

特殊橋梁の複合非線形動的解析における トラス部材のモデル化

野中 哲也¹・宇佐美 勉²・馬越 一也³・菅付 紘一⁴

¹正会員 博（工），株式会社耐震解析研究所（〒466-0059名古屋市中昭和区福江）

²フェロー D.Sc. 名城大学教授，理工学部建設システム工学科（〒468-8502名古屋市中天白区塩釜口）

³正会員 工修，株式会社耐震解析研究所（〒466-0059名古屋市中昭和区福江）

⁴正会員 工修，株式会社耐震解析研究所（〒466-0059名古屋市中昭和区福江）

1. はじめに

大地震を受ける動的挙動が複雑な鋼橋（アーチ橋、トラス橋等）の応答値の算定には、ファイバーモデルを用いた複合非線形動的解析（材料非線形性および幾何学的非線形性を共に考慮した動的解析）が、現在では最も実用的かつ精確な解を与える手法と考えられる。本手法については、実務設計への適用に関する研究も進み、耐震設計において使用実績が上がってきている。しかしながら、古い設計基準で設計された特殊橋梁に対する耐震補強設計等においては、幅厚比パラメータが大きく、全断面降伏に達しない部材（無補剛断面では $R>0.7$ ，補剛断面では $R>0.5$ の場合）に対するモデル化および照査方法が確立していないことが、よく問題点として挙げられている。そこで、本研究では、そのような幅厚比の大きい板要素よりなるトラス部材に対して、ファイバーモデルを用いたのモデル化および解析方法を提

案し、座屈強度推定式によるモデル化の検証を実施している。また、そのモデルを用いて、実トラス橋に対して適用し、従来よく用いられる材料構成則との比較検討も実施している。

2. トラス部材の応答特性

(1) 既設トラス橋および断面パラメータ

対象橋梁は、図-1、表-1に示すような上路式トラス橋である。この橋梁は、昭和56年に建設されたもので、阪神大震災以前の道路橋示方書（昭和47

表-1 設計条件

形 式	三径間連続上路式トラス橋
橋 長	166.0 m
支 間 割	37.5 m + 90.0 m + 37.5 m
全 幅 員	9.75 m
地域別補正係数	0.85

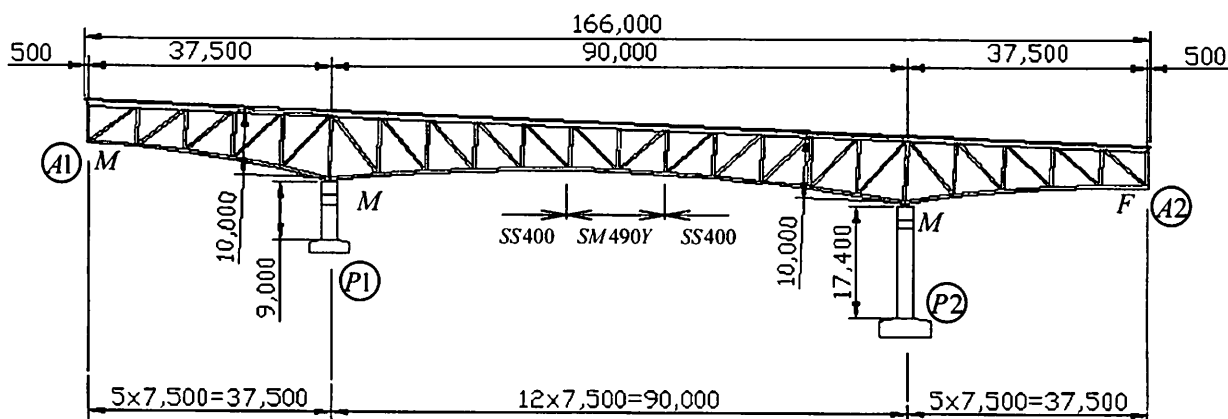


図-1 対象橋梁

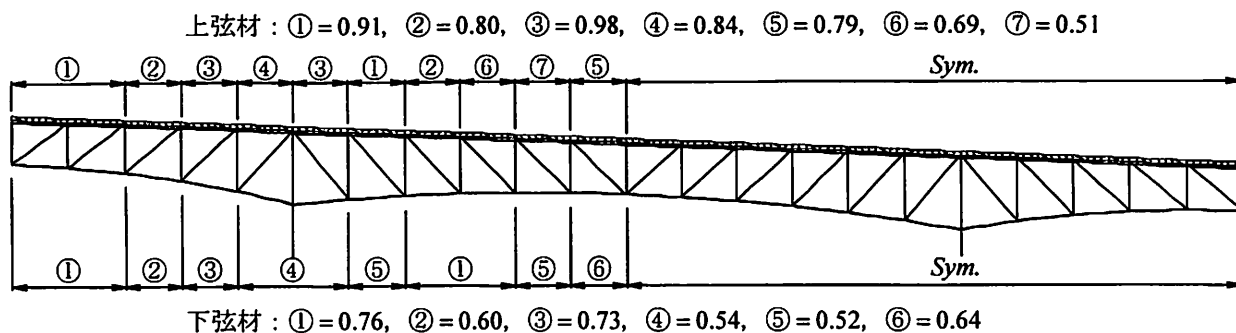


図-2 上下弦材の幅厚比パラメータ

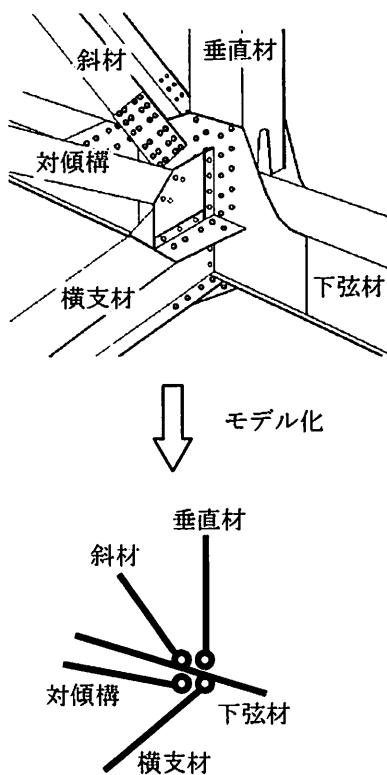


図-3 トラス部材のピン接合

年)の基準に従って設計されたものである。文献1)と同一橋梁であるが、本研究の目的が対象橋梁の正確な照査ではないため、歩道部分を省略するなど床版を簡略化している。

対象橋梁の上下弦材断面(無補剛箱形断面)の幅厚比パラメータを計算し整理すると、図-2のようになる。この評価から、幅厚比パラメータが0.7以上になっている部材が上弦材に多く存在するのがわかる。その中でも、特に大きな値の上弦材(①, ③, ④等)は、主に引張部材として設計されたためであると考えられる。

(2) 従来の耐震設計上のモデル化および問題点

トラス橋の設計において、従来よく実施してきたトラス部材のモデル化は、圧縮(引張)部材として、1部材=1要素とし部材両端をピン接合(図-3)に

する場合が多い。許容応力度設計(1次設計)ではこのようなモデル化しても問題ないといえる。

しかし、レベル2地震動による耐震設計において、座屈や塑性化する可能性がある部材に対しては、このようなモデル化では不十分である場合が多い。実務設計においては、許容応力度設計レベルのモデルを採用し、塑性化する可能性がある部材に対して材料非線形性(例えば、応力-ひずみ関係をバイリニアモデル)を定義して、動的解析を実施している場合が一般的である。解析の種類としては、幾何学的非線形性は考慮せず、材料非線形性だけを考慮した非線形動的解析である。

このようにモデル化したトラス部材は、部材両端がピン接合さらに部材を1要素で定義しているため、部材座屈をまったく考慮出来ない解析モデルとなっている。地震時の挙動としては、耐震向上策としてよく採用されている座屈拘束ブレースと同じ挙動となり、危険側の評価(耐震性があると判断)となり注意が必要である。

古い設計基準で設計されたトラス橋等においては、部材板厚が薄く、部材の断面性能が悪い(幅厚比パラメータが大きい)ため、部材座屈する前に局部座屈が発生する場合が多いと考えられる。特に、引張部材として設計された部材は、その傾向が強い。引張部材として設計された部材でも、大地震時では圧縮が作用する場合がある。この局部座屈による橋梁全体への影響についても、検討が不十分であるのが現状である。

(3) 局部座屈、全体座屈、および連成座屈

トラス部材の断面によっては、局部座屈や部材座屈、またはこれらが連成した座屈(連成座屈)が発生する。解析モデルとして、FEMシェル要素を用いれば、当然このような挙動は全て評価することができる。しかし、現時点では、実務において接合部も含めたトラス部材に対して、シェル要素を用いるのは現実的ではない。よく用いられる梁要素(ファイバーモデル)で、このような座屈挙動が考慮できる

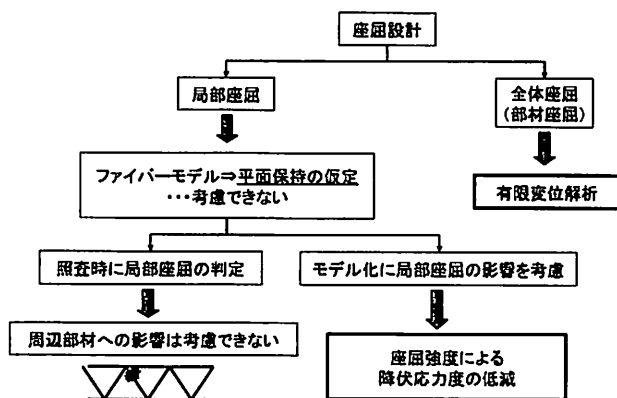


図-4 局部座屈と全体座屈の評価方法

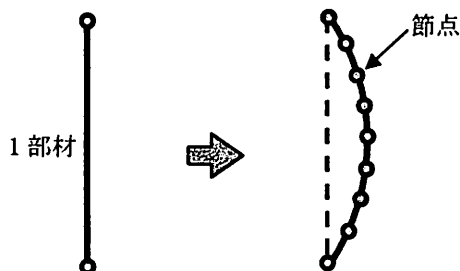


図-5 トラス部材の要素分割

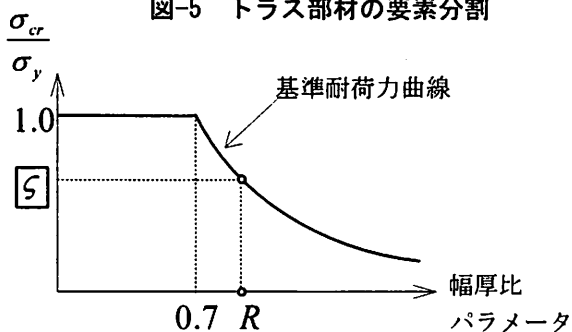


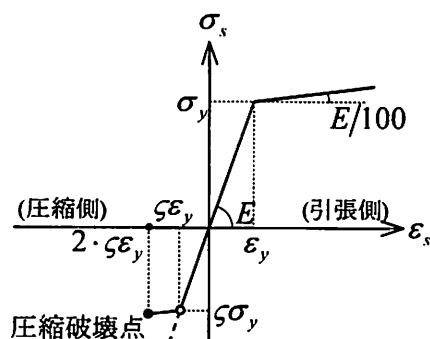
図-6 低減係数 α の算出方法

モデル化が必要であると考えられる。ファイバーモデルは、要素の種類としては梁要素であるため、平面保持が前提にあり、直接局部座屈を評価することはできない。

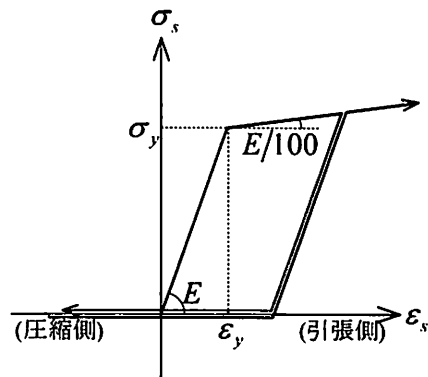
3. トラス部材のモデル化

(1) モデル化の概要

トラス部材において、本研究で提案するモデル化、すなわち座屈の表現方法の考えを図-4に示す。まず、全体座屈（部材座屈）においては、有限変位解析で考慮できるので、モデル化としては1部材を座屈モードが表現できるように要素分割すればよい（図-5参照）。ここで、モデル化として特に重要なのが、局部座屈をどう考慮するかである。前述したようにシェル要素を使用すれば、当然ながら局部座屈を直接考慮できるが、実務での使用を前提にしているため、要素としてはファイバーモデル（梁要素）によ



(a) 圧縮破壊点までの構成則



(b) 圧縮破壊点以降の構成則

図-7 トラス部材の材料構成則

るモデル化に限定する。

通常の設計では、部材照査時に局部座屈の判定を実施している。しかし、この方法では対象部材の周辺部材への影響が考慮できず、対象橋梁全体の正確な耐震性評価が困難である（図-4参照）。そこで、対象部材の圧縮側の降伏点を低減する方法で局部座屈の影響を考慮することにした。

降伏点の低減方法として、まず対象部材の幅厚比パラメータ R を計算し、その値により柱の基準耐荷力曲線²⁾を用いて、図-6に示すように、低減係数 α を算出し、公称降伏応力度にこの低減係数を乗じて求める応力値を圧縮側の仮定の降伏点応力として解析に用いることにする。

なお、部材の接合方法については、剛接合とした。本来であればガセットを正確に評価して半剛接合のようなモデル化をすべきであるが、実務での使用を考え剛接合とした。剛接合にすると部材一般部より接合部に大きな曲げが発生して塑性化するため、多少ヒンジ的な挙動となる。

(2) 圧縮破壊点までの構成則

トラス部材の応力-ひずみ関係には、これまでよく用いられてきた移動硬化則のバイリニアモデルを基本に採用する。具体的には、図-7(a)に示すよう

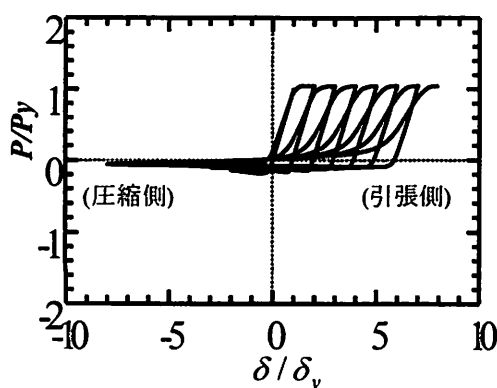


図-8 細長い部材の繰返し載荷実験結果

に圧縮側の降伏点を低減させた非対称バイリニアモデルとなる。圧縮側の降伏点以降を、ひずみ硬化がまったく起こらないとして完全弾塑性型とする方法もあるが、引張側を含めた履歴ループを考慮して、引張側と同じ $E/100$ のひずみ硬化を考慮することにした。圧縮降伏後、ひずみが ϵ_y の2倍まで達したときを圧縮破壊点とした。これは、文献3)で規定されている板要素の終局ひずみ式において、幅厚比パラメータが大きいときの値と一致すること、また、文献4)にて、 $1.9\epsilon_y$ であることが示されていることを参考にして決定した。応答ひずみがさらに増加しこの圧縮破壊点より大きくなった場合には、圧縮側が破壊したとして急な劣化勾配で応力値を低減させる。

(3) 圧縮破壊点以降の構成則

圧縮破壊点を過ぎる（経験する）と、圧縮側が破壊されているので、引張側だけで抵抗するようにした。細長い部材（ブレース材）に対して、過去に繰返し載荷実験を実施している⁵⁾。そのときの実験結果の荷重－変位関係の例を図-8に示す。この図から、ブレース材は圧縮側がほとんど期待できず引張側だけが抵抗できることがわかる。よって、圧縮側で破壊した後は、この荷重－変位曲線を基に簡略化させて、引張側だけが抵抗する図-7(b)に示すような応力－ひずみ関係とした。同図に示すように再載荷の場合も、この実験結果を参考にして、初期の載荷ラインを通るのではなく除化したときのラインを用いることにした。引張降伏後のひずみ硬化については、同様に $E/100$ とした。

4. モデル化の妥当性の検証

(1) 検証方法

局部座屈、部材座屈および連成座屈に対して、シェル要素を使用せずに本研究で提案しているような簡易的な方法（降伏点応力度低減＋有限変位解析＋

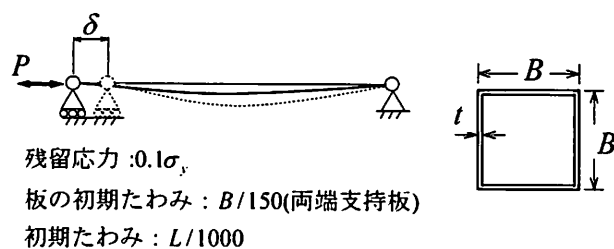


図-9 解析条件

ファイバーモデルで要素分割) で評価できるかどうか検証する必要がある。ここでは、本モデルにおいて重要な圧縮側の最大荷重点が、本提案の方法で精度よく算出できるかどうか検証する。

(2) 解析条件

対象橋梁の上下弦材は、無補剛の箱形断面部材である。この部材に対して、図-9に示すような解析条件で提案モデルによる解析を実施する。

その解析で得られた結果の最大荷重値と各推定式から求まる座屈強度の比較で検証を行う。検討ケースとしては、部材長を固定して断面を変化させて、幅厚比パラメータが0.2から2.0までの7ケースとした（表-2参照）。

本検討で採用した推定式を以下に示す。各推定式の詳細は、文献6)を参照されたい。

a) 局部座屈強度推定式

無補剛版の局部座屈強度推定式を次式に示す。

$$Q = \frac{P_u}{P_y} = \frac{1}{2R} [\bar{\beta} - \sqrt{\bar{\beta}^2 - 4R}] \leq 1.0 \quad (1a)$$

$$\bar{\beta} = 1 + R + 0.33(R - 0.4) \quad (1b)$$

b) 全体座屈強度推定式

局部座屈を考慮しない柱の強度式は一般的な形式として、細長比パラメータの関数である次のPerry-Robertson 型公式で表される。

$$\frac{P_u}{P_y} = f(\bar{\lambda}) \quad (2a)$$

$$= \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} (Z - \sqrt{Z^2 - 4\bar{\lambda}^2}) \quad (2b)$$

ここで、

$$Z = 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \quad (3)$$

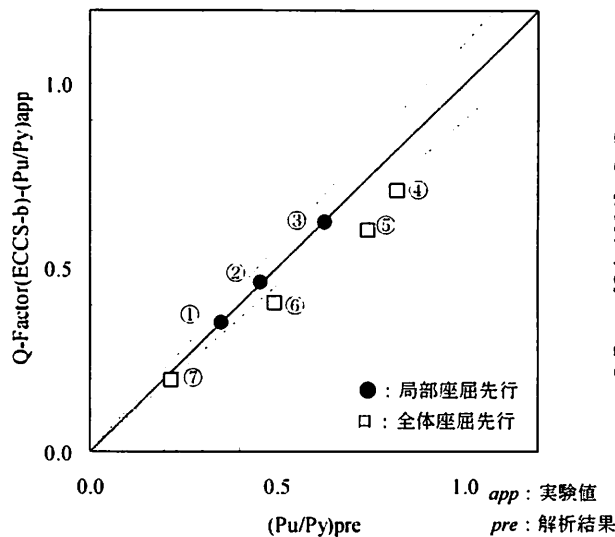
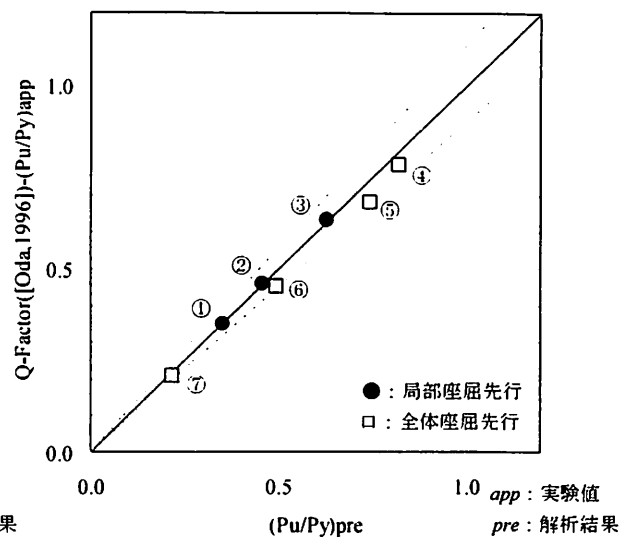
ここに、 α は初期不整係数といわれ、ECCSでは部材の種類、支持軸の方向によって分類された5グループの係数で与えられ⁶⁾、文献7)では初期不整

表-2 検討ケース

検討ケース		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
弾性係数	E	kN/m ²	2.00E+08	2.00E+08	2.00E+08	2.00E+08	2.00E+08	2.00E+08
降伏応力度	σ_v	kN/m ²	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000	315,000
部材長	L	m	5.831	5.831	5.831	5.831	5.831	5.831
フランジ幅	B	m	0.958	0.719	0.479	0.240	0.192	0.144
板厚	t	m	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
初期たわみ	δ_0	m	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058	0.0058
断面積	A	m ²	3.7928E-02	2.8346E-02	1.8764E-02	9.1820E-03	7.2656E-03	5.3492E-03
全断面降伏軸力	N_v	kN	11,947	8,929	5,911	2,892	2,289	1,685
幅厚比	b/t	-	95.8	71.9	47.9	24.0	19.2	14.4
幅厚比パラメータ	R	-	2.000	1.500	1.000	0.500	0.400	0.300
細長比	L/r	-	15.1	20.2	30.4	62.2	78.5	106.5
細長比パラメータ	λ	-	0.190	0.255	0.385	0.785	0.992	1.345

表-3 強度算出結果

検討ケース	ECCS(b曲線)							文献[織田ら,1996]						
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
初期不整係数	α	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339	0.339	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192	0.192
全体座屈強度	σ_u/σ_v	1.000	0.981	0.932	0.734	0.603	0.406	1.000	0.989	0.960	0.816	0.683	0.452	0.208
局部座屈強度(推定式)	σ_u/σ_v	0.350	0.460	0.650	0.950	1.000	1.000	0.350	0.460	0.650	0.950	1.000	1.000	1.000
先行する座屈状態		局部	局部	局部	全体	全体	全体	局部	局部	局部	全体	全体	全体	全体
連成座屈強度Q-factor	σ_u/σ_v	0.350	0.460	0.624	0.709	0.603	0.406	0.194	0.350	0.460	0.635	0.785	0.452	0.208

(a) 座屈強度の相関 (ECCS-b⁶⁾)

(b) 座屈強度の相関 (文献 7))

図-10 解析結果と推定式の比較

(残留応力, 初期たわみ) の関数として与えられている。

c) 連成座屈強度推定式

Q-factor法によると全体座屈強度推定式の降伏応力 σ_y を局部座屈強度 (=短柱の強度) $Q \cdot \sigma_y$ に置き換えた次式のように表される。

$$\frac{P_u}{P_y} = Q \cdot f(\sqrt{Q} \cdot \lambda) \quad (4)$$

各推定式を用いて座屈強度を算出した。全体座屈強度推定式においては、2つの方法 (ECCS-b曲線と文献7)) で箱形断面に対する初期不整係数を設定し、それぞれ分けて座屈強度をまとめることにした。表-3がそのまとめであり、ECCS-bと文献7)は概ね一致しているのがわかる。

この表から、全体座屈強度と局部座屈強度を比較すると、①～③では局部座屈強度の方が小さく局部

座屈先行と、④～⑦では全体座屈強度の方が小さく全体座屈先行といえる。また、③～⑤では、連成座屈強度がわずかに低い、全体座屈強度とほぼ同じといえる。

なお、ここでの検証は、実験と等価な推定式での座屈強度の比較となるため、本モデルの解析で用いる基準耐荷力曲線は、ここでは文献8), 9)で規定されているものを用いた。

(3) 解析結果

本提案モデルによる解析から算出した耐荷力 $(P_u/P_y)_{pre}$ と、表-2, 3の推定式から算出したECCS-b, 文献7)それぞれの連成座屈強度 $(P_u/P_y)_{app}$ との比較を示すと図-10のようになる。横軸は解析から得られた耐荷力 (以下、解析強度)、縦軸は推定強度を示す。グラフの対角線より左側にある場合は、解析強度が低いことを示し、逆の右側にある場合は解

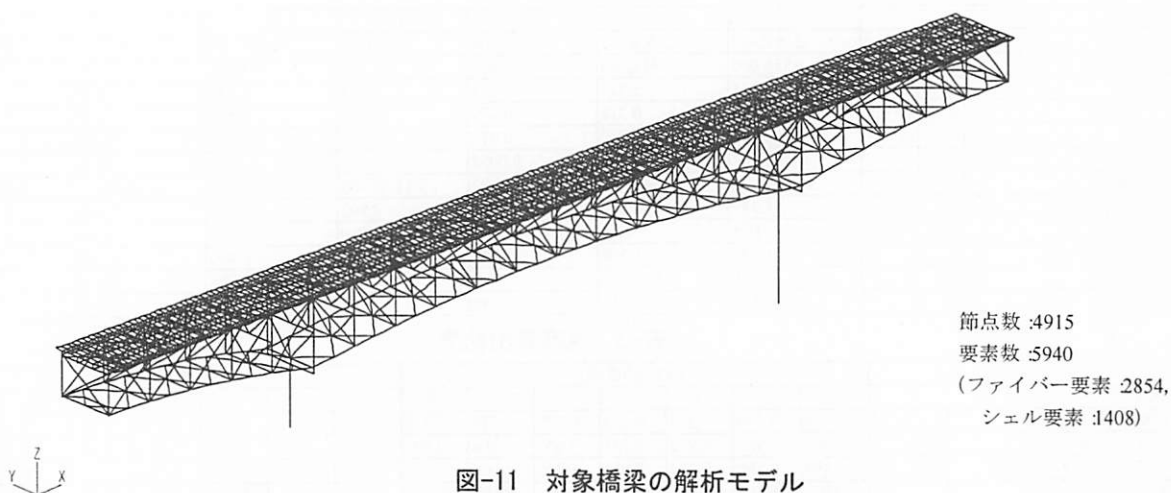


図-11 対象橋梁の解析モデル

析強度が高いことを示している。また図中の破線は誤差が10%となる境界線である。局部座屈が先行するケース(①～③)を●、全体座屈が先行するケース(④～⑦)を□でプロットしている。

局部座屈が先行する①～③の解析強度は非常に高い精度で推定強度と一致している。全体座屈が先行する④～⑦のケースではECCS-bを適用した推定式は解析強度よりも多少低い強度を与えている。これはECCS曲線がほぼ実験値の下限を与えている¹⁰⁾ためであると考えられる。なお、文献7)で提案される推定式は実験値をかなり高い精度で推定できることが示されている。

以上の結果から、本提案モデルによる解析で、局部座屈、全体座屈(部材座屈)および連成座屈の強度が評価できると考えられる。

5. 上路式トラス橋への適用

(1) 解析モデルおよび解析条件

a) モデル化

本橋梁の解析モデルを図-11に示す。各トラス部材について塑性化が表現できるファイバーモデルでモデル化する。トラス部材の材料構成則については、図-7に示したものをを用いる。また、比較検討のため、同じ解析モデルを用いて一般的な材料構成則のバイリニアモデル(圧縮側の降伏応力度の低減なし)の解析も実施する。トラス部材の要素分割については、ひとつの部材を8分割程度とし、部材間の接合は剛接合としている。RC床版は、ひび割れや塑性化が考慮できるように非線形シェル要素を用いた。上弦材と床版を接合するスラブアンカーについては、スラブアンカーの載荷実験結果を基に非線形バネを設定した。詳細は文献11)を参照されたい。

b) 初期状態の作成

通常の動的解析では、架設ステップを考慮しない場合がほとんどであるが、部材(特に、上弦材)の塑性化を正確に評価する上では、架設ステップを考慮する必要があると判断し、次のような手順で、動的解析を実施する前の初期状態を作成した。

• 床版荷重算出ステップ

対象橋梁の解析モデル(キャンバーなし)に対し、荷重条件として死荷重を作用させ、床版と上弦材の接合部(スラブアンカー部等)に発生する荷重値を床版重量として保存する。

• 常時載荷ステップ1

床版剛性なしで床版重量のみを考慮するため、前ステップで保存した床版重量と鋼部材の死荷重を、床版なしの橋梁全体モデルにおける床版と上弦材の接合部に作用させる。

• 常時載荷ステップ2

前ステップで鉛直方向に変位したため、ここで変位をゼロして初期の状態に戻す。この状態にしてから、床版剛度を入れる。

c) 動的解析条件

入力地震動としては、道路橋示方書¹²⁾のレベル2地震動(I種地盤、タイプII)を用い、地域別補正係数(0.85)を考慮する。減衰はレーリー減衰とする。解析の種類は、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形動的解析である。

(2) 解析結果

本提案手法での動的解析の結果を、図-12(a)に示す。この図は、上弦材の最大応答ひずみと降伏ひずみを示したものである。圧縮側(図内のグラフの負)の降伏ひずみについては、前述したように公称

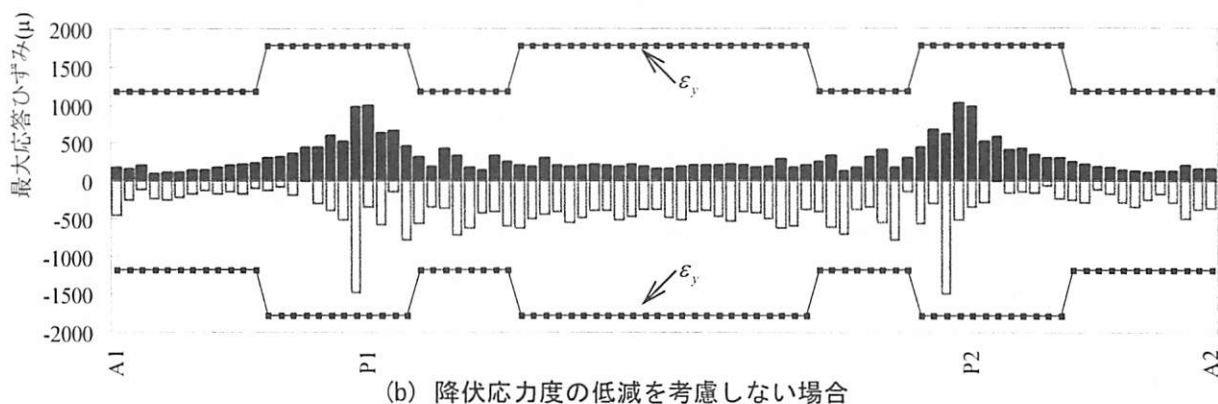
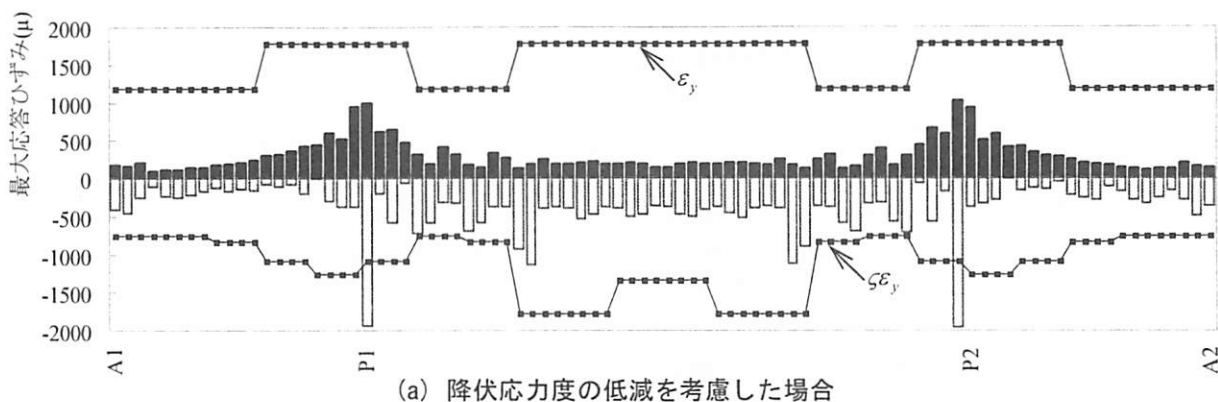


図-12 解析結果（左側上弦材最大応答ひずみ）

降伏ひずみに低減係数を乗じたものであり、ほとんどの部分で降伏ひずみが低減し、各橋脚近辺で塑性化しているのがこの図からわかる。なお、圧縮側でも降伏ひずみが増加しているが、これは材料が異なるからである。

P1 橋脚直上の上弦材（図-2 の上弦材③）の応力-ひずみ関係を図-13 に示す。この図から、圧縮側だけが降伏しているのがわかる。その塑性化の程度はそれほど大きくはなく、前述した圧縮破壊点までは達していない。この上弦材の材質は SM490Y 材（公称降伏点：355MPa）で、低減係数 γ は 0.53 となった。上弦材は、下弦材に比べ床版と接しているため、塑性化（座屈）しづらいと考えられるが、本提案モデルおよび複合非線形動的解析、さらに架設ステップを考慮して初期状態を作成したため、このような結果になったと考えられる。なお、下弦材については、応力度の低減を受けている部材が少ないこともあり、塑性化した部材は支点付近の部材に限定された。斜材については、A2 橋台近辺で塑性化していた。

比較検討のために実施した降伏応力度を低減しない場合の解析結果を図-12(b) に示す。この図からわかるように、上弦材はまったく塑性化しない結果となった。

このことから、本提案のような材料構成則を使用

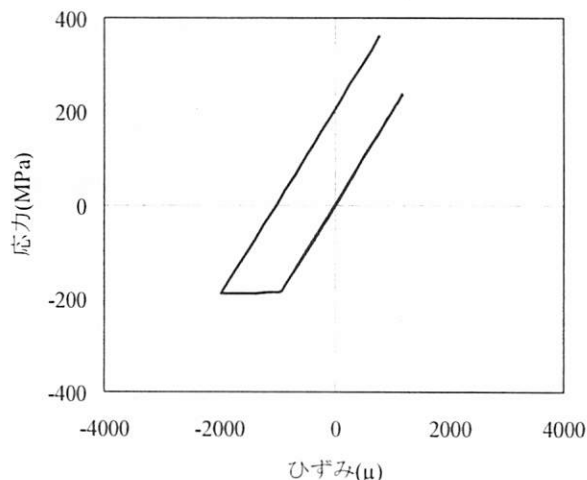


図-13 上弦材の解析結果

しないと、塑性化の判定が異なってくることがわかる。

6. まとめ

本研究では、特殊橋梁の動的解析におけるトラス部材のモデル化について検討を実施した。得られた結論は、以下のとおりである。

- 1) トラス部材に対して、局部座屈、部材座屈および連成座屈の影響が考慮できるモデル化を提案した。このモデルはファイバーモデルの有限変位解析を前提にしている。

- 2) 両端単純支持柱を例にして，提案モデルによるファイバーモデルの複合非線形解析を実施した結果，座屈強度推定式の値とよい精度で一致させることができ，本提案モデルの圧縮側の検証ができたと考えられる。
- 3) 本提案のモデル化を上路式トラス橋へ適用した結果，降伏低減により上弦材等が塑性化するようになり，従来よく用いられているバイリニアモデルと異なる結果となった。
- 4) 従来のモデル化および解析方法では，橋梁によっては危険側の耐震性評価を行っている可能性があると考えられる。

7. 謝辞：本研究は，平成19年度文部科学省私学助成ハイテクリサーチセンター整備事業で名城大学に設置された「高度制震実験・解析研究センター」の研究課題の一つである「高機能制震ダンパーの開発と鋼橋の耐震補強への適用」の一環として行われたものである。

参考文献

- 1) 野中哲也，宇佐美勉，坂本佳子，岩村真樹：上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究，構造工学論文集Vol.49A，pp.531-542，2003.3.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，共通編，鋼橋編，丸善，2002.3.
- 3) 宇佐美勉編，(社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震

設計ガイドライン，技報堂出版，2006.9.

- 4) 崎元達郎，渡辺浩，中島黄太：局部座屈を考慮した鋼箱形断面部材の復元力モデル，土木学会論文報告集，No.647/I-51，pp.343-355，2000.4.
- 5) 斉藤直也，宇佐美勉，野中哲也，廣住敦士，菅付紘一：繰返し荷重を受ける鋼トラス構造の進行性破壊実験，第13回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2010.2.（投稿中）
- 6) 土木学会：座屈設計ガイドライン（改訂第2版），土木学会，2005.
- 7) 織田博孝，長谷川雄一，宇佐美勉：初期不整の関数で表した連成座屈強度公式の実験データによる検証，土木学会論文集，No.543/I-36，pp.31-40，1996.7.
- 8) 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，pp.79-88，1990.3.
- 9) 宇佐美勉，葛 漢彬：薄板集成短柱の強度推定法，構造工学論文集，No.42A，pp.171-178，1996.3.
- 10) 福本昤士，伊藤義人：座屈実験データベースによる鋼柱の基準強度に関する実証的研究，土木学会論文報告集，No.335，pp.59-68，1983.
- 11) 野中哲也，宇佐美勉，岩村真樹，廣住敦士，吉野廣一：連鎖的な部材破壊を考慮した鋼橋のリダンダンシー解析法の提案，構造工学論文集Vol.56A，2010.3.（投稿中）
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善，2002.3.