

繰り返し荷重下の鋼製橋脚 の有限要素法による解析について

名古屋工業大学 王慶雲*・後藤芳顯*・高橋宣男*・小畑誠*

繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素解析においては、鋼材の繰り返し塑性のモデル化が重要である。ここでは、有限要素への導入が容易になるように、できるだけ少ない材料パラメータ、内部変数で表現する構成則として三曲面モデルを提示した。このモデルでは、基本的な材料パラメータは単調引張り試験から決定できるように配慮している。他のパラメータは鋼種によらない一定値で鋼製橋脚の繰り返し実験結果と一致するようにキャリブレーションにより決定されている。本構成則によると通常の弾性域を一定とした移動硬化則や等方硬化則に比べ、鋼製橋脚の履歴挙動を全領域にわたりかなり精度良く解析できることを確認した。

1. まえがき

まれに起こるような大地震に対して、鋼製橋脚の損傷を許容した機能保持型の耐震設計^{1),2)}を行う場合、その繰り返し荷重下の終局挙動特性を把握することが重要である。従来、その特性を理論的に把握するには薄板構造の複合非線形挙動解析を行う必要があり、かなり困難な問題と考えられてきた。したがって、主として、実験的な手法を用いて鋼製橋脚の終局挙動について検討が加えられている^{3),4)}。しかしながら近年、計算機能力の飛躍的な向上、非線形汎用コードの開発などにより、いわゆるパーソナルコンピュータレベルにおいても板要素の非弾性局部座屈挙動を考慮した複合非線形解析が比較的容易にできる環境が整っている。事実、このような複合非線形解析を用いて鋼製橋脚の繰り返し荷重下の終局挙動を解析する試みが各方面でなされている⁵⁾⁻⁹⁾。

板要素を用いた既存の複合非線形解析を実用的な鋼製橋脚の解析に適用する場合、主として問題となるのは鋼材の材料構成則における繰り返し塑性の扱いであり、これにより解析結果は大きな影響を受ける。現在のところ通常の非線形汎用コードを用いるとき、利用可能なものは弾性域を一定とした単純な移動硬化則や等方硬化則であり、鋼材の繰り返し塑性の特性が十分反映されていない⁷⁾⁻⁹⁾。

キーワード：材料構成則，大変形解析，鋼製橋脚

*名古屋工業大学社会開発工学科，052-735-5486

構造用鋼材の繰り返し塑性に関する構成則については、我が国においても、降伏棚、弾性域の縮小、硬化係数の変化などを鋼材の一軸試験にもとづき、精度良く表す塑性理論によるいくつかのモデルの提示が皆川ら¹⁰⁾、水野と宇佐美ら¹¹⁾、西村ら¹²⁾によりなされている。さらに、宇佐美⁵⁾、西村⁶⁾らは提示した構成則モデルを有限要素解析の棒要素や板要素に組み込み、繰り返し荷重下の鋼構造物の解析に適用することでその有効性を示している。しかしながら、これらの繰り返し塑性モデルは、ひずみの比較的小さい領域での一軸繰り返し載荷試験にもとづいているため、実際の鋼製橋脚を対象とした場合、その終局状態において座屈モードの局所化現象によって生ずる非常に大きなひずみ領域での精度の信頼性については疑問が残る。また、これらの塑性モデルは材料の一軸繰り返し挙動を忠実にカーブフィッティングする目的で多くの材料パラメータを含んでいるため、パラメータの同定を含め一般の多軸応力下の実用解析に適用するのはかなり煩雑であるといえる。

一軸挙動を一般の多軸挙動へ拡張するには、通常の塑性ポテンシャル理論によってなされているが、載荷経路が比例載荷から大きくはずれる場合には精度の低下は避けられない。したがって一般の変形問題への適用を考えると、一軸試験の結果の忠実な記述が多軸応力下でどの程度重要であるかは必ずしも明らかではない。そこで、ここではより一般性を持った繰り返し

し塑性モデルを提案するという立場からではなく、鋼製橋脚の繰り返し荷重下の終局挙動をなるべく簡単な構成則により精度良く解析することに主眼をおく。そのためにも、従来提案されている繰り返しの構成則に考察を加え、鋼材の単調載荷試験を基本とし、定数をなるべく減らした三曲面モデルを検討する。つぎに、土木研究所で実施された鋼製橋脚の繰り返し載荷実験⁴⁾にもとづき、キャリブレーションにより、鋼製橋脚の地震時終局挙動を精度良く解析するための大ひずみ領域を含めた鋼材の繰り返しの構成則を提示する。さらに、提示したモデルを用いて、上述の鋼製橋脚の繰り返し載荷実験を解析し、一般の汎用コードで利用可能な構成則である移動硬化則、等方硬化則を用いた場合の結果と比較する。

2. 三曲面モデルによる繰り返し塑性の表現

これまでの鋼製橋脚の解析結果より、鋼材の一軸試験にもとづく応力ひずみ関係では一般に相当塑性ひずみが小さい領域では良い結果を与えるが、ひずみが大きい領域では鋼製橋脚の耐力を過大に評価することが判明している。ここではこのような状況を考慮して、鋼製橋脚の繰り返し解析のための弾塑性構成則について述べる。

鋼製橋脚の解析における鋼材の繰り返し塑性の構成則では、ひずみ硬化、降伏棚、そして弾性域の縮小の扱いが重要である。大きなひずみ領域での繰り返し現象を扱うには、これらの中でも特に、ひずみ硬化の扱いが重要である。ここで提示する三曲面モデルでは、このような点に配慮してひずみの小さな領域から大ひずみの領域に至る鋼材の繰り返し塑性挙動を、なるべく少ない内部変数とパラメーターで表現することを試みている。なお、内部変数としては、相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ と二曲面モデル¹⁴⁾の変数 δ のみを用いる。

(1) 降伏曲面

本研究では、材料の塑性の構成則として降伏条件に Von Mises の降伏関数、流れ則には降伏曲面を塑性ポテンシャル面とする J2 流れ則を、また硬化則には等方硬化則と Ziegler の移動硬化則の両方にもとづく混合硬化則を用いる。多軸応力下の増分型の真応力-対数ひずみ関係を導くにあたっては式の記述に総和規約を用いる。このとき、添字 i, j, k, l, m, n はいずれも x, y, z の3通りの記号をとる。

はじめに、Von Mises の降伏関数 f を次式で定義する。

$$f^2 = G(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) \quad (1)$$

ここで、 $\{\sigma_{ij}\}, \{\alpha_{ij}\}$ はそれぞれ応力、後背応力で降伏曲面の中心を意味する、 f は降伏曲面の半径である。関連流れ則により塑性負荷状態での増分応力-増分ひずみの関係として以下の関係が得られる。

$$\begin{aligned} d\sigma_{ij} &= E_{ijkl}^e d\epsilon_{kl} \\ &= (E_{ijkl}^e - q E_{ijkl}^e \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} E_{mnlk}^e) d\epsilon_{kl} \end{aligned} \quad (2)$$

ここに

$$q = 1 / (H^p + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} E_{mnlk}^e \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}}) \quad (3)$$

$$H^p = h_l + h_K \quad (4)$$

である。 H^p はいわゆる等方硬化の寄与 h_l と移動硬化の寄与 h_K の和であり、後に提案する一軸試験にもとづく三曲面モデルによって決めることができる。

(2) 弾性域

弾性域の縮小については、皆川¹⁰⁾、水野ら¹¹⁾は、独自に定義した累積有効塑性ひずみの関数として弾性域の縮小を表している。弾性域は相当塑性ひずみの増加に対して急速に減少し一定値に収束する。つまり、鋼製橋脚の解析で重要な大ひずみ領域では、この弾性域の収束値の影響が大きく弾性域の縮小率の影響は必ずしも大きくない。さらに、弾性域の変化は実験結果のばらつきも大きい。以上のことと、累積有効塑性ひずみの算定が複雑であることを考慮して、ここでは弾性域の縮小は Popov and Petersson の多曲面モデル¹³⁾の考え方を用いる。多曲面モデルでは、 $t=0$ から t_c までの相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ と t_c から t_m (m 番目の曲面内)までの相当塑性ひずみ増分 $\bar{\epsilon}^{pm}$

$$\bar{\epsilon}^p = \int_0^{t_c} \sqrt{\frac{2}{3}} d\epsilon_{ij}^p d\epsilon_{ij}^p dt \quad (5)$$

$$\bar{\epsilon}^{pm} = \int_{t_c}^{t_m} \sqrt{\frac{2}{3}} d\epsilon_{ij}^p d\epsilon_{ij}^p dt \quad (6)$$

を用いて、 m 番目の多曲面の半径を下式で表す。

$$f_m = w(\bar{\epsilon}^p) f_a(\bar{\epsilon}^{pm}) + (1 - w(\bar{\epsilon}^p)) f_b(\bar{\epsilon}^{pm}) \quad (7)$$

ここに w, f_a, f_b はそれぞれは重み係数、処女硬化係数、繰り返し硬化係数で、相当塑性ひずみ増分 $\bar{\epsilon}^{pm}$ の関数である。これらの係数は、一軸試験データから決

められる。

弾性域の半径 f は式 (7) において相当塑性ひずみ増分を $\bar{\epsilon}^p = 0$ ($m=0$ 曲面) とおくことにより得られる。すなわち

$$f = w(\bar{\epsilon}^p) f_a(0) + (1 - w(\bar{\epsilon}^p)) f_b(0) \quad (8)$$

ここに、 f_a は初期の弾性域の半径であり σ_y に対応する。また f_b は縮小した弾性域の半径の収束値である。ここでは、簡単のために、重み関数 w は $e^{-\beta \bar{\epsilon}^p}$ と仮定する。この結果、式(8)は次式のようになる。

$$f = f_b - (f_b - \sigma_y) e^{-\beta \bar{\epsilon}^p} \quad (9)$$

これより、等方硬化係数 h_l は式(9)を式(1)に代入することにより次のように求まる。

$$h_l = \beta (f_b - \sigma_y) e^{-\beta \bar{\epsilon}^p} \quad (10)$$

本三曲面モデルは、相当塑性ひずみが小さい範囲内では、混合硬化モデルを表現するが、相当塑性がひずみ増加すると、 h_l はかなり速く 0 に収束し、移動硬化モデルとなる。

(3) 降伏棚

降伏棚については、水野ら¹¹⁾は、累積有効塑性ひずみと累積塑性仕事とがある関係を満たすと消失すると仮定している。一方、西村ら¹²⁾は降伏棚は、式 (5) で定義される相当塑性ひずみ $\bar{\epsilon}^p$ の大きさが一軸載荷での降伏棚の長さに達すると降伏棚が消失するものと考えている。ここでは、扱いがより簡単な西村の手法による。なお、降伏棚上では、多軸状態下において、下式のように相当応力は一軸試験での降伏応力 σ_y と一致する。

$$\bar{\sigma} = \sqrt{G(\sigma_{ij})} = \sigma_y \quad (11)$$

ここに

$$G(\sigma_{ij}) = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_y \sigma_z - \sigma_z \sigma_x + 3\tau_{xy}^2 + 3\tau_{yz}^2 + 3\tau_{zx}^2 \quad (12)$$

(4) ひずみ硬化係数

ひずみ硬化係数 H_p については、基本的には次式で示す Dafalias-Popov の二曲面モデル¹⁴⁾を用いて表す。

$$H_p = h_l + h_k = E_0 + h \frac{\delta}{\delta_{in} - \delta} \quad (13)$$

ここに δ は降伏曲面上の応力点と境界曲面上の応力点との距離であり、 δ_{in} はある載荷サイクルで降伏したときの δ の値である。また、 E_0 は境界曲面の勾配、 h は硬化形状パラメータである。

通常二曲面モデルでは境界面の勾配 E_0 は有限な値が設定される。しかしながら、相当塑性ひずみの大きな領域ではひずみ硬化係数 H_p は零に近づくため、有限な境界面の勾配を設定すると、大ひずみ領域での硬化係数を過大に評価することになる場合も多い。また、通常二曲面モデルでは、再載荷で降伏後ひずみの小さな領域では硬化係数を過小に評価する傾向がある。ここでは、より直接的に硬化係数の変化を表現するため、降伏曲面と境界面の間に過去の最大の応力履歴により拡大する硬化係数の不連続境界面を挿入することで、硬化係数の急激な変化にも対応できるように配慮する。これにより、少ないパラメータですべての相当塑性ひずみの領域での硬化係数の変化を表すことを考える。

まず、塑性ひずみが大きくなると硬化係数が零に近づくことを考慮して、式(13)の境界曲面の勾配 E_0 を零とする。すなわち

$$H_p = h_l + h_k = h \frac{\delta}{\delta_{in} - \delta} \quad (14)$$

式(14)を全領域にわたって用いると、再載荷で降伏後ひずみが小さい領域での硬化係数を過小評価するので、降伏曲面と、境界曲面の間に次に説明する不連続境界面を挿入する。

なお、移動硬化係数 h_k は次式で決定される。

$$h_k = H_p - h_l \quad (15)$$

不連続境界面は、初期状態においては、降伏曲面と同一の大きさを持っている。降伏棚が消失すると負荷状態において、拡大を開始する。したがって、はじめに、不連続境界面が表す硬化係数の変化はひずみ硬化開始時の変化である。

このような不連続境界面の第 n ($n=0, 1, 2, \dots$) 番目の負荷開始時点の状態 (図-1) は次式のように表される。

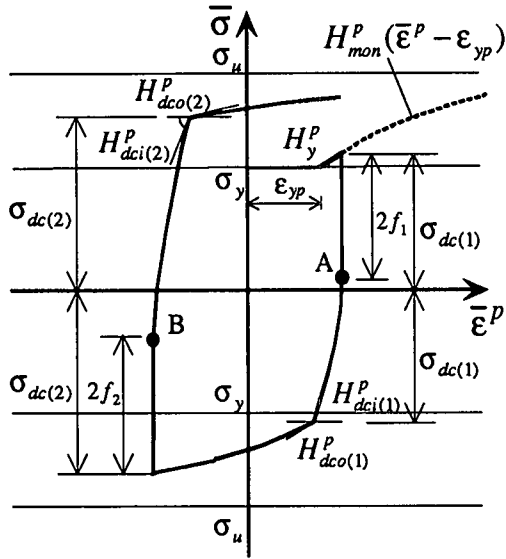
$$\sigma_m = \sigma_{dc(n)} \quad (16)$$

また

$$\sigma_{dc(0)} = \sigma_y \quad (17)$$

$\sigma_{dc(n)}$ は n 番目に塑性負荷状態から除荷する点まで経験した最大相当応力である。

不連続境界面の内外において、硬化係数はいずれも、式(14)で表すが、硬化形状パラメータ h は不連続境界面内外で異なった値を与える。



(A point : $n=1$; B point : $n=2$)

図-1 三曲面モデル

まず、不連続境界面内の硬化形状パラメータ h は、不連続境界面上内側の硬化係数を $H_p = H_{dci}^p(n)$ とすると、式(14)に不連続境界面上の δ の値 $\delta = \sigma_u - \sigma_{dc(n)}$ を代入することで下記の式で与えられる。

$$h = H_{dci}^p(n) \frac{\delta_{in} - (\sigma_u - \sigma_{dc(n)})}{\sigma_u - \sigma_{dc(n)}} \quad (18)$$

本解析では、 $H_{dci}^p(n)$ は n によらず一定と仮定する。

つぎに、不連続境界面の外側の硬化形状パラメータ h の決定法について述べる。境界面上において、 $H_p = h$ となるように、 δ_{in} の値として次のものを与える。

$$\delta_{in} = 2(\sigma_u - \sigma_{dc(n)}) \quad (19)$$

一方、鋼材の一軸単調引張試験より得られたひずみ硬化領域の硬化係数を次式で表すものとする。

$$H_{mon}^p = H_{mon}^p(\bar{\epsilon}^p - \epsilon_{yp}) \quad (20)$$

ここに、 ϵ_{yp} は鋼材の引張試験での塑性棚が終わる時の塑性ひずみである。この関係を用いて、不連続曲面上外側における硬化係数 $H_{dco}^p(n)$ を次のように仮定する。

$$H_p = H_{dco}^p(n) = H_{mon}^p(\bar{\epsilon}_{dc(n)}^p - \epsilon_{yp}) \quad (21)$$

ここに、 $\bar{\epsilon}_{dc(n)}^p$ は不連続境界面に接したときの相当塑性ひずみである。

式(19)、(21)より、不連続曲面上外側における硬化

形状パラメータは次のようになる。

$$h = H_{mon}^p(\bar{\epsilon}_{dc(n)}^p - \epsilon_{yp}) \quad (22)$$

不連続境界面の外側での h は $\bar{\sigma} - \sigma_{dc(n)}$ の関数として下記のように仮定する。

$$h = H_{dco}^p(n) \left(1 + \frac{\bar{\sigma} - \sigma_{dc(n)}}{\sigma_u - \sigma_{dc(n)}} \xi\right) \quad (23)$$

定数 ξ は式(19)、(23)を式(14)に代入し、鋼材の一軸単調引張り実験結果と合わせるように決定する。

(5) 材料パラメータとその決定法

本モデルの支配パラメータとその決定法を以下にをまとめる。まず、一軸引張試験より、ヤング係数 E 、ポアソン比 ν 、降伏応力 σ_y 、引張り強度 σ_u 、ひずみ硬化開始点での塑性ひずみ ϵ_{yp} 、ひずみ硬化係数 $H_{mon}^p(\epsilon_p - \epsilon_{yp})$ が決まる。一方、材料の繰返し載荷実験から定められるパラメータは、縮小した弾性域の収束値 f_b 、弾性域の縮小率のパラメータ β 、不連続境界面上内側の硬化係数比 H_{dc}^p/E である。ここで、 f_b は既存の実験結果(例えば、藤本ら¹⁵⁾、西村ら¹²⁾の実験結果)を参考に、残りの β 、 $H_{dci}^p(n)/E$ は鋼製橋脚の繰返し載荷実験と一致するように、また鋼種によらず一定値になるように決定する。したがって、解析に必要なパラメータは通常、材料の一軸引張試験のみによりすべて決定される。本三曲モデルは、皆川の多曲面モデル¹⁰⁾、水野、宇佐美の修正二曲面モデル¹¹⁾、西村のモデル¹²⁾に比べると材料パラメータ、内部変数はかなり少なくなっており扱いやすい形になっている。

3. 三曲面モデルによる鋼製橋脚の解析

本節では、三曲面モデルをFEM解析の汎用ソフト ABAQUS の user subroutine に組み込み板構造の複合非線形解析を実施する。まず、建設省土木研究所で実施された鋼製橋脚の繰返し載荷実験⁴⁾にもとづき、繰返し荷重下の材料定数 β 、 H_{dc}^p/E を決定する。つぎに、このように決定された定数を用いて三曲面モデルで得られる鋼製橋脚の繰返し載荷実験の解析結果と ABAQUS において弾性域を一定とする通常の移動硬化則と等方硬化則を用いた場合の結果とを比較し構成則が解析結果に与える影響を考察する。

(1) 鋼製橋脚モデルと解析手法

解析対象とした鋼製橋脚モデルは、建設省土木研究

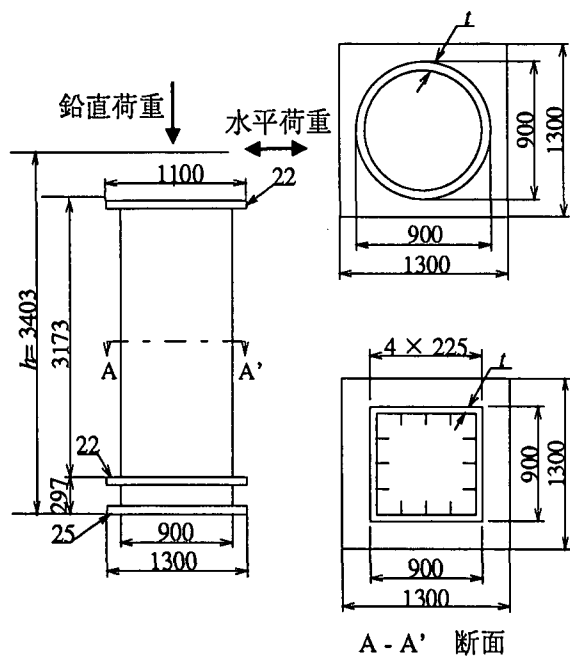


図-2 供試体形状・概寸

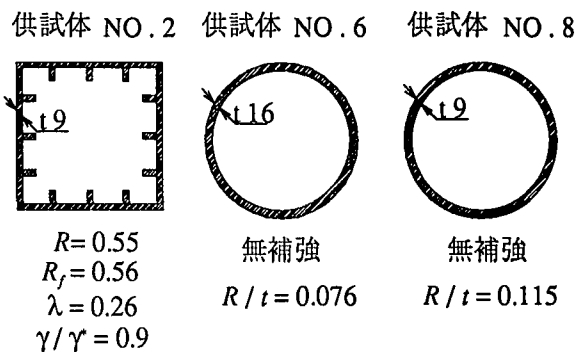


図-3 供試体断面形状

学的初期不整については、これに関する情報がないため、本解析では無視する。

真応力-対数ひずみ関係は、供試体に用いた鋼材の単調引張実験結果を基に図-4に示すような多直線近似で表す。この実験結果により、三曲面モデルのパラメータ $E, \nu, \sigma_y, \sigma_u, \epsilon_{yp}, H_{mon}^p (\epsilon_p - \epsilon_y)$ は決定される。一方、弾性域の収束値 f_b は、西村ら¹²⁾、藤本ら¹⁵⁾の実験結果を参考として決定する。さらに、繰り返し塑性を表すパラメータ $\beta, H_{dci(n)}^p / E$ は鋼製橋脚の繰り返し載荷実験をもとに、材質に関わらない値として設定する。設定された三曲面モデルのパラメータ値は表-1にまとめている。三曲面モデルと比較する弾性域の縮小を考慮しない通常の等方硬化則、移動硬化則では、図-4の関係をもとに相当応力-相当塑性ひずみ関係を設定した。なお、ABAQUSでは移動硬化則は硬化係数が一定の場合しか扱うことができないので、この場合もuser subroutineを組み込むことで、硬化係数の変化を考慮した。

(2) 解析結果と考察

解析結果として、鋼材の構成則に三曲面モデル、通常の移動硬化則、等方硬化則を用いた場合の柱頂部の水平荷重-水平変位関係を図-5に、振幅 $3\delta_y, 6\delta_y$ での円形断面柱NO.8の半径方向の断面変形量を図-6に、それぞれ繰り返し載荷実験結果と比較して示している。図-5より、三曲面モデルを用いると、鋼材の単調引張試験結果のみで、鋼製橋脚の繰り返し挙動を全領域にわたってかなり精度良く解析できることがわかる。とくに、円形断面柱については、繰り返し載荷の全領域で解析結果と実験結果は良く一致している。

一方、等方硬化則では荷重の極大値を超えた後の、

所で実施された三種類の実験の供試体である⁴⁾。供試体の概寸および断面形状は図-2、図-3に示すとおりである。供試体NO.2はリブ付き矩形断面柱であり、供試体NO.6, NO.8は無補剛円形断面柱である。載荷条件としては、供試体の下端部を固定として、柱頭部には一定の軸力(全断面降伏軸力の約15%)を常時載荷し、その状態を保持したまま水平方向に漸増繰り返し変位が与えられている。

解析モデルとしては、供試体の変形モードが左右対称であるとして、1/2対称モデルを用いる。また、計算の効率化のために、局部変形の大きい柱基部のみ4節点厚肉シェルシェル要素(S4R)で離散化し、上部は空間開断面2節点線形はり要素(B31OS)を用いる。具体的には、円形断面柱では基部から高さ $h/2$ まで、矩形断面柱では2パネル部分までそれぞれシェル要素で離散化している。また、この部分の矩形断面柱のリブについては横倒れ座屈が考慮できるはり要素(B31)で近似している。上述のモデルの精度は、全領域をシェル要素で離散化したモデルと比較することにより確認している。境界条件としては、解析モデルの下端部は全自由度を完全固定とし、対称面においては自由度の対称条件を設定している。また、シェル要素とはり要素の接合部では、柱断面の形状不変、平面保持を仮定して連続条件を設定している。要素分割は、解の収束性を考慮して決定した。残留応力と幾何

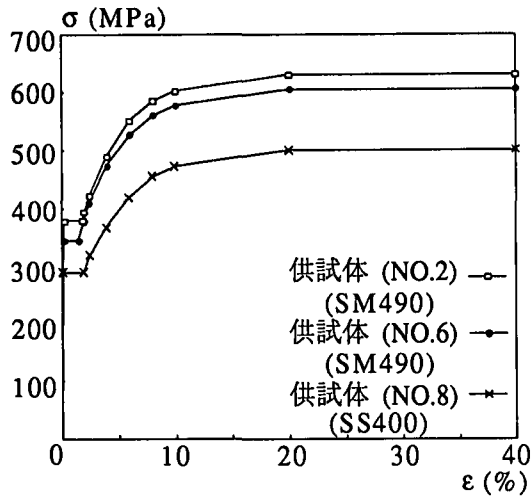


図-4 解析で用いた応力-ひずみ関係

履歴ループの面積は実験値に近いが、その形状は実験値とかなり異なる。また移動硬化則においては、履歴ループの包絡線の劣化勾配の評価の精度は比較的良いが、弾性域の縮小を考慮していないため、除荷剛性が大きく履歴ループが角張った形となり履歴吸収エネルギーを高めに評価する。等方硬化則と移動硬化則を比べた場合には、移動硬化則による履歴挙動が実験値に比較的良く一致する。

図-6より円形断面柱NO.8の半径方向への断面変形量について考察する。振幅 $3\delta_y$ においては、いずれの構成則を用いた場合もほぼ同じ結果が得られるが、実験結果に比べ、断面の最大変形量はやや小さく、はらみ出す位置も少し上方にずれている。一方、 $6\delta_y$ においては、三曲面モデル、移動硬化則による断面変形性状は実験結果と良い一致を示しているが、等方硬化則によるとはらみ出す位置がかなり上方にずれ下端から上方へ200mmの区間は断面変形がほとんど現れていない。

4. まとめ

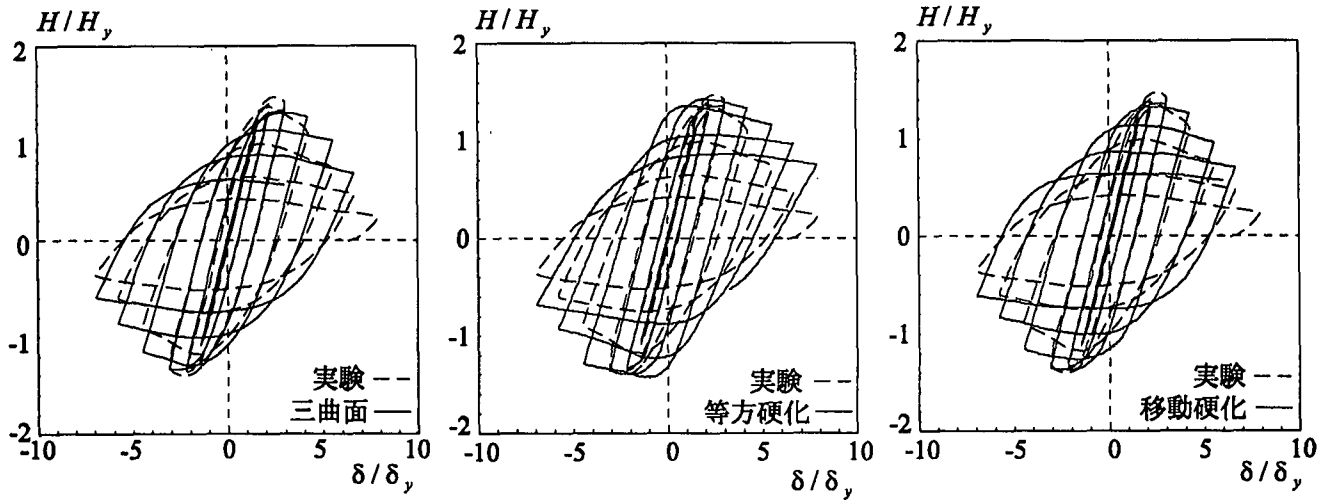
鋼製橋脚の繰り返し荷重下の弾塑性解析を行うための鋼材の繰り返し塑性の構成則について検討した。ここでは、有限要素解析への適用が容易になるように、できる限り少ない材料パラメータ、内部変数で表現しうる構成則を目標とし、三曲面モデルを提示した。このモデルでは、材料パラメータは基本的には、単調引張試験から決定できるように配慮している、他のパラメータは、鋼製橋脚の繰り返し実験結果と一致す

表-1 三曲面モデルのパラメータ値

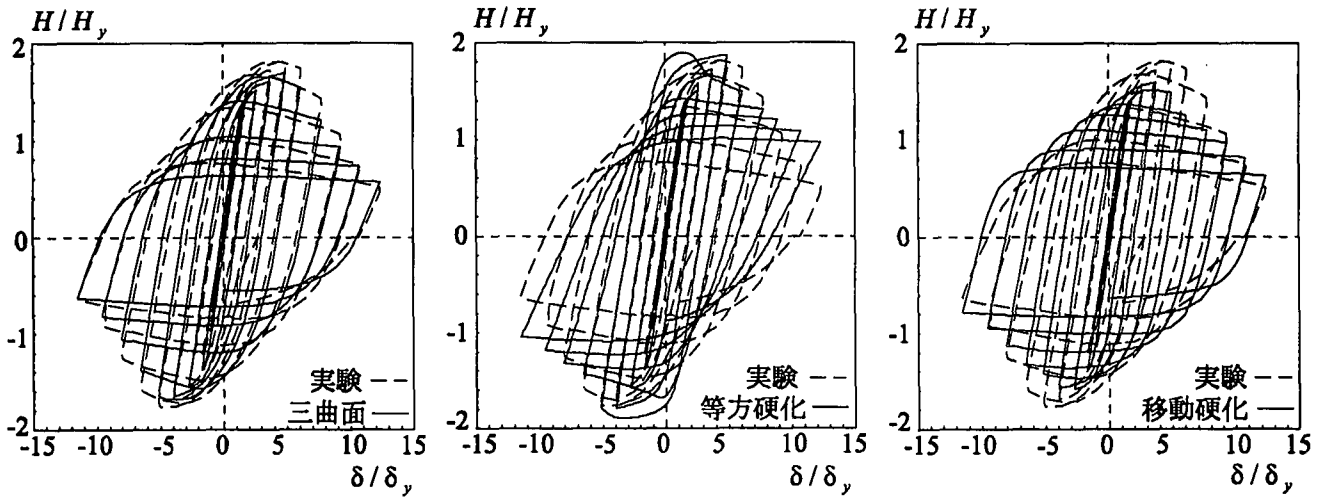
	NO.2	NO.6	NO.8
E (GPa)	206.0	206.0	206.0
σ_y (MPa)	378.6	344.3	289.6
σ_u (MPa)	630.0	610.0	495.0
ν	0.3	0.3	0.3
ϵ_{yp}	0.0165	0.0133	0.0183
f_b/σ_y	0.65	0.65	0.58
β	100		
H_{dc}^p/E	0.05		
ξ	0.8		
H_{mon}^p	多直線近似(図-4 参照)		

るように帰納的な手法により鋼種によらない一定値として決定した。この三曲面モデルによると鋼製橋脚の繰り返し載荷実験の履歴ループの形状並びに、履歴ループの包絡線の劣化挙動を全領域にわたって精度良く解析できることも確認した。これに比べ、弾性域を一定とする通常の移動硬化則と等方硬化則を用いると、いずれも履歴ループの形状がかなり異なることが判明した。ただ、履歴ループの包絡線については移動硬化則によると比較的精度良く求めることができる。本三曲面モデルでは一部のパラメータは鋼製橋脚モデルの繰り返し載荷実験をもとに帰納的な手法により決定している。したがって、参照する実験の数が多いほどモデルの精度を向上することができる。今後は、繰り返し載荷実験データの蓄積につとめ、三曲面モデルのより一層の精度向上について検討したい。

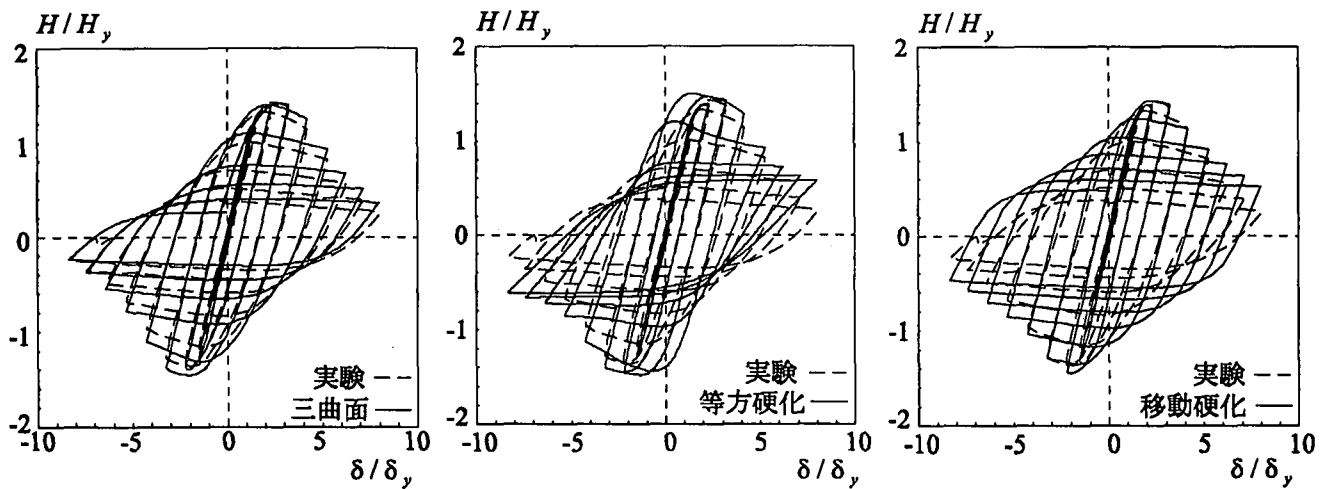
最後に、鋼製橋脚の実験データは建設省土木研究所にご提供をいただいた。また、本研究の一部は、第2著者が鋼材倶楽部鋼製橋脚の耐震性に関する共同研究WG(大田孝二主査)において実施したもので、WGでは宇佐美勉名古屋大学教授ほか委員の皆様には貴重な助言・援助をいただいた。以上記して謝意を表す。



(a) 供試体 NO.2



(b) 供試体 NO.6



(c) 供試体 NO.8

図-5 荷重-変位曲線

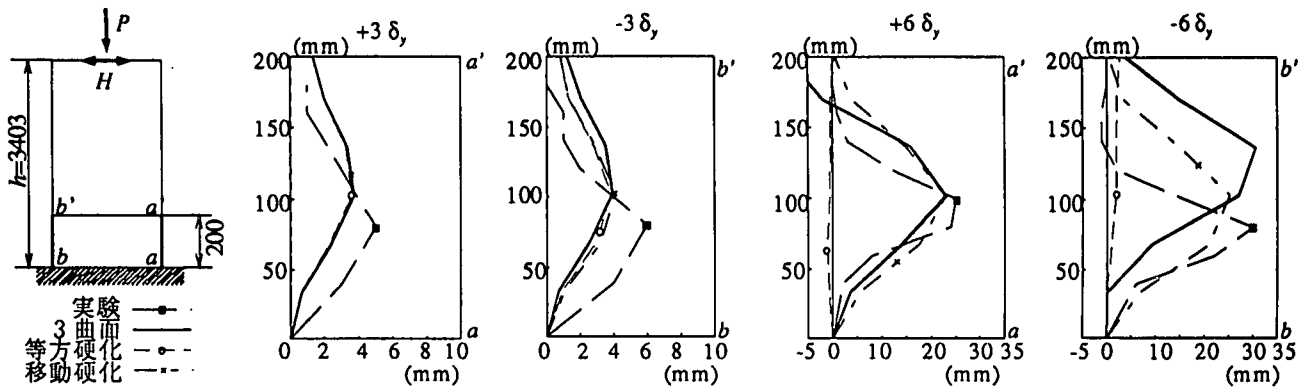


図-6 NO.8の半径方向の変形(外向き正)

[参考文献]

- 1) 土木学会：土木構造物の耐震基準などに関する「第二次」提言，平成8年1月10日
- 2) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料(案)，平成7年6月
- 3) 鈴木森晶，宇佐美勉：繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，No.519/I-32，pp.115~125，1995.7.
- 4) 西川，山本，名取，寺尾，安波，寺田：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.975~986，1996.3.
- 5) 坂野茂，宇佐美勉，水野英二：修正二曲面モデルによる板要素の圧縮・引張弾塑性有限要素解析，土木学会論文集，No. 525/I-33，pp.1~15，1995.10.
- 6) 池内智行，西村宣男：軸圧縮力と繰り返し曲げを受ける鋼箱形断面柱の耐荷力と変形能，第三回鋼構造年次論文報告集，1995.
- 7) 中川，安波，小林，橋本，水谷，森脇：弾塑性有限変形解析による箱形鋼製橋脚の耐荷力と変形能の評価，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文，pp.599~604，1996.1.96-8，pp. 138~141，1996.
- 8) 安波，寺田，名取，寺尾，西川：弾塑性FEMによる鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析，鋼構造論文集，Vol. 3，No.9，pp.1~10，1996.3
- 9) 高久，安藤，川井，山本，松田：地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト，橋梁と基礎
- 10) 皆川勝：構造用鋼材の弾塑性履歴挙動のモデル化とそれの構造部材への応用，学位論文，昭和63.
- 11) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T. : Development of cyclic two-surface model for structural steels with yield plateau, *NUCE Report*, No.9302, March, 1993.
- 12) 西村宣男，小野潔，池内智行：単調載荷曲をもとにした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.27~38，1995.4.
- 13) Popov, E. P. and Petersson, H. :Cyclic metal plasticity: Experiment and theory, *Proc. ASCE*, Vol. 104, No. EM6, pp.1317~1388, 1978
- 14) Dafalias, Y. E. and Popov, E. P. :Plastic internal variables formalism of cyclic plasticity, *Journal of Applied Mechanics*, Vol.43, pp.645~651, 1976.
- 15) 藤本盛久，橋本篤秀，中込忠男，山田丈富：構造用鋼材の多軸応力状態における繰り返し応力-ひずみ関係一第一報，日本建築学会構造系論文報告集，第356号，pp.93~101，昭和60年10月

FEM analysis of steel bridge piers under cyclic loading based on three-surface constitutive model

Qingyun WANG, Yoshiaki GOTO, Norio TAKAHASHI, Makoto OBATA

The three surface model for cyclic metal plasticity was presented primarily in view of the application to the analysis of steel bridge piers under cyclic loading. This model is devised to include less material parameters and internal variables such that the model can be easily implemented in the FEM analysis. The present model is also characterized by the point that the two parameters independent of material types are calibrated by the cyclic loading tests for steel piers. As a result, the FEM analysis based on the three surface model can predict the hysteretic behavior of steel piers with considerable accuracy.