

斜張橋の主桁耐力評価に着目した E_f 法の適用性と設計法に関する一検討

Applicability of the E_f Method and Design Method
for Evaluating the Load-carrying Capacity of Girders in Cable-stayed Bridges

長井正嗣*, 浅野浩一**, 渡辺幸治***
Masatsugu NAGAI, Kouichi ASANO and Kouji WATANABE

*工博 長岡技術科学大学助教授 建設系 (〒940-21 長岡市上富岡長1603-1)
**工修 三井造船 (株) 鉄構技術部千葉設計課 (〒290 市原市八幡海岸通1番地)
*** 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)

This paper presents the applicability of the E_f method for evaluating the load carrying capacity of the girder in cable-stayed bridges with multiple cables. In addition, the design method of the cable-stayed girders is discussed. First, the maximum stresses in the girder under axial force and bending moment are shown, and it is explained that the girder can be designed using the uniform cross-section throughout the span, if the span is less than 800 meters or so. Secondly, employing a few assumptions, the buckling analysis using the E_f method is carried out, and the obtained buckling mode shapes and eigenvalues are compared with each other. Through comparison with the result by elasto-plastic finite displacement analysis of a long-span bridge, the applicability of this method is shown. Finally, based on this study, the design method of the girder is discussed.

Key Words : Cable-stayed girders, the E_f method, load carrying capacity, design

1. まえがき

斜張橋は最近になって急速に長支間化する傾向にあり、支間 500~600m クラスの建設が活発であるとともに、支間 856m のノルマンディー橋が完成し、また世界最長の多々羅大橋が建設中で、いずれ 1000m クラスの建設が予想される。

著者らは以前より斜張橋の長大化達成に関する検討を行い^{1)~3)}、支間 700~800mクラスまでは、これまで支間 300~400m で用いられてきた耐風安定性が確保できる箱断面 (4車線用の桁幅 20m 程度、桁高さ 2.5~3.0m、最小板厚構成のほぼ最小断面、ただし SM490Y 材使用を前提) でもって設計の可能性があることを説明した。一方、支間がそれ以上になると、主桁面内と面外の耐力を確保するため、桁高のアップや桁幅の意図的な拡張、また塔位置近傍での板厚の局所的な増厚といった対策が避けられないと考えられる。これらの対策はいずれも鋼重量増加の要因となることから、一層の長大化を計る上では安定性が確保できる最小の断面開発が重要な課題になることも説明した。そのためには、主桁の耐力の正確な評価法を確立することが重要であることを説明してきたが、現在まで明確な評価法が見あたらないのが実情である。

主桁の耐力評価は、先に説明した経済的な超長大橋を開発していくための問題のみではなく、支間に関わりなく実務者を悩ませている問題でもある。設計の最初の段階では、桁幅は車線数で決めることができる (桁幅の決定法の確立も、先に説明したように 1000m を超える長大橋では面外方向の安定性を適切に確保する必要があるため重要な課題となる³⁾が、ここでは対象外とする)。一方、桁高の選定に着目すると、不静定構造の力学特性と

して知られているように、桁の曲げ剛性を小さく選べばモーメントも小さくなって、曲げ応力度は桁高の影響をほとんど受けない¹⁾。そのため、桁高をどのように選べばよいかが問題となってくる。多くの技術者は座屈を避ける (座屈に対して安全率を見込む) 必要があることを理解しているが、果して座屈が生じるのか、桁の座屈モード形はどのようなものかも不明のままである。唯一文献⁴⁾において桁耐力の実験結果が報告されているのみで、設計のための指針なり基準がみられず評価法の確立が望まれるところである。

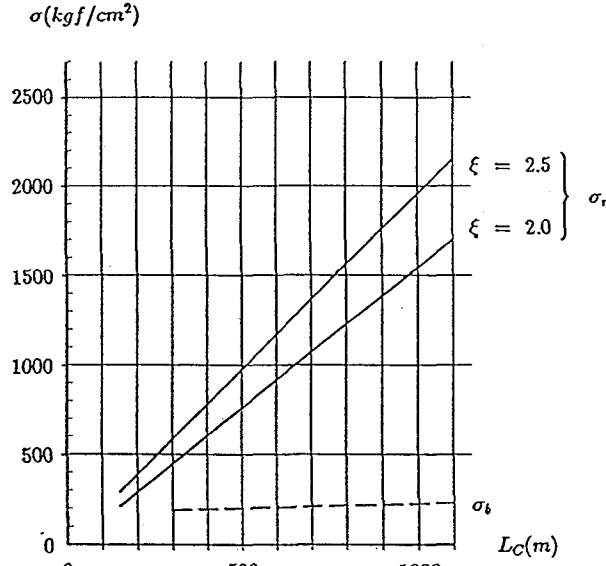
さて、主桁の面内耐力を評価する方法としては、①. 道路橋示方書⁵⁾ (以後、道示と呼ぶ) の軸力と曲げを受ける部材としての設計、②. 弾性の有限変位解析を適用する設計^{6)~8)}、③. 弾塑性有限変位解析⁹⁾を適用する設計、が考えられる。①の方法では有効座屈長の定義に問題が生じる。つまり、軸力の小さい領域や変断面部材への適用に関する問題が指摘されており、このような場合に有効座屈長の概念の導入は適さないという問題である。②の方法では初期不整をどのように評価するかといった点に問題があり、現在検討が行われている。また複雑な全体構造系の耐力評価についても今後の研究成果が待たれる所である。③の方法は、現有の技術の範囲では信頼性の高い結果を与えてくれると考えられるが、計画段階から闇雲に適用するには労力が大きすぎて実務に適さない欠点を有する。とくに、多くの設計変数をもつ斜張橋では、桁の座屈を支配するパラメータは何かをまず明らかにして、その上でこの方法を適用していくことが得策と考えている。しかしながら、これまでこの種の検討もあまり行われていないのが実情である。この他に、荷重係数についても統一した考えが確立されていないという問題や

初期変位（不整）の設定法が明らかでないという問題がある。このような状況の中で、比較的簡便で精度よい方法が開発できれば有益と考える。その上で、荷重係数の取り方等に問題は残るにしても、最終的に③の方法で照査できる対応が好ましいと考える。

以上のような背景から、本文では①の方法に着目し、マルチケーブル斜張橋主桁の基本的な応力性状を考慮しつつ、軸力部材としての主桁の耐力評価に、 E_f 法¹⁰⁾が適用可能であるかを中心に検討した結果とあわせ設計法について考察を加えた結果を報告する。

さて、 E_f 法の適用に関する検討では、文献 11) のアーチ橋、文献 12) のラーメン構造を対象とした検討、文献 7), 13), 14) での E_f 法の適用性に関する検討がみられる。

E_f 法の適用結果からは、軸力が一定分布の等断面部材では弾塑性有限変位解析の結果とよい一致を示すことが報告されている。また、軸力が支配的な部材ではこの方法でもって部材耐力も精度よく評価できることが報告されている。このような成果を踏まえ、以下に斜張橋主桁の応力性状を明らかにしつつ、 E_f 法の適用性を検討した理由を説明する。



図一 1 最大垂直応力度と支間の関係

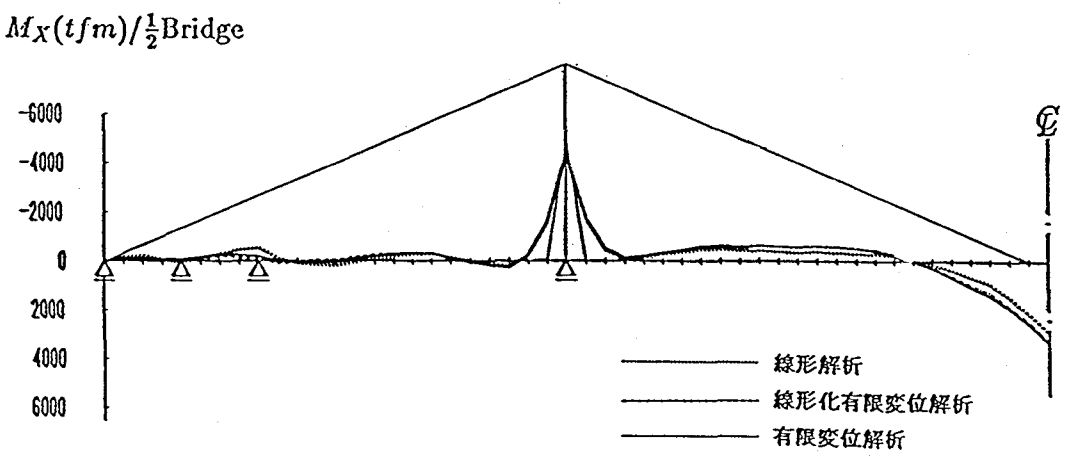
2. 斜張橋主桁の応力性状

支間の短い斜張橋では、軸力と曲げモーメントによって主桁に生じる垂直応力度はあまり大きくないことを指摘してきた¹⁾。

図-1に、圧縮軸力による最大垂直応力度 (σ_n : 塔位置で発生) が支間によってどのように変化するかを予測した結果を示す。図中、 ξ は桁の全重量（死荷重）と軸力に抵抗できる鋼断面の重量の比で、例えば $\xi = 2.5$ は後死荷重の重量が鋼重量の約 80% の場合に対応し、実績からいってやや大きい値である。軸力による垂直応力度が桁高（曲げ剛性）に大きな影響を受けず ξ をパラメータとして予測できる点については文献 1), 2) を参照されたい。図より、例えば支間が 500m 程度であれば、 $\xi = 2.5$ の場合でも最大の垂直応力度は 1000kgf/cm² 程度であり大きくないことがわかる。

図-1には、マルチケーブルを前提として曲げモーメントによる垂直応力度 (σ_b) を予測した結果を示している。この値は支間/4 点の設計曲げ応力度であるが、塔位置の設計曲げ応力度と近い値になることを確認している。これより、支間が長くなるにつれて軸力と曲げモーメントによる応力の差が大きくなって、長大橋になるほど桁は軸力部材になってくることがわかる。斜張橋主桁の耐力評価法の検討にあたって、このような本質的な特性を理解しておくことは重要と考える。また、これらより支間が 700~800m 程度までの斜張橋は等断面桁として扱ってよいといえる。

図-2に支間 1000m の斜張橋を対象に桁全長に鉛直荷重を満載した場合の曲げモーメントを示す⁹⁾。この荷重載荷は桁の耐力評価に用いる荷重状態の一つと考えている。このモデルはこれまで実績のない支間でのモデルであるが、後述する修正 E_f 法を適用した検討から主桁の安定性については安全率 1.7 (死・活荷重に対して) が確保できる断面を用いている。これより、曲げモーメントは塔位置で局所的に生じていることがわかる。支間中央部でも曲げモーメントが同程度生じているが、この領域の圧縮軸力は小さいことが知られている。この例は、側径間が長い（中央径間長の半分）斜張橋の例であるが、側径間が短い長大橋でも同様の結果が得られている⁴⁾。これより、満載荷重に対しては桁は塔近傍を除いて軸力部材となり、曲げによる耐力の低下は塔近傍のみを対象にすればよいと考えられる。



図一 2 主桁曲げモーメント分布（等分布荷重満載）

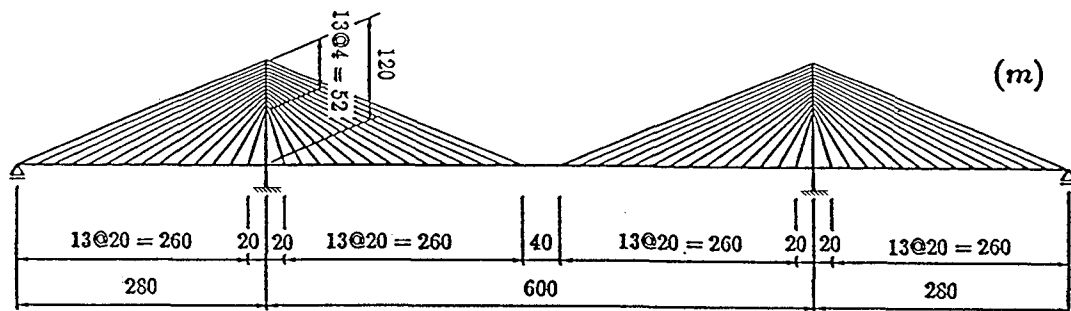


図-3 計算モデルの側面形状

以上の考察より、 E_f 法の適用上の問題点は軸力が支間方向に変化する問題とケーブルの桁拘束（鉛直方向）度が支間方向に変化することに対応できるかという問題になる。以上の点を踏まえ、2～3 の仮定を設けた E_f 法の計算を行い、斜張橋の主桁の座屈性状について考察を加えるとともに、 E_f 法の適用性と先に説明した設計法について検討を行う。

なお、支間がそれ以上の場合、塔位置近傍で増厚した変断面の採用が避けられないと考えられるが、別途検討することとし、当面支間 700～800m までを対象とする。

3. 計算断面と固有値解析上の仮定

図-3 に示す支間 600m の 3 径間連続斜張橋を対象に 4 室矩形箱断面の断面 2 次モーメント（桁高）を変化させて計算を行う。

表-1 に主桁断面諸量を仮定断面形とともに示す。主桁の板厚は最小板厚を念頭において、縦リブを等価板厚として換算しフランジ厚は 20mm とし、断面諸量を計算している。桁の材質は SM490Y 材とし、断面諸量とともに全長一定（等断面）としている。また、板の局部座屈は生じないものとする。

塔の形状は A 形塔とし、その諸量を表-2 に示す。この数値は大概略の設計を行って決定している。なお、

表-1 主桁の断面諸量

断面	桁高 (h: m)	断面積 (A_s : m^2)	断面 2 次モーメント (I : m^4)	断面 2 次半径 (r: m)
Ⓐ	1.0	0.875	0.2063	0.486
Ⓑ	1.5	0.913	0.4781	0.724
Ⓒ	2.0	0.950	0.8500	0.946
Ⓓ	2.5	0.988	1.3477	1.168
Ⓔ	3.0	1.025	1.9688	1.386

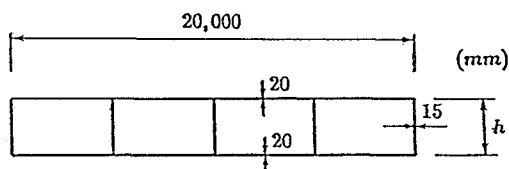


表-2 主塔の断面諸量

A : m^2	I_x : m^4	I_y : m^4	J : m^4	断面
0.960	4.30	7.20	8.20	

本計算では、塔の断面諸量は全高一定と仮定している。また、材質も SM490Y 材としている。

死荷重 (D) は 20tf/m で断面形に関係なく一定とし、活荷重は 3.4tf/m とする。死荷重は桁高によって変化するが、その変化はあまり大きくないことから一定値と仮定した。ケーブルのサイズは以上の荷重の大きさのもとで概略設計を行い決定している。

固有値解析では立体解析を行っている。これは、最初に桁の面外（橋軸直角方向）座屈が生じないかを確認するためである。ちなみに今回検討したすべてのケースについて面外座屈が先行することはなかった。また、桁は橋軸方向に移動可能としているが、最初に橋全体が橋軸方向に座屈（2 つ塔の頂部が橋軸方向に同位相で移動する座屈モードで、スウェーモードと呼ばれる）するのを防ぐため、橋軸方向にバネ拘束を与えている（2000tf/m；一橋当たり）。したがって、橋軸方向に最初に座屈するケースは本文の対象外とする。バネ定数の大きさは 0～10000tf/m を 1000tf/m きざみで変化させて別途計算を行った結果から決定している。本ケースでは 1000tf/m 以上のバネ拘束を与えることによって橋軸方向の座屈を防ぐことができる。また、1000tf/m 以上のいずれのバネ定数を用いても固有値に変化はみられない。スウェーモードの座屈固有値はかなり小さい値となることが知られており、通常の設計でも適切なバネ拘束を行い塔の橋軸方向座屈が先行するのを避けていることから、この仮定は一般性を欠くものではない。

固有値解析での幾何剛性マトリックスの作成法は次の通りである。ケーブルが剛支点になるようにケーブル張力を決定して、ケーブルのない系に死荷重とケーブル張力を外荷重として作用させて断面力の計算を行う。得られた断面力から幾何剛性マトリックスを作成する。そのため、固有値 (λ) は死荷重に対する値となる。別途、全径間に等分布荷重（活荷重 p を想定）を満載させて幾何剛性マトリックスを作成して固有値解析を行ったが、両者から得られる桁の座屈軸力 (N_{CR}) はほとんど同じであった。

4. E_f 法の適用における仮定と計算結果および考察

4. 1 仮定

E_f 法の適用にあたっては、できるだけ矛盾が少なく、かつ安全側と考えられる仮定を設けた方法と、部材毎に E_f 値を変化させる方法（修正 E_f 法）を用いた¹²⁾。以下にその仮定を説明する。

〔仮定-1〕安全側の考えとして、主桁の軸力を全長（ケーブル支持区間のみ）一定とする。 E_f の値は全長一定となる。

〔仮定-2〕主桁断面積が軸力分布に応じて減少していると考え、つまり、圧縮軸力による応力度は全径間一定と考える。この仮定も安全側と考えられ、 E_f 値は全長一定となる。

〔仮定-3〕部材毎に E_f の値を変化させる。

なお、計算では塔（全高等断面）についても E_f を考慮している。4. 2 計算結果と考察

図-4~6に断面(A), (C), (E)について、3つの仮定を用いて計算した座屈モード形と座屈固有値(λ)を示す。

座屈固有値(λ)は、いずれの断面も〔仮定-3〕>〔仮定-2〕>〔仮定-1〕の順になっており、また〔仮定-2〕の固有値は〔仮定-3〕に対して約10%小さくなっているが、大きな差異ではなかった。〔仮定-1〕の固有値は、予想された通り、他の固有値に比べてかなり小さい値となっている。

〔仮定-1〕では軸力分布を全長一定と仮定したため、当然ケーブルによる鉛直方向の拘束度が小さい中央径間中央部や桁端部に近い位置でモード値が大きくなっている。〔仮定-2, -3〕では、一部のケースを除いて桁が波打つ座屈モード形が得られ、〔仮定-2〕は塔

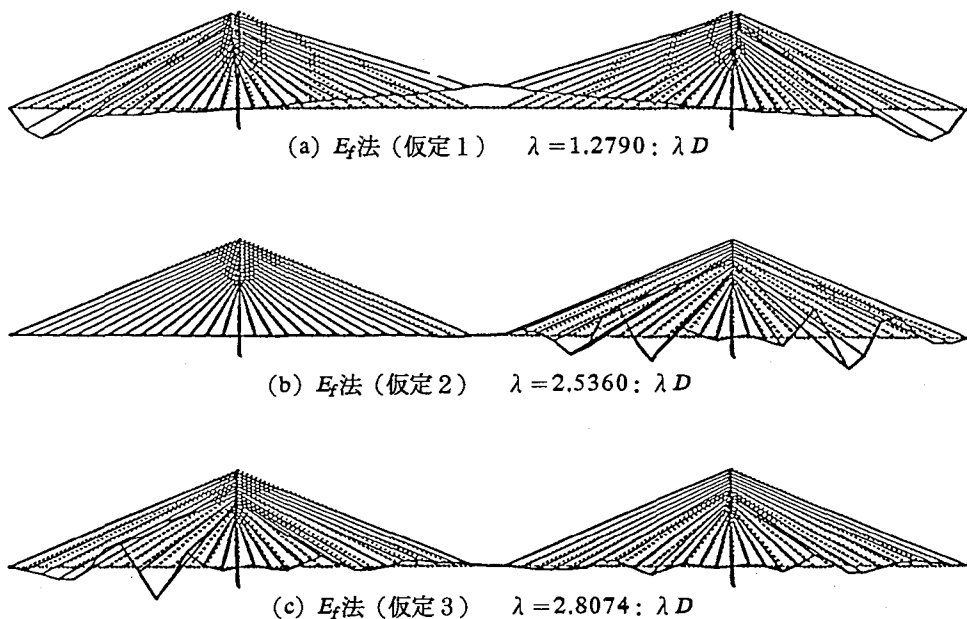


図-4 座屈モード形と固有値 (断面(A))

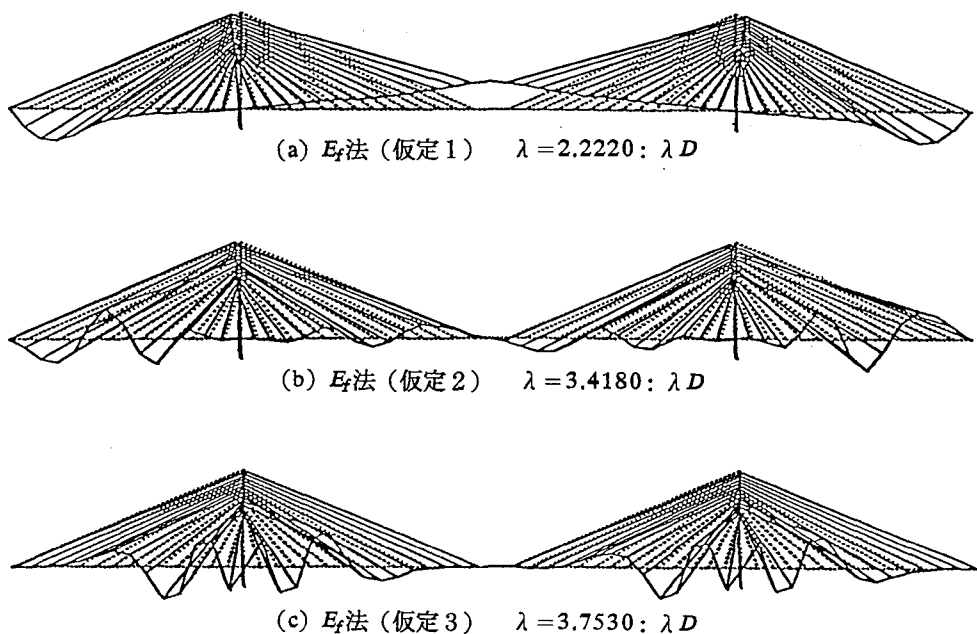


図-5 座屈モード形と固有値 (断面(C))

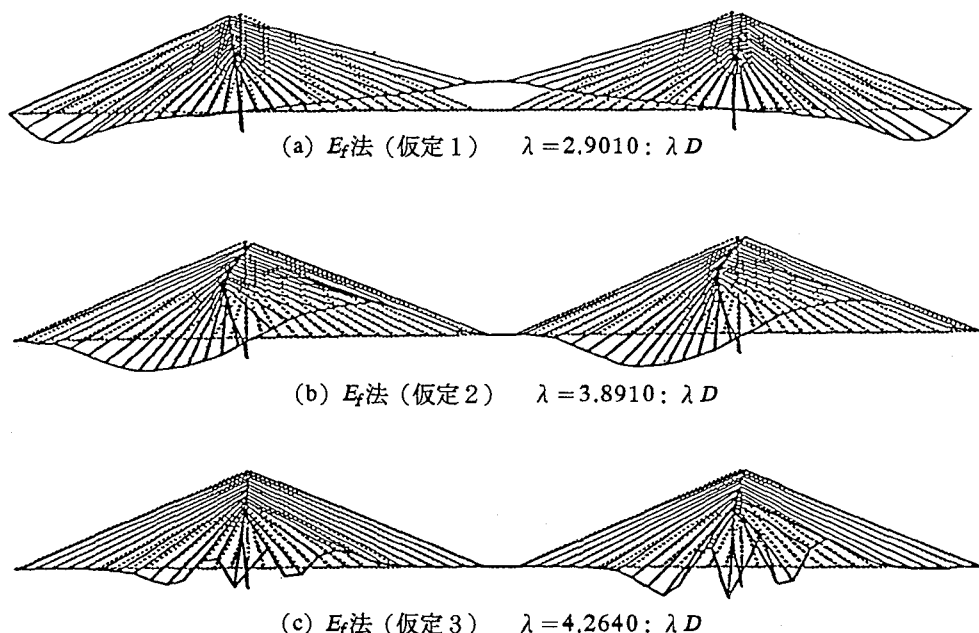


図-6 座屈モード形と固有値 (断面⑤)

位置から支間の1/4点より大きなモード値が得られる傾向にある。一方、[仮定-3]では塔位置近傍で大きなモード値が得られる傾向にある。[仮定-2]では E_f 値は全長一定であり、桁としては塔位置と支間の1/4点間が弱い領域になっているものと考えられる。[仮定-3]では、軸力の大きい塔位置で E_f 値が大幅に低下することから、バネ拘束は高い(ケーブル長が短かく、勾配も急なため)ものの、このような座屈モード形が得られたものと考えられる。

[仮定-2]の断面⑤では、塔と桁が連成するような複雑な座屈モード形が得られている。桁の曲げ剛度を大きくしていくと塔の座屈に支配されることが予想され、斜張橋の耐力評価にあたっては、両者の剛性もパラメータとして考慮する必要があることを示している。

図-7に断面④、⑤、⑥について、許容圧縮応力度と発生応力度の関係を示す。

[仮定-1]は E_f 法の適用上は問題が少ないと考えられるが、かなり小さい許容応力度が得られる。それでも、断面⑤(桁高2.0m)より大きな断面を選べば発生応力度が許容応力度以下となっている。もし、[仮定-1]で許容応力度を算出し、各部材位置で軸力と曲げの相関強度式が満足できれば、実際の耐力は別として、安全率1.7が確保できることになる。また、支間600m程度でこの桁高(約2.0m強)で安全率が確保できれば、それ以下の支間に適用した場合安全となる。

[仮定-2]の許容応力度は全長一定となり、軸力の小さい支間中央部で高い許容応力度が得られている。しかし、主桁断面を軸力分布に応じて減少させていることから、見掛けの発生応力度も全長一定となって、許容応力度と発生応力度の比は全長一定となる。[仮定-3]の許容応力度は支間中央部の軸力の小さい領域で小さくなる。この点が E_f 法なり有効座屈長法の矛盾点として指摘されている点である。ただ、許容応力度と発生応力度の比は、[仮定-2]の場合と同様全長一定となり、両者の差は固有値の差と同様約10%である。また、

[仮定-2, -3]によれば、桁高1.0mを仮定した断面④でも面内耐力が確保できることになる

以上の結果を整理すると次のようになる。[仮定-1]では他の仮定に比べてかなり小さい固有値が得られるが、この仮定を適用して許容応力度を計算して、発生応力度がそれより小さければ安全と考えられる。[仮定-2]、[仮定-3]の固有値や許容応力度は比較的近い値となっている。両者で得られる座屈モード形のいずれが実際と近いかを検討する必要がある。

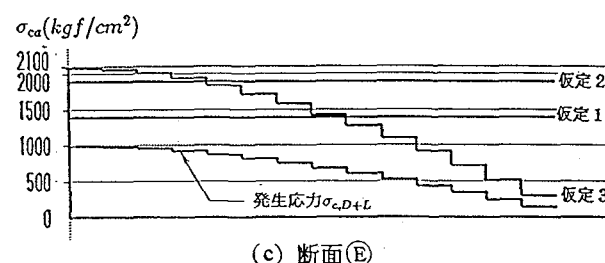
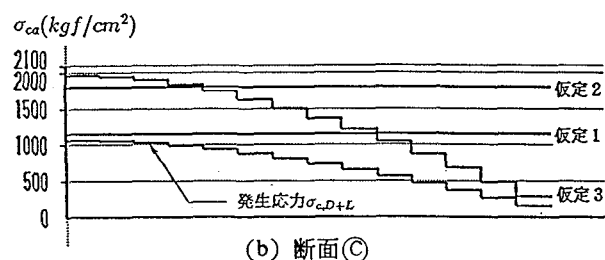
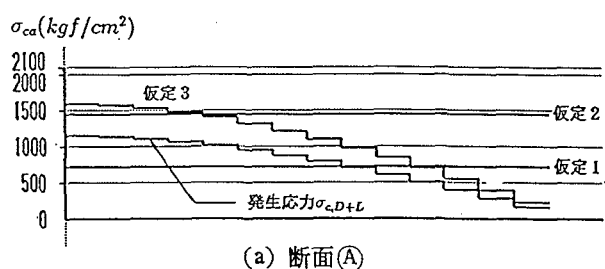


図-7 許容圧縮応力度と発生応力度

5. 弾塑性有限変位解析例との比較

これまで、斜張橋主桁の耐力がどの程度か、またどのような終局モード形が得られるかを明らかにした検討は極めて少ない。これは、主桁の耐力でもって橋の耐力が支配されるような斜張橋の経験がなかったためと考えられる。

さて、本四公団の多々羅大橋は支間 890m の世界最長の斜張橋で、しかも主桁断面の桁高は現在 3m 弱で計画されている。そこでは、主桁耐力の評価を主要な設計のポイントとみなし、計画断面に対する弾塑性有限変位解析が行われている¹⁶⁾。もし、この断面形で安定性が保証（安全率を確保）できれば、それ以下の支間において、計画断面を用いれば安定性の照査が不要となる可能性を含んでいる。

ここでは、その結果と3つの仮定に基づく E_f 法との比較を行い、適用性について考察を加えることとする。荷重ケースとしては、全径間に等分布荷重を満載したケース（荷重ケース1）と中央径間の半分に等分布荷重を満載したケース（荷重ケース2）を扱う。後者の荷重ケースに対応させた本固有値解析では、中央径間に等分布荷重を満載させたケースとする。荷重ケース2では、桁軸力の最大値は荷重ケース1の場合とほぼ同じとなるが、

側径間内の軸力が一定となって分布状態は厳しいものとなる。そのため荷重ケース1に比べて耐力の低下が予想される。しかしながら、このような荷重増分が実際にあり得るかについては疑問があるため参考値とする。なお、中央径間のみに荷重を満載した場合の主桁軸力はほぼ対称分布となるが、半載した場合の軸力は、分布形や最大値は同じであるが、片側のみに生じる。荷重を満載すると、中央径間の片側半載荷に比べて、 E_f 値が全長に渡り低下することになる。しかし、座屈が側径間内で生じると予想されることから、両者の結果に大差は生じないと考えている。

図-8に、荷重ケース1に対して3つの仮定にもとづく E_f 法の座屈モード形を示す。〔仮定-2〕では、塔位置から支間中央側（支間/4点近傍）でモード値が大きいものに対して、〔仮定-3〕は塔位置のモード値が大きくなっている。図-9に、荷重ケース2の結果を示す。このケースでは〔仮定-3〕の結果のみを示している。側径間内の桁モード値が大きな値になっていることがわかる。

弾塑性有限変位解析結果では、荷重ケース1、2とも構造が不安定となる状態では〔仮定-3〕と類似のモード形が得られている。また荷重倍率（ λ ）も、軸力が支

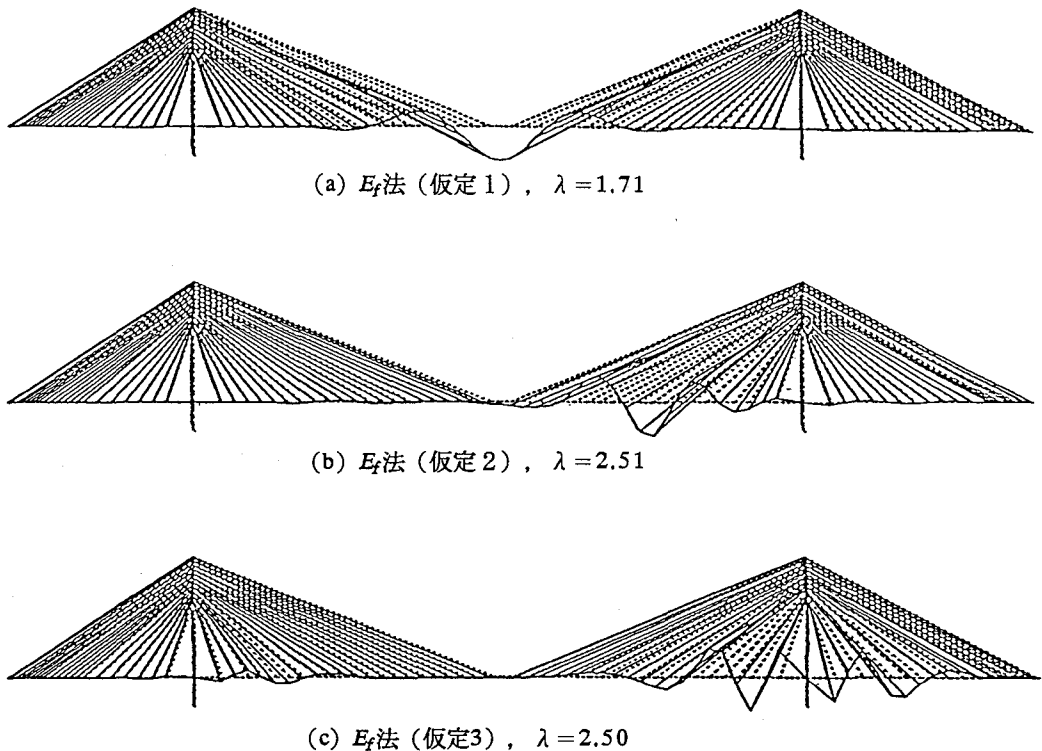


図-8 座屈モード形と固有値（荷重ケース1）

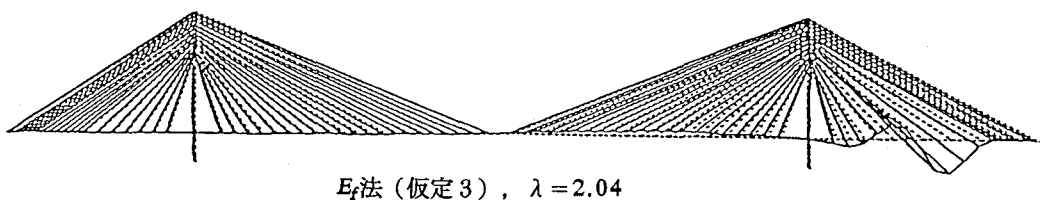


図-9 座屈モード形と固有値（荷重ケース2）

配的なためと考えられるが5%程度の差で良い一致を示した。これより、本モデルのような支間と桁曲げ剛性の条件下では、[仮定-3]のいわゆる修正 E_f 法が良い一致を示すといえる。しかし、[仮定-2]と[仮定-3]の固有値は、4. の計算と異なり、近いものとなっている。軸力分布やケーブルによる拘束に差が生じたためと考えるが、原因が特定できず今後の課題となった。

6. 設計法に対する一考察

これまでの検討結果を通して、主桁設計法について著者の考えを紹介する。なお、桁はケーブルによって全長支持されるものとする。

1つの方法は、各支間によって安定性照査が不要とできる最小曲げ剛性を規定する方法である。塔やケーブルはこれまでの設計法に基づき設計し、得られた構造系に対して桁曲げ剛性を小さくしていく。このパラメトリックな計算方法として、[仮定-3]の修正 E_f 法を適用すればよいと考える。その理由は、第5節の比較から、長大支間で比較的小さい曲げ剛性を持つ桁では、修正 E_f 法でもって耐力が精度良く評価できる可能性が高いと考えたためである。そして、得られた諸元を対象に弾塑性有限変位解析で照査する。ただし、本文では対象外とした局部座屈の影響をどのように評価するかが今後の課題となる。

支間 300, 500, 700m のモデルを、本文で用いた 600m モデルと同様に作成し、[仮定-2]、[仮定-3]を用いて許容圧縮応力度 (σ_{ca}) を計算し、道示の軸力と曲げを受ける部材として設計した結果を図-10に示す。このとき、曲げ応力度 (σ_b) は、支間/4 点に着目し、死荷重強度 (プレストレスも同様) を1.7 倍した断面力作用のもとで有限変位の影響も考慮して計算している。これより、かなりの支間まで小さい桁曲げ剛性で対応できる可能性が窺える。具体的には、支間 1000m 程度まで桁高 3m で安定性が確保できる可能性が窺える。

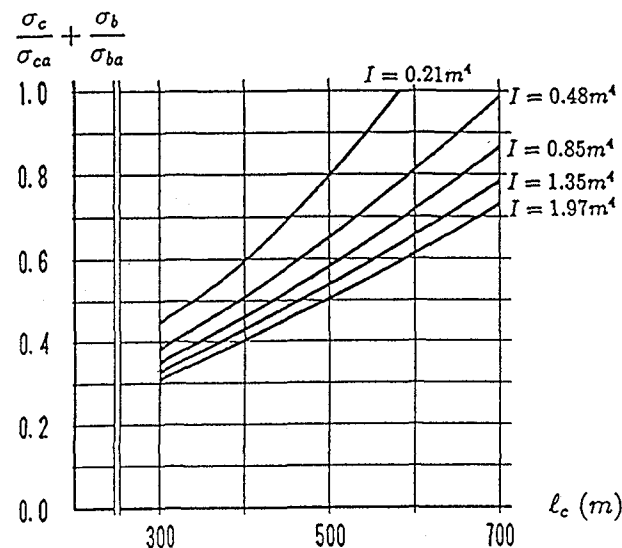
2つめの方法は計算を行う方法で、まず[仮定-1]で許容圧縮応力度を計算する。軸力と曲げの相関強度式を塔位置の桁に適用して、これでもってOKであれば問題なしとする。これは、安全側と考えられる E_f 法[仮定-

1]でも、かなり小さな曲げ剛性で安定性が確保できる可能性が示されたためである。これまでの実績からいって(多くの主桁高は製作や橋軸直角方向の応力度との関係から2.5m以上とある程度高く設計されており、支間との相関もみられない)、ほとんどの斜張橋でOKになると考えられる。もし、NOの場合、[仮定-3]の E_f 法で計算を行い、塔位置で相関強度式を適用して照査する。このとき、固有値が小さい場合には弾塑性有限変位解析で照査することになる。

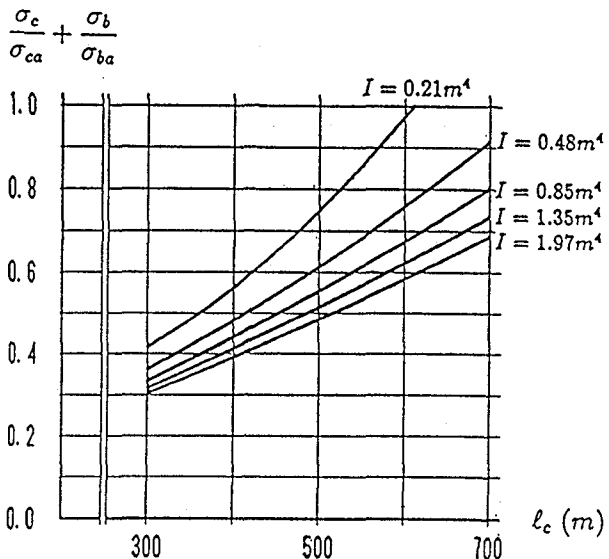
なお、主桁耐力評価にあたっては、本文では扱っていない次のような点について別途検討を行う必要があると考えている。支間が短く(軸力が小さい)、例えば2径間橋で見られるようにケーブルで支持されない桁区間が長くなって曲げモーメントが卓越する場合、桁座屈に先行して曲げモーメントでもって終局状態に至る可能性がある。この場合、当然曲げによる応力度を照査する必要がある。また、塔位置近傍でケーブルで支持されない区間が長い場合はその区間が座屈長となる可能性があり注意を要する¹⁷⁾。

7. まとめ

斜張橋の主桁の耐力評価と設計法について、斜張橋の基本特性を考慮した上で、 E_f 法が適用可能かという立場から検討を行った。本文は E_f 法のもつ矛盾点の解消を目的に検討したものではなく、 E_f 法を適用して精度よく耐力が推定できるかを主眼に検討したものである。弾塑性有限変位解析結果との比較から、本文で設けた[仮定-3]、すなわち修正 E_f 法でもって比較的精度よく耐力が推定できる感触を得たが、一計算例のため今後さらに検討を行う必要があると考える。設計法については、支間をパラメータとして安定性が確保できる主桁の最小曲げ剛性が提示できればよいと考えている。斜張橋はきわめて多くの設計変数を有しており、弾塑性有限変位解析で照査を行うにしても、事前に基本的な性状が理解できれば合理的な設計法への近道と考えられる。また E_f 法で精度よく耐力が推定できることが明らかとなれば実務設計上も有益と考える。 E_f 法の適用にあたって、大次元の固有値解析を繰り返すことに実務上抵抗が予想される。



(a) E_f 法 (仮定 2)



(b) E_f 法 (仮定 3)

図-10 道示による耐力評価の例

大次元の固有値解析に代わって無限弾性床上の柱の弾性座屈軸力を用いた精度よい簡易法の提案も行っており¹⁸⁾その利用が考えられるが、今後の課題としたい。

本文では E_f 法の適用性の検討と設計法に関する一考察が行われたが、最終的な結論を得るには至っていない。しかしながら E_f 法が耐力評価のための有力な手段になり得る可能性と、またこれまでの支間 500m 前後の斜張橋で曲げ剛性が極端に小さくない限り、安定性照査が不要とできる可能性を示唆することができたと考える。海外では、鋼橋ではないが（最近、鋼橋はみられない）、床版そのものを主桁とする斜張橋（支間 100~200m）や、開断面を主桁とする斜張橋（支間 400~600m）と、主桁曲げ剛性の小さい斜張橋が既に建設されている¹⁹⁾²⁰⁾。このことから、主桁の曲げ剛性を小さくできる可能性が窺える。また、最近になって主桁耐力評価に関する検討も見られ始めた²¹⁾。このような状況の中で、本文が今後の斜張橋主桁の耐力評価法確立のための一助となれば幸いである。

謝辞：本文をまとめるにあたり、貴重なデータを提供頂いた藤井裕司氏（本州四国連絡橋公団設計部第2設計課長）に感謝致します。また、 E_f 法の適用にあたり、種々ご意見を頂いた野上邦栄先生（東京都立大学）に感謝致します。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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力学的挙動からの一考察, 土木学会構造工学論文集, Vol.38A, 1991
- 3) 長井正嗣, 浅野浩一, 岸本節二, 水上義彦: 長大斜張橋の主桁断面選定に関する検討, 土木学会構造工学論文集, Vol.39A, 1993
- 4) 藤井裕司, 鳥海隆一: 多々羅大橋全体耐荷力試験, 本四技報, Vol.17, No.65, 1993
- 5) 日本道路協会: 鋼道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1990
- 6) 西野文雄, S.G.Buntara, 山口栄輝: 弾性有限変位解析による骨組構造物の耐荷力算定法, 第2回SGST拡大研究論文集, 東海構造研究グループ, 1993
- 7) 織田博孝, 宇佐美勉: 骨組構造物の座屈設計法の比較と評価, 土木学会構造工学論文集, Vol.40A, 1994
- 8) 野上邦栄, 高木真, 林一輝, 成田信之: 弾性有限変位解析に基づく設計における骨組構造物の等価初期不整, 土木学会構造工学論文集, Vol.40A, 1994
- 9) 崎元達郎, 奈良敬, 小松定夫, 北沢正彦: 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, 土木学会構造工学論文集, Vol.36A, 1990
- 10) 本州四国連絡橋公団: 吊橋主塔設計要領(案), 同解説, 1980
- 11) 崎元達郎, 平野邦昭, 結城皓廣: 有効接線係数より定めた有効長さを用いた鋼骨組の設計法について, 土木学会第47回年次学術講演概要集, 1992
- 12) 野上邦栄: ラーメン柱の有効座屈長算出法に関する考察, 土木学会構造工学論文集, Vol.39A, 1993
- 13) 倉方慶夫, 西野文雄, 長谷川彰夫: 骨組構造物における現行の座屈設計法の問題点(上), (下), 橋梁と基礎, Vol.26, No.2,3, 1992
- 14) 東海構造研究グループ(代表 宇佐美勉): 第2回SGST拡大研究会論文集, 1993
- 15) 長井正嗣, 水川洋介, 水上義彦, 浅野浩一: 長大斜張橋の幾何学的非線形性状に関する一考察, 土木学会構造工学論文集, Vol.40A, 1994
- 16) 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
- 17) 渡辺幸治, 長井正嗣: 長大斜張橋の塔位置ケーブル支持形態と耐力に関する検討: 土木学会第49回年次学術講演概要集, 1994
- 18) 浅野浩一, 長井正嗣, 新居準也: 斜張橋主桁耐力評価に着目した簡易 E_f 法の適用について, 土木学会第48回年次学術講演概要集, 1993
- 19) P.Taylor: Composite cable-stayed bridges, Proc. of Int. Conf. on Cable-Stayed and Suspension Bridges, IABSE & FIP, 1994
- 20) M.Moussard, C.Cezard and M.Navapro: Design and Construction of two cable-stayed bridges in Bolivia, Proc. of Int. Conf. on Cable-stayed and Suspension Bridges, IABSE and FIP, 1994
- 21) P.Taylor, S.Kaneko and D.Bergman: Buckling stability and secondary effects in the deck girders of cable-stayed bridges, Proc. of Int. Conf. on Cable-stayed and Suspension Bridges, IABSE and FIP, 1994

(1994年9月14日受付)