

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

LOAD-CARRYING CAPACITY OF CABLE-STAYED GIRDERS BASED ON MULTIPLE
ULTIMATE STRENGTH CURVES AND ITS STABILITY CHECK

野上邦栄*・長井正嗣**・木下博道***・山本一之****・藤野陽三†

Kunieo NOGAMI, Masatsugu NAGAI, Hiromichi KINOSHITA, Kazuyuki YAMAMOTO and
Yozo FUJINO

*工博 東京都立大学助手 工学部土木工学科 (〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)

**工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒940-21 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

***工修 千葉県 (〒270 千葉県千葉市中央区市場町 1-1)

****工博 芝浦工業大学教授 工学部土木工学科 (〒108 東京都港区芝浦 3-9-14)

†Ph.D. 東京大学教授 工学系研究科土木工学専攻 (〒113 東京都文京区本郷 7-3-1)

By using the modified E_f method which is proposed as a simplified method for calculating load-carrying capacity of frame structures, we clarify characteristics of effective length, allowable stress and E_f value due to different standard ultimate strength curves. Furthermore, we propose a new stability verification equation, and examine the safety and validity of the equation. The result of numerical calculation shows that the modified E_f method properly evaluates load-carrying capacity of cable-stayed bridges, and that the use of the proposed verification equation is practical and economical. If its usefulness is demonstrated in practice, it can be introduced to practical design.

Key Words : cable stayed bridge, ultimate strength, stability design

1. はじめに

近年、斜張橋の発展は目覚ましいものがあり、従来吊橋の領域と考えられていた支間長にまで斜張橋が飛躍的に伸びてきている。現在、長大斜張橋として建設されているものには、フランスの Normandy 橋 (856m)、本州四国連絡橋の多々羅大橋 (890m) などがあり、わが国ではさらに将来の海峡横断ビッグプロジェクトも計画されている。このような長大・超長大斜張橋の建設にあたっては、従来の設計実績をはるかに越す規模となることから、静的、動的不安定問題に関する種々の検討課題が挙げられている。この内、主桁の合理的設計法の確立は、斜張橋システムが長大橋領域で経済性を発揮し得るかを明らかにする上で重要な課題とされている¹⁾。

さて、斜張橋の桁はケーブル張力の水平成分により軸圧縮力を受ける。しかし、従来の中規模斜張橋では塔が先に座屈するとされ、塔に対する座屈安定性の考慮はされていたものの、桁については軸圧縮力の影響が小さいことから薄板の局部座屈の照査を行う場合が多い。

斜張橋の長大化に伴い、桁には大きな軸圧縮力が生じ、軸圧縮力による応力が曲げ応力に比べて支配的となってくる。したがって、長大斜張橋でこれまでの桁高 (3m 前後) を用いると塔より桁が先に座屈することが考えられる。さらに、桁はプレートガーダーと違い多数のリブで補剛された薄肉断面であるため局部座屈が起こり

やすいことから、長大斜張橋の桁の座屈安定性の検討は極めて重要な課題となる。

しかし、現在まで斜張橋主桁全体の安定性を照査する明確な設計法は確立されていない。しかも、局部座屈との連成を考慮したものは見られない。さて、主桁断面設計の際の許容軸圧縮応力度を算出しようとする、有効座屈長の概念を用いて、道路橋示方書²⁾(以後、道示と呼ぶ)に規定された柱の基準耐荷力曲線を用いることになる。しかし、長大化した斜張橋の一般的な主桁断面形状は、道示の柱の基準耐荷力曲線において対象としたI形、H形、1室箱形などの断面形状と大きく異なりトラスや多室箱形が多く、さらに、後述するように現在の製作・施工の精度向上などにより、残留応力や初期たわみなどの初期不整量も小さいことを考えると、より高強度の基準耐荷力曲線の採用の可能性が考えられる。

そこで、本論文では設計の合理化とそれに伴う経済性の達成を目的として、まず道示のみでなく他国などで定められた複数の耐荷力曲線を用いて桁の設計に必要な有効座屈長、許容圧縮軸応力度を簡易耐荷力算出法により算出し、構造特性への影響を明らかにする。なお、簡易耐荷力算出法には、本州四国連絡橋公団の吊橋設計要領・同解説³⁾(以後、本四基準と呼ぶ)の有効接線弾性係数法 (E_f 法) を基礎にした修正 E_f 法⁴⁾⁻⁷⁾を用いる。

さらに、斜張橋主桁は薄肉で構成されているために局部座屈を考慮した設計が必要となることから、新しく全

体座屈と局部座屈の連成を考慮した照査式を提案し、安全性を確認すると同時に従来使用されている照査式による結果と比較を行い、その有効性を検討する。

2. 簡易耐荷力算出法

構造物の耐荷力は、一般に弾塑性有限変位解析が最も厳密な評価を与える。しかし、この解析法は、耐荷力に影響を及ぼす残留応力、初期曲がり及び局部座屈などの要因をいかに精度よく考慮するかにより、解の信頼性が左右される。さらに、他の解析法に比べてその計算時間も急激に増大するためコスト面に大きく影響する。そのため、実務設計ではより簡単に精度の高い耐荷力を求めることが可能な耐荷力評価法が望まれている。

そこで、この算出方法として構造部材の有効座屈長および構造物の耐荷力評価のために提案されている修正 E_f 法を用いる。これまでの研究^{8),9)}において、修正 E_f 法を適用して得られる斜張橋の終局強度は、弾塑性有限変位解析による結果および実験値と良い一致を示すことが報告されている。斜張橋を対象にした修正 E_f 法の具体的な解析手順をまとめると次のようになる。

① 設計条件、構造条件の入力：

斜張橋の大きさ、形状、断面諸量や斜張橋の要素分割方法、荷重条件および初期条件などの諸条件を入力する。

② 微小変位マトリックスによる構造解析：

主桁には反りねじりを考慮した3次元骨組要素(1節点7自由度)、主塔には St.Venant のねじれのみを考慮した3次元骨組要素(1節点6自由度)、ケーブルには3次元トラス要素(1節点3自由度)を採用して剛性マトリックス K_E を組み立てる。そして、ケーブル要素を取り除き死荷重および死荷重時のケーブル張力(プレストレスを含む)に見合った力を荷重として桁および塔に載荷する。剛性マトリックス K_E を用い、設計荷重による構造解析から断面力を求める。

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。なお、ケーブルサグの影響を Ernst の接線弾性係数を用いて考慮している。

④ 座屈固有値解析：

これまでのステップで求められた K_E 、 K_G を用いて、次式

$$|K_E(E_{fi}) + \kappa K_G(N_i)| = 0 \quad (1)$$

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

$$N_{cri} = \kappa N_i \quad (2)$$

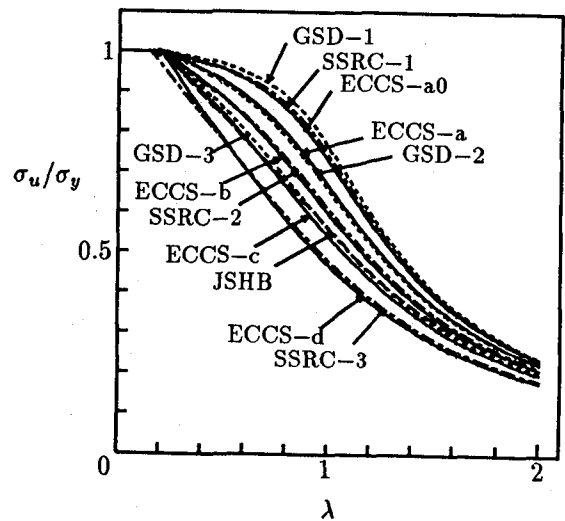


図-1 柱の複数耐荷力曲線

により決定する。同時に座屈応力 σ_{cri} を求める。式(1)の E_{fi} は要素 i の有効接線弾性係数である。なお、固有値解析は大次元の計算に適しているサブスペース法を用いている。

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 l_{ei} を

$$l_{ei} = \pi \sqrt{\frac{E_{fi}I_i}{N_{cri}}} \quad (3)$$

により計算し、対応する終局強度 σ_{ui} を柱の基準耐荷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、

$$\left| \frac{E_{fi} - E_{fi}^0}{E_{fi}^0} \right| \leq \epsilon \quad (4)$$

より収束判定を行う。収束していない場合、

$$E_{fi} = E_{fi} \frac{\sigma_{ui}}{\sigma_{cri}} \quad (5)$$

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。

⑦ 安全性の照査：

設計荷重による作用応力度 σ_c 、 σ_{bx} 、 σ_{by} と得られた終局強度を用いて、部材に関する応力度照査、および安定照査を行う。

3. 柱の複数耐荷力曲線

鋼柱の耐荷力は、① 鋼種、材料強度、② 製作法(圧延、溶接)、③ 断面形(H形、箱形、パイプ)、④ 柱の座屈軸方向(強軸回り、弱軸回り)の違い、さらに⑤ 残留応力の量及び分布形、⑥ 初期たわみ量のばらつきなどによってかなり大きな変動が生じる。

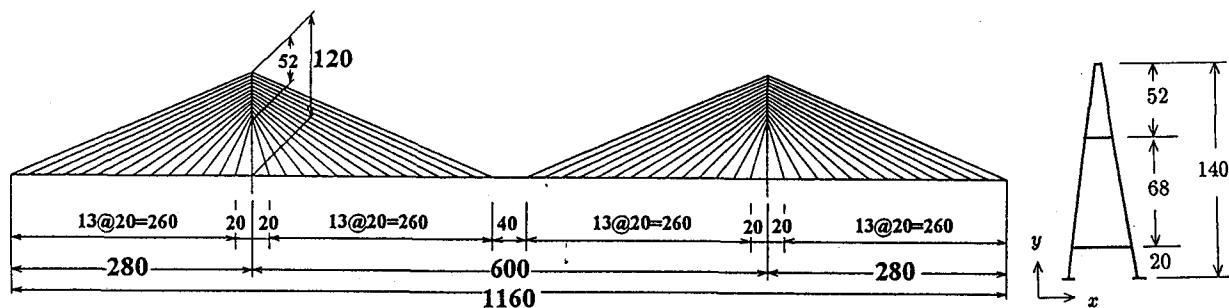


図-2 自定式斜張橋

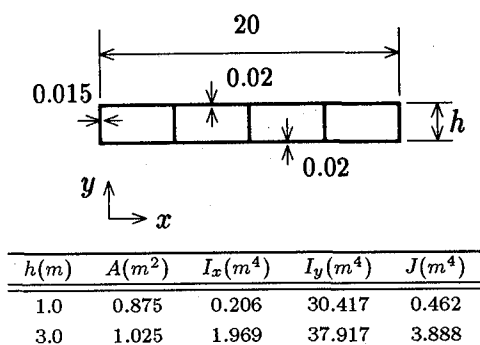


図-3 主桁

このような鋼柱の強度変動に対して、わが国の設計基準はこれまで下限値に近いただ一本の耐力力曲線を採用してきた。例えば、道示では

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_u}{\sigma_y} &= 1.0 & \lambda &\leq 0.2 \\ \frac{\sigma_u}{\sigma_y} &= 1.109 - 0.545\lambda & 0.2 < \lambda &\leq 1.0 \\ \frac{\sigma_u}{\sigma_y} &= \frac{1}{0.773 + \lambda^2} & \lambda &\geq 1.0 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

を用いている（以後、JSHB 曲線と呼ぶ）。ここに、 $\lambda (= \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{\ell}{r})$ は換算細長比を意味する。なお、 σ_y は降伏応力、 ℓ/r は細長比である。

しかし、より経済的な設計と部材強度の安全性に関する調和を考えるならば、同程度の強度を有する柱を断面形や製法、座屈軸方向ごとに整理してグループ化し、それぞれに対応する耐力力曲線を設定する方法が考えられる。このような複数の耐力力曲線を採用した場合、設計者はグループごとの耐力力式を用いねばならない繁雑さを生ずることになるが、各部材の耐力力の評価がより正確になり、部材または構造物間の安全性の均一化と経済性を同時に満足させることができるようになる。

このような設計思想のもと、ECCS¹⁰⁾ では柱の圧縮実験、残留応力と初期たわみを考慮した数値解析結果を統計的に整理し、5 グループに分けた複数耐力力曲線を定めている。同様に、アメリカでは SSRC¹⁰⁾ において 3 グループの複数耐力力曲線を提案している。一方、わ

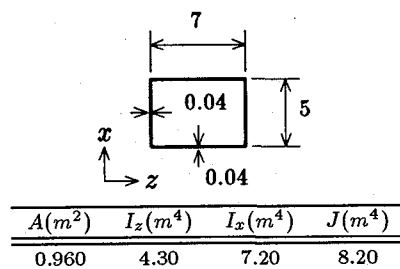


図-4 主塔

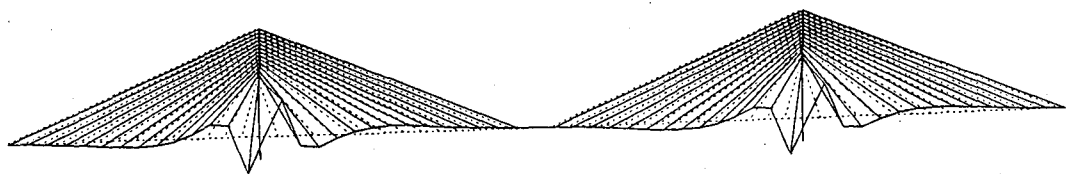
が国においても複数耐力力曲線に関する研究が行われており、世界の柱などの耐力力実験結果のデータベース化の基、3 グループの複数耐力力曲線（GSD 曲線と呼ぶ）が提案されている¹⁰⁾。以上、各耐力力曲線を示したのが図-1である。

さて、わが国の吊橋の塔は、これまでの製作時を含めた実橋の初期不整などの実測調査の結果、かなり精度の高い製作・架設が行われており、JSHB 曲線における初期たわみ（部材長の 1/1000）、圧縮残留応力 $\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$ に比べて十分小さな初期不整であることが確認されている¹¹⁾。また、斜張橋の塔の初期不整は、各公団の設計および製作の基準の精度を満足するように設計していることから、吊橋の塔と同等の精度の初期不整の存在になっているものと思われる。

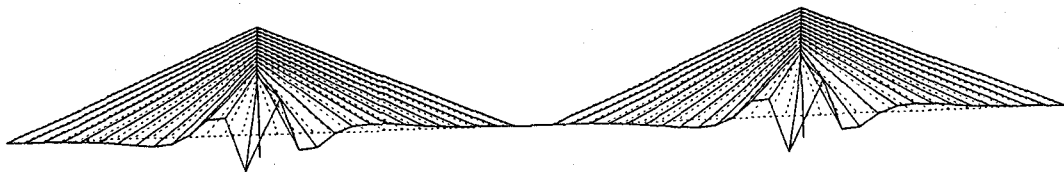
一方、鋼床版箱桁を主桁とする場合の初期不整は、これまでの実測結果により、初期たわみは製作基準などで規定された値に比べて小さく、また板パネルの圧縮残留応力は最大でも $0.3\sigma_y$ であることが報告されている¹²⁾。したがって、塔とともに現行の JSHB 曲線より高強度を有する柱グループの耐力力曲線を採用できる可能性がある。以上のことから、ここでは塔と桁に対して複数耐力力曲線を導入して数値計算を行う。

4. 基準耐力力曲線の違いによる主桁の終局強度特性

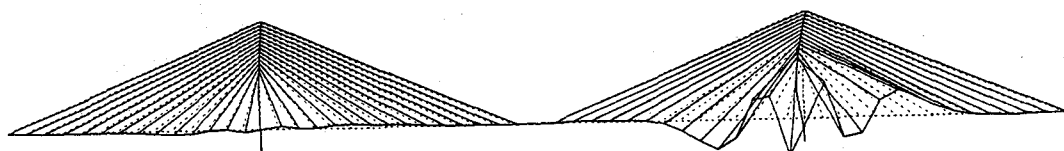
斜張橋の終局強度は、構成する桁、塔、およびケーブルの個々の終局限界状態、および橋梁全体系としての崩



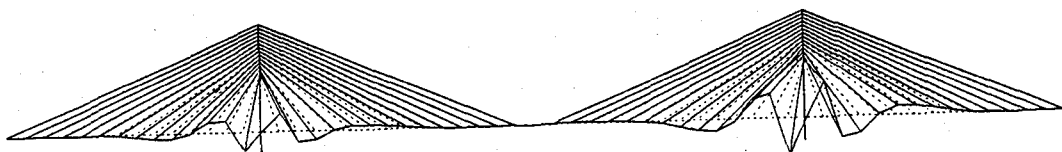
ECCS-a0 曲線 ($\kappa=4.2618$)



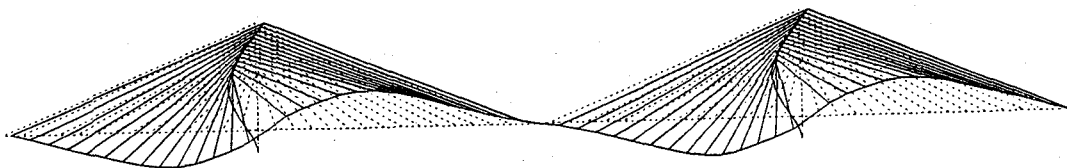
GSD-2 曲線 ($\kappa=4.2619$)



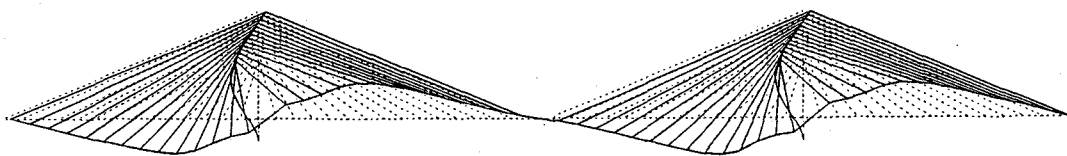
JSHB 曲線 ($\kappa=4.2606$)



SSRC-2 曲線 ($\kappa=4.2114$)



ECCS-d 曲線 ($\kappa=4.1530$)



SSRC-3 曲線 ($\kappa=4.0972$)

図-5 斜張橋の座屈モードと固有値 ($h=3\text{m}$)

壊を設計上どのように考えるかにより大きく影響される。ここでは、斜張橋の主桁の E_f 値、有効座屈長、許容軸圧縮応力度等に関する耐荷力曲線の違いによる変化について、修正 E_f 法に複数耐荷力曲線を考慮したパラメータ解析により JSHB 曲線と他の基準耐荷力曲線を比較し、その特徴や相違点を明確にするとともに、主桁の終局強度について考察を行う¹³⁾。

4.1 解析モデル

対象とした斜張橋は、図-2 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である。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。

図-3、図-4 には、各々主桁と塔の断面形状、およびそれらの断面諸量を示す。全長一定の主桁断面形状は、 $h=1, 3\text{m}$ のマルチセル箱形断面とし、材質 SM490Y を使用している。なお、修正 E_f 法では、塔と桁とも

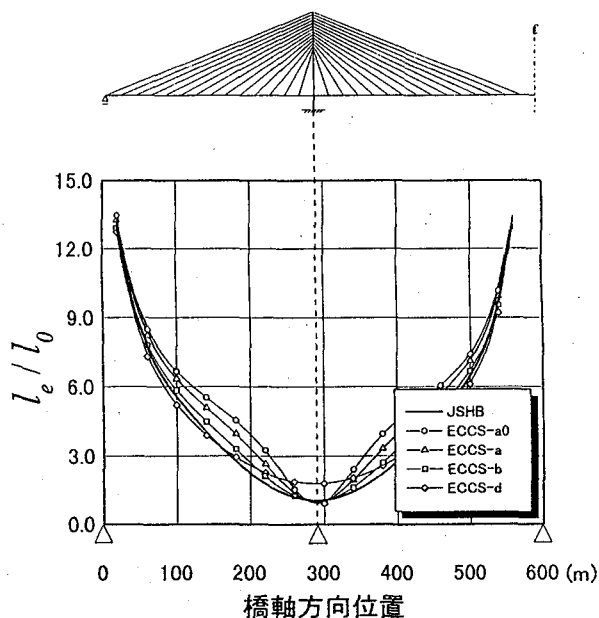


図-6 主桁の有効座屈長の変化 (h=3m)

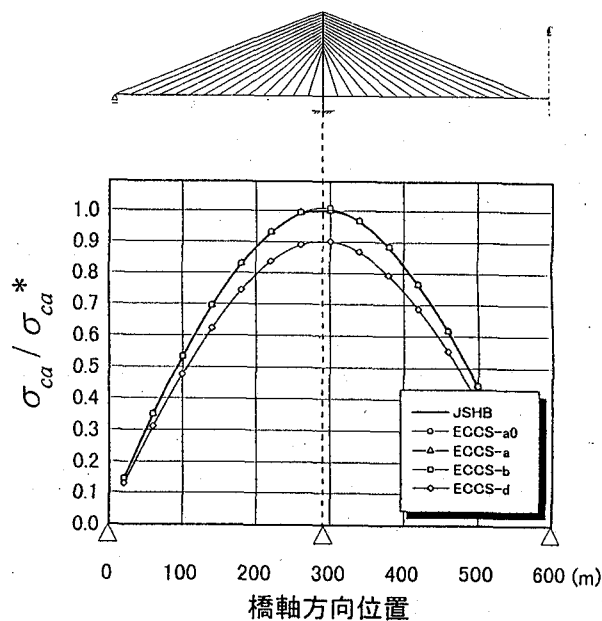


図-8 主桁の許容軸圧縮応力度の変化 (h=3m)

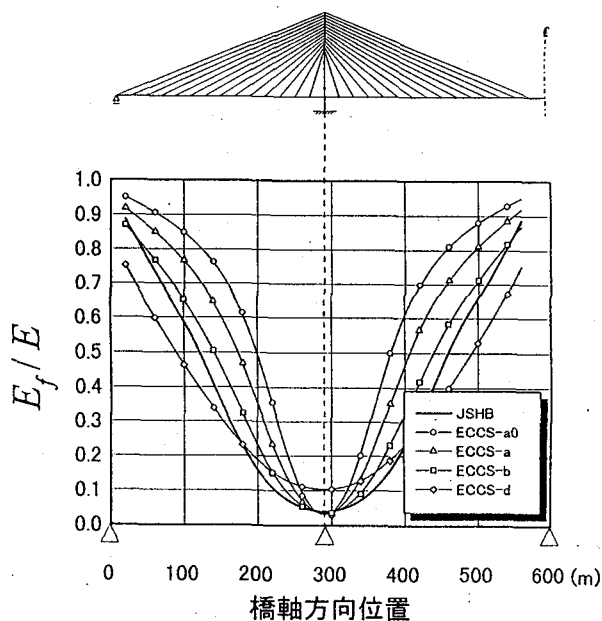


図-7 主桁の E_f 値の変化 (h=3m)

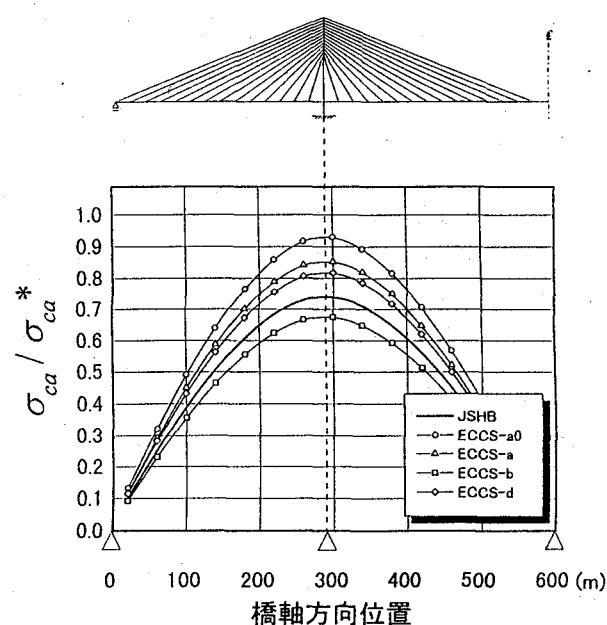


図-9 主桁の許容軸圧縮応力度の変化 (h=1m)

に E_f の変化を考慮している。本解析での荷重状態は、20 tf/m の死荷重であり、桁高の変化による死荷重の値はあまり大きくないため一定値と仮定した。斜張橋の両端は、塔が橋軸方向に座屈するのを防ぐため、橋軸方向に定数 2000 tf/m (1 橋あたり) をもつバネにより支持されている。なお、桁高 1m のモデルは、実際の建設を考えると現実的ではないが、ここでは小さな断面 2 次モーメントを持つ桁の性状を調べるために検討対象としている。

4.2 座屈モード

2 の計算手順にしたがい簡易耐荷力解析を行い、代表的基準耐荷力曲線に対する桁高 3m の断面ケースの最小

固有値 κ 、および座屈モードを表したのが 図-5 である。

最も強度の低い耐荷力曲線である ECCS-d や SSRC-3 の曲線を用いた場合以外、両側の塔位置での桁の座屈が発生しており、その他の区間にはほとんど座屈モードが現れていない。ECCS-d と SSRC-3 の曲線を用いた場合、明らかに塔の座屈が見られる。しかも、桁の座屈モードは塔位置を中心に正弦波の形状をした逆対称モードになっている。最大のモード値は主桁上に生じているが、同程度の変形が塔にも現れており、塔と桁の座屈が同時に発生している。

これは、桁の剛性が大きくなり、しかも最も強度の低い耐荷力曲線を用いることにより、桁の剛性低下 E_f に

比べて塔の剛性低下が著しくなるため、塔の座屈に引きずられる形で桁が座屈したものと考えられる。

また、最小固有値は $\kappa=4.1\sim4.26$ とほぼ一定値を示している。これは、図-7 に示すようにすべての耐力力曲線の E_f が塔位置において最小になるとともに、ほぼ同一値に低下したことに起因している。

4.3 主桁の有効座屈長への影響

いま、ケーブル間隔 $l_0 (= 20m)$ に対する有効座屈長 l_e の変化 l_e/l_0 、および弾性係数 E に対する最小座屈荷重時の E_f 値の変化 E_f/E についてまとめたのが 図-6、図-7 である。横軸は、斜張橋の左端支点から中央部までの位置を表している。JSHB 曲線については太線で示す。なお、ここでは ECCS 曲線のみを示す。

桁高 3m モデルでは、耐力力曲線の違いによる最小固有値に相違は現れなくなるが、図-7 のように E_f 値に大きな差が生じ、最大で JSHB 曲線の 3 倍の E_f 値になっている。したがって、図-6 から明らかなように、ECCS-a0 曲線を用いた場合、JSHB 曲線に対する E_f 値の変化率と固有値の変化率に相違が生じるため、有効座屈長は、中央支間長の 1/4 点で 2 倍近く長い有効座屈長になっている。

4.4 許容軸圧縮応力度の変化

同様に、JSHB 曲線を用いた場合の許容軸圧縮応力度と ECCS の耐力力曲線を用いた時の許容軸圧縮応力度を比較したのが 図-8 である。縦軸は、桁の許容引張応力度 $\sigma_{ca}^* = \sigma_y/1.7$ に対する各桁位置の許容軸圧縮応力度 σ_{ca} を表す。なお、ECCS 曲線を用いた場合の許容軸圧縮応力度の計算は、修正 E_f 法から得られる限界強度を安全率 1.7 で除した値を用いた。

図-6 で示したように有効座屈長は、塔位置で最も短く、支間中央および端部で最も長くなるため、許容軸圧縮応力度は塔位置で最も高く、支間中央および端部で最も低い値となる。しかし、耐力力曲線の違いによる許容軸圧縮応力度への影響は、図-9 に示す $h=1m$ の場合に比べて少ない。これは、 $h=1m$ の場合の固有値が $3.36\sim2.52$ と耐力力曲線の違いにより変化するのに対して、図-5 のように固有値がほぼ同等の値を持ち、さらに E_f 値の低下が大きいこと、得られる換算細長比が短柱領域になることから降伏応力 σ_y に支配されるためである。したがって、桁の許容軸圧縮応力度は、桁の剛性が小さい場合 ($h=1\sim2m$) 耐力力曲線の違いが大きく影響し、剛性が大きく ($h=3m$) になるとその影響が小さくなる。

5. 座屈安全性照査

現在、斜張橋の主桁の座屈安全性の照査は明確にされておらず、一般に圧縮部材としての応力度照査と安定照

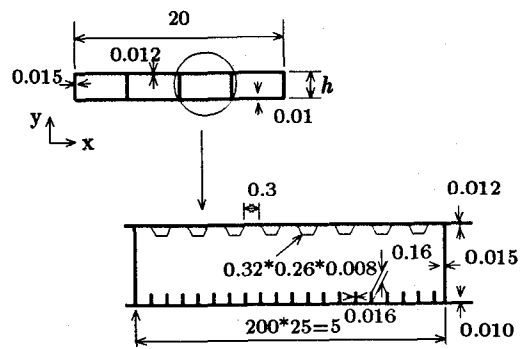


図-10 主桁断面

査を準用している。そこで、ここでは新しい提案式を含めた以下の 4 照査式について検討する。

$$\sigma_c + \sigma_{bx} + \sigma_{by} < \sigma_{cal} \quad (7a)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{bax}(1 - \sigma_c/\sigma_{eax})} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{bay}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} \leq 1 \quad (7b)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{bax}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{bay}} \leq 1 \quad (7c)$$

$$\kappa \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{ca0}} \geq \nu \quad (7d)$$

ここに、 σ_c は作用軸圧縮応力度、 σ_{bx} 、 σ_{by} は x、y 軸に関する作用曲げ圧縮応力度、 σ_{caz} は許容軸圧縮応力度、 σ_{bax} 、 σ_{bay} は許容曲げ圧縮応力度、 σ_{cal} は局部座屈に対する許容応力度、 σ_{ca0} は許容軸圧縮応力度の上限値、 σ_{eax} 、 σ_{eay} は x、y 軸に関するオイラーの座屈応力度、 ν は所要安全率である。

式 (7a) は本四基準³⁾において規定されている応力度照査式、式 (7b) は本四基準を 2 軸曲げのはり一柱に拡張した安定照査式である。式 (7c) は、式 (7b) の第 2 項、第 3 項において付加モーメントの影響項を省略した安定照査に関する提案式である。これは、斜張橋の場合、付加モーメントの影響が小さいこと、本四基準にしたがう場合、弾性有限変位理論に基づき構造解析を行っていることから得られる断面力には付加モーメントの影響がすでに考慮されているため、照査式で改めて考慮する必要はないと考えた修正式である。なお、式 (7b) および式 (7c) の σ_{caz} を求める時の有効座屈長は、 E_f 法により算出している。

最後の式 (7d) は、断面決定後の構造全体系の耐力力

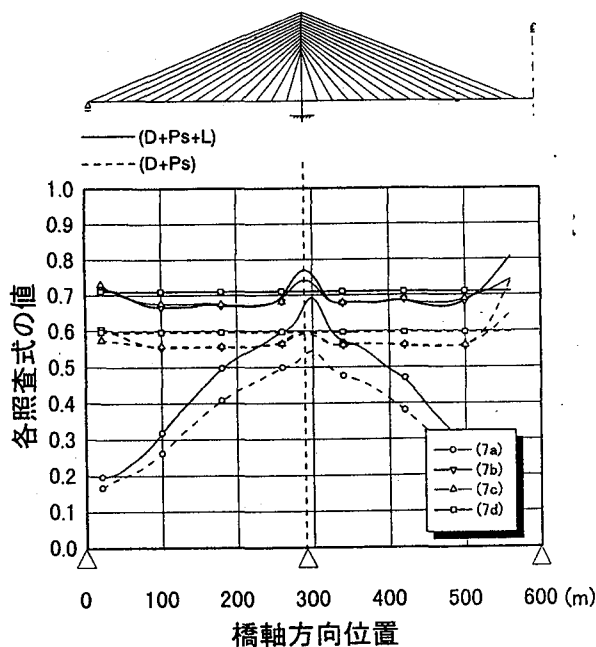


図-11-a ECCS-a

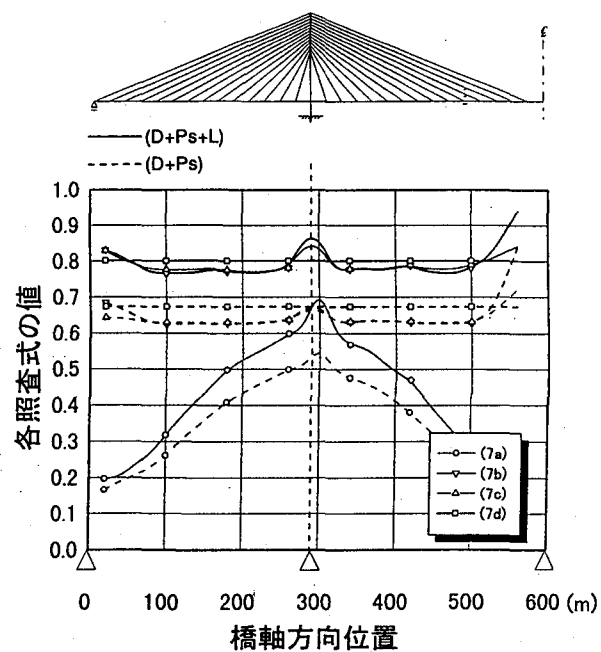


図-11-b JSHB

図-11 安全性照査の比較 (h=1m)

照査に用いる新しい提案式である¹⁴⁾。修正 E_f 法による構造全体系の最小固有値 κ に部材の局部座屈に対する許容応力度 σ_{cal} を許容軸圧縮応力度の上限値 σ_{ca0} で除した値を乗じて低減した値が所要安全率 ν を満足させる形で照査している。なお、ここでの σ_{cal} は道路橋示方書に従う。

ここでは、以上の4照査式に関して、数値計算により局部座屈を考慮した断面を適用した桁の安全性の確認を行うとともに、これらの式の照査値を比較することにより主桁の安全性照査について考察した。対象とした斜張橋は図-2であり、塔は図-4の断面と同一にし、主桁の断面のみ図-10の断面諸量を用いた。主桁断面形状は桁高 $h=1\sim 5\text{m}$ のマルチセル箱形断面とし、材質 SM490Y を使用した。また、活荷重は 3.4 tf/m の等分布満載である。

図-11 および図-12 は、桁高 $h=1\text{m}$, $h=3\text{m}$ の主桁に対する各照査値の分布を、JSHB 曲線、ECCS-a 曲線の基準耐力曲線をパラメータにして求めた結果を示している。図中の縦軸は、式 (7a)～式 (7d) の照査式を 1.0 未満を満たす形に変形した式の値である。なお、図中の実線は (死荷重 D + プレストレス PS + 活荷重 L)、破線は (D+PS) の組み合わせ荷重に対する各主桁位置における照査式の値を示している。

対象とした桁の断面は、塔位置以外の区間で安定照査式に支配されていることがわかる。また、その照査値は塔位置および端部近傍が大きく、つまり最も厳しい照査値を示しており、その最大値は式 (7b) の安定照査式で約 0.9 になっている。なお、本解析モデルは、橋軸直角

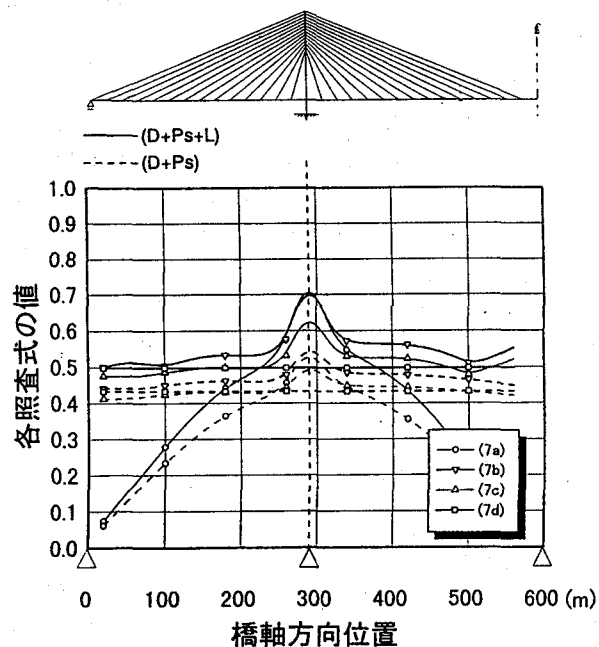


図-12 安全性照査の比較 (JSHB, h=3m)

方向の曲げが非常に小さいため、1軸曲げの照査式から得られる値とほとんど違いがなかった。

式 (7b) と式 (7c) の安定照査式の値は、端部近傍、塔位置および中央支間位置で多少差が見られるが全体として良い一致を示している。式 (7b) の第2、3項は、本来微小変位解析による作用曲げ圧縮応力度に対する付加曲げの影響を考慮する項であるが、本四基準では弾性有限

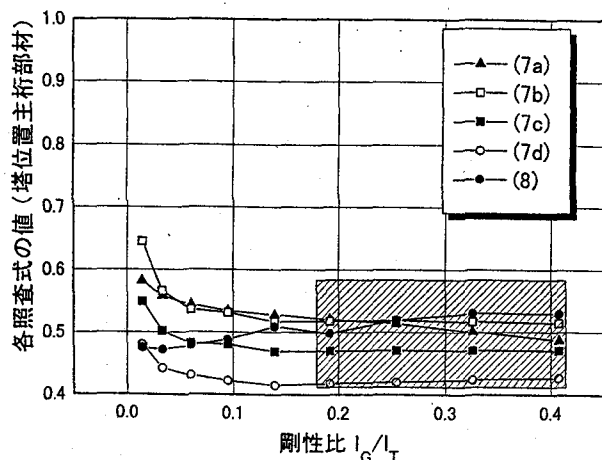


図-13-a GSD-1

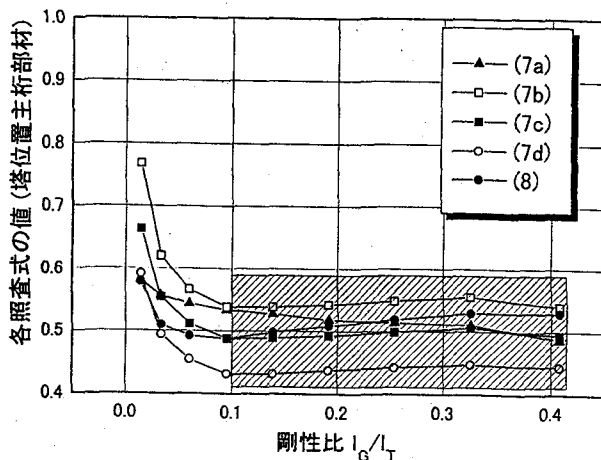


図-13-b JSHB

図-13 桁高の違いによる照査値の比較

変位解析で構造解析を行う場合でもそのまま付加曲げの項を考慮している。しかし、弾性有限変位解析を用いるならば理論的に付加曲げ項を考慮する必要はなく、さらにここで対象とした構造では付加曲げの項の数値は小さく、微小変位解析と弾性有限変位解析による応力度に大きな差が見られないことを考慮しても、複数耐力力曲線による照査値にあまり相違が生じていないことから、式(7c)が妥当な照査式と考えられる。

また、提案式(7d)の局部座屈に対する許容軸圧縮応力度 σ_{cal} は、全径間で一定値になるため、照査値は桁全体に対して一定になっている。耐力力曲線の違いによる固有値の変化は、照査値の評価に影響している。式(7d)の照査値は、式(7b)、式(7c)に比べて塔位置、端部近傍において危険側の評価を示しているが、全体としては同等の照査値を与えている。なお、提案式が塔位置などで少し低めの結果を与えたのは、軸圧縮力の他に生じる大きな曲げ応力度を考慮できないためである。

同様に、 $h=3m$ の時の各主桁位置における照査式の変化について、JSHB 曲線を用いて計算した結果を示したのが 図-12である。照査値は、図-11-b の $h=1m$ の場合に比べて、桁の剛性が大きくなるため各式とも小さな値になり、同じ塔剛性に対してより安全側な結果になっている。ECCS-a 曲線の場合も同様の傾向を示したが、その照査値は JSHB 曲線との間に違いはほとんど現れず、 $h=1m$ の場合のように耐力力曲線の違いが照査値へ与える影響は小さい。

ところで、式(7d)は前述のように最小固有値に局部座屈に対する許容応力度 σ_{cal} を乗ずる形をとって局部座屈の影響を考慮しているが、これに対して局部座屈の影響を Q-factor の概念^{(15),(16)}により直接 E_f 法の固有値解析に考慮して得られる最小固有値 $\bar{\kappa}$ を用いて、次式

$$\bar{\kappa} < \nu \quad (8)$$

を満足させる照査方法も考えられる。ここに、 $\bar{\kappa}$ は式(6)の λ の関数 f で与えられる柱の基準耐力力曲線に対して、局部座屈による降伏応力の低減 Q により与えられる次式

$$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = Qf(\bar{\lambda}) \quad (9)$$

により各断面の E_f を評価して得られる構造全体系の最小固有値である。ここに、 $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{Q\sigma_y}{E}} \left(\frac{L}{r}\right)$ である。

ここでは、図-10の断面に対して桁高 h を $1 \sim 5m$ まで $0.5m$ ピッチで変化させた場合の式(7a)～式(7d)と式(8)の照査値を比較した。なお、桁高の変化に対する塔と主桁の剛性比は $I_G/I_T = 0.015 \sim 0.408$ であり、この時の Q の値は文献15)により求めると、 $Q = 0.89 \sim 0.60$ になる。また、 E_f 法に用いた基準耐力力曲線は、JSHB および GSD-1 曲線である。

図-13 は、両ケースの計算結果を示したものである¹⁷⁾。縦軸は、塔基部位置における主桁の各照査式の値を、横軸は塔と主桁の剛性比 I_G/I_T を表す。まず、両図において、全ての式が 1.0 未満を満足しており仮定断面は安全であることがわかる。式(7a)～式(7d)は、剛性比 I_G/I_T が増大するにしたがって照査値が小さくなり、断面に余裕が生まれていることがわかる。これは、特に式(7d)において著しい。一方、式(8)は I_G/I_T の増加にしたがって照査値が漸増の傾向を示している。これは、桁高が高くなるにしたがってウェブの局部座屈による Q の低減値が強く反映したためである。しかし、全体的には式(7c)と同等の評価を示しており、式(8)でも照査可能であることがわかる。

また、図-13-a と 図-13-b を比較すると、GSD-1 曲線を用いた解曲線は JSHB 曲線を用いた場合の結果と同様な傾向を示しているが、JSHB より高強度な耐力力曲線であるため照査値がより小さな値になっている。なお、図中の斜線部は E_f 法により得られた最小座屈荷重

時における座屈モードから、塔の座屈が桁の座屈に先行する領域を示しており、これは I_G/I_T の増大にともない塔の剛性が桁の剛性より総体的に小さくなったためである。

6. まとめ

中央支間 600m の鋼斜張橋を対象にして、その終局強度および安定照査に関する解析的検討を行った。本研究から得られた結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 桁高 3m の主桁断面からなる斜張橋では、桁の剛性低下 E_f に比べて塔の剛性低下が著しくなるため最も低い耐力力曲線である ECCS-d や SSRC-3 の曲線を用いた場合、塔と桁の連成座屈が生じた。なお、最小固有値は、桁高 1m の場合耐力力曲線の違いによる影響が現れ、高い耐力力曲線ほど大きな値を示した。一方、3m の場合 4.1~4.26 とほぼ一定値を与えていることから耐力力曲線の違いによる影響は少ない。
- 2) 桁の有効座屈長は、塔位置と支間長の 1/4 点の区間で JSHB 曲線を用いた場合より顕著な相違が現れ、より長い有効座屈長になった。また、耐力力曲線の違いによる許容軸圧縮応力度への影響は、桁の剛性が小さい場合に大きく、桁の剛性が大きくなるに従って小さくなっている。
- 3) 道示の基準耐力力曲線を用いた部材単位的安全性照査法を是認した場合、中央支間 600m の鋼斜張橋の桁断面は、橋軸直角方向の影響、および付加曲げモーメントの影響が小さいこと、および弾性有限変位解析を用いていることなどを考慮するならば、安定照査式には式 (7c) の提案式を用いるのが良く、式 (7a) と式 (7c) による座屈安全性照査が有効である。
- 4) 局部座屈の影響を考慮した最小固有値が所要安全率を満足する形で照査する提案式 (7d) および式 (8) は、実績のある式 (7b) と式 (7c) とほぼ同等の耐力力評価を示している。したがって、現在用いられている構造全体系の耐力力照査方法に比べて簡易に評価できる方法であることから、今後の実測データの蓄積、およびパラメトリック解析などによる検証により、実設計への適用の可能性もあるものと考えられる。

最後に、本研究においてパラメータとして取り扱った複数耐力力曲線については、実際の斜張橋の塔および桁に対応する耐力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である。そのためにもこれまでの実績を踏まえた斜張橋独自の基準耐力力曲線を提案する時期に来ていると言える。

今後、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になるであろう。

謝辞： 本研究をまとめるにあたっては、鋼橋技術研究会技術情報部会（部会長：東京大学 藤野陽三教授）の部会員の方々には貴重な意見を頂いた。ここに、感謝の意を表します。

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, No.3, 1994.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，1994.
- 3) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領（案）・同解説，1980.
- 4) 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.
- 5) 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, 1994.
- 6) 長井正嗣・藤野陽三：1000m を越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，構造工学論文集，Vol.38A, 1992.
- 7) 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，構造工学論文集，Vol.40A, 1994.
- 8) 長井正嗣・浅野浩一・渡辺幸治：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，構造工学論文集，Vol.41A, 1995.
- 9) 藤井裕司・鳥海隆一：多々羅大橋全体耐力力試験，本四技報，Vol.17, No.65, 1993.
- 10) 土木学会：座屈設計ガイドライン，技報堂出版，1987.
- 11) 本州四国連絡橋公団：主桁の耐力力に関する検討，鋼上部構造委員会構造分科会資料，1995.
- 12) 大橋治一・依田照彦・樋口康三：長大斜張橋床版の初期不整の実測データとその圧縮強度の評価，土木学会論文集，No.549/I-37, 1996.10.
- 13) K.Nogami, M.Nagai, K.Yamamoto and Y.Fujino: 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, 1996.9.
- 14) 本州四国連絡橋公団：多々羅大橋主桁の設計要領（案），鋼上部構造委員会構造分科会資料，1992.
- 15) 宇佐美 勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集，Vol.36A, 1990.3.
- 16) 桑野忠生・依田照彦：局部座屈と全体座屈の連成効果を考慮した補剛板の耐力力に関する一考察，土木学会論文集，No.368/I-5, 1986.4.
- 17) 木下博道・山本一之・野上邦栄・長井正嗣：長大斜張橋主桁の座屈照査法の検討，土木学会第 47 回年次学術講演概要集，1996.9

(1996 年 9 月 6 日 受付)