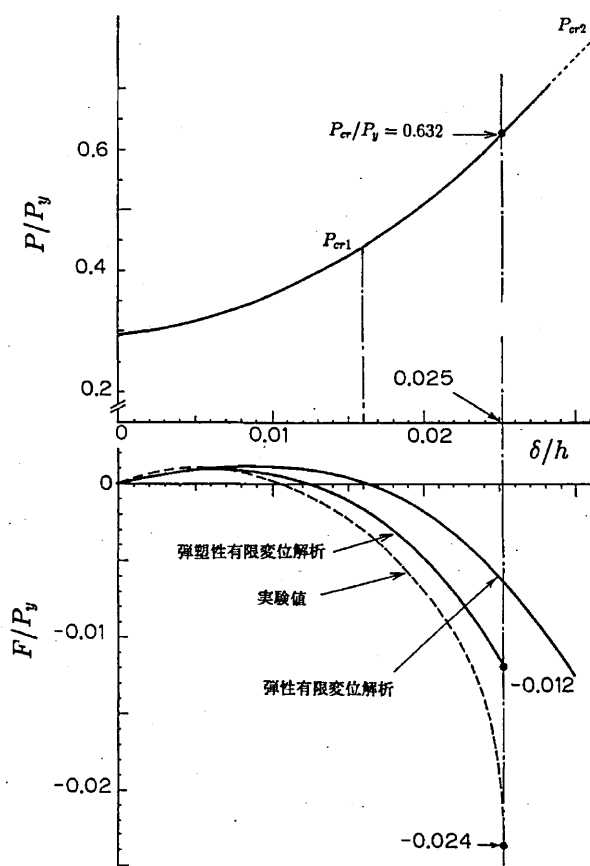


図 17.2.7  $P - F - \delta$  関係

のような強制変位  $\delta_0$  に関する 2 次の非線形式で近似することができる [伊藤ら, 1988; 野上ら, 1989]. ここに,  $P_y$  は降伏荷重,  $a, b, c$  は任意の定数である.

いま, 塔高  $h=2.8\text{m}$ , 単一箱型断面 ( $115\times170\times6\text{mm}$ ) からなる塔柱の耐荷力実験 [福本ら, 1974] と, 図 17.2.2 の主塔モデルによる弾性有限変位解析および弾塑性有限変位解析結果から弾塑性挙動および終局強度を見てみる. なお, 鋼材の降伏荷重は  $P_y=997\text{ kN}$  である. 得られた結果により橋軸方向の荷重—塔頂反力—水平変位の関係をまとめたのが図 17.2.7 である. なお, 解析では式 (17.2.16) の係数に,  $a=421.4, b=2.752, c=0.295$  を用いている. また, 式 (17.2.15) のばね定数  $k$  は, 前述した  $\beta=0.002$  の充分小さな値を導入している.

弾性有限変位解析による  $F-\delta$  曲線は, 水平変位  $\delta$  の増加 (鉛直荷重  $P$  の増加) にともなって  $F$  値が正の値から負の値へ変化し, 最終的に式 (17.2.13) に漸近していく. 一方, 弾塑性有限変位解析による曲線は, 実際には同じ鉛直荷重の増加にともなって塔柱には塑性領域の進展が現れるため, 弾性有限変位解析の曲線から離れていく. なお, この弾塑性有限変位解析による曲線は, 破線の実験値よりも絶対値で小さい値となるが, 全体として  $F-\delta$  関係の挙動は同一傾向を示している.

次に, 実橋に近い断面を有する主塔の弾塑性挙動を示す [土木学会, 1994]. ここでは, 図 17.2.2 の解析モデルにおいてケーブル部材は軸ばねでモデル化したのに対して, 十分長い弾性状態の棒要素部材で近似している. 載荷状態は, 塔頂の鉛直荷重  $P$  と自重  $w$  のみを考え,  $\alpha(P+w)$  のように荷重倍率  $\alpha$  を変化させている. 塔高は,  $h=286.7\text{m}$ , 塔柱の断面は, 塔頂部から塔基部に行くに従って  $10\text{m}\times3.0\text{m}\times0.04\text{m}$  から  $14.758\text{m}\times6.6\text{m}\times0.048\text{m}$  に変化する変断面主塔である. 材質は SM580 である. なお, 塔柱の残留応力は  $\sigma_{rc}=0.5\sigma_y, \sigma_{rt}=\sigma_y$  の直線分布を考慮している.

いま, 常時設計荷重時における吊橋全体系の構造解析から得られた鉛直荷重  $P=488.9\text{ MN}$ , および塔頂水平変位に対応する水平反力  $F=29.5\text{ MN}$  の一定値が作用している初期状態に対して, 鉛直荷重  $P$  を増加させたときの塔柱の最大変位が生じる節点 5 (塔基部から  $h=189.11\text{m}$ ) の水平変位  $\delta$  と荷重倍率の関係を示したのが図 17.2.8 である. 残留応力が存在するため,  $\alpha=1.11$  の荷重状態において初期降伏が始まり,  $\alpha=1.41$  で塔基部にも初期降伏が生じている. 最終的な限界状態の荷重倍率は  $\alpha=1.81$  になっており, 現行法の安全率 1.7 を満足していることがわかる.

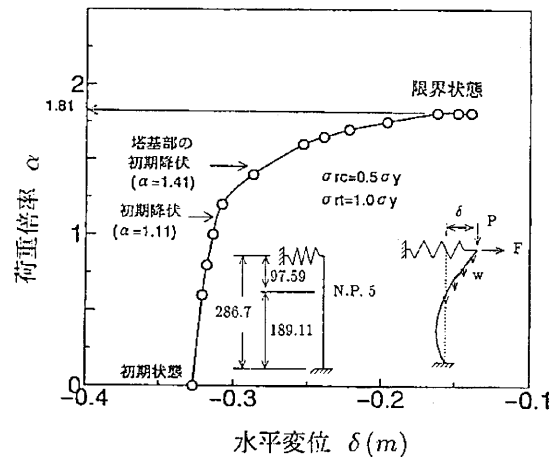


図 17.2.8 荷重係数- $\delta$  関係

### (3) 橋軸直角方向面内の座屈

吊橋主塔の橋軸直角方向面内の代表的な構造形式には, 「トラス形」, 「ラーメン形」およびこれらの「複合形」の 3 通りがあり, わが国では図 17.2.1 に示したようにトラス形式が多く採用されているが, 外国ではラーメン形式が少なくない. このような橋軸直角方向の主塔全体系は, 前述の荷重を受ける骨組構造であると見なせる場合, 塔柱には大きな軸圧縮力が作用するため, 全体系の座屈安定性を考慮する必

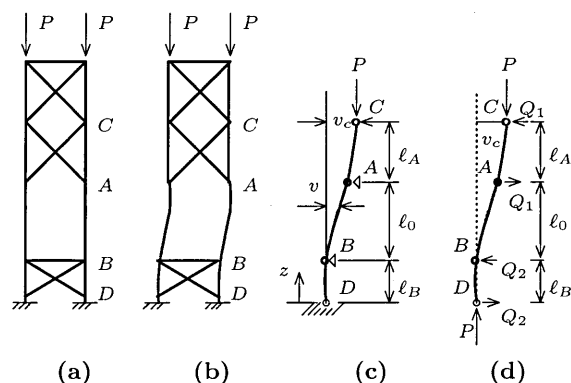


図 17.2.9 トラス形式主塔の座屈モデル

要がある [本四, 1989; 野上ら, 1991].

まず, トラス形式主塔の座屈変形は, トラス部材が十分に剛であれば図 17.2.9 のようにトラス部材の配置された部分はほとんど変形しないまま, 側方に変形する. この場合, トラス部分の塔柱の有効座屈長は極く一般的な各部材を両端ヒンジと見なす方法が許容される. しかし, 補剛桁の貫通する部分のようにトラス斜材の用いられていない開口部の塔柱は, 部材端回転の他に, ラーメン部材と同様にその両端の相対変位が起こり得るので, そのことを考慮した近似算出方法が用いられる.

いま, この開口部塔柱の曲げによって座屈を生じる場合, 開口部を挟む両側部材を含めた 3 支間部分を取り出して図 17.2.9(c) のようにモデル化できる. つまり, 座屈に伴う支点の変位は,

$$v_A = v_C, \quad v_B = v_D = 0 \quad (17.2.17)$$

と仮定する.

このような変形が生じるためには, 各支点において図 17.2.9(d) のようにせん断力  $Q_1, Q_2$  が働かなければならない. この場合全体的なモーメントのつりあい条件から,

$$Pv_C = Q_1\ell_A + Q_2\ell_B \quad (17.2.18)$$

の関係が成り立つ. 各区間のモーメントは

$$\left. \begin{aligned} C-A: M &= Q_1(\ell_A + \ell_B + \ell_0 - z) - P(v_C - v) = Pv - Q_1(z - \ell_B - \ell_0) - Q_2\ell_B \\ A-B: M &= Q_1\ell_A - P(v_C - v) = Pv - Q_2\ell_B \\ B-D: M &= Q_1\ell_A + Q_2(\ell_B - z) - P(v_C - v) = Pv - zQ_2 \end{aligned} \right\} \quad (17.2.19)$$

で与えられる. これを釣合方程式

$$EI \frac{d^2v}{dz^2} = -M(z) \quad (17.2.20)$$

に代入し, それぞれの区間について解き, 端条件として各節点の変位のほか, 中間節点 A および B において,  $dv/dz$  の連続性を保つものとする, 全ての変形が求められることになる. これらの端条件を全て満足し, しかも  $Q_1, Q_2$  が恒等的にはゼロにならないための条件は

$$\tan \alpha \ell_0 = \frac{\alpha(\ell_A + \ell_B) - \alpha^2 \ell_A \ell_B \left( \frac{\cos \alpha \ell_A}{\sin \alpha \ell_A} + \frac{\cos \alpha \ell_B}{\sin \alpha \ell_B} \right)}{1 - \alpha^2 \ell_A \ell_B - \alpha \ell_A \frac{\cos \alpha \ell_A}{\sin \alpha \ell_A} - \alpha \ell_B \frac{\cos \alpha \ell_B}{\sin \alpha \ell_B}} \quad (17.2.21)$$

と与えられる. ここに,  $\alpha$  は式 (17.2.3) である.

特に,  $\ell_A = \ell_B = \ell_s$  と置けるならば, 上式は

$$\tan \alpha \ell_0 = \frac{2\alpha \ell_s - 2(\alpha \ell_s)^2 \cot \alpha \ell_s}{1 - (\alpha \ell_s)^2 - 2\alpha \ell_s \cot \alpha \ell_s} \quad (17.2.22)$$

になる. ここで,

$$\alpha \ell_0 = \frac{\pi}{k}, \quad \ell_s = C_L \ell_0 \quad (17.2.23)$$

とすれば,  $k$  は有効座屈長係数になる. なお,  $\ell_A$  と  $\ell_B$  が等しくない場合にこの結果を用いることは正確ではないが, 実用上の近似としては,

$$\ell_s = \frac{\ell_A + \ell_B}{2} \quad (17.2.24)$$

| 表 17.2.1 近似有効座屈長係数 |      |      |      |      |      |
|--------------------|------|------|------|------|------|
| $C_L$              | 0.6  | 0.7  | 0.8  | 0.9  | 1.0  |
| $\ell_e/\ell_0$    | 1.41 | 1.50 | 1.58 | 1.65 | 1.72 |
| $C_L$              | 1.1  | 1.2  | 1.3  | 1.4  |      |
| $\ell_e/\ell_0$    | 1.79 | 1.85 | 1.90 | 1.96 |      |

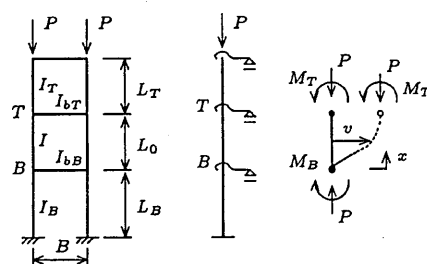


図 17.2.10 ラーメン主塔の着目パネル

としても結果に大差ない。このとき、有効座屈長係数  $k$  と  $C_L$  の関係は表 17.2.1 によって与えられる。

次に、ラーメン形式主塔は一般に水平部材間の塔柱部材の座屈が対象になる。この場合、対称性から塔柱 1 本だけを考えることができる。いま、図 17.2.10 のように部材  $TB$  に着目し、変形に伴う部材両端のモーメントを  $M_T, M_B$  と置くと、 $v = 0, x = L_0$  において  $v = v_L$  とするならば、変位は

$$\left. \begin{aligned} v(x) &= A \sin \alpha x + B \cos \alpha x - \frac{M_T}{P} + v_L \\ A &= \frac{\cos \alpha L_0}{\sin \alpha L_0} v_L + \frac{M_T}{P} \left( \frac{1 - \cos \alpha L_0}{\sin \alpha L_0} \right) \\ B &= - \left( v_L - \frac{M_T}{P} \right) \end{aligned} \right\} \quad (17.2.25)$$

で与えられる。ところで、水平荷重がないとすれば、

$$P v_L = M_T - M_B \quad (17.2.26)$$

でなければならないから、 $v_L$  を  $M_T$  と  $M_B$  に置き換えて式 (17.2.25) に代入し、部材の回転角を求めると、

$$\frac{dv}{dx} = \frac{M_T \cos \alpha x - M_B \cos \alpha (L_0 - x)}{EI \alpha \sin \alpha L_0} \quad (17.2.27)$$

になる。

ここで、上下端の水平部材を回転ばねに置き換えた時のばね定数を  $k_T, k_B$  と置くならば、ばねに働くモーメントは

$$\left. \begin{aligned} M_T &= k_T \left( \frac{dv}{dx} \right)_{L_0} \\ M_B &= -k_B \left( \frac{dv}{dx} \right)_0 \end{aligned} \right\} \quad (17.2.28)$$

となるため、式 (17.2.27) を代入し整理するならば、

$$\left. \begin{aligned} \left( \frac{\cos \alpha L_0}{\alpha L_0 \sin \alpha L_0} - \frac{EI}{k_T L_0} \right) M_T - \left( \frac{1}{\alpha L_0 \sin \alpha L_0} \right) M_B &= 0 \\ - \left( \frac{1}{\alpha L_0 \sin \alpha L_0} \right) M_T + \left( \frac{\cos \alpha L_0}{\alpha L_0 \sin \alpha L_0} - \frac{EI}{k_B L_0} \right) M_B &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (17.2.29)$$

が得られる。この式において  $M_T, M_B$  が恒等的には零でないための条件は、

$$\alpha L_0 = \frac{\pi}{k}, \quad g_T = \frac{EI}{k_T L_0}, \quad g_B = \frac{EI}{k_B L_0} \quad (17.2.30)$$



と置くならば

$$\frac{\pi/k}{\tan(\pi/k)} = \frac{g_T g_B (\pi/k)^2 - 1}{g_T + g_B} \quad (17.2.31)$$

になる。

ところで、もし支間 B の水平材を端で回転させるものとし、支点の上下変位がないと仮定すれば、ばね定数は

$$k_T = \frac{6EI_{bT}}{B}, \quad k_B = \frac{6EI_{bB}}{B} \quad (17.2.32)$$

と与えられる。また、ばねに働く曲げモーメントが塔柱の曲げ剛度に比例して分配されるならば、上式のばね定数は

$$k_T = \frac{6EI_{bT}}{B} \cdot \frac{EI/L_0}{EI/L_0 + EI_T/L_T}, \quad k_B = \frac{6EI_{bB}}{B} \cdot \frac{EI/L_0}{EI/L_0 + EI_B/L_B} \quad (17.2.33)$$

と書くことができる。したがって、 $g_T, g_B$  は

$$g_T = \frac{1}{6} \left( \frac{I/L_0 + I_T/L_T}{I_{bT}/B} \right), \quad g_B = \frac{1}{6} \left( \frac{I/L_0 + I_B/L_B}{I_{bB}/B} \right) \quad (17.2.34)$$

で与えられる。ここで、

$$G_T = 6g_T, \quad G_B = 6g_B \quad (17.2.35)$$

と置き、式 (17.2.31) に代入するならば次式を得る。この式は、ラーメン構造の座屈荷重を算出するのに広く用いられている近似公式

$$\frac{\pi/k}{\tan(\pi/k)} = \frac{G_T G_B (\pi/k)^2 - 36}{6(G_T + G_B)} \quad (17.2.36)$$

と一致する [土木学会, 1987]。したがって、上式を満足する定数  $k$  を求め、これにより有効座屈長は

$$\ell_e = k\ell_0 \quad (17.2.37)$$

として得られる。なお、固定端の  $G$  は 0 とする。式 (17.2.36) を解くには逐次近似が必要であり、その計算は現在ではあまり面倒なものとも言えないが、計算図表等実用設計のための補助的手段も発表されている [本四, 1989]。

以上のトラスおよびラーメン形式の座屈解法は、設計用近似解法として広く受け入れられているものではあるが、1) 実際には部材に作用するものと思われるせん断力を無視していること。2) 節点の水平方向移動が予想されるにも係わらず、モーメントの分配が曲げ剛度に比例すると仮定していること。3) 個々の部材とその周辺のみに着目するため、必ずしも全体としての安定性を照査できていないこと。などの点に多少の問題があり、可能な場合には主塔全体系に対するより厳密な解法を採用する方向にある [野上, 1993a]。

その代表的解法には、弾性固有値解析および非弾性固有値解析 ( $E_f$  法) [本四, 1989; Yura, 1971] がある [野上ら, 1997; 野上ら, 2001a]。弾性固有値解析は、微小変位理論の弾性剛性行列を  $\mathbf{K}_E$ 、基準状態における幾何剛性行列を  $\mathbf{K}_G$  と表すならば、

$$|\mathbf{K}_E + \kappa \mathbf{K}_G(N_i)| = 0 \quad (17.2.38)$$

の特性方程式により座屈固有値  $\kappa$  およびその座屈モードが算出できる。ここに、 $N_i$  は断面  $i$  の設計軸力である。実際の設計では、得られた座屈固有値の最小値に対する有効座屈長が重要になる。したがって、最小座屈荷重  $\kappa N_i$  に対する各断面の有効座屈長は、次式による算出できる。

$$\ell_{ei} = \pi \sqrt{\frac{(EI)_i}{\kappa N_i}} \quad (17.2.39)$$

ここに、 $(EI)_i$  は断面  $i$  の曲げ剛性である。

これに対して、橋軸直角方向の全体座屈荷重は、塔柱が非弾性領域に入っても、腹材にはほとんど軸力が伝えられないため、弾性状態にとどまるから塔柱と腹材の見かけの弾性係数が等しくなくなり、その結果座屈荷重が低減するばかりでなく、有効座屈長にも変化が生じる。したがって、全体座屈は主塔の非弾性を考慮した状態で考えなければならないとした方法に  $E_f$  法がある。その具体的な計算手順は次のようになる。

- ① 設計条件、構造条件の入力：主塔の大きさ、形状、断面諸量、要素分割方法、荷重条件および初期条件 ( $E_{fi} = E$ ) などの諸条件を入力する。
- ② 線形構造解析：①の条件のもと、微小変位理論に基づく構造解析により、断面力を算出する。
- ③ 幾何剛性マトリックスの作成：②で求められた荷重載荷時の断面力  $N_i$  により幾何剛性マトリックス  $K_G$  を作成する。このときの  $K_G$  にケーブル初期張力による幾何剛性マトリックスを足し込む。
- ④ 座屈固有値解析：求められた  $K_E$ 、 $K_G$  を用いて、次式

$$|K_E(E_{fi}) + \kappa K_G(N_i)| = 0 \quad (17.2.40)$$

の固有値解析から、最小固有値  $\kappa = \kappa_{\min}$  を求め、各断面の座屈軸圧縮力  $N_{cri}$  を次式

$$N_{cri} = \kappa N_i \quad (17.2.41)$$

により決定する。同時に座屈応力  $\sigma_{cri}$  を求める。式 (17.2.40) の  $E_{fi}$  は要素  $i$  の有効接線弾性係数である。

- ⑤ 有効座屈長、終局強度の算出：各断面の座屈軸圧縮力  $N_{cri}$  と曲げ剛性  $E_{fi}I_i$  を用いて、有効座屈長  $\ell_{ei}$  を

$$\ell_{ei} = \pi \sqrt{\frac{E_{fi}I_i}{N_{cri}}} \quad (17.2.42)$$

により計算し、得られる換算細長比  $\lambda$  に対応する終局強度  $\sigma_{ui}$  を柱の基準耐力力曲線より算出する。

- ⑥  $E_f$  値の収束判定：得られた  $E_{fi}$  と前のステップの  $E_{fi}^0$  を用いて、

$$\left| \frac{E_{fi} - E_{fi}^0}{E_{fi}^0} \right| \leq \epsilon \quad (17.2.43)$$

より収束判定を行う。収束していない場合、

$$E_{fi} = E_{fi} \frac{\sigma_{ui}}{\sigma_{cri}} \quad (17.2.44)$$

により各断面の  $E_{fi}$  を低減して②まで戻り、収束するまで繰り返し計算を行う。収束した時の式 (17.2.42) が有効座屈長である。

いま、具体例として図 17.2.11 のような主塔において塔頂反力のみが作用するときの弾性固有値解析と  $E_f$  法による有効座屈長を比較したのが表 17.2.2 である。なお、 $E_f$  は道路橋示方書 [日本道路協会, 2002] の柱の基準耐力力曲線を用いて評価している。本州四国連絡橋公団の主塔設計要領 [本四, 1989] では主塔全体で一定の  $E_f$  (単一  $E_f$ ) を採用しているため、この場合についても表に示した。基本的には主塔全体で単一  $E_f$  を用いた手法で有効座屈長を用いて大きな問題はない。また、鉛直荷重以外の組み合わせ荷重を考慮する場合には、軸力が小さいほど有効座屈長が長くなる傾向にある。なお、 $E_f$  法による有効座屈長の計算は、5 回の繰り返し計算で収束している [本四, 1990]。

#### (4) 橋軸直角方向面内の耐力力挙動

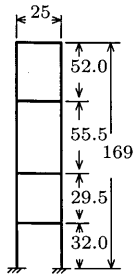
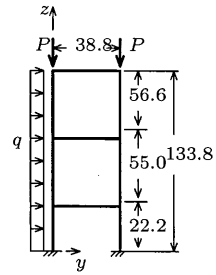


図 17.2.11 ラーメン  
ン主塔の着目パネル

表 17.2.2 有効座屈長算出法の比較

| 層 | 弾性固有値<br>$\ell_{ei}$ | $E_f$ 法  |            |               |
|---|----------------------|----------|------------|---------------|
|   |                      | 単一 $E_f$ |            | 部材ごと $E_{fi}$ |
|   |                      | $\ell_e$ | $\ell_e^*$ | $\ell_{ei}$   |
| 4 | 59.756               | 61.575   | 56.2       | 49.658        |
| 3 | 63.526               | 61.575   | 59.7       | 61.902        |
| 2 | 65.542               | 61.575   | 61.6       | 68.894        |
| 1 | 69.302               | 61.575   | 65.1       | 84.498        |

$$\ell_e^* = \ell_e \sqrt{I/I_{mean}}$$



| 層  | 塔柱 ( $I_{xx}$ ) | 水平材 ( $I_{bi}$ ) |
|----|-----------------|------------------|
| 1層 | 7.92771         | 4.5498           |
| 2層 | 7.75460         | 4.5498           |
| 3層 | 7.50487         | 6.6354           |

( $m^4$ )

図 17.2.12 主塔の断面諸元

次に、橋軸直角方向面内の耐荷力特性について、図 17.2.12 のような 3 層ラーメン形式主塔を取り上げて述べる [野上ら, 1989]。弾塑性有限変位解析では、初期たわみとして製作・架設誤差の限界値である  $v^0/h=1/2000$  を持つ 1/4 波の正弦波を導入している。また、残留応力は  $\sigma_{rc}=0.5\sigma_y$ ,  $\sigma_{rt}=\sigma_y$  の値を持つ直線分布を与えている。なお、水平部材は弾性部材を仮定している。荷重は、鉛直荷重  $P$  と分布水平荷重  $q$  である。図 17.2.13 は、鉛直荷重をパラメータにして、水平荷重  $q$  と塔頂水平変位  $v$  の関係を表したものである。縦軸は、 $P=0$  で分布横荷重のみが作用する時の耐荷力  $q_u$  による無次元横荷重  $q/q_u$  を、横軸は塔高に対する水平方向変位の無次元量  $v/h$  を採っている。これらの崩壊は、全て塔基部において全断面降伏状態になることにより支配された。鉛直荷重の増大にともない、横荷重の限界強度は低下している。

さらに、得られた限界荷重時における最大曲げモーメントと鉛直荷重の関係を相関曲線にしてまとめたのが図 17.2.14 である。弾塑性有限変位解析による解曲線 (実線) は、全塑性モーメント ( $M_p$ ) の限界相関曲線に近い値を示している。また、この耐荷力曲線に対して本州四国連絡橋公団の吊橋主塔設計要領 [本四, 1989](HSBA)、道路橋示方書 [日本道路協会, 2002](JSHB)、鉄道構造物等設計標準 [鉄道総合技術研究所, 1992]

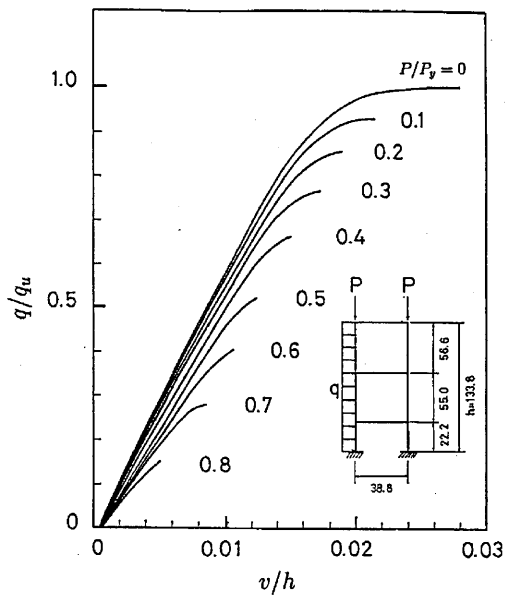


図 17.2.13 荷重－変位関係

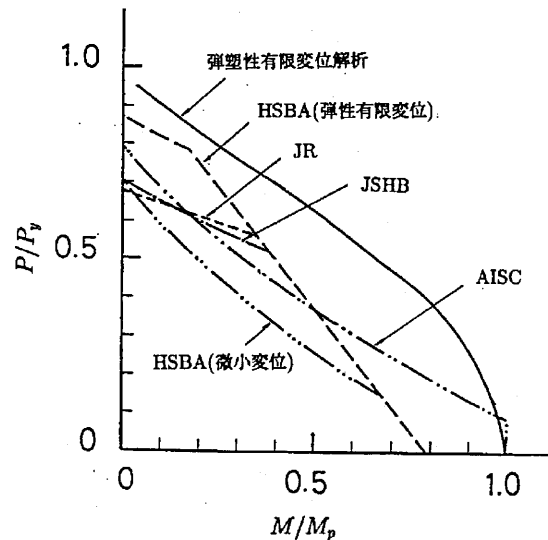


図 17.2.14 強度相関曲線

および AISC(1978) の各基準において規定されている耐荷力相関強度式により得られる曲線を図中に示しているが、この塔は十分に安全性が確保されていることがわかる。

### (5) 設計の現状

現在、主塔の設計は、橋軸方向および橋軸直角方向を独立した平面構造として設計している。これは、橋軸方向の挙動と橋軸直角方向の挙動の連成についての基礎的な知識が現在でもなお不十分なためである。とりわけ橋軸方向変形に対する耐荷力と橋軸直角方向の変形に対する耐荷力が近い場合には、両者の相関が大きく作用する可能性が大きいにも係わらず、そのような状態に対する知識は殆ど皆無に近い。そこで、本州四国連絡橋公団の主塔設計要領 [本四, 1989] に採用された考え方は、「吊橋主塔が橋軸直角方向へ変形するようなモードでの座屈耐荷力は、橋軸方向へ変形するようなモードでの耐荷力に較べて、充分大きくなるように設計することとして、弾性有限変位理論のもと橋軸直角方向面内の座屈荷重が橋軸方向の座屈荷重を上回る限界を定めている。これは、両者の甚だしい相互作用の影響を避けようと言うものであり、一般に橋軸直角方向の方が構造上、座屈耐荷力の高い構造にし易いことを前提にしたものである。

上述の条件を有効座屈長で表すならば

$$\frac{\ell_e}{\gamma_x} < 0.7 \frac{h}{\gamma_y} \quad (17.2.45)$$

の条件を満足すればよいことになる。ここに、橋軸直角方向の有効座屈長  $\ell_e$  は、3.2 で述べた  $E_f$  法から算出している。 $\gamma_x, \gamma_y$  は各々橋軸直角方向および橋軸方向の平均断面 2 次半径である。

従来、主塔の橋軸方向面内の曲げ座屈に対する設計の考え方は、必ずしも明確でなく、設計者によってかなり相違があったように思われる。式 (17.2.13) の限界  $P_{cr1}$  を設計の根拠とする考え方 [Birdsal, 1942] も行われていたが、すでに述べた通り、これは完成後の状態では本当の限界強度を表すものではない。この点についてわが国では国土交通省 (旧建設省) の土木研究所および名古屋大学 [福本ら, 1974] において理論的な検討と基礎的な実験が行われ、前述の考え方が正しいことを確かめている。その結果、主塔設計要領では、 $P_{cr1}$  を限界と見なすことをやめ、吊橋主塔の設計はそれを「頂端ヒンジ、基礎固定の曲げと軸力を受ける柱として、変形後の釣り合いをもとにした有限変位理論」による解析によって応力照査を行うことに定めている。この照査の許容限界は、その解析による塔柱板要素の応力度に橋軸直角方向荷重による応力度を加えたものが、補剛板の局部座屈に対する許容圧縮応力度を越えないことを条件として与えられる。この場合、一般の柱と違って「柱としての」許容圧縮応力度を用いないのは、有限変位理論による解析によって、改めて座屈の照査をする必要がないことになるからである。

橋軸直角方向の設計において、その挙動を求めるためには、トラス形式であろうとラーメン形式であろうと主塔全体を骨組構造系として扱わなければならない。吊橋主塔全体系を骨組構造であると見なした場合、橋軸方向と同様に有限変位理論による解析を原則にしている。これはラーメン形式が必要以上に不利になることを避けたものであり、トラス形式のように荷重による変形が小さい形式では両解析法による差が小さいので、そのような場合には微小変形理論による設計を認めている。また、橋軸直角方向の全体系の座屈は、

- 1) 個々の部材は座屈状態になっていないのに、全体として座屈する。
- 2) 個々の部材のどれか、または幾つかが座屈状態になり、全体として座屈する。

が考えられ、全体座屈と部材単独の座屈 (局部座屈) とは同等ではない。したがって、従来の骨組構造物の設計と同様に、個々の部材に関して座屈安定と応力度の照査を実施している。この座屈安定照査では、全体系に対して得られるただ一つの座屈荷重から各部材の有効座屈長を求め、各部材の許容応力度を算出している。なお、軸力と曲げが同時に加えられた場合の安定照査式は、通常吊橋主塔の部材は総て箱形断面を持ち、横座屈の心配は無いと考えているので、その他の断面形状を用いる場合には注意しなければならない。

### 17.2.2 斜 張 橋

図 17.1.1 に示したように、斜張橋の橋軸直角方向面内の形状は、独立塔、門形塔、A 形塔、H 形塔、逆 Y 形塔などのタイプがある。また橋軸方向に対して側面から見た形状には、独立塔、A 形塔および Y 形塔などがある。これらの主塔の機能は、吊橋と同様にケーブルを介して補剛桁を支持することである。力学的には、自重の他に風・地震・温度等による各種の組み合わせ荷重を塔自体に直接受けるのみでなく、補剛桁に作用する活荷重などによる各種の組み合わせ荷重がケーブルを介して塔柱に作用する。したがって、主塔にはケーブルの鉛直成分によって圧縮軸力が生じるとともに、ケーブル間の水平成分の差分による曲げモーメントが生じる。さらに、塔柱の軸線がケーブル面内にない場合、鉛直力によって橋軸直角方向の曲げモーメントも作用する。したがって、設計においては、塔柱は大きな軸力と橋軸方向と橋軸直角方向の 2 軸曲げモーメントを受ける部材として設計する必要がある、局部座屈を考慮した全体座屈に対する安全性照査が重要になる [野上ら, 1992a]。

塔の設計は、一般に前述した吊橋主塔の設計法が準用される場合が多く、設計荷重のもとで軸力と曲げモーメントを受ける部材として安定照査および応力度照査が行われる。このとき、許容軸圧縮応力度は塔に着目した弾性座屈解析あるいは  $E_f$  法によって得られる有効座屈長から計算される [本四, 1989; 日本道路協会, 2002]。このような照査方法は比較的簡便であること、他の構造物との整合性をはかれることもあって広く適用されている。しかしながら、応力状態が複雑で構造系も単純でないことの多い斜張橋の塔にこの有効座屈長を用いた設計手法を適用するのが、必ずしもすべての場合について合理的であるとは言えない [野上ら, 1989; 野上ら, 1991; 野上, 1993a]。そこで、より合理的な照査方法の確立に向けて終局強度の観点から現行設計法の耐荷力照査法に関する見直し [中井ら, 1987, 1992; 野上, 1993b]、さらには複雑な主塔では立体解析や構造全体系の弾塑性有限変位解析により耐荷力の確認も行われる [崎元ら, 1990]。

なお、斜張橋の主塔は、吊橋の主塔と違って構造的に橋軸方向面内の耐荷力がかなり大きくなり、橋軸直角方向面内の耐荷力を高め難いため、橋軸方向の座屈強度が橋軸直角方向の座屈強度を上回るようにし、吊橋とその関係を逆になるように設計するのが合理的である。また、補剛板の安定照査を行う点は主桁と同様である。

また、ケーブルと主塔の定着方法には固定、ローラー、およびロッカーの 3 種類、さらに主桁と主塔の結合方法には固定、ローラー、上吊りリンク、さらに弾性ばねの組み合わせなどの形式が存在するため、それらの力学的特性は著しく異なるものとなることに注意する必要がある [土木学会, 1990]、定着部で発生する不均等応力の考慮が重要である。

## 17.3 主桁の座屈

### 17.3.1 吊 橋

吊橋の補剛桁は、圧縮軸力の作用しない曲げ部材のため、桁の全体座屈安定照査は一般に行わない。主桁を構成する鋼板要素に曲げ変形に伴う圧縮力が作用する場合、局部座屈に対する安定照査が行われる。また、桁がトラス構造の場合、圧縮部材の座屈安定照査 [日本道路協会, 2002] が行われるが、桁全体としての座屈安定照査は不要とできる。

### 17.3.2 斜 張 橋

斜張橋の主桁には、ケーブル張力の水平成分により圧縮軸力が導入される。したがって、圧縮を受ける部材としての安定照査が欠かせないが、主桁が塔からケーブルで支持された複雑な構造系ということもあって、これまで合理的かつ簡便な照査法が見られないのが実情である。圧縮軸力はスパンの長大化とともに大きくなり、

断面の大型化が避けられなくなる [藤野ら, 1994]. そのため, 斜張橋が長大橋領域で経済性を発揮するためには, 座屈安定性が確保できる最小断面を同定する必要がある. その意味でも, 桁の安定性を照査する合理的な手法の開発が極めて重要であると言える. また, スパンが長大化すると, これまでの斜張橋と異なり, 主桁の座屈が先行する可能性が高くなる. したがって, 精度良い安定照査法の開発が益々重要となる.

#### (1) ケーブルの塑性化を考慮しない場合

これまでの実績をみると, 主桁については全体座屈照査を行わないケースもみられるが, 後述する道路橋示方書 [日本道路協会, 2002] に準じた検討を行う例もある. その際, 有効座屈長の定義のために, 橋全体の弾性固有値解析が行われている. この他に, 設計された構造物を対象に, 弾性あるいは弾塑性の有限変位解析を行い, 係数倍した荷重作用に対する安全性を照査する場合がある.

主桁の全体座屈について本格的に検討されたのは, 世界最長のスパン 890m をもつ多々羅大橋 [遠藤, 1997] と言える. 多々羅大橋の桁高は 2.7m で, これまでスパン 200~400m で使用されてきた桁高と大差がない. そのため, 耐力実験や弾塑性有限変位解析から座屈安定性の確認が行われた. 多々羅大橋の主桁で安定性が保証できれば, 同じ桁高またはより高い桁高をもつそれ以下のスパンでは照査を不要としてよいことになる (ただし, 桁断面形状, 幅員及び塔位置のケーブル吊区間の最大間隔が同程度であることが条件となる).

通常, 圧縮を受ける部材の安定照査は, 道路橋示方書 II 鋼橋編の 4.3 項 [日本道路協会, 2002] に準じて行うことになる. 例えば, 面内荷重を対象とした場合,

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}(\ell_e/r)} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba0}(1 - \sigma_c/\sigma_{ea}(\ell_e/r))} \leq 1.0 \quad (17.3.1)$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_b}{1 - \sigma_c/\sigma_{ea}(\ell_e/r)} \leq \sigma_{cal} \quad (17.3.2)$$

と与えられる. ここで, 式 (17.3.1) が全体座屈の照査式で, 式 (17.3.2) が鋼板の局部座屈照査式である. また,  $\sigma_c$ ,  $\sigma_b$  はそれぞれ軸方向圧縮応力度と面内曲げ応力度,  $\sigma_{ca}$  は軸方向許容圧縮応力度,  $\ell_e$  は有効座屈長,  $r$  は断面二次半径,  $\sigma_{ba0}$  は許容曲げ圧縮応力度の上限値,  $\sigma_{cal}$  は局部座屈の許容応力度である. さらに,  $\sigma_{ea} = 1,200,000/(\ell_e/r)^2$  と与えられる.

式 (17.3.1) を用いて安定性の照査を行う場合, 有効座屈長 ( $\ell_e$ ) を適切に定義する必要があるが, 斜張橋主桁に対する有効座屈長の定義方法が明確でないのが実状である.

さて, これまで検討されてきた主桁の安定照査方法としては, 以下の 5 つの方法が挙げられる.

- 1) 有効座屈長を定義し, 先に説明した, 道路橋示方書の全体座屈照査式 (17.3.1) を用いる [日本道路協会, 2002].  
ただし, 構造解析は線形化有限変位解析で行うものとし, 幾何学的非線形の影響を考慮する式 (17.3.1) 左辺第 2 項の分母の括弧内は無視する [長井ら, 1994a]. すなわち,

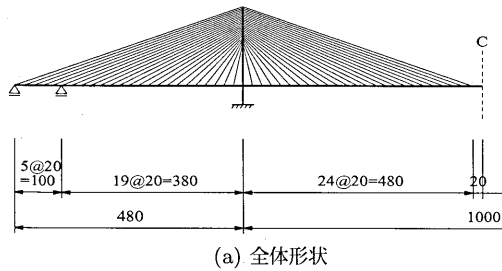
$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}(\ell_e/r)} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba0}} \leq 1.0 \quad (17.3.3)$$

より照査を行う. ここで, 有効座屈長は線形座屈または非弾性座屈解析 (17.2.1 の式 (17.2.36)~(17.2.40) 参照) を用いて求めることになるが, 非弾性座屈解析から求める方が精度はよいと考えられる.

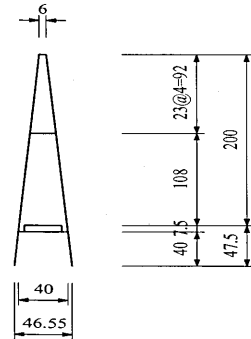
この方法では, 圧縮軸力の小さいスパン中央, また橋の端部で有効座屈長が長くなる, すなわち許容軸圧縮応力度が小さくなる矛盾を有する.

- 2) 非線形座屈解析 ( $E_f$  法) で安定性の照査を行う [野上ら, 2001a]. この方法は, 設計された断面を対象に非弾性座屈解析を行い, 得られた最小固有値から以下の式で安定性を照査する. なお,  $E_f$  法の適用方法については 17.4.2 を参照されたい.

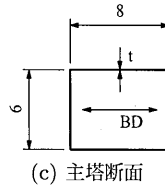
$$\kappa \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{ca0}} > \nu \quad (17.3.4)$$



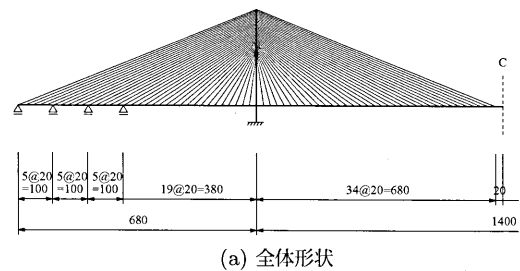
(a) 全体形状



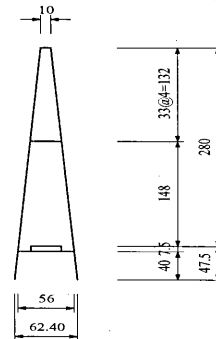
(b) 主塔形状



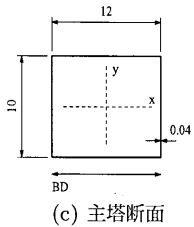
(c) 主塔断面



(a) 全体形状



(b) 主塔形状



(c) 主塔断面

図 17.3.1 1000m モデル

図 17.3.2 1400m モデル

また、局部座屈が生じないことを前提に、

$$\kappa > \nu \quad (17.3.5)$$

ここで、 $\kappa$  は  $E_f$  法で求まる最小固有値、 $\nu$  は所要安全率、 $\sigma_{ca0}$  は局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値である。 $\kappa$  に係数 ( $\sigma_{cal}/\sigma_{ca0}$ ) を乗じているのは、主桁を構成する鋼板の局部座屈による全体強度の低下を積公式 [日本道路協会, 2002] を適用して考慮するためである。しかし、斜張橋の主桁の局部座屈まで考慮した耐荷力解析がこれまで行われておらず、係数を乗じることで連成座屈強度を精度よく評価できるかについては検証されていない。

17.4.2. で示すように、長大斜張橋 (スパン 890m モデル) で得られた固有値は弾塑性有限変位解析で得られた荷重倍率に近い値を示している。この例のように、軸力が支配的となる長大橋では、比較的良い精度で終局時の荷重倍率を同定できると考えられる。

文献 [野上ら, 2001a] では、弾塑性有限変位解析結果との比較を通して、 $E_f$  法の精度の検討が行われているので紹介する。スパン 600m (幅員 20m, 4 室の箱桁高 0.6, 0.8, 1.0, 2.0, 3.0m), スパン 1000m (幅員 30m, 4 室の箱桁高 2.0, 3.0, 4.0, 5.0m), スパン 1400m (幅員 30m, 4 室の箱桁高 2.0, 3.0, 4.0, 5.0m) の 3 径間連続 2 面吊マルチケーブルタイプ鋼斜張橋 (桁のケーブル吊間隔はすべて 20m) モデルを対象に終局時の荷重倍率の比較が行われている (図 17.3.1, 図 17.3.2)。荷重は、まず死荷重を作用させる。その際、塔の曲げモーメントがゼロ、桁の曲げモーメントがケーブル支持点を剛支点とする曲げモーメントとなるようにケーブル張力を調整する。その後、桁全長に渡る等分布荷重を漸増させ、終局状態、強度を調査する。これらの結果から、上記のパラメータの範囲で、両手法間の誤差は -18~13 % となることが示されている。また、スパン 1000, 1400m で、桁高が 3m 以上の場合は  $\pm 10$  % 以内の誤差となることが示されている。

以上は  $E_f$  法の適用精度について一情報を与えているが、どの程度のスパンクラスにおいて精度良く評価できる手法であるかが明確になっていない問題を有する。

- 3) 全体座屈照査を不要とできる最小桁高を特定する。全体座屈照査を省略してよい最小桁高を提示する方

法が考えられる。ここでは、文献 [長井ら, 2000a] で検討された結果を紹介する。

スパン 280+600+280m の 3 径間連続 2 面吊マルチケーブルタイプ鋼斜張橋 (桁のケーブル吊間隔は 20m) を対象に、桁幅 20m の 4 室箱桁 (材質 SM490Y) の桁高を、0.6 (スパンの 1/1000), 0.8, 1.0, 2.0, 3.0m と変化させたケースについて、弾塑性有限変位解析から終局強度の検討を行っている。なお、荷重の載荷方法は上記 2) と同様である。

桁高 0.6m (桁高はスパンの 1/1000) で面内の断面 2 次モーメントは 0.073m [長井ら, 1994a] のモデルでは、終局時に全長に渡り桁が波打つ崩壊モード形 (終局時の変位の増分モード形) が得られる。このモデルについては別途弾性座屈 (固有値) 解析を行っているが、固有値は弾塑性有限変位解析で得られる荷重倍率に近く、また座屈モード形も上記崩壊モード形とほぼ一致していた。これより、このモデルでは、終局時において桁に弾性座屈が生じるものと考えられる。しかし、この場合でも、終局時の等分布荷重の大きさは死荷重の約 1.2 倍で、最初に死荷重が作用していることを考えると、約 2.2 倍の大きさの等分布荷重の作用で崩壊していることになる。活荷重を考慮しても、死・活荷重の合計荷重に対する倍率は 1.7 を超えると考えられる。桁高が 0.8m 以上のモデルでは、すべてのケースで、塔位置の桁断面の大部分が塑性化し、その位置で橋軸方向及び鉛直の変位が急増して終局状態となる。

これらの結果と、更に材質を SM400 とした場合の結果からも、スパン 600m までで、桁高 2.0m 以上を採用しておけば、材質に関係なく全体座屈の照査を不要とできると言える。桁高を 2.0m と指定したのは、製作性や維持管理を考慮した必要最低の桁高と考えたためである。ただし、桁幅は 20m 程度で、桁は 20m ピッチでケーブルに吊られていることが前提となる。そのため、桁断面形状、桁幅が大きく異なる場合や塔位置のケーブル吊間隔が長くなる場合には別途安定性に関する検討が必要となる。

- 4) 弾性有限変位解析により安定性の照査を行う。初期不整の扱いについては明確でなく、通常、初期不整は無視して解析を行っている。この方法は、設計された斜張橋を対象に、係数倍した荷重作用下での安定性の照査を行うが、部材応力  $\sigma$  が降伏応力  $\sigma_y$  あるいは局部座屈応力  $\sigma_{cal}$  を満足する、つまり初期降伏時の荷重倍率  $\beta_y$  が所要安全係数  $\beta_{req}$  を満足する照査方法である。

$$\beta_y > \beta_{req} \quad (17.3.6)$$

構造物に対して危険となる最悪荷重ケースを想定して、荷重倍率の考えにより所要の安全率を確保しようというものである。用いる荷重の組み合わせや安全係数は、各橋梁で異なっているのが現状で [野上ら, 1992b], 責任設計者の判断に委ねられる。

- 5) 弾塑性有限変位解析 [謝ら, 1998; 関西道路, 1998] により安定性の照査を行う。その際、主桁の初期不整を考慮しなくてもよい [謝ら, 1997]。この方法も、4) と同様の手順で、設計された斜張橋を対象に係数倍した荷重作用下での安定性を以下の式で照査するものである。この方法では、材料の非弾性挙動が考慮され、より厳密な扱いが可能となる。

$$\beta > \beta_{req} \quad (17.3.7)$$

ここで、 $\beta$  は終局時の荷重倍率、 $\beta_{req}$  は所要の荷重倍率である。

斜張橋全体の終局強度を同定し安定性の照査を行う場合、この方法は現有の解析手法としては最も信頼性の高い方法と言える。ただし、この方法では、構成部材を棒要素 (トラス、梁、ケーブル) でモデル化しており、部材を構成する板要素の局部座屈強度は扱えない。また、斜張橋が特殊な構造物ということもあり、解析ツールが限定され、解析に費用を要するという問題がある。



以上、主桁の全体座屈に関する照査方法について説明した。1)の方法は現行道路橋示方書の考えに沿うものである。しかし、有効座屈長が圧縮軸力の小さい領域で長くなる、すなわち許容軸方向圧縮応力度が小さく定義されるという問題が生じ、果たしてこの方法で複雑な構造系の強度を適切に評価できるかについて疑問が残る。2)の手法では、弾塑性有限変位解析の結果との比較を通して、適用性に関して一情報が得られているが、全てのパラメータが網羅されていない。したがって、適用の妥当性については、別途検証が必要となる問題を有する。ただ、スパンが600mを超えるマルチケーブルタイプの斜張橋に対しては、比較的精度良く終局時の荷重倍率が推定できると言える。3)の方法では、弾塑性有限変位解析の結果を前提としており、スパン600m以下の設計に当たり有益な情報が与えられているが、すべてのパラメータが扱われておらず、適用には注意を要すると言える。4)の方法は材料が弾性の範囲にあることが条件となって、真の意味での終局挙動、強度を同定できていない。しかし、現在の解析環境では、検討が可能な手法と言える。最後に、5)の手法であるが、この方法が終局時の耐荷力を同定する上で最も信頼できる方法と言える。3)で説明した最小桁高を念頭に、座屈設計を行わずに断面決定を行い、弾塑性有限変位解析で照査する方法が考えられる。しかし、実務設計において、弾塑性有限変位解析を使用することは依然抵抗があり、簡易で精度の良い安定照査法の開発が望まれる。

## (2) ケーブルの塑性化を考慮する場合

さて、これまで説明した検討の範囲では、ケーブルは弾性状態にあることが前提となっている。斜張橋の終局状態を検討するほとんどの研究では、ケーブルが弾性体として扱われてきた。文献[謝ら, 1997]では、ケーブルの非弾性挙動が終局挙動に与える影響を明らかにするとともに、現行採用されている安全率(破断に対して2.5)の低減の可能性を検討している。そこで得られた結論を要約すると以下ようになる。なお、荷重の扱いは17.3.2の(1)と同様である。

- a) ケーブルの塑性化が終局強度に与える影響は大きく、ケーブルの塑性化に伴い、圧縮軸力を受ける主桁の鉛直方向支持機能が著しく低下し、桁としての全体座屈が発生して終局状態となる。桁の曲げ剛性が大きい場合は、多くのケーブルが塑性化し、径間全体が彎曲するような座屈モード形が得られる。一方、桁の曲げ剛性が小さい場合、一部のケーブルの塑性化に伴い、その位置での桁が折れ曲がるような座屈モード形が得られる。
- b) 桁には、ケーブルが塑性化するまで全体座屈が生じないことを前提として、

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{c,\max}} \\ f_2 &= \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{g,\max}} \end{aligned} \right\} \quad (17.3.8)$$

のうち小さい方の値を、死・活荷重に対する終局時の荷重倍率とみなせる。ここで、 $\sigma_{cy}$ はケーブルの降伏点、 $\sigma_{c,\max}$ はケーブルの死・活荷重による最大応力、 $\sigma_{cal}$ は圧縮板の局部座屈に関する終局強度(応力)[日本道路協会, 2002]、 $\sigma_{g,\max}$ は桁の死・活荷重による最大応力である。

- c) 現行、破断に対する安全率2.5は2.2程度まで低減可能である。2.2に低減しても、構造系の荷重倍率(死・活荷重の合計に対して)1.7は確保できる。

以上のように、ケーブルの非弾性挙動が終局挙動に与える影響が大きく、ケーブルの塑性化で終局状態となること、あわせて、その際の荷重倍率の簡単な推定法を紹介した。ただし、この場合もケーブルの塑性化の前に桁の全体座屈が生じないことが前提となっている。したがって、桁の全体座屈を同定できる精度良い手法の開発が待たれる。

## 17.4 構造全体系の耐荷力

前節までに述べたように長大吊橋および斜張橋の設計では、幾何学的非線形性と材料非線形性の両者の影響を考慮した構造全体系の終局強度を確認することが行われる。そこで、ここでは吊橋および斜張橋全体系の弾塑性挙動および耐荷力について述べる。

### 17.4.1 吊 橋

いま、図 17.4.1 に示すような中央径間長 3000m の 3 径間 2 ヒンジ補剛吊橋を対象にして、吊橋全体系の耐荷力、および主ケーブルの安全率 ( $\gamma_c$ ) を、現在の 2.2 に対して 2.0, 1.8, 1.6, 1.4 に変化させて、ケーブル安全率の低減の可能性について検討した結果を紹介する

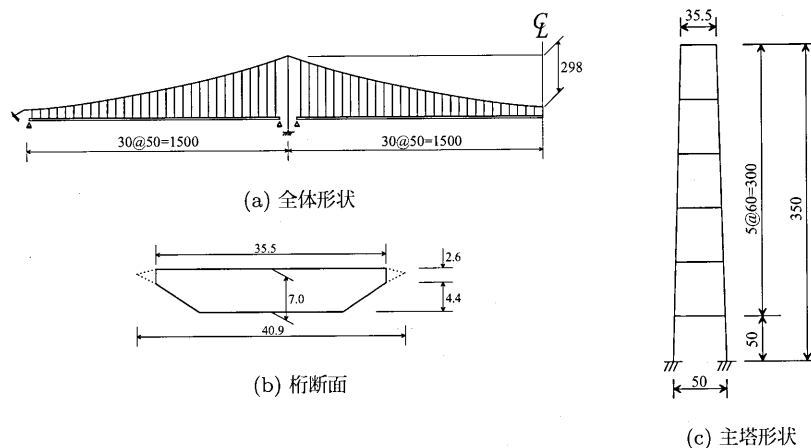


図 17.4.1 吊橋の基本モデル (単位 : m)

[野上ら,2001b; 野上ら,2002]. 主塔は 6 層ラーメン形式であり、その塔柱断面は多室箱型構造である。なお、主塔の安全率の各層の板厚は、補剛材を考慮した換算板厚で一定値を用いる。補剛桁は、図 17.4.1(b) のように一室箱型構造であり、上、下フランジ厚は最小板厚相当の 12mm とし、縦リブを考慮した換算板厚として 20mm を、ウェブは縦リブを考慮した換算板厚 18mm を用いた。各構成要素の断面諸元を表 17.4.1 に示す。

補剛桁の死荷重強度は、 $w_G=220.5 \text{ kN/m}$  である。主塔の死荷重強度  $w_T$  は、断面積  $A_T (\text{m}^2) \times$  単位重量  $\gamma_s (\text{kN/m}^3)$  に 40% 割り増しして算出する。活荷重は、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説 [本四,1992] に示される等価  $L$  荷重 ( $w_L=26.46 (\text{kN/m})$ ) を用いた。ただし、活荷重は全長にわたり一定とし、等分布荷重を用いることにする。構造全体系および主塔に不利になる代表的荷重条件として、図 17.4.2 のような偏載を対象とした。荷重条件は、まず死荷重  $D$  が作用する初期状態 1.0 ( $D$ ) を作成する。その後の荷重の載荷方法には死荷重  $D$  と活荷重  $L$  を載荷した状態に対して荷重パラメータ  $\beta$  を乗じて荷重  $\beta(D+L)$  を漸増させる方法を採用する。したがって、 $\beta$  に 1 を加えた荷重パラメータを荷重倍率  $\alpha (= \beta + 1)$  と定義する。

数値計算法は、構成する薄肉断面部材に対して一般に用いられる基本仮定のもと、幾何学的非線形性に材料非線形性が加わった複合非線形問題として定式化し、材料の応力-ひずみ関係は増分塑性理論による増分法を用いている。また、この数値計算には、Newton-Raphson 法と組合わせて求める変位増分法を採用する。主塔、補剛桁、主ケーブル及びハンガーに使用した鋼材の材料特性を表 17.4.2 に示す。表中の  $\sigma_u$  は引張強度、

表 17.4.1 補剛桁および主塔の断面諸元

|                             |     | $A(\text{m}^2)$                                                         | $I_{xx}(\text{m}^4)$ | $I_{yy}(\text{m}^4)$ | $J(\text{m}^4)$ |
|-----------------------------|-----|-------------------------------------------------------------------------|----------------------|----------------------|-----------------|
| 補剛桁                         |     | 1.49                                                                    | 14.55                | 181.55               | 26.50           |
| 塔                           | 塔柱  | 3.94~                                                                   | 48.79~               | 59.55~               | 63.60~          |
|                             |     | 8.30                                                                    | 105.87               | 264.74               | 182.20          |
|                             | 水平材 | 1.32~                                                                   | 4.24~                | 5.75~                | 9.59~           |
|                             |     | 1.50                                                                    | 35.63                | 31.88                | 14.29           |
| ケーブル<br>( $\gamma_c, A_c$ ) |     | (2.2, 1.294), (2.0, 1.085), (1.8, 0.906),<br>(1.6, 0.751), (1.4, 0.616) |                      |                      |                 |

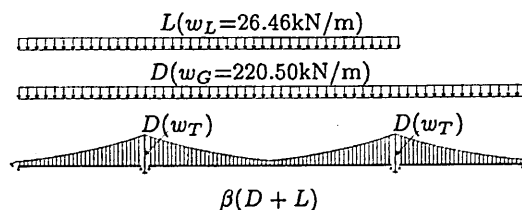


図 17.4.2 荷重載荷条件

表 17.4.2 材料特性

|            | 補剛桁<br>SM400 | 主塔<br>SM570 | 主ケーブル<br>ST1770 | ハンガー<br>ST1570 |
|------------|--------------|-------------|-----------------|----------------|
| $\sigma_u$ | 402          | 568         | 1764            | 1568           |
| $\sigma_y$ | 235          | 451         | 1372            | 1176           |
| $E$        | 205800       | 205800      | 196000          | 137200         |
| $E'/E$     | 0            | 0           | 0.0364          | 0.0383         |

Unit : (MPa)

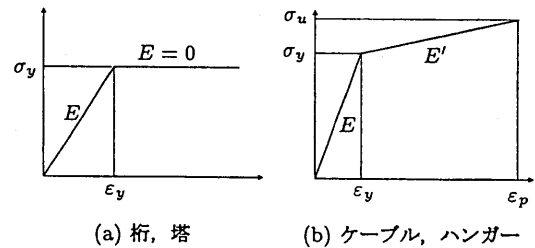


図 17.4.3 構成則

$\sigma_y, \epsilon_y$  は降伏応力および降伏ひずみ, および  $E, E'$  はヤング率およびひずみ硬化係数である. 弾塑性有限変位解析における応力-ひずみ関係は, 図 17.4.3 に示すように主塔および補剛桁に対して完全弾塑性型, 主ケーブルおよびハンガーはバイリニア型を仮定した. 主塔の初期たわみは, 塔頂部において橋軸方向変位  $\delta$  を有する直線形状の初期たわみとして  $\delta=h/2000$  ( $h$  は塔高) を対象とする. さらに, 塔柱多室箱型断面 (1/4 断面) に  $\sigma_{rc}=0.4\sigma_y, \sigma_{rt}=1.0\sigma_y$  を有する理想化した溶接型残留応力分布を仮定した. ここに,  $\sigma_{rc}, \sigma_{rt}$  は各々圧縮残留応力および引張残留応力である.

図 17.4.4 は, 各構成要素の初期降伏時の荷重倍率と終局限界時の荷重倍率の関係を示したものである. 明石海峡大橋の安全率と同じ  $\gamma_C=2.2$  のモデルは, 主塔が  $\alpha=1.66$  の荷重倍率で最初に降伏し, ハンガー, 補剛桁と続いたが, 主ケーブルに降伏は発生していない. また, この時の吊橋の崩壊はハンガーの破断で起こり, その時の荷重倍率は  $\alpha=2.81$  である. 一方, ケーブル安全率  $\gamma_C$  が 2.0 以下になると, 吊橋の崩壊は構造全体系の各構成要素の塑性領域の広がり支配されている. 特に,  $\gamma_C=1.8$  の場合, 塔 → ハンガー → ケーブル → 補剛桁の順に降伏が発生し, 全体系の終局強度は  $\gamma_C=2.2$  のそれに比べて僅かな低下である. したがって, 終局強度に着目した場合, ケーブル安全率は 1.8 まで低減できそうである.

ところで, 主塔の初期不整を無視した場合では, 最初にハンガーが  $\alpha=2.13$  で降伏し始め, 主ケーブルと主塔は降伏せず,  $\alpha=2.82$  でハンガーの破断により全体系の終局状態を迎えていることから, この安全率の組み合わせでは主塔の初期不整が終局強度に与える影響は小さいと言える.

代表的な安全率の組み合わせに対して初期不整の有無による初期降伏時および終局時の荷重倍率をまとめると表 17.4.3 のようになる. 表中の  $\alpha_y, \alpha_{cr}$  は, 各々初期降伏時, および終局時の荷重倍率を意味する. 吊橋全体の終局強度への主塔の初期不整の影響は小さいことがわかる. ただし, 主塔の初期不整を無視したモデルではハンガーに最初に降伏が発生したが, 主塔の初期不整を導入した場合主塔が最初に降伏が発生するなど終局限界に至る弾塑性挙動が異なる.

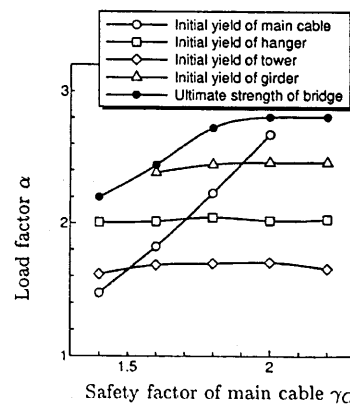
図 17.4.4 構成要素の初期降伏と吊橋の終局強度  
( $\gamma_T = 1.7, \gamma_H = 2.5$ )

表 17.4.3 初期不整の有無と荷重倍率

| 安全率の組み合わせ  |            |     | 初期不整 | 荷重倍率           |                   |
|------------|------------|-----|------|----------------|-------------------|
|            |            |     |      | 降伏時 $\alpha_y$ | 終局時 $\alpha_{cr}$ |
| $\gamma_T$ | $\gamma_H$ | 2.2 | 有    | 1.66           | 2.81              |
|            |            | 1.8 | 有    | 1.65           | 2.72              |
|            |            | 2.2 | 無    | 2.13           | 2.82              |

現在、我が国の設計規準では、一般に吊橋全体系の終局強度解析による耐荷力照査および全体座屈照査は要求していない [本四, 1989; 本四, 1992]. これは、吊橋は死荷重が支配的であり、変動荷重である活荷重の占める割合が小さいこと、また、非線形性の大きい構造系の耐荷力を求めるには数値計算上大変形および弾塑性有限変位解析を用いる必要があり、これまでは困難であったことによる。しかし、軸圧縮力が支配的な吊橋主塔では、塔頂の変形限度、その耐荷力、構成要素の局部座屈、サドル部におけるケーブルのすべりなどの限界状態を把握し、所定の安全率を確保するようにしなければならないことから、弾塑性有限変位解析により確認も行われる傾向にある。

#### 17.4.2 斜 張 橋

次に、図 17.4.5 に示すような中央径間長 600m、側径間長 280m の 3 径間連続の自定式斜張橋を対象にして、斜張橋の座屈特性について紹介する [野上ら, 1996]. 主塔の形状は A 型主塔、ケーブルはマルチファンタイプ、2 面吊りを仮定している。主桁断面形状は、 $h=3\text{m}$  のマルチセル箱形断面とし、構成部材の材質は SM490Y を使用している。また荷重状態は、 $180\text{ kN/m}$  の死荷重が主桁上に作用している。斜張橋の両端は、塔の橋軸方向の座屈が先行するのを防ぐ

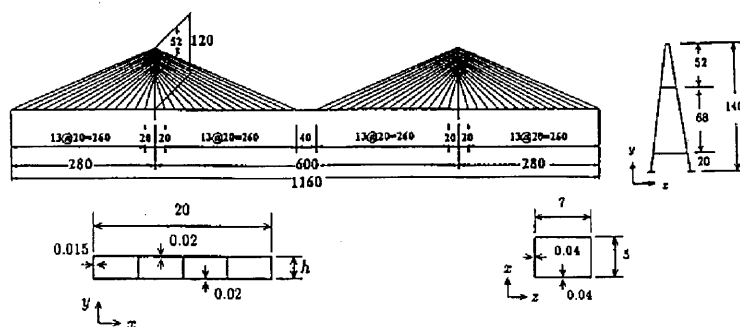


図 17.4.5 600m 斜張橋



図 17.4.6 座屈モードと固有値 ( $\kappa=4.2606$ )

ため定数  $19600\text{ kN/m}$  をもつばねにより支持されている。

いま、 $E_f$  法により得られた主桁の最小固有値  $\kappa$  に対する座屈モードを表したのが図 17.4.6 である。なお、 $E_f$  法では、塔と桁ともに  $E_f$  の変化を考慮しており、柱の基準耐荷力曲線には道路橋示方書の曲線を適用している。塔位置近傍において主桁の座屈が発生している。この時の最小固有値は  $\kappa=4.26$  である。

次に、図 17.4.7 に示すような中央径間長 890m、側径間長 270m、320m から成る 3 径間連続長大斜張橋を対象にして弾塑性有限変位解析により得られた終局時の変形モードを示す [本四, 1994]. 解析モデルは、3 次元骨組モデルを用い、ケーブルはトラス部材とし、構成則は完全弾塑性体であるが除荷が考慮されている。また桁および塔の残留応力は図 17.4.8 のように  $0.4\sigma_y$  の圧縮残留応力度および  $\sigma_y$  の引張残留応力度からなる直線分布で理想化している。初期たわみは、弾性固有値解析による最小固有値に対する座屈モードにおける最大たわみが生じる点での基線長に対する  $1/1000$  を導入している。荷重は、満載活荷重状態 ( $D+\alpha L$ ) である。

この解析では、ケーブルプレストレスと死荷重を受ける初期状態から活荷重の倍率  $\alpha$  を増分させて終局荷重倍率を決定している。いま、荷重倍率が  $\alpha=12.0$  の終局限界時における変形モードを示したのが図 17.4.9 である。終局時の崩壊は、主塔部の桁の座屈に支配されている。この時、主塔部の桁断面は上下フランジでほぼ有効断面が等しい断面積を有しており、断面の降伏状態が曲げモーメントより軸力に支配されている。

最後に、同じ図 17.4.7 のモデルを対象にした弾塑性有限変位解析と  $E_f$  法の耐荷力の精度比較を示す [長井ら, 1994b]. 荷重は  $\alpha(D+L)$  であるが、活荷重の載荷方法は全径間満載 (case-1) と

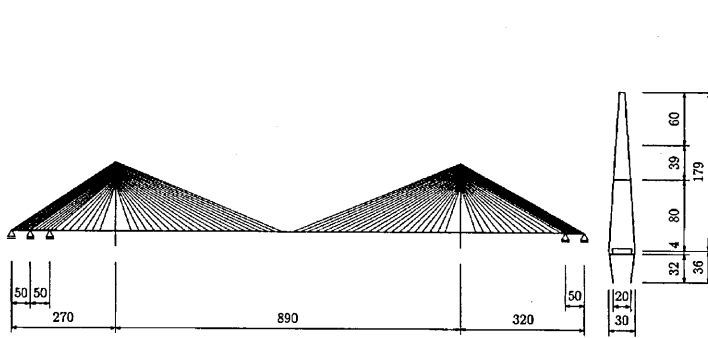
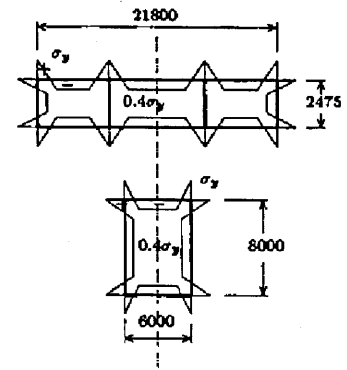


図 17.4.7 3次元斜張橋モデル (m)

図 17.4.8 主桁および主塔の  
残留応力分布 (mm)

中央径間満載 (case-2) の2ケースである。

図 17.4.10 は、 $E_f$  法による座屈モードを示している。Case-1 では、塔位置近傍の桁座屈が発生しているのに対して、case-2 では中間支持点があれば側径間の桁が持ち上がる座屈モードになるが、中間支持点があるため



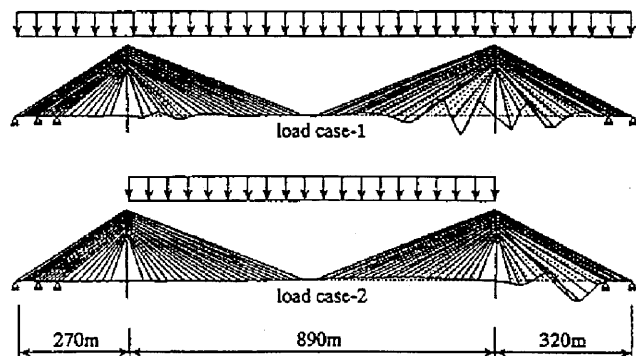
図 17.4.9 変形

塔位置と中間支持点間での一波の座屈モードが生じている。なお、これらの桁座屈は弾塑性有限変位解析による終局時変形に近い結果であることが確認している。また、表 17.4.4 は  $E_f$  法と弾塑性有限変位解析による終局時の荷重倍率  $\alpha$  の比較結果をまとめたものである。Case-2 の荷重状態は、両解法ともに case-1 に比べて低い値を示しており、耐荷力に対してより厳しい载荷状態である。また、両解法から得られた荷重倍率は、両ケースともに良い一致を示している。

以上、斜張橋全体系の耐荷力挙動について述べたが、斜張橋の耐荷力を評価する手法には、現在前述の  $E_f$  法および弾塑性有限変位解析の他に弾性座屈固有値解析、弾性有限変位解析などがあり、実設計にも用いられている。部材を弾性状態と仮定する弾性座屈解析は、最も大きな固有値、座屈強度を与えることとなるが、実構造ではその過程で材料に降伏があるため、解析結果は実際より過大な値を示すことになる。一方、同じ固有値解析でも非線形性の影響を簡易に考慮した  $E_f$  法を採用することにより、柱の耐荷力曲線と弾性座屈曲線との違いが反映され、座屈強度は弾性固有値解析より低下し、軸力支配となる構造系では実際の耐荷力に近い値

表 17.4.4 荷重倍率の比較

| 荷重状態   | $E_f$ 法 | 弾塑性有限変位解析 |
|--------|---------|-----------|
| case-1 | 2.50    | 2.53      |
| case-2 | 2.04    | 1.93      |

図 17.4.10  $E_f$  法による座屈モード

になることが期待される。弾性有限変位解析は、材料非線形性が考慮されていないため、断面の初期降伏、あるいは部材の強度相関式、あるいは補剛板の終局強度に達した時をもって斜張橋の終局限界とする方法であり、ある程度の精度を有して耐荷力を評価することが可能である。最後に、弾塑性有限変位解析は前述の計算例からも明らかなように実際の終局強度をかなり正確に求めることができる。なお、これらの解析法では初期不整の仮定、全体系の断面のモデル化、および荷重載荷方法などには十分注意が必要である。

## 17.5 今後の展望

現在、吊形式橋梁の設計は、部材単位の照査による許容応力度設計法が用いられている。この場合、許容応力度は柱、梁、はり一柱の基準耐荷力曲線に準用して算出しているが、これらの曲線で仮定している初期不整の大きさに対して、これまでの吊形式橋梁部材のそれはより小さいことが実測測定結果より明らかにされてきている [大橋ら, 1996; 本四, 1995]。したがって、実際の斜張橋の塔および桁に対応する耐荷力曲線を用いることができれば、より精度の高い終局強度評価が可能となる。そのためにもこれまでの実績を踏まえた吊形式橋梁独自の基準耐荷力曲線を提案する時期にきていると言える。

また、吊形式橋梁の設計では、長大化に伴い弾塑性有限変位理論による耐荷力解析を行うことが多くなっているが [崎元ら, 1990]、吊橋および斜張橋を構成する桁、塔、およびケーブルの個々の限界状態、および橋梁全体系としての限界状態を明確にし、安全性、耐久性、さらには経済性を考慮した合理的設計へ向けた現行設計法の見直し、および長大および超長大斜張橋の設計思想の確立に関する検討が必要である。また、耐荷力解析の解の精度に対するチェック機能および計算時間、収束に対する効率化の問題に対するより具体的工夫が望まれる。

さて、スパン 100~200m の、これまで斜張橋が不経済とされていたスパン領域において、エキストラード PC 橋の建設が多くみられるようになった。エキストラード PC 橋は、1) 塔の桁上高さを、これまで経済的とされていたスパンの約 1/5 に対して、1/10 程度と低く設計する、2) ケーブルにプレストレスを導入しない (死荷重作用に対してケーブル張力の調整を行わない)、3) ケーブルの破断に対する安全率を PC 鋼棒と同様に 1.7 に設定する、特徴を有している。安全率 1.7 は、これまで斜張橋で採用されている安全率 2.5 に比べてかなり小さい値である。この理由として、このタイプの橋は、活荷重に対しては桁橋に近い挙動を示す点が挙げられている。つまり、ケーブルの張力変動が小さくなり疲労の心配が少ないことから安全率を低下できるとしている。しかし、定量的なデータの提示は見られない。ケーブル安全率の設定は当然経済性に関係してくる。海外では、ケーブル安全率が 2.2 に設定されており、鋼斜張橋、エキストラード PC 橋を含む PC 斜張橋、合成斜張橋 (鋼・コンクリート合成 2 主桁を主桁とする斜張橋) を対象に、それぞれの力学的特性を反映した合理的な安全率の設定は今後の重要な検討課題と言える。

## 参考文献

- Birdsal, B. (1942) : The suspension bridge tower cantilever problem, Proc. of ASCE, 1942.
- Yura J.A. (1971) : The effective length of columns in unbraced frames, AISC, Eng., J., Vol.8, No.2, 1971.
- 福本 啓士, 大森和実 (1974) : 吊橋タワーの静的挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, No.224, 1974.
- AISC (1978) : Specification for The Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings, 1978.
- 土木学会 (1987) : 座屈設計ガイドライン, 鋼構造シリーズ 2, 技報堂出版, 1987.
- 中井博, 北田俊行, 西村俊行 (1987) : 斜張橋タワーの耐荷力と設計法について, 構造工学論文集, Vol.33A, pp.341-350, 1987.
- 伊藤文人, 野上邦栄, 田中充夫 (1988) : ラーメン形式吊橋主塔の耐荷力解析, 構造工学論文集, Vol.34A, pp.131-144, 1988.
- 野上邦栄, 安部大志 (1989) : 吊橋主塔の安定照査式に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.107-116, 1989.

- 本州四国連絡橋公団 (1989) : 吊橋主塔設計要領・同解説, 1989.
- 土木学会 (1990) : 鋼斜張橋 一技術とその変遷一, 鋼構造シリーズ 5, 1990.
- 本州四国連絡橋公団・海洋架橋調査会 (1990) : 本州四国連絡橋の海峡架設技術に関する調査研究・鋼上部構造委員会報告, 1990.
- 崎元達郎, 奈良敬, 小松定夫, 北沢正彦 (1990) : 曲げが支配的な主塔を有する長径間斜張橋の耐荷力に関する研究, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.111-122, 1990.
- 野上邦栄, 成田信之, 山本一之 (1991) : 吊橋主塔の構造特性および座屈設計に関する実績調査研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.177-190, 1991.
- 中井博, 北田俊行, 野口二郎 (1992) : 簡易柱モデルを用いた斜張橋塔の耐荷力照査法に関する研究, JSSC 構造工学における数値解析シンポジウム論文集, No.16, pp.391-396, 1992.
- 野上邦栄, 成田信之 (1992a) : 鋼斜張橋主塔の構造特性と座屈設計に関する実績調査研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.167-180, 1992.
- 野上邦栄, 成田信之 (1992b) : 吊形式橋梁の塔の座屈設計に関する一考察, 土木学会論文集, No.446/I-19, pp.225-234, 1992.
- 本州四国連絡橋公団 (1992) : 鋼上部構造設計指針・同解説, 1992.
- 鉄道総合技術研究所 (1992) : 鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼・合成構造物), 1992.
- 野上邦栄 (1993a) : ラーメン柱の有効座屈長算出法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.199-209, 1993.
- 野上邦栄 (1993b) : 鋼ラーメン柱の実用的座屈設計法に関する一提案, 土木学会論文集, No.459/I-22, pp.159-162, 1993.
- 藤野陽三, 長井正嗣 (1994) : 吊形式橋梁の現状と将来, 鋼構造論文集, JSSC, 第1巻3号, pp.17-35, 1994.
- 本州四国連絡橋公団 (1994) : 多々羅大橋の構造計画検討委員会報告書, 1994.
- 土木学会 (1994) : 鋼構造物の終局強度と設計, 鋼構造シリーズ 6, 技報堂出版, 1994.
- 長井正嗣, 水川洋介, 水上義彦, 浅野浩一 (1994a) : 長大斜張橋の幾何学的非線形性状に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.1193-1202, 1994.
- Nagai, M., Nogami, K. and Asano, K. (1994b) : Evaluation of ultimate strength of steel cable-stayed girders by the effective tangent modulus ( $E_f$ ) method, New requirement for Structures and Their Reliability, pp.213-218, 1994.
- 本州四国連絡橋公団 (1995) : 主桁の耐荷力に関する検討, 鋼上部構造委員会構造分科会資料, 1995.
- 大橋治一, 依田照彦, 樋口康三 (1996) : 長大斜張橋床版の初期不整の実績データとその圧縮強度の評価, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.43-53, 1996.
- 土木学会 (1996) : 吊橋 一技術とその変遷, 鋼構造シリーズ 8, 1996.
- Nogami, K., Nagai, M., Yamamoto, K. and Fujino, Y. (1996) : Load-carrying capacity of cable-stayed girders based on multiple ultimate strength curves and its stability check, Second International Conference on Coupled in Stabilities in Metal Structures, Belgium, pp.421-428, 1996.
- 野上邦栄, 長井正嗣, 木下博道, 山本一之, 藤野陽三 (1997) : 複数耐荷力曲線を用いた斜張橋主桁の終局強度特性と座屈照査法, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.253-261, 1997.
- 謝旭, 山口宏樹, 長井正嗣 (1997) : 長大斜張橋の終局挙動に及ぼす初期不整の影響, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, pp.166-167, 1997.
- 遠藤武夫 (1997) : 長支間斜張橋の構造計画に関する2,3の考察, 土木学会論文集, No.567/I-35, pp.171-181, 1997.
- 謝旭, 長井正嗣, 山口宏樹 (1998) : 長大斜張橋の終局強度解析と挙動に関する一考察, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.171-181, 1998.
- 関西道路研究会道路橋調査研究委員会 (1998) : コンピュータによる鋼橋の終局強度解析と座屈設計, 共立出版, 1998.
- 土木学会 (1999) : ケーブル・スペース構造の基礎と応用, 鋼構造シリーズ 11, 1999.
- 長井正嗣, 謝旭, 山口宏樹, 野上邦栄, 新井田勇二 (2000a) : 斜張橋主桁の終局挙動と終局強度特性の解明と安定照査に関する一考察, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.253-265, 2000.
- 長井正嗣, 謝旭, 山口宏樹, 野上邦栄, 新井田勇二 (2000b) : 斜張橋ケーブルの非線形挙動が終局挙動, 強度に与える影響及び安全率低減の可能性に関する一考察, 土木学会論文集, No.661/I-53, pp.85-94, 2000.
- 野上邦栄, 岩崎秀隆, 柴田晃一, 長井正嗣 (2001a) : 長大斜張橋の耐荷力評価手法としての  $E_f$  法の精度と終局強度照査法に関する研究, 土木学会論文集, No.668/I-54, pp.217-230, 2001.
- 野上邦栄, 斎藤一則, 長井正嗣, 藤野陽三 (2001b) : 超長大吊橋の終局強度に着目した主ケーブル, ハンガー及び主塔の安全率の合理化, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.323-334, 2001.
- 日本道路協会 (2002) : 鋼道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編, 2002.
- 野上邦栄, 長井正嗣 (2002) : 超長大吊橋主塔の初期不整が主ケーブル, ハンガー及び主塔の安全率設定に与える影響, 土木学会論文集, No.717/I-61, pp.161-166, 2002.