

# 長大斜張橋主桁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

野上邦栄<sup>1</sup>・岩崎秀隆<sup>2</sup>・柴田晃一<sup>3</sup>・長井正嗣<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 東京都立大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

<sup>2</sup>学生会員 工修 東京都立大学大学院工学研究科博士課程 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

<sup>3</sup>正会員 工修 住友建設(株) 北6線作業所 (〒080-2463 北海道帯広市西23条北5丁目1-7)

<sup>4</sup>正会員 工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

我が国の斜張橋の座屈設計では、一般に道路橋示方書に準拠した応力度照査と安定照査を行い安全性を確認する手法が用いられる。しかし、斜張橋のような複雑な構造形態に対して道示に規定された照査法を用いることの妥当性については問題を残している。このような背景のもと、斜張橋における簡易かつ精度の高い耐荷力算出法と主桁の安全性照査法の確立が望まれている。本論文では、長大斜張橋を対象として、その終局強度の算出に当たり  $E_f$  法の適用性を弾塑性有限変位解析との精度比較により明らかにする。さらに、新しく安全性照査式を提案し、道示に示される照査式との比較を行ない、その有効性について検討する。

**Key Words :** cable-stayed bridges, ultimate strength, stability design,  $E_f$  method, elasto-plastic finite displacement analysis

## 1. はじめに

斜張橋の桁と塔は、ケーブル張力により軸圧縮力を受ける。特に支間が長大化するほど軸圧縮力は大きくなり、断面の大型化が避けられなくなる。そのため、斜張橋が長大橋領域で経済性を発揮し得るためには断面の合理的な設計法の確立が重要となる<sup>1)</sup>。また、軸圧縮力の増加によって従来の斜張橋とは異なり桁が先に座屈すると考えられ、斜張橋主桁の安全性照査法に関する検討が重要な課題となる<sup>2)-4)</sup>。

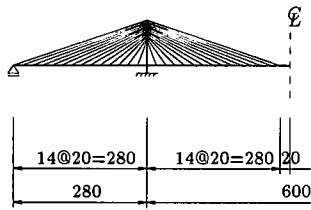
現在、長大斜張橋の設計において、主桁や主塔の座屈安定照査は道路橋示方書<sup>5)</sup>(以後、道示と呼ぶ。)に準拠して行われており、補剛板の局部座屈照査(応力度照査)およびはり・柱部材としての安定照査が実施される<sup>6),7)</sup>。しかし、これらの照査において、斜張橋のような複雑な構造形態に対して適切な有効座屈長を算出することは困難が伴うため<sup>8),9)</sup>、断面決定後、設計された構造全体系の終局強度に対する安全性を評価するために弾塑性有限変位解析を実施している<sup>10)</sup>。

ところで、斜張橋の主桁、主塔、ケーブルなどの各構成要素の終局強度、さらには構造全体系としての耐荷力を評価する場合、一般に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弾塑性有限変位理論

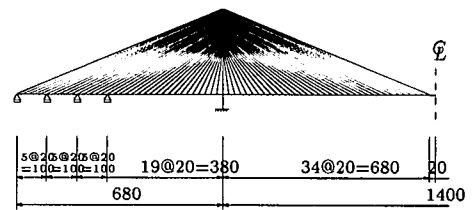
に基づく骨組構造解析により精度良く求めることができる<sup>11)-13)</sup>。しかし、この解析法は、他の解析法に比べてその計算時間も急激に増大し、経済性に問題を生じるため、現段階において大規模構造である斜張橋に対して頻繁に使用するには設計の効率化の面から適さないと言える。

そこで、実務設計上簡易に斜張橋の耐荷力を評価できる方法として、著者らは本州四国連絡橋公団の吊橋主塔設計要領<sup>7)</sup>に規定されている有効接線弾性係数法を拡張した耐荷力算出法(以後、 $E_f$ 法と呼ぶ。)を提案している<sup>2)-4),14)</sup>。しかし、柱の基準耐荷力曲線を用いた非弾性固有値解析により斜張橋の耐荷力を評価する  $E_f$  法の有効性について、これまで一般スパンから超長大スパンの斜張橋を対象として、解の精度の面から定量的に比較検討した研究は少ない<sup>15)-17)</sup>。

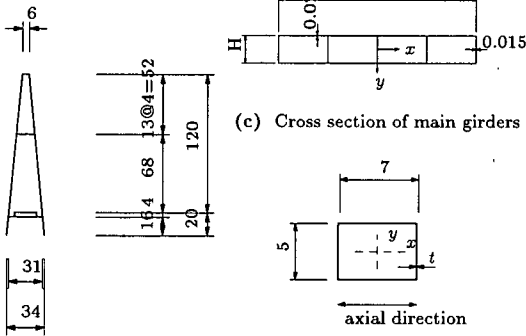
このような背景のもと、本論文では、中央径間長 600m, 1000m および 1400m の鋼製長大斜張橋 3 橋を対象にして、 $E_f$  法と弾塑性有限変位解析により算出した耐荷力を比較し、 $E_f$  法が長大斜張橋の終局強度評価方法として適用可能であることを明らかにする。さらに、長大斜張橋主桁および塔柱に対して道示に規定される座屈照査式を用いることは必ずしも合理的ではないという立場から、部材の断面設計において有効座



(a) Shape of overall structure



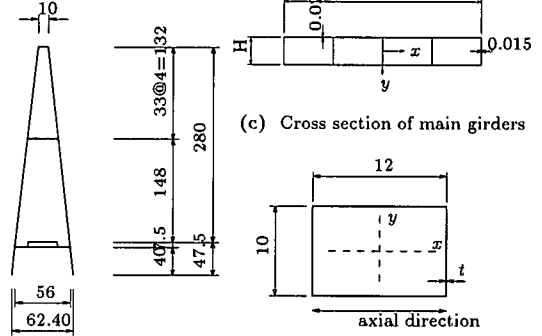
(a) Shape of overall structure



(b) Shape of tower

(d) Cross section of tower  
unit : m

図-1 中央径間長 600m の斜張橋モデル



(b) Shape of tower

(d) Cross section of tower  
unit : m

図-2 中央径間長 1400m の斜張橋モデル

屈れを用いた部材照査法の見なおしを行なうとともに、構造全体系の終局強度照査法について検討することにより、座屈設計上の資料を提供するものである。

## 2. 長大斜張橋モデル

### (1) 基本条件

解析対象としたモデルは、中央径間長 600m, 1000m, および 1400m の鋼斜張橋である。解析対象とするモデルは、中央径間長と側径間長の比が約 2 : 1 となるように側径間を設定する。塔は A 形塔とし、高さ (桁より上) は支間の 1/5 とする。ケーブル形式にはマルチファンタイプを用いて 2 面吊とし、ケーブル定着間隔は桁で 20m, 塔で 4m とする。

中央径間長 600m と 1400m の斜張橋モデルの形状と断面を、各々図-1 および 図-2 に示す。なお、1000m および 1400m モデルの側径間には中間橋脚を 100m 間隔で各々 1 基および 3 基設置している。また、主桁端部はばねを用いて橋軸方向を拘束しており、そのばね定数は 29400 kN/m (全橋) である。

### (2) 断面諸元

主桁は、図-1(b) および 図-2(b) に示す 4 セルの矩形断面を用いる。補剛板については板厚に換算して評価するものとし、板厚 ( $t$ ) はウェブが 0.015m, フランジが 0.02m である。桁幅 ( $B$ ) は 600m モデルで 20m,

1000m モデルおよび 1400m モデルで 30m とし、桁高 ( $H$ ) は 600m モデルで 0.6m~3m, 1000m モデルおよび 1400m モデルで 2m~5m と変化させる。今回、全てのモデルで同一の板厚を採用しているが、これらの板厚は設計上の最小板厚に相当しており、このような板厚構成でもって、面内荷重に対しては設計可能となる (許容応力度は鋼材の降伏点を安全率で割った上限値とする)<sup>3),4)</sup>。ただし、スパンが長くなると、今回計算の対象としていない横方向の安定問題に対応するため、特に塔位置近傍の主桁の横方向剛性を大きくする必要が生じる。しかし、今回の計算は面内安定問題を対象に  $E_f$  法の精度を議論するのが主目的であることから、横荷重に対する設計を行わず、スパン 1000m, 1400m モデルについて桁幅を 30m と広くした。風荷重によって塔位置近傍主桁板厚の増厚が必要となる場合、面内耐力はさらに大きくなる。

各モデルの主桁の断面諸元を表-1 に示す。表中、 $A_G$  は断面積、 $I_x$ ,  $I_y$  は各々  $x$ ,  $y$  軸回りの断面 2 次モーメント、 $J$  は St. Venant 定数、 $I_w$  はそりねじり定数を表す。なお、桁高  $H=0.6\sim 2$ m は、製作・架設上、さらにはメンテナンスを考慮すると現実的な桁高でないものの曲げ剛性の小さいモデルが桁の座屈安定性に及ぼす影響を明らかにするため検討の対象とした。

主塔は図-1(d) および 図-2(d) のような箱形断面とし、補剛板については主桁と同様に板厚に換算して評価する。板厚 ( $t$ ) は 0.06m である。なお、塔断面も全

表-1 主桁の断面諸元

| Model<br>(B m) | H<br>(m) | $A_G$<br>( $m^2$ ) | $I_x$<br>( $m^4$ ) | $I_y$<br>( $m^4$ ) | $J$<br>( $m^4$ ) | $I_w$<br>( $m^6$ ) |
|----------------|----------|--------------------|--------------------|--------------------|------------------|--------------------|
| 600m<br>(20m)  | 0.6      | 0.845              | 0.073              | 28.917             | 0.169            | 2.225              |
|                | 0.8      | 0.860              | 0.131              | 29.667             | 0.298            | 3.851              |
|                | 1        | 0.875              | 0.206              | 30.417             | 0.462            | 5.856              |
|                | 2        | 0.950              | 0.850              | 34.167             | 1.785            | 20.296             |
| 1000m          | 3        | 1.025              | 1.969              | 37.167             | 3.889            | 39.226             |
|                | 2        | 1.350              | 1.250              | 106.875            | 4.430            | 75.450             |
| 1400m          | 3        | 1.425              | 2.869              | 115.313            | 9.620            | 154.126            |
| 1400m<br>(30m) | 4        | 1.500              | 5.200              | 123.750            | 16.537           | 247.804            |
|                | 5        | 1.575              | 8.281              | 132.188            | 25.024           | 348.990            |

表-2 主塔とケーブルの断面諸元

| Model | Tower              |                    |                    |                  | Cable                     |
|-------|--------------------|--------------------|--------------------|------------------|---------------------------|
|       | $A_T$<br>( $m^2$ ) | $I_x$<br>( $m^4$ ) | $I_y$<br>( $m^4$ ) | $J$<br>( $m^4$ ) | $A_c$<br>( $10^{-2}m^2$ ) |
| 600m  | 0.960              | 4.333              | 7.187              | 6.125            | 1.997~0.827               |
| 1000m | 1.680              | 10.800             | 16.640             | 19.749           | 2.090~0.502               |
| 1400m | 2.640              | 46.000             | 60.480             | 78.546           | 2.077~0.489               |

高一定断面とする。ここに、 $A_T$  は断面積である。主塔断面の断面諸元をまとめると表-2 となる。

塔と桁に用いる鋼材は、600m および 1000m モデルに対して SM490Y ( $\sigma_y = 353$  MPa) を、1400m モデルに対して SM570 ( $\sigma_y = 451$  MPa) を採用し、鋼種の変更は行わず全て同一の鋼材とする。

ケーブル断面積 ( $A_c$ ) は、死荷重時のケーブル張力をケーブル定着点を支点とする連続桁に死荷重が作用するものとして得られる支点反力から求め、活荷重の大きさをその 25% と仮定し、得られたケーブル応力度が 590MPa 程度 (許容引張応力度  $\sigma_{ca} = 628$  MPa) を満足するように決定している。得られた各モデルのケーブル断面積は表-2 の通りである。

(3) 荷重

主桁の死荷重強度  $w_G$  および主塔の死荷重強度  $w_T$  は、各々

$$\left. \begin{aligned} w_G &= 1.4A_G\gamma_s + 68.6 \\ w_T &= 1.4A_T\gamma_s \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

を用いて算出する。ここに、1.4 は割り増し係数、 $\gamma_s$  は鋼材の単位体積重量で 76.93 kN/m<sup>3</sup> である。68.6 kN/m は舗装のアスファルトなどの後死荷重を仮定している。主桁と主塔の死荷重をまとめたのが表-3 である。

活荷重は、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・

表-3 死荷重と活荷重

| Model | Dead load |                 |                 | Live load   |
|-------|-----------|-----------------|-----------------|-------------|
|       | Girder    |                 | Tower           |             |
|       | H<br>(m)  | $w_G$<br>(kN/m) | $w_T$<br>(kN/m) | L<br>(kN/m) |
| 600m  | 0.6       | 159.6           | 103.4           | 35.4        |
|       | 0.8       | 161.2           |                 |             |
|       | 1         | 162.8           |                 |             |
|       | 2         | 170.9           |                 |             |
| 1000m | 3         | 179.0           | 180.9           | 42.8        |
|       | 2         | 214.0           |                 |             |
| 1400m | 3         | 222.1           | 284.3           | 39.5        |
|       | 4         | 230.2           |                 |             |
|       | 5         | 238.2           |                 |             |

同解説<sup>6)</sup>に示される等価 L 荷重を用いて算出する。ただし、線荷重については考慮していない。解析に用いる活荷重の値を各モデルごとに表-3 に示す。

3. 耐荷力算出法

(1)  $E_f$  法

現在、斜張橋の耐荷力を簡易に求める解析法の一つに  $E_f$  法がある<sup>2)-4),14)</sup>。この方法は、柱の基準耐荷力曲線から見かけの弾性係数  $E_f$  を算出することにより部材の応力-ひずみ関係、残留応力および初期たわみなどの非線形性の影響を近似的に評価し、部材要素ごとの  $E_f$  を考慮した構造全体系の固有値解析から耐荷力を得る方法である。具体的な解析手順は、以下のようになる。

- ① 荷重条件および初期条件などの基、微小変位解析により断面力を求め、幾何剛性マトリックス  $K_G$  を作成する。
- ② 次に、 $|K_E(E_{fi}) + \kappa K_G(N_i)| = 0$  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  $N_{cri} = \kappa N_i$ 、座屈応力  $\sigma_{cri}$  を算出する。
- ③ また、各断面の有効座屈長  $l_{ei}$  を  $l_{ei} = \pi \sqrt{E_{fi} I_i / N_{cri}}$  により計算し、対応する終局強度  $\sigma_{ui}$  を柱の基準耐荷力曲線より算出する。
- ④ 前のステップの  $E_{fi}^0$  を用いて、 $E_{fi} = \sigma_{ui} / \sigma_{cr} \cdot E_{fi}^0$  により得られた  $E_{fi}$  の収束判定を行う。収束していない場合、②に戻り収束するまで繰り返し計算を行う。

この解析手順から明らかなように  $E_f$  法を用いて耐荷力を算出する場合、柱の基準耐荷力曲線が重要な役割を果たすことになる。ここでは、道示の柱の基準耐荷力曲線 (以後、JSHB 曲線と呼ぶ) を用いる。

$E_f$  法における要素モデルは、主桁にそりねじりを考慮した 3 次元はり要素 (1 節点 7 自由度)、主塔に St.Venant のねじれのみを考慮した 3 次元はり要素 (1 節点 6 自由度)、さらにケーブルに 3 次元トラス要素 (1 節点 3 自由度) を用いてモデル化している。なお、ケーブルのサグの影響は Ernst の等価ヤング係数を用いて考慮する。対象とした各斜張橋モデルの全要素数は、143~319 (全自由度数 1792~4144) で、固有値解析にはサブスペース法を用いている。

## (2) 弾塑性有限変位解析

本論文では、 $E_f$  法による斜張橋の耐力評価の精度を比較する厳密解法として、新しく開発された弾塑性有限変位解析法<sup>11)~13)</sup>を用いる。この解析法は、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、この数値計算法には、Newton-Raphson 法と組み合わせる変位増分法を採用する。なお、局部座屈の影響は考慮していない。有限変位理論の定式化の詳細については文献 12), 13) を参照されたい。

この解析法における要素モデルは、主桁と主塔に St.Venant のねじれのみを考慮した 3 次元はり要素 (1 節点 6 自由度)、ケーブルに 4 節点を持つ 3 次元曲線要素 (1 節点 3 自由度、1 要素 12 自由度)<sup>13)</sup>である。なお、主桁にそりねじりを無視した 3 次元はり要素を用いているのは、 $E_f$  法においてそりねじり剛性が終局強度に影響を及ぼさないことが確認されたためである。本論文の解析に採用した各斜張橋モデルの全要素数は、495~1111 (全自由度数 4242~9674) である。

荷重の載荷方法は、全径間満載とし、ケーブルプレストレスと死荷重が作用する初期状態から、死荷重分布と活荷重分布に比例して載荷を行い、 $\alpha(D+L)$  の荷重倍率  $\alpha$  を算出する。なお、荷重載荷時のケーブルプレストレスの扱いは、これまでの著者らの研究<sup>15)</sup>においてプレストレスを考慮するか否かが終局強度に与える影響がかなり小さいこと、さらにプレストレスを考慮しない場合が安全側な取り扱いとなることが明かにされている。そのためここでは、荷重増分においてプレストレスを考慮していない。変位増分法における変位制御は桁端部の橋軸方向変位とし、その大きさの基本値は 1 ステップあたり 0.02m である。また、塔柱および桁の構成則は完全弾塑性体とし、ケーブルおよび塔の水平材は弾性状態として扱う。なお、弾性ケーブルを仮定したのは、弾性ケーブルを用いている  $E_f$  法との整合性をとるためである。さらに、これまでの著者らの研究<sup>12)</sup>において、初期たわみおよび残留応力が

終局耐力に与える影響は小さいことが明らかにされているので、ここでは無視している。

## 4. 耐力の精度

### (1) 耐力評価手法の比較

まず、各モデルに対して JSHB 曲線を用いた  $E_f$  法、弾塑性有限変位解析さらに弾性固有値解析を実施して得られる耐力について検討した。その数値計算結果、各解法の終局限界時の荷重倍率 ( $\beta, \kappa, \kappa_e$ ) と主桁高の関係についてまとめると表-4 のようになる。なお、表中の弾塑性有限変位解析による荷重倍率  $\beta$  は、初期状態から死荷重と活荷重に対して荷重倍率を増加させた  $\alpha(D+L)$  により終局強度を算出しているため、解析により得られた  $\alpha$  に初期状態の死荷重分として 1 を加えている。つまり、 $\beta = \alpha + 1$  である。また、 $\beta_y$  は初期降伏時の荷重倍率である。さらに、主桁に作用している最大軸方向圧縮力  $N_{max}$  に対する降伏軸力  $N_y$  の比である  $N_y/N_{max}$  も求めている。

これらの結果を各モデルごとにまとめたのが図-3 である。各図中の縦軸は荷重倍率、横軸は桁高を表す。まず、600m モデルの図-3(a)において、弾性固有値解析の荷重倍率は桁高 0.6m の場合、弾塑性有限変位解析および初期降伏時の結果とほぼ一致する。これは、モデルが弾性座屈で終局状態となるためで、弾塑性有限変位解析での終局時の変位増分モードは弾性座屈モードと一致している。弾性固有値解析の荷重倍率は桁高が大きくなると比例的に急増している。初期降伏時の荷重倍率は、桁高に関係せずほぼ一定値を与える。これは、桁高を高くすると曲げモーメントは大きくなるが、曲げ剛性も大きくなっているため曲げ応力の変化は小さく、そのため主桁に発生する応力レベルが桁高の影響を受けないためである。また、破線の  $N_y/N_{max}$  曲線は、桁高の増加に伴って  $N_{max}$  の変化が少ないため、ほぼ一定値を示している。初期降伏後の荷重の増加ともなう終局時の荷重倍率は、桁高を高くして曲げ剛性が大きくなるにしたがって増加している。さらに、この値は桁高が低い領域では他の解法に比べて大きな値を示しており、荷重倍率に違いが生じているが、桁高が大きくなると弾塑性有限変位解析や  $E_f$  法の荷重倍率に近づいている。

図-3(b) の 1000m および図-3(c) の 1400m モデルについても、基本的には 600m モデルと同様な傾向を示している。しかし、長スパンになるにしたがって初期降伏した後、終局状態に達するまでの荷重倍率の増加は小さくなっている。これは、1000m と 1400m は同一主桁断面を用いているため、初期降伏後の主桁の塑性進展領域が 1400m ほど拡大しているためである。ま

表-4 各種耐力評価手法による終局時の荷重倍率

| Model | H<br>(m) | Elasto-plastic<br>analysis |         | $E_f$<br>method | Eigenvalue<br>analysis | $\frac{N_y}{N_{max}}$ |
|-------|----------|----------------------------|---------|-----------------|------------------------|-----------------------|
|       |          | $\beta_y$                  | $\beta$ | $\kappa$        | $\kappa_e$             |                       |
| 600m  | 0.6      | 2.13                       | 2.13    | 1.76            | 2.18                   | 3.89                  |
|       | 0.8      | 2.19                       | 2.63    | 2.23            | 2.97                   | 3.92                  |
|       | 1        | 2.22                       | 2.91    | 2.79            | 4.15                   | 3.95                  |
|       | 2        | 2.28                       | 3.13    | 3.44            | 7.68                   | 4.08                  |
|       | 3        | 2.25                       | 3.46    | 3.91            | 9.85                   | 4.21                  |
| 1000m | 2        | 1.85                       | 2.29    | 2.17            | 3.86                   | 2.76                  |
|       | 3        | 1.87                       | 2.29    | 2.45            | 5.90                   | 2.81                  |
|       | 4        | 1.84                       | 2.39    | 2.61            | 6.90                   | 2.85                  |
|       | 5        | 1.86                       | 2.46    | 2.72            | 7.20                   | 2.89                  |
| 1400m | 2        | 1.79                       | 2.03    | 1.66            | 2.24                   | 2.42                  |
|       | 3        | 1.90                       | 2.17    | 2.03            | 3.44                   | 2.45                  |
|       | 4        | 1.88                       | 2.17    | 2.23            | 4.66                   | 2.49                  |
|       | 5        | 1.87                       | 2.26    | 2.37            | 5.89                   | 2.53                  |

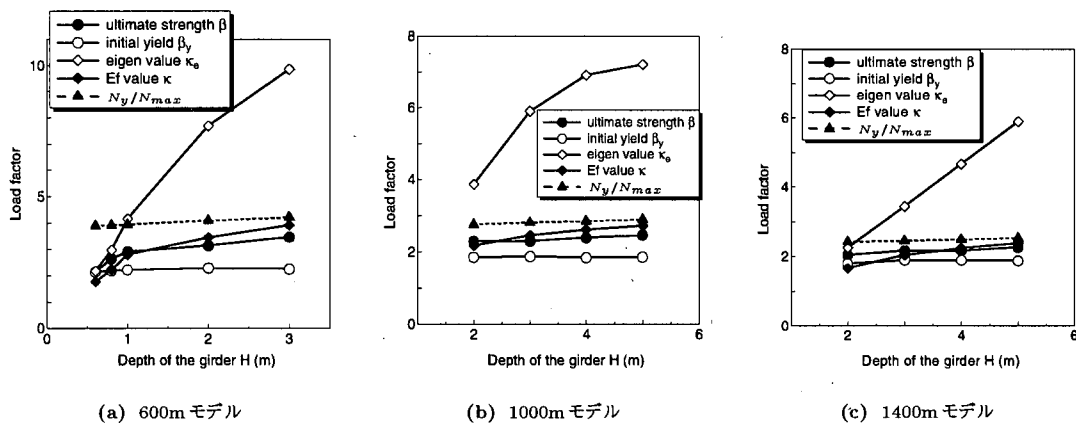


図-3 各種耐力評価手法による荷重倍率

た、各解析法による荷重倍率は600mモデルのそれに比べて低下している。さらに、 $N_y/N_{max}$ の値は、全桁高において弾塑性有限変位解析や $E_f$ 法の荷重倍率に対して、600mモデルと同様に大きな値となっているが、その差異は小さい。曲げ剛性の小さな桁高2mの終局状態は、弾性座屈では決まらず、非弾性座屈強度に支配されていることがわかる。また、1000m、1400mモデルは桁高2mでも荷重倍率が2を超えていることから終局強度設計の立場からは桁高2mの採用が可能であると言える。

なお、弾塑性有限変位解析および $E_f$ 法ともに主桁および主塔の引張領域の構成則は弾性と仮定しているが、終局時に引張降伏に達する部材は現れなかった。また、本解析では弾性ケーブルを仮定しているため、最初の初期降伏は塔位置主桁の下フランジに発生し、そ

の後の荷重増分に対して桁の塑性領域の進展にとまない終局状態を迎えた。この終局状態において、塔は弾性状態であった。なお、ケーブルの非弾性を考慮すると、主桁の桁高によっては主桁より先にケーブルが最初に初期降伏を起こす可能性は予想される<sup>18)</sup>。

## (2) $E_f$ 法の精度

$E_f$ 法による終局強度評価の精度を明らかにするため、図-3における各モデルに対する $E_f$ 法と弾塑性有限変位解析の終局限界時の荷重倍率を比較した。この荷重倍率( $\kappa, \beta$ )と主桁高の関係についてまとめたのが図-4である。図中の実線は、弾塑性有限変位解析により得られた $\beta$ -曲線であり、破線は $E_f$ 法の $\kappa$ -曲線である。

両解析法は、各モデルとも桁高が高くなるにしたがって荷重倍率が増加しており、弾塑性有限変位解析では、

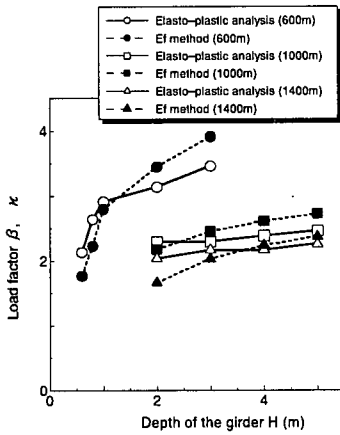


図-4  $E_f$  法と弾塑性有限変位解析による荷重倍率

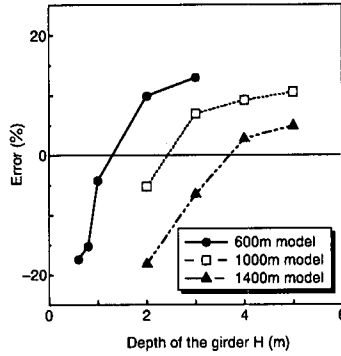


図-5  $E_f$  法の精度

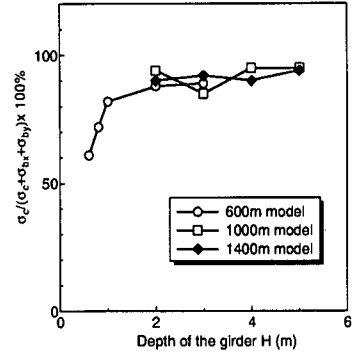


図-6 塔位置主桁の全応力度に対する軸圧縮応力度の割合

1.81~3.46 の範囲の値を、 $E_f$  法では 1.66~3.91 の範囲の値を示している。また、600m モデルの桁高 0.6m, 0.8m, 1.0m, 1000m モデルの桁高 2m および 1400m モデルの桁高 2, 3m と桁高が低い領域では、 $E_f$  法の荷重倍率  $\kappa$  は弾塑性有限変位解析の荷重倍率  $\beta$  値より小さな値となり、曲げ剛性が低い主桁において、JSHB 曲線を用いた  $E_f$  法は低めの耐荷力を評価する傾向にある。一方、これまでに実績のある 3m 以上の桁高領域では全モデルともに  $E_f$  法は弾塑性有限変位解析の荷重倍率より大きな値を示しており、多少危険側の耐荷力評価をしている。しかし、全体として両解析法はよい一致を示している。

さらに、図-5 は、弾塑性有限変位解析結果に対する  $E_f$  法の耐荷力の誤差 ( $(\kappa - \beta) / \beta \times 100\%$ ) をまとめたものである。 $E_f$  法の誤差は、-18%~13% の範囲に分布しており、前述のように桁高の低い領域において誤差が大きいことがわかる。ただし、1000m および 1400m モデルでは、桁高が 3m 以上の場合その誤差は -7%~10% であり、1400m モデルの誤差は他のモデルに比してより小さくなっている。以上のように、スパンの長大化により斜張橋は軸力支配になるため、 $E_f$  法は実橋レベルの桁高に対して最大 10% の誤差を持った耐荷力評価が可能である。

いま、主塔位置桁の軸圧縮応力度  $\sigma_c$  と 2 軸方向曲げ圧縮応力度  $\sigma_{bx}$ ,  $\sigma_{by}$  からなる全応力度に対する軸圧縮応力度の割合を示したのが図-6 である。縦軸は全応力度に対する軸圧縮応力度の比を% で表している。600m の桁高 1m 以上、1000m および 1400m の全桁高において、軸圧縮応力度の全応力度に占める割合は 80% 以上であり、軸力支配の応力分布を示していることがわかる。

ところで、わが国の吊橋の塔は、かなり精度の高い製作・架設が行われており、道示の柱の基準耐荷力曲線 (JSHB 曲線) における初期たわみと残留応力などの初期不整量に比べ小さな値であることが確認されている。また、斜張橋の塔の初期不整は、各公団の設計および製作基準の精度を満足するように設計されることから、吊橋の塔と同程度の初期不整と考えられる。一方、鋼床版箱桁を主桁とする場合の初期不整量は、これまでの実測結果により、JSHB 曲線と同等もしくはより小さな値であることが報告されている<sup>19)</sup>。したがって、 $E_f$  法の耐荷力曲線としては塔と桁ともに JSHB 曲線よりも高強度の耐荷力曲線を採用できる可能性がある。

そこで、 $E_f$  法の耐荷力が弾塑性有限変位解析結果に比して低めの値を示した桁高に対して、JSHB 曲線よりも高強度曲線である欧州鋼構造協会連合<sup>20)</sup> (以下、ECCS) の ECCS-a<sub>0</sub>, -a, -b 曲線に変更して荷重倍率を求めた結果、 $E_f$  法の精度は 0%~5% の誤差となり、かなり改善されることを確認している<sup>21)</sup>。

なお、 $E_f$  法による最小非弾性固有値に対する座屈モード形状と弾塑性有限変位解析による終局状態での崩壊増分モード形状 (終局時とその前ステップとの間の増分モード形状) には一部類似性は見うけられるものの全体的には相違している。これは、完全系の分岐解析と終局強度解析の違いに起因しているが、軸力支配の構造系では終局時の変形モードに違いがあっても、 $E_f$  法による終局強度は前述の誤差程度で評価できている。

### (3) 計算時間

両解析法の計算時間について比較した。なお、用いた計算機は Dell Dimension XPS R350 (CPU/クロック速度=PentiumII/350MHz) である。また、Fortran90

を用いている。\$E\_f\$ 法は、600mモデル(桁高0.6m)で84秒、1400mモデル(桁高3m)で0.79時間の計算時間であったのに対して、弾塑性有限変位解析は600mモデルで4.21時間、1400mモデルで26.56時間の計算時間を要した。したがって、\$E\_f\$ 法は弾塑性有限変位解析の1/180~1/15倍の計算時間となり、大幅に短縮されている。

## 5. 終局強度照査法

斜張橋の主桁および主塔は、軸圧縮力と曲げを同時に受ける部材であり、道示に従うならば、軸圧縮力と曲げを受ける部材の設計法を準用することになる。しかし、許容軸圧縮応力度を算出する際に必要となる有効座屈長の定義が明確にされておらず、問題点が多いのも事実である<sup>8),9)</sup>。一方で、従来の設計基準は部材単位照査であり、構造全体系としての正確な耐荷力評価ができないとの立場から、特に長大斜張橋では、弾塑性有限変位解析による構造全体系の終局強度照査が行われている。

ところで、道示の適用範囲は支間200m以下の橋梁であり、支間200mを越えるような斜張橋では各公団や自治体独自の設計基準に基づいて設計が行われている。各公団や自治体の設計基準は道示と基本概念の整合性を取るように規定されているが、より統一的な斜張橋主桁に対する設計法の確立が望まれている。このような状況において、これまで著者らは斜張橋の主桁に着目して、軸圧縮力と曲げを同時に受ける部材としての応力度照査式と安定照査式を検討するとともに、新しい照査式の有効性を示してきた<sup>2),4)</sup>。ここでは、600mの長大橋から1000mを超える超長大橋を対象にして新しい部材照査法の適用性について、道示の照査式との比較を通して明らかにする。さらに、前章の結果を踏まえた構造全体系の安全性照査法について検討を行なう。

### (1) 有効座屈長を用いた部材単位照査

道示では、構造物の安全性に対する照査を構造物全体に対する照査ではなく、構成する各部材における照査という形で行い、構造物全体の安全性の確保は個々の部材の安全性を確保することにより可能であるという設計思想に基づいている。それゆえ、道示には軸圧縮力と曲げを受ける部材に対して以下の応力度照査と安定照査を行なうことが定められている。以後、式(2)を道示応力式、式(3)を道示安定式と呼ぶ。

$$\sigma_c + \frac{c_x \sigma_{bx}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eax})} + \frac{c_y \sigma_{by}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{cal} \quad (2)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{c_x \sigma_{bx}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eax})} + \frac{c_y \sigma_{by}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1 \quad (3)$$

ここに、\$\sigma\_c\$ は作用軸圧縮応力度、\$\sigma\_{bx}\$、\$\sigma\_{by}\$ は \$x\$、\$y\$ 軸まわりの作用曲げ圧縮応力度、\$c\_x\$、\$c\_y\$ はモーメント換算係数、\$\sigma\_{caz}\$ は許容軸圧縮応力度、\$\sigma\_{bao}\$、\$\sigma\_{bagy}\$ は局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値、および許容曲げ圧縮応力度、\$\sigma\_{cal}\$ は局部座屈に対する許容応力度、\$\sigma\_{eax}\$、\$\sigma\_{eay}\$ は \$x\$、\$y\$ 軸まわりの許容オイラー応力度である。作用軸圧縮応力度 \$\sigma\_c\$、作用曲げ圧縮応力度 \$\sigma\_{bx}\$、\$\sigma\_{by}\$ は、微小変位解析から求まる断面力を用いる。

両式は、解析法に微小変位理論を用いることを前提に、幾何学的非線形性の影響を照査式側で \$c\_x/(1 - \sigma\_c / \sigma\_{eax})\$、\$c\_y/(1 - \sigma\_c / \sigma\_{eay})\$ の付加曲げモーメントおよび不等曲げモーメントの影響項として考慮している。しかし、現在では幾何学的非線形性を考慮した有限変位理論の充実や解析環境の整備も進み、長大橋においては有限変位理論を用いた解析も一般的に利用されるようになってきている。そこで、解析法として有限変位理論を前提とするならば、照査式での幾何学的非線形性は \$\sigma\_c\$、\$\sigma\_{bx}\$、\$\sigma\_{by}\$ の作用応力度に考慮されることから、節点の移動の有無や端条件の如何にかかわらず照査式をより単純化することができる。

そこで、著者らはこれまで有限変位解析を用いて断面力を算出することを前提に、式(2)および式(3)から付加曲げモーメントの影響項を省略した照査式として

$$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} \leq \sigma_{cal} \quad (4)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{bao}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{bagy}} \leq 1 \quad (5)$$

を提案している<sup>2),4)</sup>。以後、式(4)を提案応力式、式(5)を提案安定式と呼ぶ。なお、本州四国連絡橋公団の吊橋主塔設計要領<sup>7)</sup>では、構造解析法として有限変位理論を用いることが規定されており、応力度照査式には式(4)がすでに採用されている。また、式(5)の安定照査式は多々羅大橋の試設計に応用されている。ここに、\$\sigma\_{caz}\$ は \$E\_f\$ 法による限界応力である。

また、著者らは4.で述べたように全体系の終局強度評価方法として \$E\_f\$ 法の有効性を明らかにした。そこで、\$E\_f\$ 法の非弾性固有値に部材断面の局部座屈の影響を考慮した部材単位の照査法として、式(6)のように \$E\_f\$ 法により得られた最小固有値 \$\kappa\$ に局部座屈応力度と許容曲げ圧縮応力度の比を掛け合わせることににより与えられる値が所要安全率 \$\nu\$ を満足するか否かによって部材断面照査する方法を提案している<sup>2),4)</sup>。これは、設計上局部座屈の影響を近似的に考慮している道示の

積公式と同様な考え方である。

$$\kappa \cdot \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{cao}} \geq \nu \quad (6)$$

以後、式(6)を提案固有値式と呼ぶ。

## (2) 構造全体系の終局強度照査

斜張橋は、その構造が単純でなく、応力状態も複雑になるため、(1)の部材単位照査により断面決定した後、構造全体系の耐荷力照査を実施する傾向にある<sup>10)</sup>。その代表的な照査方法には、

- ① 安全係数倍した組合せ荷重のもと、弾性有限変位解析による部材応力 $\sigma$ が降伏応力 $\sigma_y$ あるいは局部座屈応力 $\sigma_{cal}$ を満足する方法、つまり初期降伏時の荷重倍率 $\beta_y$ が所要安全係数を満足する照査方法

$$\beta_y \geq \nu \quad (7)$$

- ② 安全係数倍した組合せ荷重のもと、弾塑性有限変位解析による終局時の荷重倍率 $\beta$ が所要荷重倍率 $\beta_{req}$ を満足する方法

$$\beta \geq \beta_{req} \quad (8)$$

があり、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するものである。なお、用いる荷重の組み合わせおよび安全係数は、各橋梁によって異なっているのが現状である<sup>10)</sup>。

さらに、式(6)と同様に、 $E_f$ 法の固有値を斜張橋全体系の耐荷力を表す指標と考え、

- ③ 安全係数倍した組合せ荷重の基、この最小固有値が所要荷重倍率 $\beta_{req}$ を満足するか否かによって照査する方法

$$\kappa \geq \beta_{req} \quad (9)$$

も考えられる。この方法は①、②に比べて計算が容易であり、試設計時などへの適用の可能性がある。

## (3) 安全性照査式の精度比較

以上の照査法の精度について、具体的に4.で用いた荷重条件の基、各モデルに対して比較検討した。

### a) 部材単位照査

まず、設計荷重下における部材単位照査の道示照査式と提案照査式を比較検討する。なお、式(2)および式(4)の応力度照査式は $\sigma_{cal}$ で両辺を除することにより得られる左辺が1を満足するように変形している。同様に、提案固有値式である式(6)は $\kappa\sigma_{cal}/\sigma_{cao}$ で両辺を除することにより得られる右辺が1を満足するように変形している。

図-7は、600mモデル、1000mモデルおよび1400mモデルの主桁および主塔の塔柱に対して式(2)、式(3)の道示応力式と道示安定式、および式(4)~式(6)の提案照査式の値を示している。主桁に関する図中の横軸は主桁端部からスパン中央位置までの主桁断面の位置を、縦軸は各照査式の値を表す。また、2点破線は主塔位置を表す。同様に、塔柱に関する図中の横軸は各照査式の値を、縦軸は塔基部から塔頂部までの塔柱断面位置を表す。また、図中の黒印が道示照査式、白印が提案照査式である。

まず、図-7(a)から明かなように、桁幅 $B=20\text{m}$ 、桁高 $H=2\text{m}$ の主桁を有する600mモデルの主桁の照査値は、式(3)の道示安定式が式(2)の道示応力式よりも全ての区間で大きい。一方、提案式の中では式(5)の提案安定式が式(4)の提案応力式よりも全ての区間で大きい値を示している。式(6)の提案固有値式は、式(5)の提案安定式に比べて低い値ではあるが桁全長にわたって近い値を示している。また、式(2)の道示応力式と式(4)の提案応力式はほぼ一致しているため図中重なっている。道示安定式と提案安定式を比較すると、塔付近の軸力の大きい部分ほど明らかに提案安定式の値が小さい。これは、道示安定式では付加曲げモーメント項に有効座屈長が導入されるため、その影響が現れたためであり、弾性有限変位解析を前提として有効座屈長を不要とする提案安定式のメリットが現れている。なお、全ての照査式の値が1.0を満たしており、桁幅20m、桁高2mの断面は安全性が確保できているといえる。

一方、図-7(b)の主塔の塔柱照査については、ケーブル定着領域とそれ以外の塔柱領域に分けることができる。まず、ケーブル定着領域の道示照査式および提案照査式の値は0.3以下と極めて小さく、各道示照査式と提案照査式の照査値間に差異は見られない。なお、それらの照査式の中では応力度照査式に支配されている。これに対して、提案固有値式はかなり高い照査値を示している。これは、ケーブル定着部の軸力に対して数倍の大きな軸力が生じている定着部以外の領域における軸圧縮応力度は、全応力度の70%以上を占めており、この軸圧縮応力度に支配された応力分布により得られる固有値に支配されるためである。ケーブル定着部以外の塔柱領域では安定照査式に支配され、その最大値は塔基部における道示安定式の値0.7である。また、提案応力式および提案安定式の照査値は対応する道示照査式に比べて共に低下している。さらに、提案安定式に比較して提案固有値式はより低めの評価をしていることがわかる。なお、全照査式の値が1.0を満足していることから、主塔断面も十分安全性が確保されている。



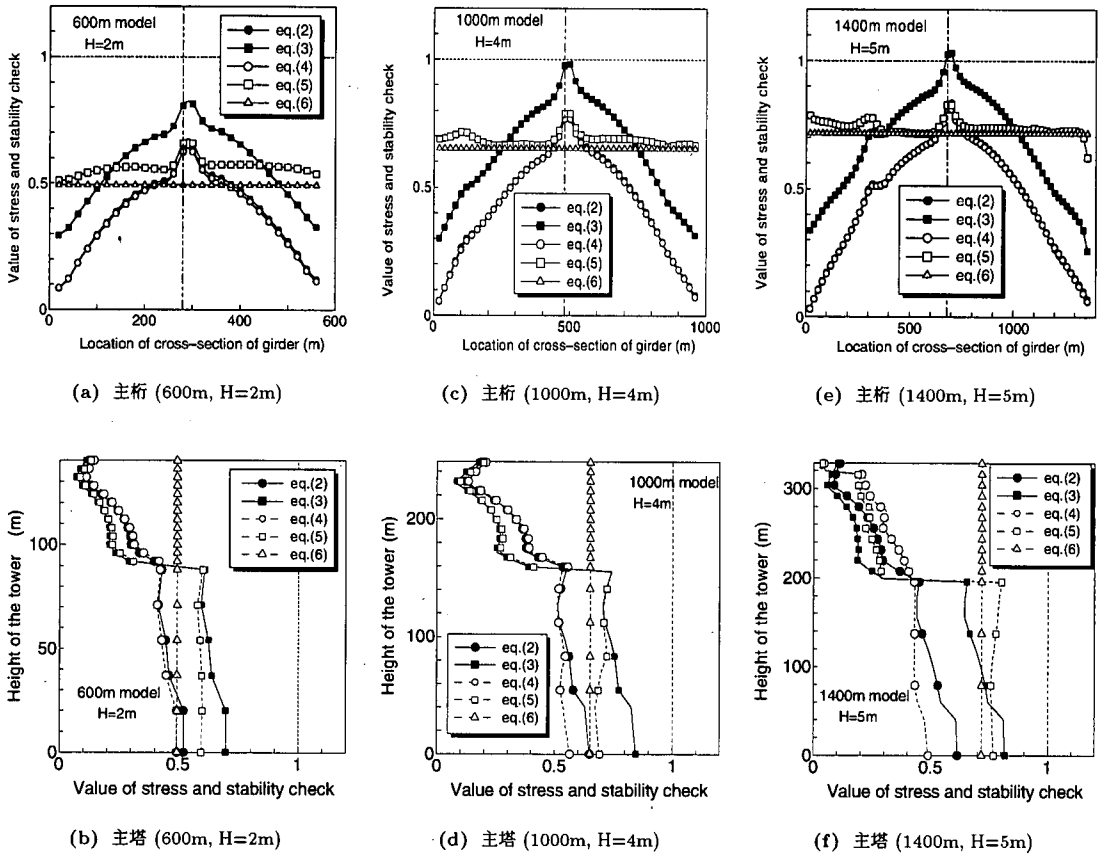


図-7 応力度照査式と安定照査式の各照査値の比較

次に、1000mモデルについて示したのが図-7(c)および図-7(d)である。桁幅  $B=30\text{m}$ 、桁高  $H=4\text{m}$ の主桁に対する照査値の傾向は、600mモデルの結果と同様であるが各曲線の値は大きくなっている。特に道示安定式の値は塔位置主桁付近でほぼ1になっている。また、塔柱の照査値についても主桁と同様のことが言える。さらに、ケーブル定着領域以外の塔柱領域では提案固有値式が提案安定式と同等の評価をしている。塔基部領域において提案応力度式および提案安定式は、道示の各照査値より大きく低下している。

同様に、図-7(e)および図-7(f)は、1400mモデルについてまとめたものである。桁幅  $B=30\text{m}$ 、桁高  $H=5\text{m}$ の主桁の場合、照査値は式(3)の道示安定式、式(5)の提案安定式に支配される。また、提案安定式と式(6)の提案固有値式はかなり近い値を示しており、支間の長大化に伴い軸力支配が強まっていることがうかがえる。道示安定式は主塔近傍の主桁において1.0を満足していないが、全ての提案照査式の値は1.0を満たしている。

一方、主塔のケーブル定着領域の塔柱は、応力度照査式に支配されることは他のモデルと同様であるが、提

案応力度式および提案安定式の照査値は道示の各照査式より大きい。ケーブル定着部以外の塔柱領域では、応力度照査式と安定照査式に差が生じており、安定照査式に支配されている。この領域の提案固有値式は式(3)の道示安定式と式(5)の提案安定式と良く一致した評価をしている。

以上、図-7の結果において最も厳しい応力状態である塔位置の主桁と塔基部の塔柱について、各モデルに対する桁高と各照査値の関係についてまとめたのが図-8である。まず、主桁に着目した場合、対象とした全モデルにおいて式(3)の道示安定式が最も大きな値を示している。特に、600mモデルの主桁では桁高0.6m~1mの領域で照査値が1を超えており、さらに1000mモデルでは2m、3mの桁高において、1400mモデルでは全桁高において1を超えており、道示に従うならば主桁の増厚などの補強を必要とすることが分かる。

また、図-8(a)の600mモデルでは桁高の最も低い0.6mにおいて式(2)および式(3)の道示照査式と式(5)の提案安定式が1を超えており、この設計断面では提案する照査方法でも安全性を確保できない。しかし、 $H \geq 1\text{m}$ になると全照査式が1を下回り、安全性の確保

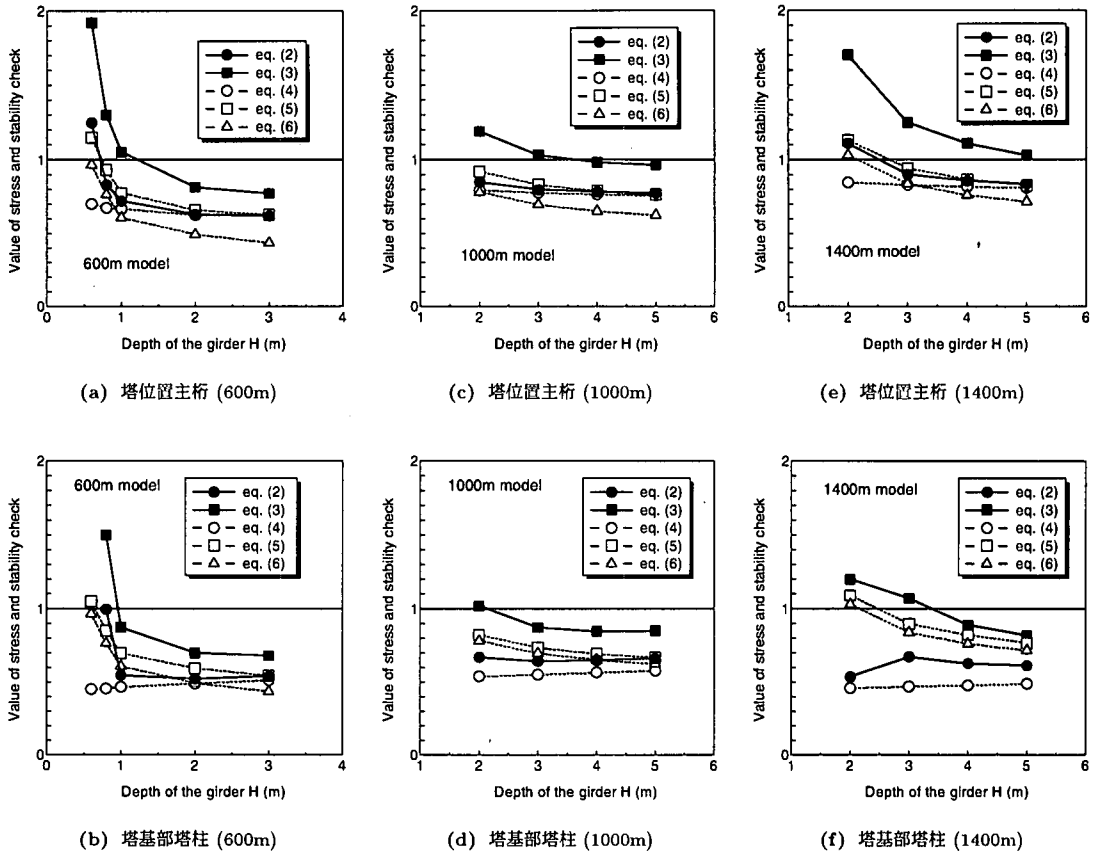


図-8 各照査式の最大照査値の比較

が可能になった。特に、提案固有値式である式(6)は最も低い値を示している。

図-8(c)の1000mモデルでは道示安定式以外の曲線は十分に安全性を満足している。道示応力式の式(2)と提案応力式の式(4)の照査値はほぼ一致した曲線を示しており、桁高の違いによる変化は少ない。このモデルでも提案固有値式は最も低めの値となった。

最後に図-8(e)の1400mでは、2mの桁高において道示安定式、提案安定式および提案固有値式は1を超えており、主桁の増厚などの補強を必要とすることが分かる。これらの超長大斜張橋においても提案固有値式は最も低い曲線を示した。また、提案安定式の式(5)と提案固有値式の式(6)は桁高の変化に対して同様な傾向を示している。

次に、図-8(b)～図-8(f)の主塔における各照査式の比較では、最も厳しい位置として塔基部を取り上げた。今回は、塔の断面は一定とし、桁高のみ変化させているため、塔の軸力は桁高の違いにより変化することから、横軸には桁高を採ってまとめている。全モデルにおいて道示安定式である式(3)が最も大きな値となり、主桁と同様の傾向を示した。また、提案照査式の中で

は安定照査式に支配されていることがわかる。提案応力式である式(4)は最も低めの曲線となった。

提案安定式である式(5)は、600mモデルで桁高0.6m、および1400mモデルで2mと桁高の低い領域において1を越えている。また、道示安定式である式(3)と提案安定式の式(5)の値には主桁の照査値ほどの相違は見られず、付加曲げモーメント項の影響は小さいことがわかる。さらに、提案固有値式である式(6)は、提案安定式の式(5)と良く一致している。

#### b) 主桁の安定照査式の精度

前述のa)において塔位置主桁の部材単位照査は安定照査式に支配されることがわかった。そこで、道示の安定照査式と提案する安定照査式について式(10)と式(11)を用いて精度の比較を行う。式(10)は道示安定式である式(3)を、式(11)は式(5)の提案安定式を断面力による強度相関式で表したものである。道示式と提案式の終局強度評価の精度比較を行うために、断面力には弾塑性有限変位解析により算出される終局時の値を用いて式(10)、式(11)を計算する。そのため、相関式の値が1.0より大きくなると安全側を、1.0より小さくなると危険側の評価を与え、また1.0に近い値を

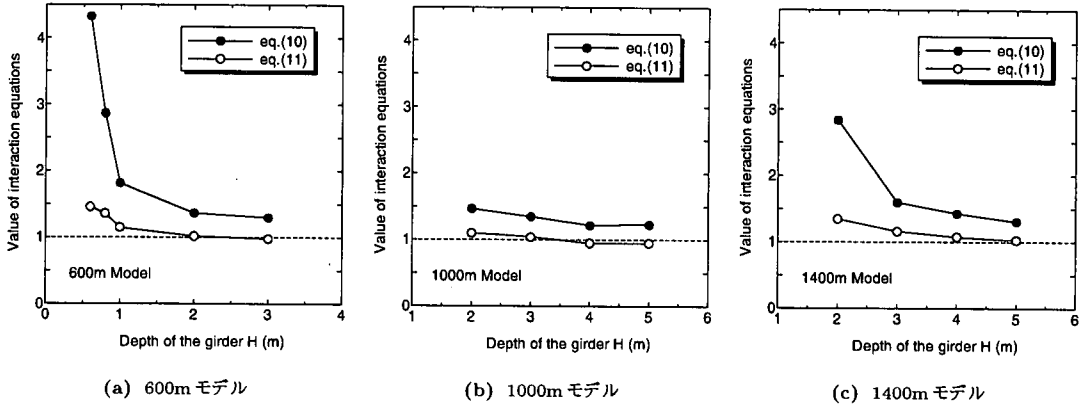


図-9 道示安定式と提案安定式の精度

示すほど終局強度を精度良く評価していることを意味する。

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M_x}{M_{Yx}(1 - P/P_{Ex})} + \frac{M_y}{M_{Yy}(1 - P/P_{Ey})} \leq 1 \quad (10)$$

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M_x}{M_{Yx}} + \frac{M_y}{M_{Yy}} \leq 1 \quad (11)$$

ここに、 $P$ 、 $M_x$ 、 $M_y$  は弾塑性有限変位解析により算出された終局断面力、 $P_{cr}$  は限界軸力、 $M_{Yx}$ 、 $M_{Yy}$  は  $x$ 、 $y$  軸まわりの降伏モーメント、 $P_{Ex}$ 、 $P_{Ey}$  は  $x$ 、 $y$  軸まわりのオイラーの座屈荷重である。限界軸力  $P_{cr}$  には、式 (10) に弾性座屈解析から算出される有効座屈長を用いた値、式 (11) は  $E_f$  法により算出される値を用いる。

図-9に、600m、1000mモデル および 1400mモデルの主桁に対して式 (10) と式 (11) を適用した結果を示す。横軸は、桁高を示し、縦軸に相関式の値を示している。また、図中、黒印は式 (10) の道示相関式を、白印は式 (11) の提案相関式を表している。なお、値にはそれぞれの桁高での最大値を用いている。

まず、図-9(a) の 600mモデルの場合、道示相関式と提案相関式共に桁高が低く剛性が小さいほど大きな値を示し、桁高が高く剛性が大きくなるに従って値は小さくなり 1.0 に近づく。これは、主桁の剛性の増加によって曲げモーメントの影響が弱まり軸力支配が強まったためと考えられる。また、道示相関式と提案相関式を比較すると道示相関式が提案相関式より全ての桁高で大きな値を示している。これは、式 (10) の道示相関式に用いた限界軸力  $P_{cr}$  よりも式 (11) の  $E_f$  法による限界軸力の方が大きな値を示すこと、付加曲げ項である  $1 - P/P_{Ex}$ 、 $1 - P/P_{Ey}$  の影響で提案相関式と比較して道示相関式は大きな値となるためである。次に、道示相関式について見ると、全ての桁高で 1.0 よりも大きい値を示しており、特に、桁高の低い領域では桁高の高い領域よりも大きな値を示しており、桁

剛性が小さくなるほどより安全側の評価を与えることがわかる。これは、桁高が低く剛性が小さくなるほど、付加曲げ項である  $1 - P/P_{Ex}$ 、 $1 - P/P_{Ey}$  が小さい値となり道示相関式の 2 項目が大きな値となるからである。それに対して提案相関式では全ての桁高で 1.0 に近い値を示し、道示相関式よりも精度良い評価を与えている。

次に、図-9(b) の 1000mモデルの場合、道示、提案相関式共に 1.0 に近い値を示している、桁高による値の変化が少ない。道示相関式と提案相関式を比較すると、全ての桁高で提案相関式のほうが 1.0 に近い値を示し、道示相関式よりも提案相関式の方が精度良く評価している。

最後に、図-9(c) の 1400mモデルの場合は、600m や 1000mモデルの場合と同様に、桁高が高く剛性が大きくなるほど 1.0 に近い値を示し、道示相関式よりも提案相関式のほうが 1.0 に近い値を示している。以上ことから、提案相関式は終局強度を精度良く評価していることがわかる。従って、道示安定式である式 (3) は安全側の評価を、提案安定式である式 (5) は精度良い耐荷力評価を与える。なお、応力度照査についても同様のことが言える。

### c) 構造全体系の安全性照査

次に、(2) の構造全体系の安全性照査について、式 (7)、式 (8)、および式 (9) を比較する。いま、所要安全係数および所要荷重倍率として  $\nu = 1.7$ 、 $\beta_{req} = 2.1$  を設定した場合の各モデルにおける照査値の比較結果をまとめたのが図-10である。図中の縦軸は、 $\beta/\beta_{req}$ 、 $\kappa/\beta_{req}$ 、 $\beta_y/\nu$  の値を表しており、これらの曲線が 1 を超えていれば安全性が確保されていることになる。

600m、1000m、および 1400mモデルの全桁高において、初期降伏に対する①の照査法である式 (7) は 1 を超えており、構造全体系の安全性を確保している。ま

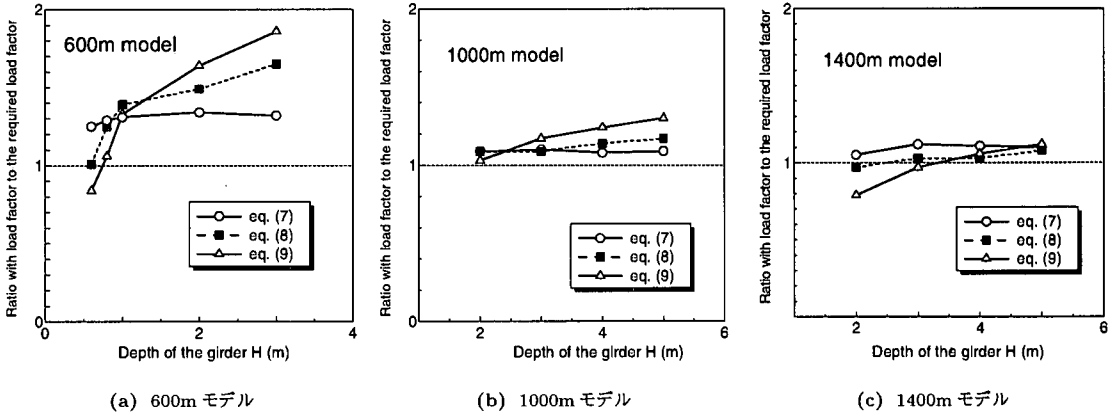


図-10 構造全体系の安全性照査法の比較

た、1000mモデルは終局強度に対する②、③の照査法である式(8)と式(9)に対しても安全性が確保されている。弾塑性有限変位解析による式(8)と $E_f$ 法による式(9)は、600mおよび1400mの桁高の低い0.6mおよび2m領域において危険側の評価となる。また、桁高が高くなるに従って終局強度に対する照査法である式(8)および式(9)の値は、初期降伏に対する照査法である式(7)より大きな値になり、 $E_f$ 法による式(9)はその傾向がより顕著である。しかし、長大スパンになるにしたがってその差は小さくなる。以上の結果から、 $E_f$ 法による照査法は弾塑性有限変位解析による②の照査法に比べて大きな違いがないことから、特に構造全体系の照査法としても適用可能である。

なお、600mモデルの図-10(a)において、桁高が低い領域で照査値が大きく低下しているのは、モデルの問題ではなく、桁高が0.8m(スパン/桁高さ=750;これまでのわが国の実績の最大は330)以下から耐力が急激に低下しているためである。1000m, 1400mモデルでも、桁高をさらに低くすると同様の傾向が得られるものとする。また、今回の検討からも主桁の座屈耐力の観点からは、現行よりさらに低い桁高を選べる可能性が示唆されている。

今回、所要安全係数および所要荷重倍率として $\nu = 1.7$ ,  $\beta_{req} = 2.1$ の値を設定したが、この所要荷重倍率の値については明確な根拠がある訳ではない。これまでの実績では、①の初期降伏に対する照査法において、 $\beta(D+L)$ の荷重条件の所要安全係数は $\nu = 1.3$ 、さらに $(1.3D + \beta L)$ の場合は、 $\nu = 2.2$ を規定している例がある<sup>10),22)</sup>。一方、②の終局強度に対する照査法についての所要荷重倍率の規定は見当たらないため、本研究では $\beta(D+L)$ の荷重条件に対して $\beta_{req} = 2.1$ を要求している。これは、主塔および主桁の降伏点に対する安全率として1.7を、その重要度係数1.23倍<sup>23)</sup>(=2.1)

を満足できていれば構造全体系の終局強度の安全性を確保できることを意味する。

## 6. まとめ

以上、長大斜張橋を対象にして補剛桁の桁高を変化させた場合の終局強度評価に対する $E_f$ 法と弾塑性有限変位解析の精度について比較するとともに終局強度照査について提案を含めた検討を行った。得られた結論をまとめると次のようになる。

1.  $E_f$ 法は荒い近似解法でありながら、-18%~17%の誤差範囲で斜張橋の耐力を算出することが可能であり、特に実橋レベルの桁高3m以上においては厳密な弾塑性有限変位解析結果に対して最大約10%程度の誤差で推定できることがわかった。長径間になるにしたがって、主桁の全応力度に対する最大軸圧縮応力度は90%以上の割合を占めるとも、主塔におけるその割合も70%以上に達するなど軸圧縮力支配の構造系になるため、その精度が向上しており、計算時間も弾塑性有限変位解析に比して大幅に短縮されている。一方、主桁の最大圧縮力に対する降伏軸力の比である $N_y/N_{max}$ は、 $E_f$ 法や弾塑性有限変位解析の荷重倍率に比べて大きな値となったが、斜張橋の耐力をある程度予測できることがわかった。
2. 塔位置主桁の部材単位照査は、式(3)の道示安定式が最も大きな値となり、支配的になっている。これは、付加曲げモーメント項の影響であり、弾性固有値解析により得られた有効座屈長を導入しているためである。一方、提案する全体系の照査式である式(6)は最も低い値を示している。したがって、部材単位照査法の見直しの立場から、式(5)の提案安定式に修正することにより、実橋レベル

の桁高において主桁の増厚などの補強は必要なく、断面の低減化を可能にできる。

3. 道示安定式と提案安定式の精度をそれぞれ強度相関式である式(10)と式(11)を用いて比較を行った結果、道示式、提案式共に桁高が低く剛性が小さくなるほど安全側の評価を与え、桁高が高く剛性が大きくなるほど精度良い評価を与えることがわかった。また、桁高に関わらず提案安定式は道示安定式よりも精度の良い評価を与える。
4. 塔基部の塔柱断面は、安定照査式に支配されていることがわかる。また、道示安定式と提案安定式の値には主桁の照査値ほどの開きは見られず、付加曲げモーメントの影響は小さいことが分かる。さらに、提案固有値式である式(6)は提案安定式である式(5)に近い評価値を示している。
5. 構造全体系の安全性照査として初期降伏に対する①の照査法である式(7)と終局強度に対する照査法である式(8)、および式(9)を比較した結果、実橋レベルの桁高領域において各照査値は1を満足する。従って、所要安全係数および所要荷重倍率として設定した1.7, 2.1を是認できるならば、構造全体系の照査法として3方法ともに有効である。特に、 $E_f$ 法による終局強度に対する照査法である式(9)は、弾塑性有限変位解析結果に比べて大きな違いがないことから、計算の容易さなどをも考慮するとき、試設計段階などにおいて構造全体系の照査法として適用可能である。

#### あとがき

今後、 $E_f$ 法の有効性をより確実なものにするため、車線数と桁幅、桁高、塔位置桁のケーブル間隔、鋼材質、中央径間長と側径間長比、中間橋脚さらには主塔断面などの構造パラメータを変化させた解析モデルに対する精度比較を行う予定である。さらに、適用する耐力曲線についても検討を行う予定である。その際、主桁および主塔の初期不整、さらにはケーブルの非弾性を考慮した弾塑性有限変位解析を実施することになる。

謝辞：本研究の解析を行うにあたり、埼玉大学の山口宏樹教授、ならびに開発コンサルタント(株)の謝旭氏には多大なご協力をいただいた。ここに、記して感謝する次第である。なお、本研究の一部は、鋼材倶楽部からの教育研究奨励寄付金の補助を受けたことを付記する。

#### 参考文献

- 1) 藤野陽三, 長井正嗣: 吊形式橋梁の現状と将来, 鋼構造論文集, Vol.1, pp.17-35, 1994.

- 2) 野上邦栄, 長井正嗣, 木下博道, 山本一之, 藤野陽三: 複数耐力曲線を用いた斜張橋主桁の終局強度特性と座屈安全性照査法, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.253-261, 1997.
- 3) 長井正嗣, 浅野浩一, 渡邊幸治: 斜張橋の主桁耐力に着目した  $E_f$  法の適用性と設計法に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.221-228, 1995.
- 4) 野上邦栄, 岩崎秀隆, 成田信之, 長井正嗣: 超長大斜張橋主桁の安全性照査法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.83-92, 1999.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書, 同解説, I 共通編, II 鋼橋編, 1996.
- 6) 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説, 1989.
- 7) 本州四国連絡橋公団: 吊橋主塔設計要領(案)・同解説, 1989.
- 8) 野上邦栄: 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, 1993.
- 9) 野上邦栄, 山本一之: 構造全体系の固有値解析による骨組部材の合理的な有効座屈長の評価, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.157-166, 1994.
- 10) 野上邦栄, 成田信之: 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.
- 11) 謝旭, 長井正嗣, 山口宏樹: ケーブルの塑性化を考慮した長大斜張橋の終局挙動に関する考察, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.229-236, 1998.
- 12) 謝旭, 長井正嗣, 山口宏樹: 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.
- 13) 謝旭, 伊藤学, 山口宏樹: Updated Lagrangian手法による柔ケーブルの非線形解析, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.427-434, 1995.
- 14) 長井正嗣, 謝旭, 山口宏樹: 長大斜張橋の主桁耐力評価に着目した有効接線弾性係数法の適用性, 鋼構造年次論文報告集, 第5巻, pp.23-30, 1997.
- 15) 長井正嗣, 謝旭, 山口宏樹, 野上邦栄, 新井田勇二: 斜張橋主桁の終局挙動・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.
- 16) 野上邦栄, 山口卓, 岩崎秀隆, 長井正嗣: 超長大斜張橋の終局強度評価への  $E_f$  法の適用性に関する一考察, 日本計算工学会論文集, Vol.1, pp.51-56, 1999.
- 17) 関西道路研究会道路橋調査研究委員会設計小委員会: 鋼橋の終局強度解析と座屈設計, 共立出版, 1998.
- 18) 長井正嗣, 坂根秀和, 謝旭, 山口宏樹, 野上邦栄, 藤

- 野陽三：長大斜張橋のケーブル安全率設定が静的、動的不安定挙動に与える影響に関する一考察，構造工学論文集，Vol.46A，pp.151-160，2000.
- 19) 大橋治一，依田照彦，樋口康三：長大斜張橋鋼床版の初期不整の実測データとその圧縮強度評価，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.55-64，1996.
- 20) 土木学会：座屈設計ガイドライン，技報堂出版，1997.
- 21) 山口 卓，柴田晃一，野上邦栄，長井正嗣：超長大斜張橋主桁の耐荷 力評価に関する  $E_f$  法の精度，土木学会第 54 回年次学術講演会概要集，I-A268，1999.
- 22) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する研究報告書，1986.
- 23) 守矢健生，入部孝夫，塚原弘光，中西芳郎，長崎富雄，依田照彦：鋼桁橋における現行設計法と限界状態設計法のキャリブレーション，橋梁と基礎，pp.37-42，1997.

(2000.5.12 受付)

## PRECISION OF $E_f$ METHOD FOR EVALUATING LOAD-CARRYING CAPACITY OF LONG-SPAN CABLE-STAYED GIRDER AND VERIFICATION OF ITS ULTIMATE STRENGTH

Kuniei NOGAMI, Hidetaka IWASAKI, Koichi SHIBATA and Masatsugu NAGAI

In the design of cable-stayed bridges in our country, the stress and stability verifications are generally made based on the specification of highway bridge (JSHB). However, the validity of using the verification formula of the specification of JSHB for the complicated structure such as the cable-stayed bridge has not been made clear. Therefore, the development of the simple and precise method for calculating the ultimate strength of the cable-stayed bridge and moreover the establishment of the safety verification method are wanted. In this paper, for the calculation of the ultimate strength of long span cable-stayed bridges, the effectiveness of the  $E_f$  method is made clear through comparison with the result obtained from the  $E_f$  method and that from the elasto-plastic finite displacement analysis. Moreover, by comparing a newly proposed verification formula with the verification formula of the specification of highway bridge, the effectivity of the propose formula is presented.