

鋼橋構造物の耐荷力算定のための弾塑性有限変位解析について

On elasto-plastic and finite displacement analysis for calculating
load carrying capacity of steel bridge structures

田中克弘*, 北田俊行**

Katsuhiko TANAKA and Toshiyuki KITADA

*工修 日本電子計算機, 科学技術事業部大阪建設技術部 (〒532-0011 大阪市淀川区西中島 2-12-11)

**工博 大阪市立大学教授, 工学部土木工学科 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

Dealt with in this paper are strategies concerning numerical analysis and issues on generating analytical models, such as the shape of initial imperfections, pre-stressing forces of cables, and loading methods of combined applied loads for calculating the load carrying capacity of steel bridge structures through elasto-plastic and finite displacement analysis. Arc-length method, current stiffness parameter, partial approximate updated Lagrangian description (AULD), and a method for deciding the severest shape of initial deflection are described as representative strategies. The efficiency of the strategies are demonstrated through the numerical analyses of a practical cable-stayed bridge model by EPASS, which is a computer program for elasto-plastic and finite displacement analysis of steel bridges.

*Key words: ultimate strength, elasto-plastic finite displacement analysis,
cable-stayed bridge*

キーワード: 終局強度, 弾塑性有限変位解析, 斜張橋

1. まえがき

現在, わが国の鋼橋構造物の設計法では, 外荷重により構造物に発生する応力度と許容応力度とを比較して安全性の照査を行う許容応力度設計法のフォーマットが採用されている. この設計法においては, 弾性微小変位理論による骨組構造解析法が, 主として利用されている. しかし, 近年, 従来の規模を上回る長大な吊橋や斜張橋, および複雑, あるいは特種な構造のアーチ系橋が造られるようになっており, 現行の弾性解析をベースとする設計方法では対処しきれない場合が生じてきている. 一方, わが国の鋼橋構造物の設計法は, 世界的な動向にしたがって, 許容応力度設計法から限界状態設計法に移行しつつある. この限界状態設計法で扱われている終局限界状態においては, 橋梁構造物の部材座屈や全体座屈を照査することがきわめて重要な課題の1つとなる.

骨組鋼橋構造物の構成部材や構造物全体の終局耐荷力を正確に求めるには, 構造物の初期不整を解析モデルの中に導入し, 幾何学的非線形と材料的非線形とを同時に考慮した弾塑性有限変位解析を行うのがよい¹⁾. この目

的のために, 鋼骨組構造物の弾塑性有限変位解析を行うための専用プログラムの開発が行われている²⁾⁻⁴⁾. 著者らも薄肉箱形断面部材およびケーブル部材からなる立体的な鋼橋構造物の終局耐荷力を弾塑性有限変位解析により求める専用プログラム EPASS (Elasto-Plastic Analysis of Steel Structures)⁵⁾⁻⁷⁾を開発している. また, 特に膨大な計算量を必要とする長大橋あるいは特種な橋梁の弾塑性有限変位解析においては, 計算精度を実用的なレベルに保ち, かつ, できるだけ計算効率の良い解析方法を開発することが重要である.

これまで, 鋼橋の終局耐荷力および終局限界状態に至るまでの挙動を骨組構造物としての弾塑性有限変位解析により検討された研究は数多い. また限界状態設計法の確立に向け, 鋼橋構造物の終局耐荷力に着目した, 弾塑性有限変位解析および弾塑性有限変位解析に基づく各種設計法も提案されてきている. しかしながら, 鋼橋全体の弾塑性有限変位解析を行う上での解析手法については, たとえば, 荷重の載荷方法, 斜張橋におけるプレストレスおよび吊橋主塔の架設時のセットバック量などの人為的操作による力・変位の取り扱い方法, ならびに初期不

整の導入法など、統一がされておらず、まだ十分に確立されていないのが現状である。

以上の現状を踏まえ、弾塑性有限変位解析による鋼橋構造物の解析方法をより合理的で、効率が良く、統一されたものとするための参考資料を提供するため、本研究では、以下の内容について検討している。

- ①著者らが、プログラム EPASS を用いて行ってきた種々の長大鋼橋の弾塑性有限変位解析を通じて実施してきた解析手法のうちで、終局耐力を精度良く求めるのに有効な代表的なもの、すなわち弧長増分法、Current Stiffness Parameter (CSP) の利用法、弾塑性解析における Partial Approximate Updated Lagrangian 法 (Partial AULD) について考察している。なお、このテーマについては、文献 6) および 7) の研究成果を統合再考察したものである。
- ②終局限界状態付近における座屈モードを踏まえた初期たわみ波形の決定法の提案を、2 ヒンジアーチの耐力解析を通じて、行っている。
- ③解析モデル設定において現在コンセンサスの得られていない問題、すなわち死荷重・活荷重などの組合せ荷重の載荷方法、および斜張橋ケーブルのプレストレスの取り扱い方法について考察するとともに、それらの問題を具体化するため、実際の斜張橋を参考にして作成した解析モデルを用いて、座屈固有値解析、弾性有限変位解析、および弾塑性有限変位解析を行っている。
- ④さらに、この解析を通じて、初期たわみ波形の違い、および、主桁あるいは塔を弾性部材としてモデル化したことが、終局耐力、および終局限界状態に至るまでの非線形挙動に及ぼす効果についても検討している。

2. 実橋解析のための効率的な手法

EPASS は、小松・崎元²⁾による薄肉箱形断面要素、および後藤³⁾によるカテナリーケーブル要素を用いた、様々な骨組鋼橋梁構造物の弾塑性有限変位解析に対処できる専用プログラムである。その後、文献 9) において、薄肉一室箱形断面の弾塑性ねじりの応力-ひずみ関係において、材料のひずみ硬化をも考慮した理論へと拡張がなされている。

ここでは、長大な骨組鋼橋構造物の弾塑性有限変位解析を行う上で有効であった、①弧長増分法、②Current Stiffness Parameter (CSP) を用いる方法、および③Partial AULD の重要性について考察している。また、④最も厳しい初期たわみ波形である終局限界状態における座屈モードに類似した波形を固有値解析を行うことなく決定する簡便な方法の提案も行っている。

2.1 弧長増分法

通常の荷重増分法では、一般に最高荷重状態以降の解析を行うことができない。そのため、最高荷重を精度

よく求めるためには、予測した最高荷重付近では、荷重増分量を小さくするなどの煩雑な作業が必要である。

しかし、弧長増分法を導入すれば、最高荷重に到達した後の耐力の低下現象の追跡が可能となり、最高荷重を正確に求めることができる。

弧長増分法には、Riks 法¹⁰⁾および Crisfield 法¹¹⁾などがあるが^{12),13)}、EPASS では、弧長を比較的大きくすることのできる Crisfield 法を採用している。ただし、増分荷重に関する二次方程式の解法が必要となるため、解が得られない場合もあるという制約がある。

3 章における斜張橋モデルの弾性有限変位解析および弾塑性有限変位解析では、すべてこの弧長増分法を採用している。

2.2 カレント・スティフネス・パラメータ (CSP)

最高荷重の判定を効率よく行うためには、カレント・スティフネス・パラメータ (Current Stiffness Parameter : CSP¹⁴⁾) を利用するのが有効である。

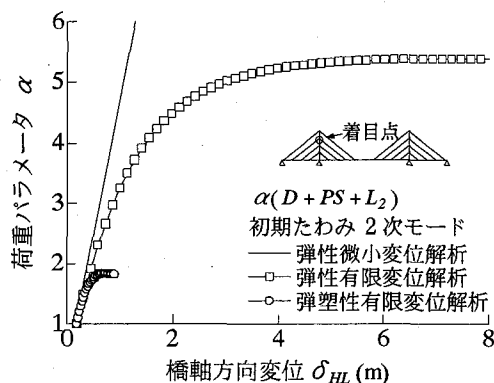
この CSP の値は、荷重-変位曲線における安定領域で正、不安定領域で負、そして極値で 0 となるパラメータである。また、最初の荷重ステップを基準に無次元化する (CSP=1 とする) ため、解析途中での非線形性の度合いをチェックすることができる。この CSP と荷重パラメータとの変化状況をプロットすることにより、各荷重ステップ間での荷重増分量が適切であるか、得られた最高荷重が妥当であるかどうかを検討することができる。また、たとえば何らかの理由で最高荷重に至る直前で計算が不能になったとしても、解析済みのデータを用いて外挿することによって最高荷重をある程度予測することもできる。

図-1 は、3 章における斜張橋モデルの弾性有限変位解析および弾塑性有限変位解析において、CSP がどのように変化するか示したものである。同図(b)より、荷重がピークに達するところで、確かに CSP がゼロ値となっていることがわかる。また、弾性有限変位解析では CSP の値は緩やかに減少するが、弾塑性有限変位解析では部材が塑性することによる剛性変化が大きいため、CSP の値が急減する箇所があることがわかる。また、どの荷重レベルで橋梁全体の剛性が低下したかが、明らかとなっている。

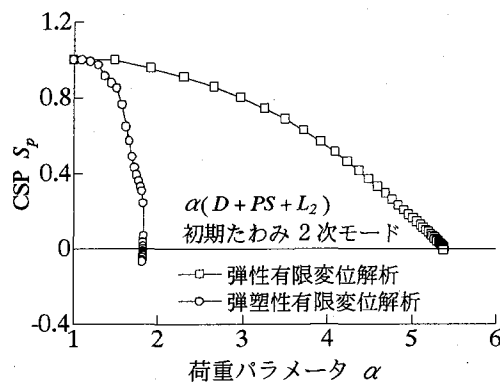
2.3 Partial AULD

いま、図-2(a)に示す荷重-変位曲線上において、次の 3 つの変形状態を考える。 C_0 は変形前の初期状態、 C_{n-1} および C_n は、相前後する 2 つの変形状態 (つり合い状態) である。さらに、 C_{n-1} から弾性変形を除去して得られる剛体変形状態 C_{n-1}^0 を考える。図-2(b)に、これらの状態を示す。

剛性方程式の定式化にあたり、変形を変形前の初期形状を参照して表現する Lagrangian 系の定式化には、次

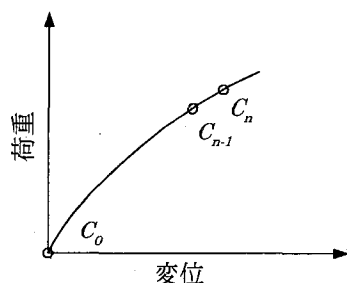


(a) 荷重パラメータと変位との関係

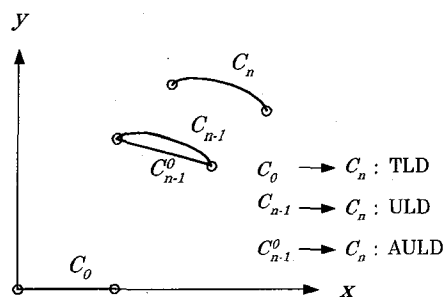


(b) CSP と荷重パラメータとの関係

図-1 CSP の変化状況 (CASE-2)



(a) 荷重-変位曲線



(b) 1要素の変形状態

図-2 Total Lagrangian 法と Updated Lagrangian 法¹⁵⁾

のようなものがある。すなわち、 C_n の変形状態を記述するにあたり、

- (1) Total Lagrangian 法(TLD)・・・ C_0 が参照形状
- (2) Updated Lagrangian 法(ULD)・・・ C_{n-1} が参照形状
- (3) Approximate Update Lagrangian 法(AULD)¹⁵⁾・・・ C_{n-1}^0 が参照形状

EPASS では、定式化の簡便さと計算の効率化のため (3) の AULD を採用してきた。

これに対して、TLD と ULD とを組合せた移動座標法として、Partially Updated Lagrangian 法(PULD)¹⁶⁾ がある。PULD は、一つの荷重増分段階の計算過程の中での各反復については、前荷重段階での最終のつり合い状態を参照とする TLD を採用し、次の荷重段階に移る際に座標を移動し、この荷重段階での最終つり合い状態を新しい次の参照形状として、参照形状の更新を行うものである。しかし、この方法は定式化が複雑で、計算時間もかかり、効率化の面から必ずしもベストとはいえない。

EPASS では、弾塑性解析において、応力度の算出を正確に行うという観点から、TLD と AULD とを組合せた、Partial AULD (PAULD) をもう一つの移動座標法として用いている。

この方法には、以下の特徴がある。

- 1) 従来の AULD に比して、幾何学的非線形問題ではやや劣るが、弾塑性領域における反復計算では、計算過程で発生する不合理な除荷現象 (弾性挙動)

などの発生がなくなり、応力度は正しく求められる¹⁷⁾。

- 2) 剛性マトリックスを計算する参照形状と、内力を計算する参照形状との二つの形状を記憶する必要があり、プログラムがやや複雑となる。

2.4 終局限界状態における座屈モードを考慮した初期たわみの決定法

弾塑性有限変位解析プログラムを用いて弾性・弾塑性有限変位解析を行った場合、初期たわみ形状と終局限界状態付近における座屈モードとが異なると、分岐座屈問題となり解が発散することがある。この問題を解決するには、一般に、解が発散する直前の状態において固有値解析を行って得られる最低次の座屈モードを基に、その後の変形経路、あるいは初期たわみ形状を決定すれば、解を適切なつり合い経路へと誘導することができる。しかし、この方法は、必ずしも簡単ではない。

そこで、本研究では、終局限界状態付近における座屈モードを、固有値解析を行わずに、野口・久田による“Scaled Corrector”を用いた分岐座屈解析手法¹⁸⁾、および、それを繰り返し用いる著者らの改良法を用いて近似的に求め方法の有効性を、弾塑性有限変位解析プログラム EPASS を用いて確認している。

(1) 解析モデル

図-3 に示す 2 ヒンジ・アーチについて、弾性および弾塑性有限変位解析を行った。初期たわみ形状としては、

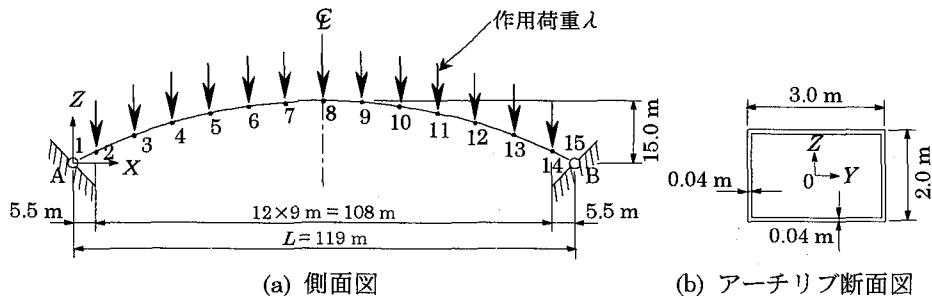


図-3 解析モデル

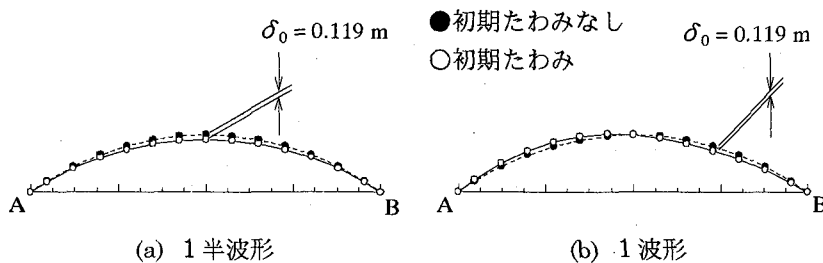


図-4 初期たわみ形状（初期たわみ量を10倍に拡大）

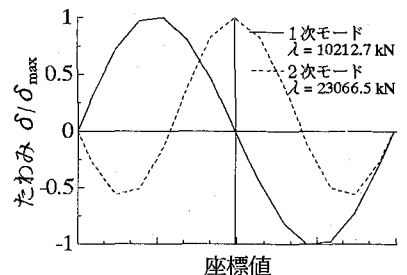


図-7 固有値解析による座屈モード

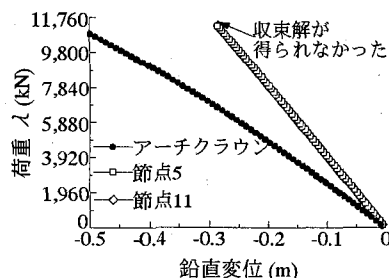
図-4(a)および(b)に示すような対称モードおよび逆対称モードを設定した。なお、考慮する荷重は、図-3(a)に示す対称荷重のみとし、各節点ごとに鉛直下向きに载荷した。また、材料定数は、ヤング係数 $E = 2.06 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$ 、ポアソン比 $\mu = 0.3$ 、および降伏点 $\sigma_Y = 387.6 (\text{N/mm}^2)$ とした。

(2) 通常の弾性・弾塑性有限変位解析

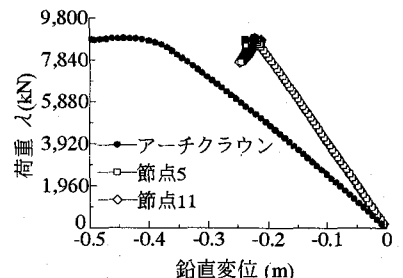
解析結果である荷重-鉛直変位曲線を図-5 および図-6 に示す。図-6 から、1 波形の初期たわみを考慮した場合は、弾性・弾塑性どちらの場合においても、スムーズに解を適切につり合い経路へと誘導できていることがわかる。しかし、1 半波形の初期たわみを導入した場合、弾性有限変位解析では、図-5(a)に示すように、収束解が得られなかった。一方、弾塑性有限変位解析の場合、図-5(b)に示すように、収束解が得られているものの、図-6(b)の解析結果と比較すると、適切な解が得られていないことがわかる。

(3) 終局限界状態付近における近似座屈モードを考慮した弾性・弾塑性有限変位解析

文献 18) の分岐座屈解析手法は、座屈点における固有方程式と解が発散する直前のニュートン・ラフソン法によるつり合い方程式との類似性を利用し、固有値解析を行うことなく、解が発散する直前の増分変位ベクトルを適切にスケールすることで、終局限界状態付近における座屈モードを近似的に求める方法である。この分岐

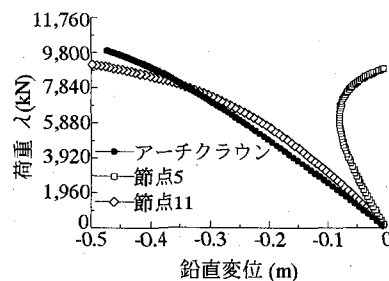


(a) 弾性有限変位解析

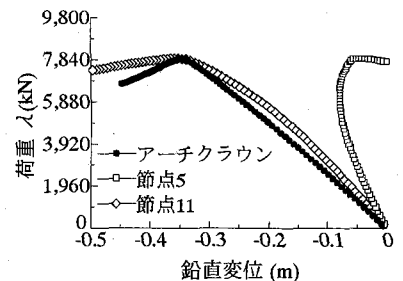


(b) 弾塑性有限変位解析

図-5 1 半波形の初期たわみの場合



(a) 弾性有限変位解析



(b) 弾塑性有限変位解析

図-6 1 波形の初期たわみの場合

座屈解析手法に従って、対象解析モデルにおいて、解が発散する直前の座屈モードを近似的に求めると、弾性有限変位解析の場合、その波形は、図-8(a)に示すように、対称形から逆対称形に移していることがわかる。この波形（図-8(a)の波形①）は、図-7 に示される固有値解析で得られた 1 次の座屈モードとほぼ一致しているといえる。一方、弾塑性有限変位解析の場合、図-8(b)に示すように、対称形の成分を含んだ逆対称形の近似座屈モード（波形②）が得られていることがわかる。これらの座屈モードを最大値 0.119m の初期たわみ形状として、

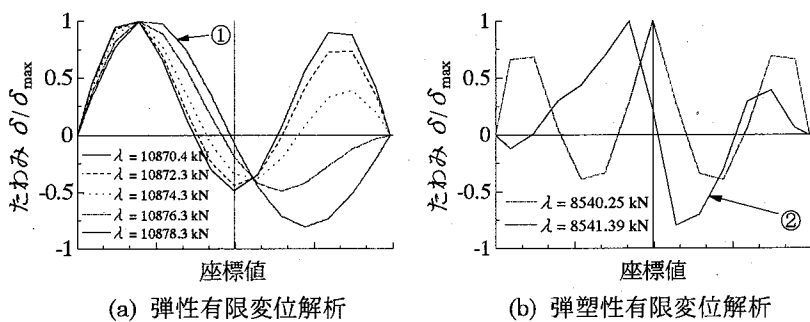


図-8 解が発散する直前のたわみの推移

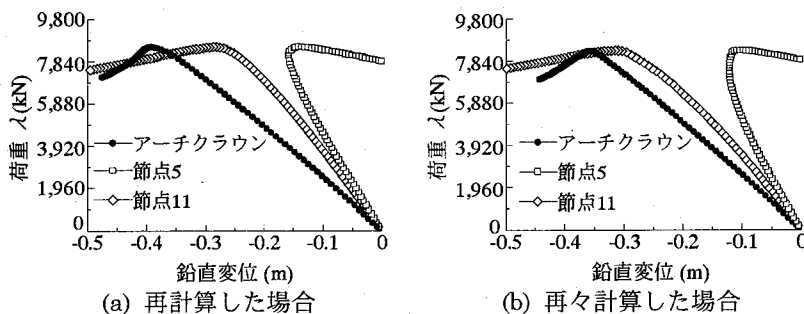


図-9 近似的に得られた座屈モードを追加・再計算した弾塑性有限変位解析結果

図-4(a)の初期たわみに追加し、再計算を行なった。弾性有限変位解析の場合は、図-6(a)とほぼ同じ解析結果が得られた。しかし、弾塑性有限変位解析の場合、図-9(a)に示すように、その解析結果は、図-6(b)のものと若干異なっている。そこで、初期たわみを追加した解析モデルに対して、再度、文献 18)の方法に従って、近似座屈モード(図-8(a)の波形①に類似)を求め、初期たわみ形状を変更し、弾塑性有限変位解析を行った。その結果を図-9(b)に示す。この解析結果は、同図(a)の解析結果と比べて、図-6(b)の解析結果に、より一致していることがわかる。しかし、まだ若干の差異があるのは、初期たわみ波形による。そこで、再々計算により得られた近似座屈モードに相似の初期たわみ波形のみを用いて弾塑性有限変位解析を行うと、その結果は、図-6(b)のものと良好に一致した。

以上の結果から、“Scaled Corrector”を用いた分岐座屈解析手法を1回あるいは反復することによって、近似的に得られた座屈モードを初期たわみ波形として用いることで、弾性・弾塑性有限変位解析の解を適切なつり合い経路へと誘導できることがわかった。

3. 斜張橋の解析例を用いた検討

斜張橋の塔および主桁には大きな圧縮力が発生する。また長支間の斜張橋になると幾何学的非線形性も設計で無視できなくなる。このため、これまで長大斜張橋の設計においては、断面決定後に、主に塔の耐荷力に着目して、構造全体系の弾塑性有限変位解析が行われることが

多かった¹⁹⁾。しかし、最近では、斜張橋のさらなる長大化をめざし、主桁^{20),21)}およびケーブル^{22),23)}にも着目した弾塑性有限変位解析が行われている。

ここでは、解析モデル設定において現在コンセンサスの得られていない問題、すなわち死荷重・活荷重などの組合せ荷重の載荷方法、および斜張橋ケーブルのプレストレスの取り扱い方法についての問題点を具体化するため、実際の斜張橋を参考にして作成した解析モデルを用いて、座屈固有値解析、弾性有限変位解析、および弾塑性有限変位解析を行っている。さらに、この解析を通じて、初期たわみ波形の違い、および、主桁あるいは塔を弾性部材としてモデル化したことが、終局耐荷力、および終局限界状態に至るまでの非線形挙動に及ぼす効果についても検討している。

3.1 解析モデルと載荷荷重

(1) 解析モデル

図-10には解析対象とする3径間連続の1面吊斜張橋モデルを示す²⁴⁾。中央径間長 L および側径間長はそれぞれ355mおよび148m、塔高 H は60mで、 H/L の値はほぼ1/6である。塔は1本柱形式であり、塔基部と主桁との結合条件は剛結である。また塔 P_2 基部のみが橋軸方向に固定されている。

この対象橋梁の解析モデルは、文献 24)で行われた耐荷力解析の解析モデルを本研究のために、以下の点を変更し作成したものである。

- 1) 区間 $P_2 \sim P_3$ の平面線形を曲線形状から直線状にした。
- 2) 塔 P_2 の断面構成を塔 P_1 と同一とし、構造全体を左右対称とした。

本解析においては、主桁および塔の終局強度が橋梁全体の耐荷性に及ぼす影響に着目するため、図-11に示すように、主桁および主塔を弾塑性箱形断面梁・柱要素で、ケーブルを弾性ロッド要素⁵⁾でモデル化した。なお設計において、ケーブル(平行ワイヤーストランド)の許容引張応力度 σ_{ta} は $627\text{N/mm}^2 (=6,400\text{kgf/cm}^2)$ としており、ケーブルの破断に対する安全率は2.5である。

図-12には主桁および塔の断面形状を示す。ただし、主桁については、縦補剛材を断面積が等価になる板パネルの板厚に換算し、各板パネルの板厚に加えている。また塔の断面では、ウェブ幅が基部4mから頂部3mと直線的に変化するが、モデルでは等断面要素が階段状に変化するようなモデルに置き換えた。表-1に主桁、塔、

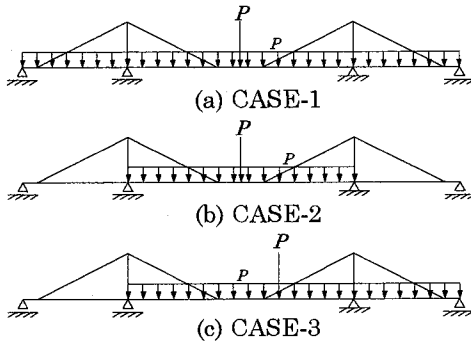


図-14 活荷重の载荷ケース

することもできる．式(2)は，これまで長大斜張橋の設計において行われた耐荷力解析における载荷方法であり，係数 1.7 の値の取り扱いは各橋梁で様々である¹⁹⁾．ここでは，道路橋示方書を参考にして 1.7 とした．したがって，所要荷重パラメータ α_{req} は 1.7 となる．式(3)は，ケーブルプレスレスを漸増させないケースである．式(2)および式(3)の载荷方法による解析結果については，3.6 節にゆずり，以下では式(1)の载荷方法による解析結果について考察する．

荷重の载荷手順は，まず，STAGE-1 として完成系，すなわち死荷重 ($D+PS$) に対する初期状態を再現する．次に，STAGE-2 として活荷重 L を载荷する．最後に，STAGE-3 として，漸増荷重 $\beta(D+PS+L)$ を载荷して，終局限界状態到達後まで解析を行う．

活荷重については，変動荷重であり，さまざまな载荷ケースを考える必要がある．ここでは図-14 に示すような 3 種類の载荷状態を考えた．文献 21)によると，長大斜張橋の座屈固有値解析例ではあるが，これら载荷ケースの座屈固有値は他の载荷ケースに比して，若干小さい値をとるとの結果が得られている．

なお，活荷重は本州四国連絡橋上部構造設計基準・同解説²⁷⁾に従い，また設計計算²⁴⁾における塔の衝撃係数 $i=0.15$ を考慮している．

(3) 初期不整

解析で考慮する初期不整として，溶接に伴う残留応力および初期たわみを対象とし，それらを主桁および塔に導入した．

解析に用いた残留応力の大きさ，および分布形は，文献 28)を参照して，表-2 および図-15 に示すものを用いた．また初期たわみの形状としては，座屈固有値解析から得られる座屈モードと相似な形状を与えるものとした．その最大初期たわみ量は，道路橋示方書²⁶⁾の仮組立精度より，塔の橋軸直角方向に対して， $H/1,000$ (H : 塔の高さ)，主桁の鉛直方向および塔の橋軸方向に対して，各径間において径間長の $1/1,000$ および塔の $H/1,000$ のうちの厳しい方のモードに設定した．

3.2 解析手順

斜張橋の弾塑性有限変位解析による終局強度を求める

表-2 降伏点および残留応力の大きさ²⁸⁾

材質	降伏点	板パネル		補剛材	
	σ_Y (N/mm ²)	σ_{rt}/σ_Y	σ_{rc}/σ_Y	$\sigma_{rc,r}/\sigma_Y$	$\sigma_{r,r}/\sigma_Y$
SM570	431	0.90	0.20	0.15	0.60
SM490	314	1.00	0.25	0.17	0.60
SS400	235	1.00	0.30	0.20	0.60

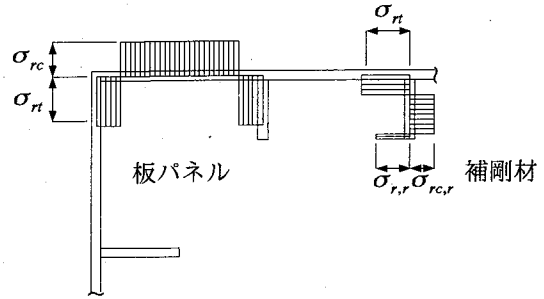


図-15 残留応力の分布形²⁸⁾

に当たり，座屈固有値解析，弾性有限変位解析，および弾塑性有限変位解析を以下の手順で行なう．

- 1)まず各载荷ケース ($D+PS+L$) の座屈固有値解析を行い，主桁の面内と塔の面外（鉛直方向および橋軸方向），および塔の面内（橋軸直角方向）に対する座屈モードを求める．
- 2)上の手順 1)で得られた塔面外の座屈 1 次モードを初期たわみ波形として，初期形状を作成し，各载荷ケースに対して弾性有限変位解析を行う．
- 3)つぎに，手順 2)より得られた各部材の応力履歴より，主桁の中央径間および側径間，ならびに塔を部材区分とおき，この部材区分単位で最初に圧縮降伏する荷重パラメータ α_{Y1} とその部材を求める．また残留応力を考慮することによって最初に圧縮降伏する荷重パラメータを近似的に求めるため，仮定の降伏点（以下，仮定降伏点という） $\sigma_Y^* (= \sigma_Y - \sigma_{rc}, \sigma_{rc}$: 圧縮残留応力度) による仮定降伏荷重パラメータ σ_{Y2} ²⁹⁾も合せて求める．
- 4)さらに，手順 2)の結果を踏まえて，主桁と塔との面内の座屈 1 次モードまたは 2 次モードを，手順 2)で得られた初期たわみに加えて初期形状を作成し，漸増载荷の弾塑性有限変位解析を行い，各载荷ケースの終局荷重パラメータ α_u を求める．

手順 2)の弾性有限変位解析においては，面内および面外の 2 方向の初期たわみを同時に考慮すべきであるが，斜張橋では，面内の座屈 1 次および 2 次モードのどちらのモードに類似した初期たわみモードが終局耐荷力により影響を与えるか不明な場合が多い．また，弾性座屈 1 次モードと終局状態における変形モードとが，異なった例³⁰⁾も報告されている（後述の図-16～18 を参照）．このため，面内の初期たわみのないモデルで解析し，考察を行った．

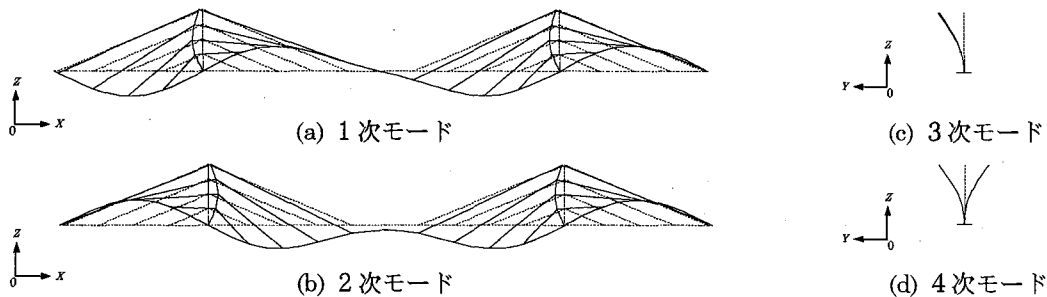


図-16 CASE-2 における座屈モード

表-3 座屈固有値 (荷重パラメータ α_{cr})

モード 番号	载荷ケース			座屈モード
	CASE-1	CASE-2	CASE-3	
1	7.23	6.98	7.15	主桁面内 1 次
2	7.66	7.40	7.58	主桁面内 2 次
3	8.57	8.34	8.49	塔面外 1 次
4	9.77	9.49	9.67	塔面外 2 次

表-4 弾性有限変位解析による圧縮降伏荷重パラメータ α_{Y1} と仮想降伏荷重パラメータ α_{Y2}

载荷 ケース	部材区分	荷重パラメータ	
		圧縮降伏 α_{Y1}	仮想降伏 α_{Y2}
CASE-1	側径間 P_0-P_1	2.09	1.46
	中央径間	2.23	1.56
	側径間 P_2-P_3	2.09	1.47
	塔 P_1	3.24	2.61
	塔 P_2	3.24	2.61
CASE-2	側径間 P_0-P_1	1.75	1.27
	中央径間	2.19	1.58
	側径間 P_2-P_3	1.75	1.27
	塔 P_1	2.09	1.73
	塔 P_2	2.09	1.73
CASE-3	側径間 P_0-P_1	1.83	1.33
	中央径間	2.19	1.54
	側径間 P_2-P_3	2.05	1.44
	塔 P_1	2.11	1.74
	塔 P_2	3.06	2.47

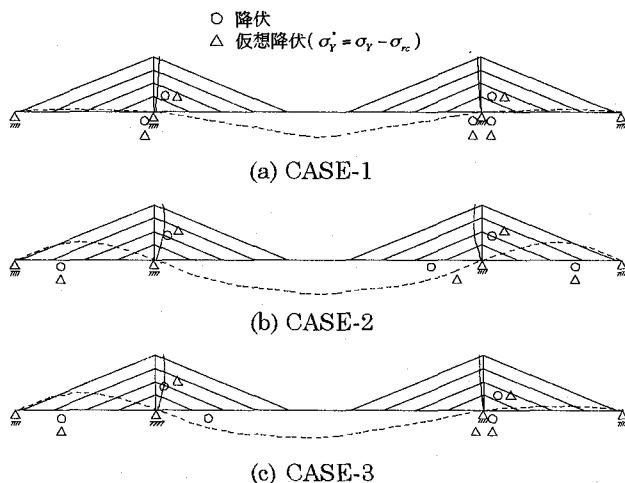


図-17 弾性有限変位解析による $\alpha = 1.7$ の荷重レベルにおける変形モード (変位量を 30 倍に拡大)

3.3 座屈固有値解析

表-3 および図-16 には、得られた座屈固有値、および CASE-2 における 1～4 次の座屈モードを示す。ただし、各载荷ケースによる 1～4 次の座屈モード波形は、各々ほぼ一致している。

表-3 より、1 次座屈モード (逆対称) と 2 次座屈モード (対称) との座屈固有値の差は小さい。また塔が 1 本柱形式であるため、塔の面外 1 次座屈固有値は比較的小さく、最低次固有値の約 1.2 倍しかないことがわかる。座屈固有値に着目すると、中央径間载荷の CASE-2 の場合が一番小さく、全径間载荷の CASE-3 が一番大きくなっている。これは、文献 21) で対象とされた長大斜張橋の場合、中央径間载荷ケースが一番大きくなっており、本対象橋梁の場合と若干異なる。

3.4 弾性有限変位解析

次に弾性有限変位解析の結果として、図-17 には、設計荷重を安全率倍した荷重レベル $\alpha = 1.7$ での変形図を示す。また、同図には各部材区分で最初に圧縮降伏する箇所をマーク○、および仮想降伏点を用いて降伏する箇所をマーク△で表記し、表-4 には、それらに対応する荷重パラメータを示す。

表-4 より、圧縮降伏荷重パラメータ α_{Y1} はいずれも側径間での値が小さく、ここから降伏が始まることがわかる。

図-17 の各部材区分の降伏位置をみると、CASE-2 および CASE-3 において、中央径間での圧縮降伏位置と仮想降伏点を用いた降伏位置とが異なっていることがわかる。このことから、この荷重レベルでも幾何学的非線形性の高いことが予測される。そこで、弾性微小変位解析も行い、設計荷重を安全率 ν 倍した荷重による有限変位を考慮した最大応力度 $\sigma_v^{(2)}$ の値を、弾性微小変位解析による値 $\sigma_v^{(1)}$ で無次元化した値 $\sigma_v^{(2)}/\sigma_v^{(1)}$ を求めてみた。その結果、CASE-1～3 について、それぞれ 1.00, 1.12, および 1.11 の値が得られた。その結果、応力において

表-5 面内初期たわみによる終局荷重パラメータ α_u

載荷ケース	面内初期たわみの種類		
	なし	1次モード	2次モード
CASE-1	2.54	2.52	2.55
CASE-2	1.88	1.85	1.83
CASE-3	1.96	1.91	1.92



(a) 初期たわみ 1 次モード



(b) 初期たわみ 2 次モード

図-18 CASE-2 における終局状態の変形モード
(変位量を 15 倍に拡大)

は、幾何学的非線形性による影響が 10%程度生じていることがわかる。

なお、表-4 の CASE-2 において、側径間の降伏荷重パラメータ α_{Y1} が、設計荷重に対する安全率 $\nu=1.7$ とほぼ近い結果となっている。通常の設計をした圧縮部材ではこのような安全率になることはない。その原因として、以下の理由が考えられる。

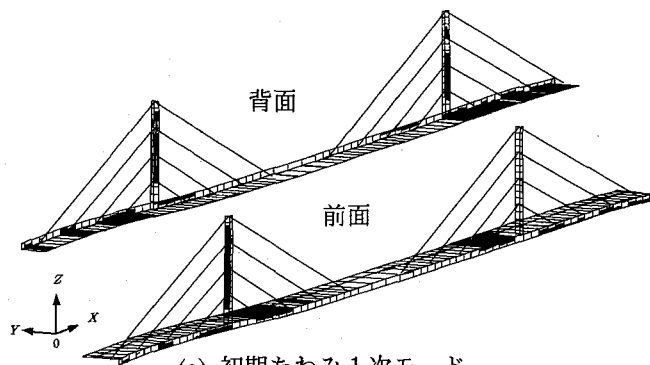
- 1) 設計用の解析モデルでは、主桁において、ケーブル定着点と主桁中立軸との偏心量を考慮しているが、本解析では、文献 24) で行われた耐荷力解析を参考に解析モデルを作成したため、同一節点としている。このため、主桁に、発生する正曲げモーメントが考慮されていない。
- 2) 設計において、完成系における主桁の断面力の算出は、微小変形理論に基づいて行われており、幾何学的非線形性の影響が考慮されていない。

上の 1) の理由により、できるだけ実構造に近い解析モデルを作成することの重要性がわかる。なお、ここでは、斜張橋の設計照査を行っているのではなく、弾塑性有限変位解析に着目しており、また、偏心量も不明なため、このままの解析モデルで、以下の解析を行っている。

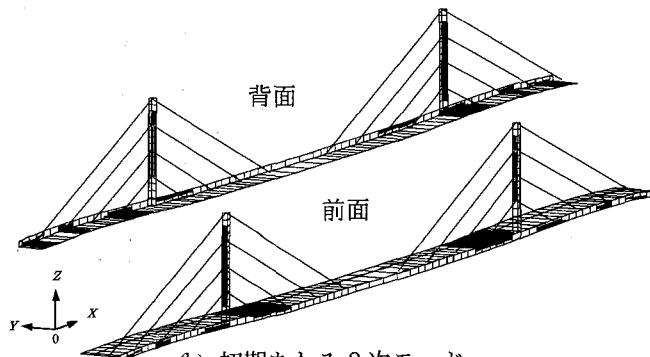
3.5 弾塑性有限変位解析

面内初期たわみを考慮した弾塑性有限変位解析を行うことにより得られた、各載荷ケースの終局荷重パラメータ α_u を、表-5 に示す。ただし、1次座屈モードを想定した初期たわみ波形は、1次座屈モードと符号が逆向きの初期たわみ波形で解析を行っている。

同表より、面内初期たわみが終局強度に与える影響は、最大で 3%程度である。また、終局荷重パラメータは中央径間載荷の CASE-2 の場合が、座屈固有値解析結果と同様、一番低い値となっていることがわかる。



(a) 初期たわみ 1 次モード



(b) 初期たわみ 2 次モード

図-19 CASE-2 における終局状態の塑性領域の広がり

図-18 および図-19 には、CASE-2 の終局限界状態における変形モードおよび塑性領域の広がりを示す。これらの図より、逆対称である 1 次座屈モードを考慮した初期たわみ波形を用いた場合は、変形が対称でなくなり、変形も塑性領域も対称となる 2 次座屈モードと対応する初期たわみを考慮した場合に比して若干異なることがわかる。

また、図-16 に示した座屈モードと図-18 に示した終局状態における変形モードとを比較した場合、両者の間には大きな差異が認められる。すなわち、斜張橋の主桁のように、鉛直荷重により構造部材が大きく曲げ変形する構造物の場合、初期たわみは弾塑性有限変位解析を行う上で重要なファクターでないことがわかる。

3.6 組合せ荷重の載荷方法

ここでは、3.1 節で示した式(2)および式(3)の載荷方法による弾塑性有限変位解析を行い、載荷方法が終局状態に至るまでの挙動に及ぼす影響について考察する。なお、面内初期たわみは、前節で最小の終局荷重となったものと同じものを採用して、載荷ケース CASE-1 および 3 は座屈 1 次モードに、CASE-2 は座屈 2 次モードに相似な初期たわみとした。

表-6 には、得られた結果を示す。

まず、式(2)の結果の終局荷重パラメータ α_u は、いずれも所要荷重パラメータ α_{req} である 1.7 を越えているのがわかる。特に主桁の曲げモーメントが小さい CASE-1 では 6 を越える大きな値が得られた。このことから、この照査方法では、活荷重の載荷位置によって終局荷重パ

表-6 組合せ荷重の載荷方法による
終局荷重パラメータ α_u の変動

載荷ケース	載荷方法		
	式(1)	式(2)	式(3)
CASE-1	2.52	6.51	2.44
CASE-2	1.83	2.66	1.83
CASE-3	1.91	2.87	1.90

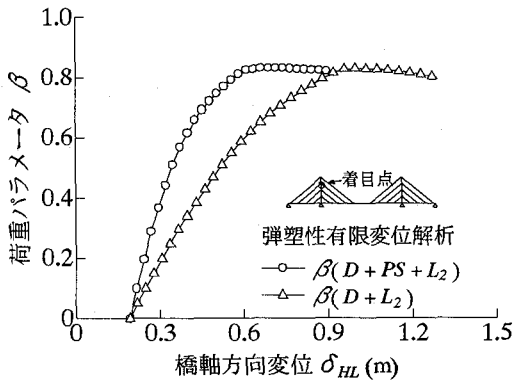


図-20 荷重-変位曲線 (CASE-2)

ラメータ α_u の値がかなりばらつくことがわかる。なお、CASE-1～3の活荷重重量は、死荷重重量のそれぞれ20%、11%、および16%である。また活荷重重量が死荷重重量に比して小さい場合には、必然的に大きな α_u になると考えられる。その他、得られた結果を他の橋梁構造物と比較することは、たとえば、活荷重を死荷重に換算して整理を行うなどの手法が必要で、容易でないと考えられる。このことからこの照査方法はあまり一般性がないように思われる。

次に、プレストレスを漸増しない式(3)による結果は、プレストレスも比例漸増載荷した式(1)による結果とほぼ同じ値となっている。これは、文献20)および25)で示された結果と同じである。しかし、図-20に示すように、CASE-2における荷重-変位曲線において、プレストレスを漸増しない場合は、漸増した場合に比べ、大きな変位を示している。図-21および図-22には、式(3)の載荷方法によるCASE-2の場合の終局状態における変形モードおよび塑性域の広がりを示す。図-21と図-18(b)、および図-22と図-19(b)を比較することにより、プレストレスを漸増しない場合には、主桁の曲げモーメントのバランスが崩れるため、変形が大きくなり、それによって塑性領域も広がっていることがわかる。

いずれにしても、式(1)の載荷方法は、道路橋示方書で定められている安全率の評価が容易で、他の橋梁構造物の安全率とも比較できるという利点がある。

3.7 弾性部材の利用法

表-4より、主桁と塔との初期降伏する荷重レベルに差があることがわかった。すなわち、今回の解析モデル

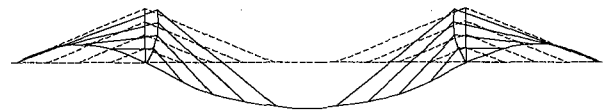


図-21 載荷方法 $\beta(D+L_2)$ の場合の終局状態における変形モード (変位量を15倍に拡大)

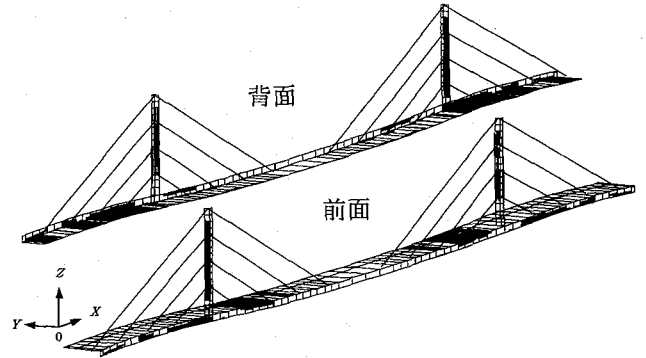


図-22 載荷方法 $\beta(D+L_2)$ の場合の終局状態における塑性領域の広がり

表-7 弾性部材の利用法に着目した解析ケースにおける終局荷重パラメータ α_u

載荷ケース	主桁,塔とも弾塑性性	主桁のみ弾塑性性	塔のみ弾塑性性	すべて弾性
CASE-1	2.52	2.52	3.18	6.68
CASE-2	1.83	1.95	2.87	5.39
CASE-3	1.91	2.07	2.93	6.36

は、主桁の強度で橋梁全体の耐荷力が決定されているようである。それを確認するため、最小の終局荷重パラメータとなるCASE-2の初期たわみ2次モードのケースに対して、主桁のみ弾塑性部材とした場合、および塔のみ弾塑性部材とした場合について弾塑性有限変位解析を行い、終局荷重パラメータ α_u を求めた。表-7には、その結果を示す。また、図-23には、得られた荷重-変位曲線を示す。

表-7より、主桁および塔とも弾塑性部材とした場合と主桁のみ弾塑性部材とした場合とで終局荷重パラメータの値にさほど差がないことから、対象橋梁モデルは、主桁の強度が主因で終局耐荷力が決定されたことがわかる。また、図-23(b)において、両者の曲線を比較すると、主桁および塔ともに弾塑性部材とした場合の曲線は、表-4から得られる塔の仮想降伏荷重パラメータ $\alpha_{r2} = 1.73$ より若干低い荷重レベルから非線形性が生じていることがわかる。つぎに、図-23(a)において、主桁および塔ともに弾塑性部材とした場合と塔のみ弾塑性部材とした場合の曲線を比較すると、主桁が徐々に非線形性を示すが耐荷力の低下現象が認められず、この載荷ケースにおいては、主桁は座屈ではなく、曲げにより終局荷重に至ったと推測できる。

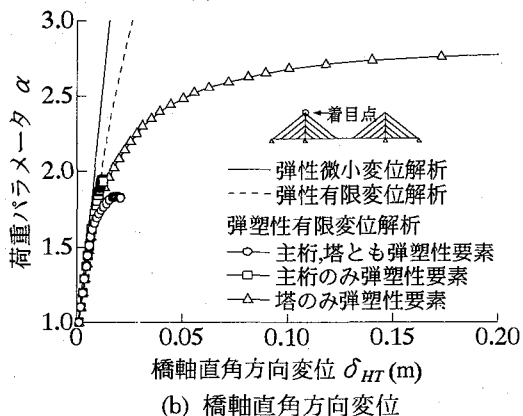
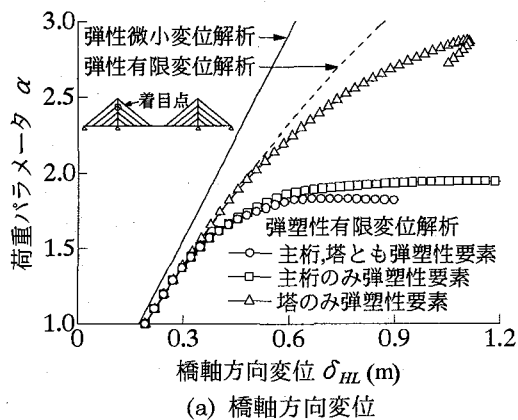


図-23 弾性部材の利用法に着目した解析ケースにおける荷重-変位曲線 (CASE-2)

以上のことから、橋梁全体の安全率が所定の安全率と大きく異なる場合、着目する部材区分ごとに弾塑性部材を用いた弾塑性有限変位解析を行うことにより、各部材区分の安全率の大きさがほぼ推定できるため、この解析方法は、各部材区分を合理的・経済的に設計する上で有効である。しかし、各部材区分の強度が連成する橋梁全体の安全率を正確に求めるには、全部材区分を弾塑性要素でモデル化することが必要である。

4. まとめ

弾塑性有限変位解析による鋼橋の解析方法をより合理的で、効率が良く、統一されたものとするための参考資料を提供するため、本研究では、まず著者らが種々の長大鋼橋の弾塑性有限変位解析の実務を通じて実施してきた解析手法について再考察した。そして解析モデル設定において現在コンセンサスの得られていない問題を具体化するため、実際の斜張橋を参考にして作成した解析モデルを用いて、座屈固有値解析、弾性有限変位解析、および弾塑性有限変位解析を行った。

本研究によって得られた主な成果をまとめると、以下のとおりである。

(1)弾塑性有限変位解析により長大鋼橋の終局耐力を精度良く効率的に求めるのに、弧長増分法、Current

Stiffness Parameter (CSP) を用いる方法、および Partial Approximate Updated Lagrangian 法 (AULD)による定式化が、有効であることを示した。

(2)弾塑性有限変位解析を行う上で完成系モデル再現の重要性について述べた。

(3)解析モデル設定において現在コンセンサスの得られていない問題のうち、死荷重・活荷重などの組合せ荷重の載荷方法については、安全率の評価が容易で、他の橋梁構造物との安全率の比較が容易な、すべての設計荷重を比例的に漸増させる方法が便利であることを示した。さらに、斜張橋ケーブルのプレストレスの比例載荷についても同様のことがいえるが、この点については、今後、さらなる議論が必要である。

(4)終局限界状態付近における座屈モードを固有値解析を行わずに求め、それを踏まえた初期たわみ波形の決定法の提案を行った。そして、その有効性を2ヒンジアーチの耐力力解析を通じて示した。しかし、今回解析した斜張橋の主桁のように、鉛直荷重によるたわみが卓越する構造物では、初期たわみは耐力力にあまり影響しないことがわかった。

(5)弾塑性有限変位解析のための解析モデルにおいて、着目している部材のみを弾塑性有限変位挙動が考慮できる有限要素で、その他の部材を弾性要素でモデル化すると、着目部材の安全率がほぼわかる。この方法は、着目部材を合理的・経済的に設計する上で有効である。しかしながら、各構成部材が連成する橋梁全体の安全率を正確に求めるためには、全部材を弾塑性有限変位要素でモデル化する必要がある。

今後、他の橋梁形式の構造物について同様の解析を行い、本研究成果をより一般化することも必要である。

本研究にあたり、日本電子計算機の丹生光則氏、および日本構研情報㈱の狩野正人氏の協力を得た。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1)土木学会編：鋼構造物の終局強度と設計，1994.
- 2)Komatsu, S. and Sakimoto, T.: Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisting of Members with Closed Cross-Sections, Proceedings of JSCE (Japan Society of Civil Engineers), No.252, pp.143-157, 1976.8.
- 3)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, 1998.7.
- 4)Li, X. S. and Goto, Y.: A Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Frames Considering Panel Zone Deformations, Journal of

- Structural Mechanics and Earthquake Engineering, No.605/I-45, JSCE, pp.1-13, 1998.10.
- 5) 北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克弘：ケーブルを用いた鋼橋の耐力解析用の汎用プログラム開発，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，Vol.13，日本鋼構造協会，pp.89-94，1989.7.
 - 6) 北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克弘・狩野正人：ケーブルを有する鋼橋の弾塑性有限変位解析の効率化，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，Vol.14，日本鋼構造協会，pp.299-304，1990.7.
 - 7) 北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克弘・狩野正人：三次元骨組構造物の弾塑性有限変位解析における種々の非線形解析法の得失について，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，Vol.15，日本鋼構造協会，pp.237-242，1991.7.
 - 8) 後藤茂夫：柔ケーブル材の接線剛性方程式について，土木学会論文報告集，第270号，pp.41-49，1978.2.
 - 9) 田中克弘・北田俊行・向山寿孝：降伏棚のない鋼材からなる部材および変断面部材の弾塑性有限変位解析，構造工学論文集，Vol.46，土木学会，pp.271-279，2000.3.
 - 10) Riks, E.: The Application of Newton's Method to the Problem of Elastic Stability, Journal of Applied Mechanics, Vol.39, pp.1060-1066, 1972.
 - 11) Crisfield, M. A.: A Fast Incremental/Iterative Solution Procedure that Handles "Snap-Through", Computers & Structures, Vol.13, pp.55-62, 1981.
 - 12) 吉田 裕：有限要素法による幾何学的非線形構造解析法の現状と課題，土木学会論文集，No.374/I-6, pp.25-37，1986.10.
 - 13) 久田俊明・野口裕久：非線形有限要素法の基礎と応用，丸善，1995.12.
 - 14) Bergan, P. G., Holand, I. and Soreide, T. H.: Use of the Current Stiffness Parameter in Solution of Nonlinear Problems, in Energy Methods in Finite Element Analysis (ed. by Glowinski, R., Rodin, E. Y. and Zienkiewicz, O. C.), John Wiley & Sons, pp.265-282, 1979.
 - 15) Jetteur, P., Cescotto, S., de Goyet, V. and Frey, F.: Improved Nonlinear Finite Elements for Oriented Bodies using an Extension of Marguerre's Theory, Computers & Structures, Vol.17, No.1, pp.129-137, 1983.
 - 16) Wong, M. B. and Tin-Loi, F.: Geometrically Nonlinear Analysis of Elastic Framed Structures, Computers & Structures, Vol.34, No.4, pp.633-640, 1990.
 - 17) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司：残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析，土木学会論文報告集，No.244，pp.1-14，1975.12.
 - 18) 野口裕久・久田俊明：Scaled Corrector を用いた有限要素分岐解析手法の開発，日本機械学会論文集 (A 編)，Vol.58, No.555, pp.2191-2198, 1992.11.
 - 19) 野上邦栄・成田信之：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，土木学会，pp.167-180，1992.3.
 - 20) 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.253-265，2000.4.
 - 21) 中村一史・前田研一・紺野 誠・師山 裕・林 正：長大斜張橋の分岐座屈特性に及ぼす初期たわみの影響と荷重条件，構造工学論文集，Vol.46A，土木学会，pp.229-240，2000.3.
 - 22) 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，土木学会，pp.229-236，1998.3.
 - 23) 長井正嗣・板根秀和・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，土木学会，pp.151-161，2000.3.
 - 24) 阪神高速道路公団：大和川橋梁工事誌，1984.3.
 - 25) 北田俊行・野口二郎・丹生光則・狩野正人：鋼斜張橋の耐力解析におけるプレストレスの取扱いに関する一考察，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，Vol.18，日本鋼構造協会，pp.371-376，1994.7.
 - 26) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説，丸善，1996.12.
 - 27) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋上部構造設計基準・同解説 (案)，1976.
 - 28) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.265，pp.25-35，1977.9.
 - 29) 関西道路研究会・道路橋調査研究委員会編：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.
 - 30) 中村俊一・七浦恒康：鋼斜張橋の終局強度に関するケーススタディー，橋梁と基礎，Vol.23, No.7，pp.35-40，1989.7.

(2000 年 9 月 14 日受付)