

くり返し作用を受ける薄板の構成モデルと塑性ひずみ分布

Constitutive model and distribution of plastic strain in thin plates under cyclic loading

寺沢直樹*・白戸真大**・岩熊哲夫***・後藤文彦****

Naoki TERASAWA, Masahiro SHIRATO, Tetsuo IWAKUMA and Humihiko GOTOU

*学生員 東北大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒 980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

**正会員 工修 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室 (〒 305-0804 つくば市大字旭一番地)

***正会員 PhD 東北大学大学院工学研究科土木工学専攻

****正会員 工博 東北大学大学院工学研究科土木工学専攻

Constitutive model has an important role in predicting large deformation behavior of steel structures especially under cyclic loading. Since some kinds of localized plastic deformation become possible in such cases, we here examine two types of constitutive models with a special emphasis on accumulation of large plastic strains and their distribution. As a result, two models that show more or less similar global behavior in a uni-axial compression state eventually have different amount and distribution of the total plastic deformation under a cyclic loading condition.

Key Words : plane strain, non-coaxiality, plastic strain, cyclic loading, constitutive model

1. まえがき

鋼製橋脚の耐震設計のための研究会やシンポジウム¹⁾が多く開催され、主に鋼製橋脚のくり返し載荷による局部座屈を含めて、有限要素法による数値シミュレーションと実験結果とが数多く報告・比較されている。そういった研究では、終局状態に至るまでの挙動が対象であることから、構成モデルにも多くの工夫がなされてきた。特にくり返し作用を念頭に置いた多曲面モデル^{1),2)}はよく用いられ、局部座屈及び座屈後の大変形挙動を巨視的によく捉えているという報告がなされている。こういった実績を踏まえて、今後の鋼構造物の設計には弾塑性有限変形数値解析を用いるようになっていこうとしている。

ただ、こういったシミュレーションと実験値との比較が鋼製橋脚に限られていることや、その結果の比較が局部座屈を含んではいるものの巨視的な挙動が主で、局部的な塑性変形量等の分布までが正確に予測できているという報告は少ない。特に骨組隅角部等の大変形やそれに伴う亀裂発生等の部分的破壊等を念頭に置くと、構成モデルのちょっとした違いで結果に大きな差が生じることも予想される。また鋼が対象とは言え、その大変形挙動までも予測することを考えると、塑性ポテンシャルを用いた安定な構成モデルとしての多曲面モデルで、塑性ひずみ量やその分布をうまく予測できるか否かあまり明確ではない。

また、弾塑性を考慮しかつ座屈後の大変形を対象とする非線形有限要素法等の数値解析には、その高次非線形ゆえにまだ検討されるべき点や、その結果の精度等に関

して研究すべき点が多く残っていることも報告³⁾されている。幾何学的非線形性については、離散化の問題として検討すればよく、現在ではそれほど大きな問題は残っていないとも考えられ、それゆえ汎用プログラムも多数開発され、結果の精度等についても評価が明らかになっている。しかし材料非線形性の場合、座屈直後くらいまでならともかく、大変形領域までのシミュレーションについては、これまでのベンチマークテスト^{4),5)}を見るまでもなく、メッシュ依存や材料モデルの問題が残っている。したがってこのベンチマークテストの引張り試験の数値結果でも、巨視的な荷重変位関係のピーク後はもちろん、ピークの前およびピークの有無といった点でも差異のある結果が得られている。もちろん鋼構造物の設計においては破断までを対象としないかもしれないが、材料モデルの問題が残る可能性はある。

そこでここでは、いわゆる変形の局所化をも含めて数値予測するために提案された構成モデル⁶⁾のうち、基本的な例として非共軸項を含むモデルを用い、薄板がくり返し載荷される場合の特に塑性変形挙動を共軸モデルと比較する。ただし、このモデル⁶⁾において新たに導入された微視すべり項は、本論文で対象とした数値解析の範囲では結果的には必要とならず、そういう意味で材料的な不安定は生じない範囲での解析を行っている。

また構成モデルによる結果の違いに重点を置いており、実際の鋼製橋脚部材等の具体的なシミュレーションを目的としていないことから、幾何学的な初期不整のある薄板を平面ひずみ問題として解析対象としている。そのためこのモデルを汎用プログラムに組み込んで、構造

モデルとしてシェル解析をしたわけではないことをここに注記しておきたい。

2. 構成モデルと基礎方程式

2.1 構成モデル

文献⁶⁾で定式化したモデルで解析するが、ここではその基本的な式だけを引用して列挙しておく。用いた構成モデルは文献⁷⁾の形で非共軸項を含んだもので、その塑性ひずみ増分成分が

$$d_{ij}^p = \frac{1}{H} \frac{\sigma'_{ij} \sigma'_{kl}}{(2\bar{\sigma})^2} \bar{\sigma}_{kl} + A \left\{ \frac{\nabla'}{\sigma'_{ij}} - \frac{1}{2\bar{\sigma}^2} \sigma'_{kl} \frac{\nabla}{\sigma'_{kl}} \sigma'_{ij} \right\} \quad (1)$$

で表される。ここに d_{ij}^p は変形速度テンソルの塑性部分の成分であり、 σ_{ij} は Cauchy の応力テンソル成分、プライムのついた応力は偏差応力、上三角 ∇ のついた応力速度は Jaumann 速度を表している。 $\bar{\sigma}$ はいわゆる相当応力で、ここでは

$$\bar{\sigma}^2 = J_2 \equiv \frac{1}{2} \sigma'_{ij} \sigma'_{ij} \quad (2)$$

で定義した。 H は塑性ひずみ硬化係数で、普通のひずみ硬化モデルの降伏条件を

$$f \equiv \bar{\sigma} - F(\bar{\epsilon}^p) \quad (3)$$

と設定した場合の

$$H \equiv \frac{\partial F}{\partial \bar{\epsilon}^p} \quad (4)$$

で定義した。ここに $\bar{\epsilon}^p$ は相当塑性ひずみで

$$\bar{\epsilon}^p = \int_0^t (2 d_{ij}^p d_{ij}^p)^{1/2} dt \quad (5)$$

のような履歴上の累積で定義する。 t は時刻ではなく、載荷履歴を表すパラメータである。

上式 (1) の第 1 項目は普通の Mises の降伏条件を用いた J_2 流れ理論の範囲内の項、第 2 項目がいわゆる非共軸項で、大変形域で降伏曲面に生じるとされる角点を概念的に取り入れた項である。したがって、その係数 A が非共軸性の程度を表す物理パラメータになる。この研究では簡単のために物理定数としているが、その現実的な値を実験等で用いて決めているわけではなく、あくまでも比較の例として考えた値を用いている。また非共軸項は塑性仕事をしない項であるが、くり返し等の履歴での影響についてはあまり調べられていない。

2.2 基礎方程式

有限要素化するつり合い式は、nominal 応力速度 $\dot{n}_{ij}$

$$\dot{n}_{ij} = \dot{\sigma}_{ij} + v_{k,k} \sigma_{ij} - v_{i,k} \sigma_{kj} \quad (6)$$

を用いた増分つり合い式とし、その弱形式を求めて増分剛性方程式を求めた。ドットは物質微分を表し、 v_i は速度である。

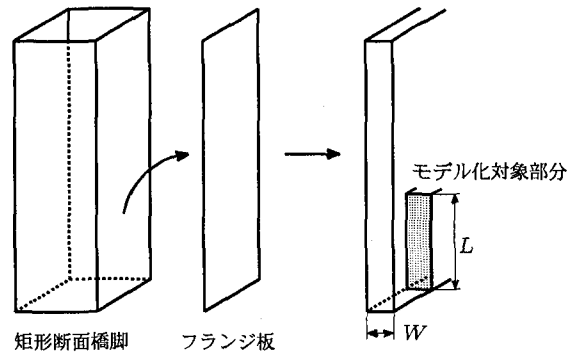


図-1 解析対象とその平面ひずみモデル化対象部分

2.3 数値解析手法

ここでは定ひずみ速度三角形要素でモデル化し、小さい強制変位増分を与えた上での増分法で単純に解析を進める。したがって増分ステップを十分小さくする必要があるが、それについては異なる増分ステップでの試行をくり返し、後述する履歴曲線等のグラフがほぼ重なる程度の結果が出るまでそのステップ量を小さくした。

また、節点座標や降伏条件も各ステップの都度改訂していかないと、正しい有限変形理論に即したことになる。こういった工夫については文献⁶⁾に詳説したので参照されたい。また解析上必要となる降伏曲面の「厚さ」を示すパラメータ Λ_1 、 Λ_2 については文献⁶⁾から $\Lambda_1 = 0.004$ 、 $\Lambda_2 = 0.01$ を用いる。

3. 鋼製薄板の大変形解析

3.1 材料定数と有限要素モデル

(1) 材料定数

鋼を対象とするので

$$E = 206 \text{ GN/m}^2, \quad \nu = 0.3 \quad (7)$$

とする。また初期降伏せん断ひずみ γ_0 を

$$\gamma_0 \equiv \tau_0 / \mu \quad (8)$$

と定義し、ここでは $\gamma_0 = 0.0025$ を用いた。 τ_0 は式 (3) の右辺第 2 項の初期降伏せん断応力で、 $\tau_0 \equiv F(0)$ である。これは降伏応力 $\sigma_Y = 343 \text{ N/mm}^2$ で、JIS の SM490 での厚さ 16 mm 以下の規格に相当する。またせん断弾性係数は $\mu = E/2(1+\nu) = 80 \text{ GN/m}^2$ になる。硬化係数 H と非共軸パラメータ A の値は直接の実測値はないものの、文献⁶⁾での鋼の大変形ベンチマークテストとの比較例から

$$H/\mu = 0.001, \quad A\mu = 166.2 \quad (9)$$

と置くことにした。というのも現実には、ある標準的な簡単な試験で材料パラメータを決定した上で境界値問題を解いて挙動を予測するわけで、境界値問題の実測値が予めわかっていないからである。以下共軸モデルは $A \equiv 0$ であることを除いて上と同じ定数を用いている。

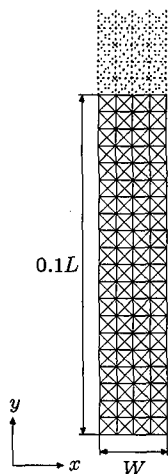


図-2 0.1Lまでを拡大した有限要素メッシュ

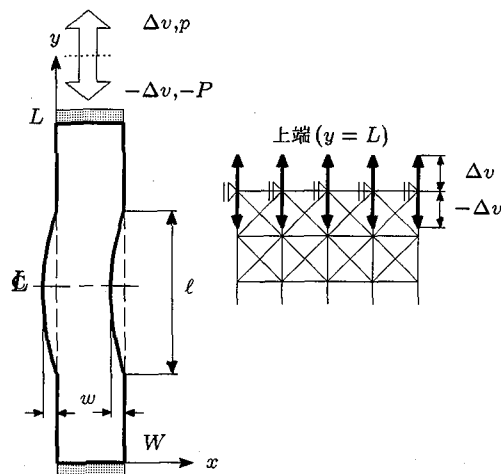


図-3 解析モデルと載荷条件 (両端固定柱)

非常に大雑把ではあるが、式(1)右辺の第1項目と第2項目との比を一軸応力・応力速度状態の係数のみで比較するとそれは(HA)となる。これに式(9)の値を代入すると約16%程度第2項目が第1項目への付加項として存在していることになる。

(2) 対象とする板モデル

ここでは図-1に示したように矩形断面橋脚のフランジ1枚に着目し、板1枚の肉厚方向断面を眺めた平面ひずみ問題として解析する。解析対象をモデル化するに当たっては、兵庫県南部地震後建設省土木研究所等で行われた共同実験の報告書⁹⁾を参考にする。多くの同種の実験では、上部構造の荷重を想定した一定の軸力が作用した橋脚にくり返し水平荷重が作用したときの応答によって、その耐力を定量的に評価しようとしている。その代表的な供試体高さは約3mで、フランジの板厚は1cm程度である。このような寸法の橋脚の典型例では、その基部付近に局部座屈が生じ、それが隅角部や断面全体に大きな変形を引き起こすきっかけになり、橋脚構造としての耐力が低下していく。その局部座屈が発生する位置は、橋脚の細部構造や寸法等の違いによって多少の差はあるものの、上記の実験供試体程度の大きさであれば高さ1m以下、あるいはそれよりもさらに基部に近い位置に発生することが多かった。ここでは構造物の一部に局部座屈が現れ、その座屈後の変形がどのように進行するかを平面ひずみモデルで近似してしまうので、このような実験事実を踏まえた上で解析対象を取り出す。

そこで、ここでの解析対象を縦 $L = 500\text{mm}$ 、横 $W = 10\text{mm}$ の $L/W = 50$ の領域とする。その有限要素メッシュを部分的に図-2に示した。この図には全体の0.1Lまでを拡大して表してある。つまり、細長い部材の挙動を対象とはするが、縦 y 方向200分割、横 x 方向4分割の正方形を直角三角形で4等分した3200三角形要素とした。前述したように、本解析は平面ひずみ

問題として対象をモデル化しているため、平板を立体的に組み合わせた橋脚としての挙動は追跡できない。つまり図-1の右側に示したように、両ウェブから離れたフランジ中央部分だけを取り出したものと解釈できる。そういった意味では鋼製橋脚の直接の解析にはなっていないが、曲げと圧縮を受ける薄い板が大変形をしたときの平均的な巨視的挙動と微視的状态とを予測することが目的であるので、特に構造系としての挙動を無視している。橋脚全体は頂部への強制変位で交番曲げを受けるが、薄肉のフランジ1枚だけに着目すると、それは単なるくり返しの圧縮・引張りになる。ここでは材料の挙動を比較するので、いわゆる上載荷重は無視し板厚方向には一様な図-3右に示したような強制圧縮・引張り変位を与える。

(3) 初期不整

設定した解析対象の部分で前述のような現実的な局部座屈が誘発されるように、実験によって観察された局部座屈の有効座屈長 ℓ の領域に初期不整を図-3左のように挿入する。初期不整の領域 ℓ は、文献⁹⁾等の結果を参考にして下端から125mmの位置から始まり、長さ $\ell = 250\text{mm}$ の部分とした。その形状も現実の局部座屈形状を念頭に置いて ℓ の部分のみに w を振幅とするsine半波で与えた。なお図-3の概念図ではわかりやすくするために、 L に比べて W を誇張して書いてある。

境界条件は、下端が橋脚の実際の基部に当たると考え、2方向を拘束した固定端とした。上端は橋脚の本当の上辺境界ではないが、圧縮・引張りを与える点と考え、全節点で x 方向を固定したまま y 方向に強制変位増分ステップ $|\Delta v|$ を与えた。つまり x 方向に一樣に圧縮・引張りを受ける両端固定柱で近似した。上端を固定したのは、対象が実橋脚の基部1/6程度の部分なので、 x 方向変位がほとんど無視してよいものと考えたからである。

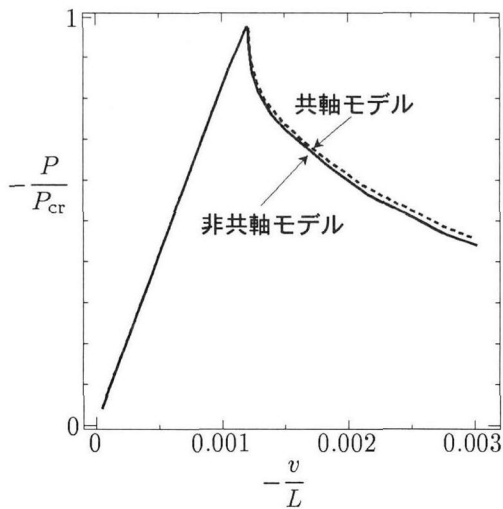


図-4 単調圧縮荷荷の場合の反力-変位量関係

以上のような問題の設定に対し、まず適切な増分ステップの大きさを得るために、いくつかの初期不整のパターンに対する数種類の増分変位による解析の試行錯誤を次節の単調荷荷で行った。その結果、ここで用いたメッシュと要素数では $|\Delta v|/L$ を 5.0×10^{-5} 程度にすれば十分だと判断した。また初期不整の大きさ w については、 $w/W = 0.001$ から 0.05 程度でいくつか解析したが、ここではその変形パターンが実験で観察される局部座屈の形状に類似する結果が得られた $w/W = 0.03$ の場合のみをここに示す。

3.2 単調圧縮解析

構成モデルの違いを見る基礎的な例として、まず単調圧縮解析を行う。図-4に上端の反力 $-P$ と y の負方向の変位量 $-v$ の関係を示した。縦軸は反力 $-P$ を両端固定柱の座屈荷重 P_{cr} で除した値で、このモデルでは $P_{cr} = 4\pi^2 EI/L^2 = 2.71 \times 10^4 \text{N}$ である。この P_{cr} に板の座屈荷重を用いた場合は $P_{cr} = 4\pi^2 EI/(1-\nu^2)L^2 = 2.98 \times 10^4 \text{N}$ となり、図-4は反力が全体的に10%程度低くなる。断面2次モーメント I は平面ひずみ問題なので、単位奥行き(1cm)として算定する。また横軸は変位量 $-v$ を高さ L で除した値である。図中の実線が非共軸モデル、点線が共軸モデルの結果である。2つのモデルともに $-v/L = 1.25 \times 10^{-3}$ 付近で座屈荷重 P_{cr} 付近の反力に達し、その後急激に耐力が低下する。ウェブがないこと等から $-v/L = 2.5 \times 10^{-3}$ でピークの約50%程度の反力レベルにまで落ち込んでいる。

図-5の左図には、このピーク付近での非共軸モデルによる変形状態を示した。これは有限要素メッシュを示し、各要素で白い要素が弾性、黒い要素が降伏している。この縮尺では見え難いが、灰色で示した除荷領域が多く存在する。すなわち、黒っぽい色の領域が塑性ひずみの履歴を受けた塑性域となる。また図-6の左図に

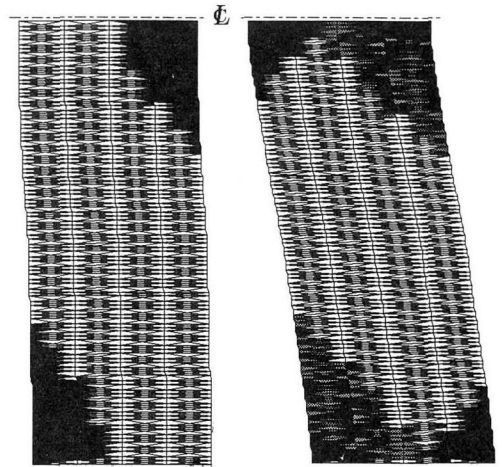


図-5 $-v/L = 1.3 \times 10^{-3}$ 、 1.0×10^{-2} での変形状態 (非共軸モデル)

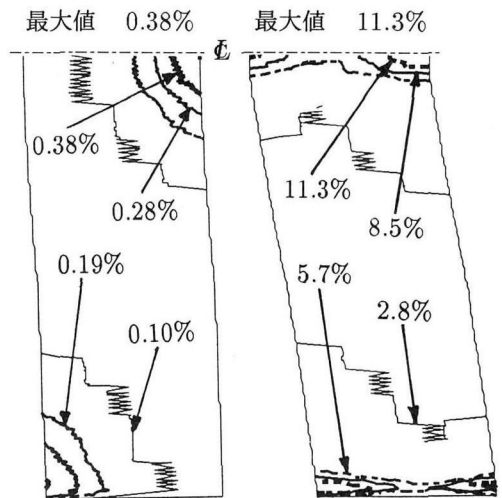


図-6 $-v/L = 1.3 \times 10^{-3}$ 、 1.0×10^{-2} での相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ 分布 (非共軸モデル)

は、同じ状態の相当塑性ひずみ分布を示した。図中のコンターラインは相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ の分布である。これ以降の変形図とひずみ分布図は、見易くするために板厚方向にのみ10倍拡大した。また図-3に示した上下方向の中央線を境にほぼ上下対称の挙動を示したことからその下半分を示してあり、以後も同様に表す。図-5, 6の右には、さらに変位が大きくなった $-v/L = 1.0 \times 10^{-2}$ での非共軸モデルの変形状態と相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ 分布を示した。

いずれの構成モデルともピーク直前の段階で初期降伏に至る要素が発生し、それが上下端部の左表面と中央部の右表面に集中し始め(図-5左)、徐々にこの3部分の塑性域が板厚方向に拡がり(図-5右)、いわゆる塑性

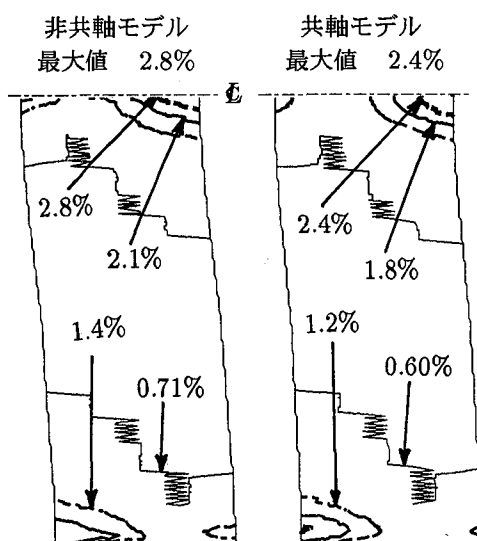


図-7 $-v/L = 2.5 \times 10^{-3}$ での相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ 分布

ヒンジを形成する。塑性域は板厚方向に広がるが、曲げが発生するため一旦降伏した部分に塑性変形が集中し始め、2つの図に示すように、中立軸付近やこれらの図の上下部分の降伏域にはさまれた中間域は除荷が発生する。板の上下と中央部、つまりこれらの図の上下域に塑性ヒンジ様のものが生じる。そのため板全体としては「く」の字に曲がっていく。前述のようにウェブを考慮していないため本解析対象の薄板はほとんど抵抗せず急激な耐力の低下を示した。この単調荷重の場合の巨視的な荷重変位関係は、図-4のように2つの構成モデル間にほとんど差が認められなかった。

図-7に $-v/L = 2.5 \times 10^{-3}$ での2つの構成モデルの相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ 分布を示した。内部に蓄積された相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ の値を比較すると、いずれのモデルも中央部つまり図の上辺右表面付近で最大値を示し、非共軸モデル、共軸モデルそれぞれ2.8%、2.4%であった。非共軸モデルが相対的に15%程度大きい。また非共軸モデルの方では比較的コンター線が近接しており、塑性変形が相対的に局在化しているのが見られ、全体としてはより柔な応答を示している。図-4の $P/P_{cr} = 0.5$ 程度での変位の差異は約5%程度共軸モデルの方が大きい。巨視的には5%程度の差であるのに対し、内部のひずみ分布やその値の15%の差に見られるように、構成モデルの差が微視的なものに主に現れている。

ここで設定した材料パラメータ A の値は式(9)の次のパラグラフで説明したように、非共軸項が共軸項に対して16%程度に相当している。この値は上の単調圧縮の結果とも整合している。またこの A の値は実測と比較して設定したものではないが、文献⁴⁾のベンチマークテストの結果と整合させたものであり、それほど非現実的であるとは考えていない。

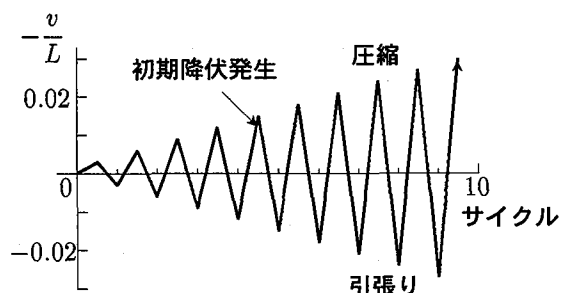


図-8 くり返し荷重方法

3.3 くり返し荷重解析

文献¹⁰⁾では実際に兵庫県南部地震で被災した橋脚を用いて、発生した塑性ひずみを推定する実験が行われた。それによると塑性ひずみが、座屈部では最大21.1% (板厚平均12.3%)、また非座屈部 (健全部) でも最大8.5% (板厚平均4.4%) と非常に大きく生じていたことが報告されている。鋼材に蓄積したこのような塑性ひずみは、破壊等に非常に大きな影響を与えると予想でき、その大きさの予測は非常に重要である。

ここでは地震荷重を念頭に置いたくり返し荷重を行うが、特に塑性ひずみの発達に着目した塑性ひずみ分布と変形挙動の追跡をする。単調圧縮荷重と同じ解析対象で、圧縮と引張りをくり返すが、圧縮側と引張り側に同じ強制変位を与え、いわゆる耐震シミュレーションでよく用いられるくり返し回数 n は最も基本的なくり返し荷重である $n = 1$ とした^{1),2)}。強制増分ステップや初期不整の大きさは単調圧縮の場合と同条件とする。単調荷重の場合の反力ピークが $-v/L = 1.25 \times 10^{-3}$ 程度であったが、くり返しの5サイクル目の圧縮側でこのレベルに至るようなステップ量を決め、図-8に示したようにその1サイクル毎の振幅を $|v|/L = 3.0 \times 10^{-4}$ と設定した。通常の耐震シミュレーションでの1サイクル振幅は初期降伏が生じるレベルであるが、図-4でも明らかのように、もしこのモデルで同様の荷重をすると2サイクル目ですべての耐力を失ってしまうため、上述のように弾性域でもほとんど無用なくり返しをするパターンになっている。

図-9、10はそれぞれ非共軸モデルと共軸モデルの上端の反力と y 方向変位量との関係である。いずれの図もそのモデルの単調圧縮荷重の場合の結果を点線で重ねて示してある。2つのモデルともに4サイクル目までは弾性変形しかしないのでほぼ線形関係を示し重なっている。5サイクル目の圧縮の途中で最初の降伏が発生するが、反力のピークは $P/P_{cr} = 1.3$ 付近に現れた。これはくり返しの影響によって中央部表面に部分的降伏が発生したことにより、実質的に有効座屈長が短くなったためであると考えている。

図-9、10から2つのモデルの反力のピークは、非

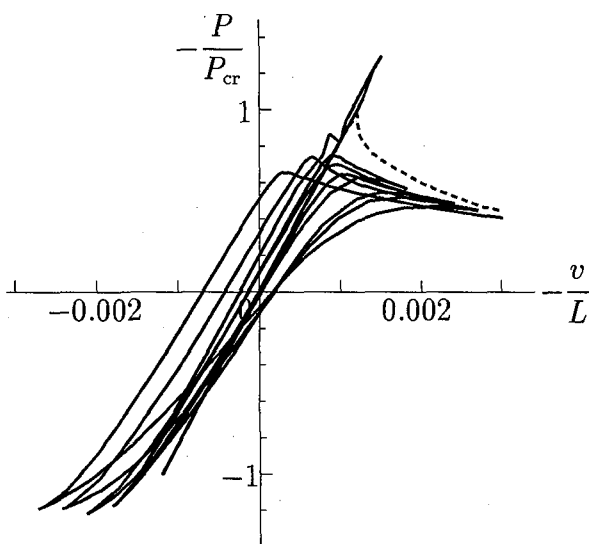


図-9 くり返し载荷の場合の反力-変位量関係 (非共軸モデル)

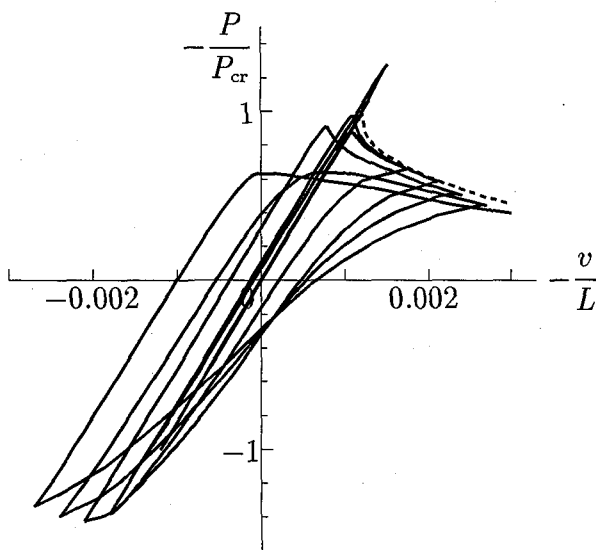


図-10 くり返し载荷の場合の反力-変位量関係 (共軸モデル)

共軸モデルと非共軸モデルでそれぞれ、6サイクル目で $P/P_{cr} = 0.75, 0.95$, 7サイクル目で $0.7, 0.9$, 8～10サイクル目で $0.65 \sim 0.62$ 付近に現れ、いずれも単調圧縮の場合よりも低い値を示し、徐々に低下していく。これは構造モデルとして扱った他の多くの解析によく似ている。6, 7サイクル目で共軸モデルの方が相対的に約30%程度ピークが大きくなるという違いは現れたが、その後はほぼ同様の値を示した。また圧縮(または引張り)から引張り(または圧縮)に移り、反力がゼロになったときに発生している残留変位は、どのサイクルでも共軸モデルの方が大きい値を示した。共軸モデルの方が载荷履歴曲線の囲む面積が大きく、比較的大きなルー

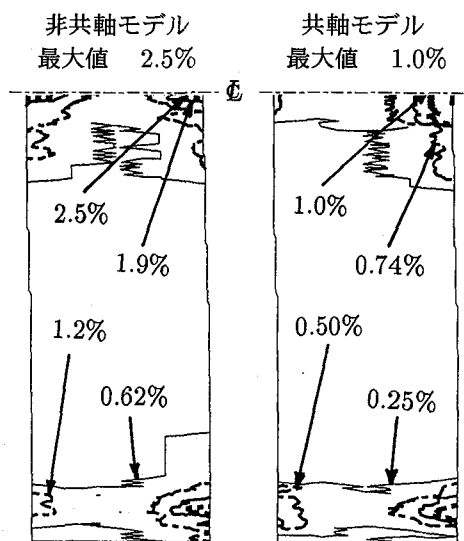


図-11 5サイクル目引張りでの相当塑性ひずみ ε_p 分布

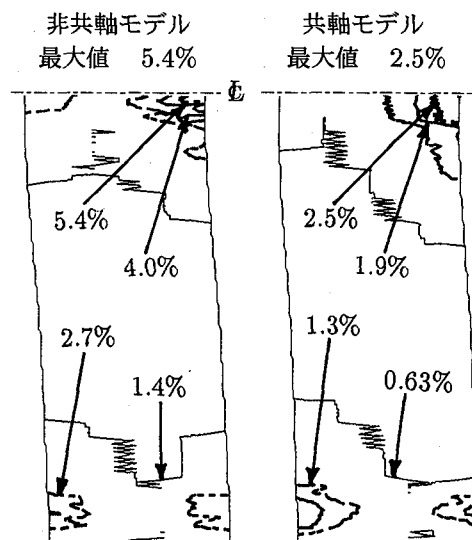


図-12 6サイクル目圧縮での相当塑性ひずみ ε_p 分布

プを描いている。つまり、それだけ非可逆変形によるエネルギー損失が大きいことに相当する。非共軸モデルでは変位量は同程度とは言え、このエネルギー損失は相対的に小さく、塑性変形が局在化している可能性がある。

そこで内部の挙動を見るために、図-11に5サイクル目の相当塑性ひずみ ε_p の分布を示した。共軸モデルに比べ、非共軸モデルは中央部つまりこの図の上辺で左表面にも塑性ひずみの大きい部分が発生している。このように相当塑性ひずみ ε_p の分布に明確な違いが現れ、さらにその最大値は非共軸モデルで2.5%、共軸モデルで1.0%と2.5倍の大きな差が現れた。図-12にはその次の6サイクル目の圧縮段階の相当塑性ひずみ ε_p 分布を示した。図-11に比べて、塑性ひずみが y 方向にもさ

表-1 各サイクル目での相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ の最大値

サイクル目	非共軸モデル		共軸モデル	
	圧縮	引張り	圧縮	引張り
5	0.40%	2.50%	0.16%	0.99%
6	5.4%	6.7%	2.5%	3.6%
7	8.6%	11.9%	5.4%	6.9%
8	14.0%	19.3%	9.4%	12.3%
9	22.3%	24.6%	16.0%	19.3%
10	27.1%	—	23.1%	—

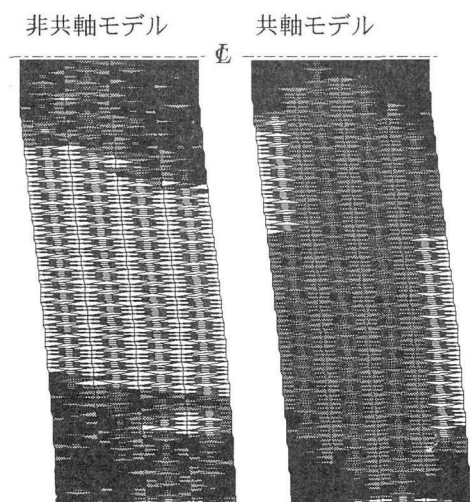


図-13 10 サイクル目圧縮での変形状態

らに拡がっているが、それぞれの分布の仕方には大きな違いが現れており、非共軸モデルの方が比較的密になって、変形が局在化しているのがわかる。また相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ の最大値は5.4%、2.5%とさらに大きな差が現れた。単調圧縮荷での塑性ひずみの差が15%程度だったものが数サイクルくり返されているわけで、その差は2倍程度にもなり得る。

その後のサイクルでのそれぞれの相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ の最大値を表-1に示した。ここに「圧縮」と書いた欄は図-8での圧縮側のピークでの値を意味し、「引張り」も同様である。ここに示したように非共軸モデルの方が常に大きめの値を持ち、その差は数%と非常に大きい。図-13には最後の10サイクル目の圧縮ピークでの変形状態を示した。非共軸モデルは中央部と上下端部に塑性域が集中して発生しているのに対し、共軸モデルはその3部分に挟まれた部分がほとんど除荷領域であり、くり返し履歴中の降伏による塑性域がこの解析対象のほぼ全領域に拡がっている。すなわち非共軸モデルでは明確に変形の局在化が現れている。また図-14には同じ段階の相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ 分布を示したが、非共軸モデル

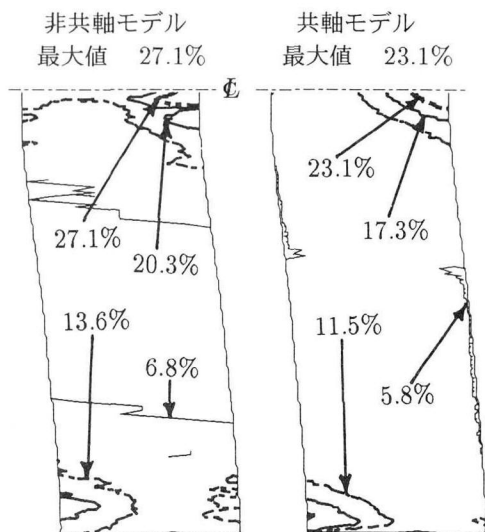


図-14 10 サイクル目圧縮での相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ 分布

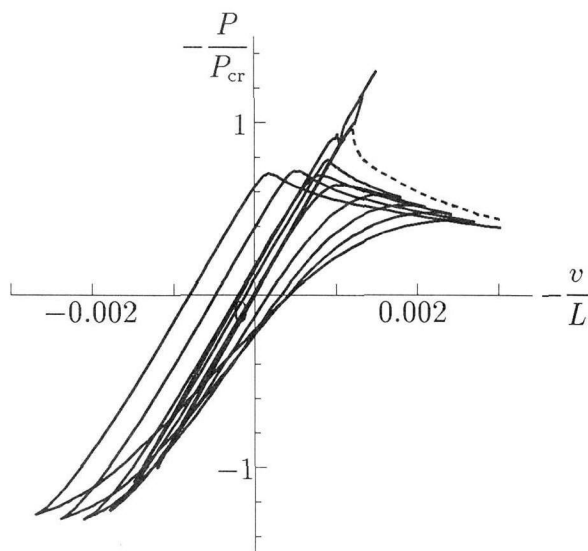


図-15 20000 要素でのくり返し荷荷の場合の反力-変位量関係 (非共軸モデル)

は相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ が図の上辺右表面に最大値を示して板厚方向に広がった分布をしているのに対し、共軸モデルは中立軸上付近まで分布が広がっている。このようにくり返し荷荷した場合には、2つの構成モデルが予測する蓄積した塑性ひずみの値及び分布に大きな違いが現れ、非共軸モデルは変形が局在化し、そのため全体系でのエネルギー損失が小さくなることを示している。

最後に文献⁶⁾で示したようにここで用いた非共軸モデルは、大変形問題においては、ひずみが数値解析上の問題で局所化し、実際の局所化を示さないばかりか結果がメッシュ依存性を有してしまう。そこでこの問題で要

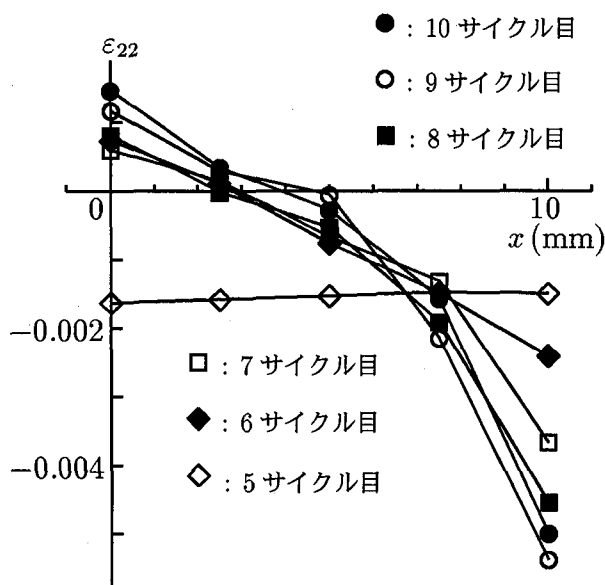


図-16 各圧縮段階での下端から 20cm 位置のひずみ分布 (非共軸モデル)

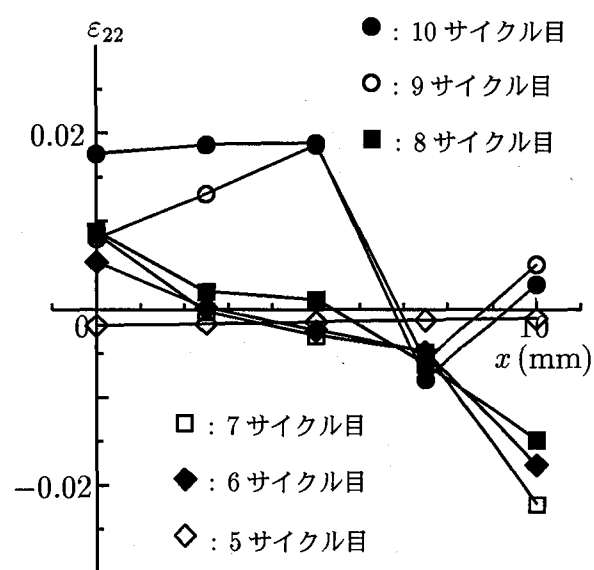


図-18 各圧縮段階での下端から 25cm 位置のひずみ分布 (非共軸モデル)

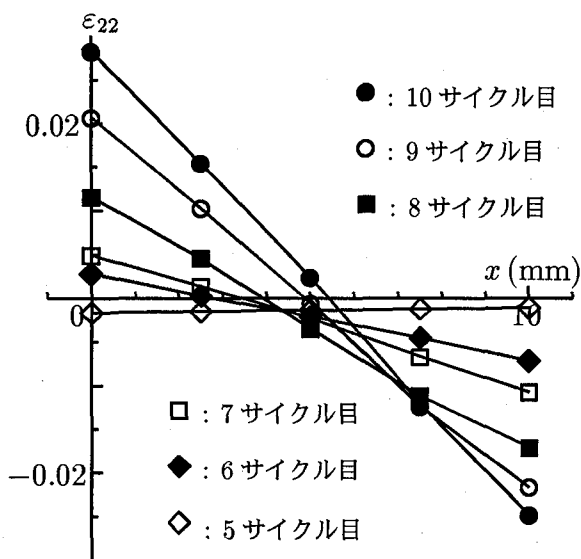


図-17 各圧縮段階での下端から 25cm 位置のひずみ分布 (共軸モデル)

素数を増やし、非共軸モデルによる解析を行った。有限要素メッシュは縦 y 方向 500 分割、横 x 方向 10 分割の 20000 定ひずみ速度三角形要素とした。その他の条件は 3200 要素と同様である。図-15 はこの要素数でくり返し荷重した場合の上端の反力と y 方向変位量との関係である。この要素数での単調圧縮荷重の場合の結果を点線で重ねて示してある。図-9 とほとんど同様に見えるが、多少ループが広がっている。また各サイクル目での相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ の値もわずかに数ポイントの差しか

現れなかった。このようにこの程度のひずみレベルではメッシュ依存性のような問題は発生していない。

3.4 2ヶ所の断面でのひずみ分布の変化

前節まででは 20% を超える相当塑性ひずみ分布について考察したが、図-9 等でも明らかのように、この薄板の平均的なひずみは 0.2% 程度である。そこで下端から 20cm 位置の断面の各圧縮ピーク段階でのひずみ分布を、非共軸モデルの場合で図-16 に示した。ここでは一度降伏した後除荷が生じる部分であり、ひずみのオーダは平均ひずみで 0.2% 程度になっている。5 サイクル目まではまだ曲げ変形が生じないため一様分布をしているが、それ以降は曲げが生じ、ひずみ分布は梁理論と同じ線形分布に近くなっている。

一方、下端から 25cm つまり解析対象の上下方向の中央位置での分布を示したのが図-17, 18 である。図-17 は共軸モデルであり、大変形履歴後も梁理論のような線形分布をしているが、ひずみのオーダは平均値の 10 倍、2% 程度まで及んでいる。一方非共軸モデルの場合の分布図-18 ではひずみが断面内でも局在化して、もはや線形分布をしなくなっている。ひずみのオーダは共軸モデルと同程度だが、分布が極端に違っており、大きな塑性変形部分が広がっているのがわかる。

4. 結語

地震によるくり返し荷重を受ける鋼製橋脚の薄板を平面ひずみで近似モデル化し、2つの材料モデルによる比較を行った。荷重変位関係や変形形状といった巨視的挙動に関してはほぼ同様の結果を与えるような 2つのモデ

ルが、微視的には値や分布がかなり異なる塑性ひずみを持つことを示した。

最終的には亀裂が生じたり、損傷を予測するようなレベルまでの数値解析をするとすれば、こういった局所的なひずみの予測も非常に重要と考えられ、さらに各モデルと実測値との局部ひずみレベルでの比較も必要になってくると考える。ここでは平面ひずみ問題として扱っており、構造部材の設計という観点からは多少机上の考察をしたに過ぎないが、変位が小さい範囲に限定し、主として材料非線形性の方に注目した。実設計に用いる構成モデルも、こういった単純な対象に対しても数値シミュレーションをし実験と比較する必要があると考えている。

なおこの研究では、東北大学への文部省科学研究費補助金(基盤研究(c)(2)No.10650445)の補助を受けた。

参考文献

- 1) 土木学会・構造工学委員会, 構造工学震災調査特別小委員会: 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 1997.
- 2) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉, 松村寿男: 鋼製パイプ断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.577/I-141, pp.181-190, 1997.
- 3) 吉田裕, 有井一晃, 石川敏充: 地震時終局挙動評価における非線形有限要素解析に関する考察, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会, pp.253-260, 1997.
- 4) 神馬敬, 富田佳宏, 島村三郎: 変形問題に対するベンチマークテスト報告集, 日本塑性加工学会, 1986.
- 5) 神馬敬(研究代表者): 変形問題に対するベンチマークテスト報告集, 平成元年度科学研究費(総合研究 A)研究成果報告書, 1990.
- 6) 白戸真大, 岩熊哲夫: 微視すべりを組み込んだ構成モデルとその大変形問題への適用, 土木学会論文集, No.598/I-44, pp.257-268, 1998.
- 7) Iwakuma, T. and Nemat-Nasser, S.: An analytical estimate of shear band initiation in a necked bar, *Int. J. Solids Structures*, Vol.18, pp.69-83, 1982.
- 8) Yamada, Y., Yoshimura, N., and Sakurai, T.: Plastic stress-strain matrix and its application for the solution of elastic-plastic problems by the finite element method, *Int. J. Mech. Sci.*, Vol.10, pp.343-354, 1968.
- 9) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(III), (IV), (V), (VI) — 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 —, 1997.
- 10) 三木千寿, 休場裕子, 沖中知雄: 塑性ひずみが鋼材靱性に与える影響に関する研究, 平成8年度土木鋼構造研究助成事業研究成果報告書(社団法人 鋼材倶楽部), pp.9-15, 1998.

(1998年9月18日 受付)