

複数の非線形数値解析による 鋼製ラーメン橋脚実験のシミュレーション

中村 聖三*, 富永 知徳**, 水谷 慎吾***, 小林 洋一†, 中川 知和††, 野中 哲也†††

*博(工) 長崎大学 工学部 社会開発工学科 (元 川崎製鉄株) (〒852-8521 長崎市文教町 1-14)

**工修 新日本製鐵株 鋼構造研究開発センター (〒293-8511 富津市新富 20-1)

***工修 NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 土木チーム (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田町 1-1)

+工修 住友金属工業株 建設技術部 土木技術研究室 (〒314-0255 鹿島郡波崎町砂山 16)

††博(工) (株)神戸製鋼所 機械研究所 構造強度研究室 (〒651-2271 神戸市西区高塚台 1-5-5)

†††ヤマト設計株 宮崎支店 (〒889-1403 児湯郡新富町大字上富田 3191-1)

円形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験を実施するとともに、 $M-\phi$ モデルおよびファイバーモデルを用いた骨組解析、シェル要素を用いた有限要素解析によりその再現を試みた。検討対象としたラーメン橋脚は柱で破壊するよう設計し、局部座屈の発生が予想される柱一般部の径厚比パラメータは 0.08 をターゲットとした。ラーメン橋脚は同程度の径厚比パラメータを有する単柱に比べ、耐荷力・塑性率ともに向上すること、軸力との連成を考慮しない $M-\phi$ モデルは耐荷力や変形性能を大きく評価すること、ファイバーモデルを用いた骨組解析は最大耐力まで荷重-変位曲線を推定可能であること、シェルモデルを用いた有限要素解析は、耐荷力がある程度劣化した領域まで交番載荷実験を再現可能であることなどが明らかになった。

Keywords: Steel bridge pier, Portal frame, Non-linear numerical analysis, Incremental cyclic loading test

1. まえがき

阪神・淡路大震災における鋼製橋脚の被害事例¹⁾⁻³⁾を受け、鋼製橋脚の耐荷力・変形性能に関する研究が、近年精力的に実施されてきた⁴⁾⁻¹¹⁾。そこでは、単柱式の橋脚を主たる検討対象として、正負交番繰返し載荷試験により、各種構造パラメータを有する橋脚の耐荷力や変形性能に関する基礎的データの蓄積が図られるとともに、得られたデータをもとに部分的な塑性化を許容する耐震設計法に関する検討が進められた。その結果、単柱式橋脚については、橋脚の構造パラメータをもとに、耐荷力や塑性率を算定した後、動的応答解析により安全性を照査する耐震設計法がほぼ確立されるに至った。その過程において、種々の非線形数値解析による正負交番繰返し載荷実験やハイブリッド地震応答実験の再現も試みられ、それぞれの解析法の精度や適用限界などに関して有用な知見が得られている¹²⁾⁻¹⁴⁾。現在、この分野での主たる検討対象はラーメン橋脚になっており、単柱の実験結果をもとに $M-\phi$ モデルを作成し動的解析を行う方法¹⁵⁾⁻¹⁷⁾や Pushover 解析結果から等価な1自由度系に置き換えて動的解析を行う方法¹⁸⁾が提案されるなどの成果が得られている。しかしながら、ラーメン橋脚については、未だ実験データおよび非線形数値解析の適用性に関する検討などが十分とは言い難いのが現状である。

上記観点から(社)鋼材倶楽部では、建設省土木研究所を中心とする共同研究の一環として、円形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験を実施するとともに、複数の非線形数値解析によるその再現を試みた。本文では、まず、載荷実験の概要を述べる。次に、非線形数値解析手法として、 $M-\phi$ モデルおよびファイバーモデルを用いた骨組解析、シェル要素を用いた有限要素解析を取り上げ、各解析法により上記載荷実験の再現を試み、得られた結果を実験結果と比較することにより、各解析手法の精度を明らかにする。最後に、一連の検討結果をもとに、鋼製ラーメン橋脚の耐震設計に対する各非線形数値解析法の適用性について考察を加える。

2. 正負交番繰返し載荷実験

2.1 実験方法

供試体は図-1に示すような柱断面 $\phi 600\text{mm}$ (板厚 9mm)、梁断面 494mm \times 470mm(板厚 22mm)、柱間隔 3.5m \times 高さ 2.98mの一層ラーメン橋脚で、実橋脚の 1/3 程度の縮小モデルである。使用鋼材の引張試験で得られた降伏点を用いた場合、次式で定義される柱断面の径厚比パラメータ R_p 、柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、および梁に対する柱の曲げ剛比 K は、それぞれ 0.083、0.267、および 0.576 である。

表-1 供試体の諸元

(a) 柱部

| 部位 | 外径 2R (mm) | 板厚 t (mm) | 鋼種 | 降伏点 σ_y (kgf/cm ²) | 断面積 A (cm ²) | 断面2次 モーメント I (cm ⁴) | 細長比 パラメータ $\bar{\lambda}$ | 径厚比 R_c/t | 径厚比 パラメータ R_t | 軸力 N (tf) | 軸力比 N/N _y |
|-----|------------------|-----------------|-------|---|--------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|----------------|-----------------------|-----------------|-------------------------|
| 一般部 | 600 | 9 | SS400 | 3232 | 167.1 | 72,974 | 0.267 | 32.83 | 0.083 | 60.1 | 0.111 |
| 隅角部 | 600 | 16 | SS400 | 2797 | 293.6 | 125,240 | - | 18.25 | 0.040 | 60.1 | - |

(b) 梁部

| 部位 | フランジ | | ウェブ | | 鋼種 | 降伏点 σ_y (kgf/cm ²) | 断面積 A (cm ²) | 断面2次 モーメント I (cm ⁴) | 断面係数 Z (cm ³) |
|-----|-----------|------------|------------|------------|-------|---|--------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------|
| | 幅 (mm) | 板厚 (mm) | 高さ (mm) | 板厚 (mm) | | | | | |
| 一般部 | 470 | 22 | 450 | 22 | SS400 | 2759 | 404.8 | 148675 | 6019 |

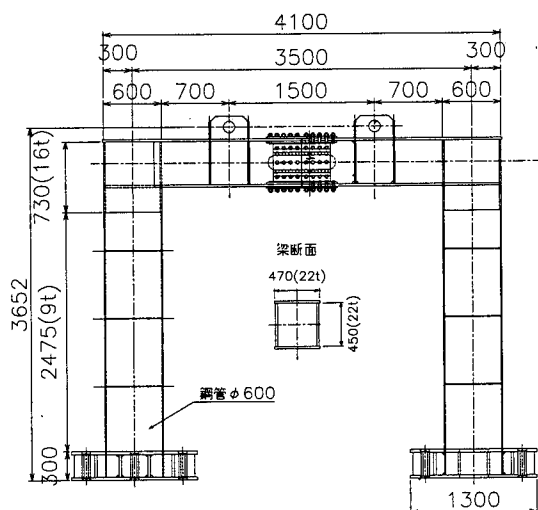


図-1 供試体の形状・寸法

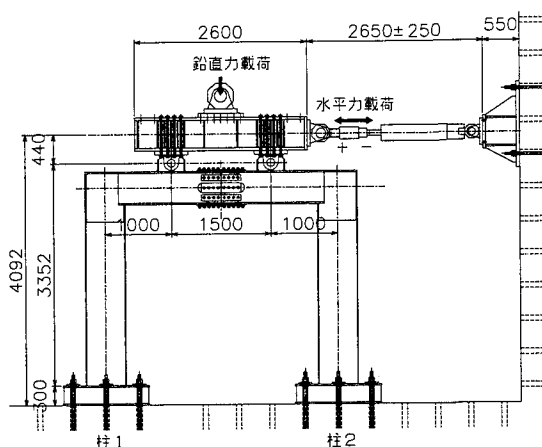


図-2 供試体の設置状況

$$R_t = \frac{R_c}{t} \cdot \frac{\sigma_y}{E} \cdot \sqrt{3 \cdot (1 - \mu^2)} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{l}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

$$K = \frac{I_c / h}{I_B / L} \quad (3)$$

ここで、 R_c : 板厚中心半径、 t : 板厚、 σ_y : 材料降伏点、 E : ヤング率、 μ : ポアソン比(=0.3)、 l : 有効座屈長(=1.5h)、 r : 断面2次半径、 I_c : 柱の断面2次モーメント、 I_B : 梁の断面2次モーメント、 h : 柱高さ、 L : 柱間隔である。

これらの値のうち、 R_t は、現行道路橋示方書¹⁹⁾において、脆性的破壊を防ぐことができる限界値とされている0.08をターゲットとし、 $\bar{\lambda}$ および K は阪神高速道路における実績調査²⁰⁾を参考に設定した。供試体は運搬上の制約から、発生モーメントの小さい梁の中央部で2分割した。柱および梁の断面諸元を表-1に示す。

載荷は、まず載荷梁を介して上部工重量を想定した鉛直力 120.2tf を載荷した後、その軸力を一定に保持した状態で、地震時に上部構造に作用する慣性力を想定した水平力を繰り返し作用させた。供試体の設置状況を図-2に

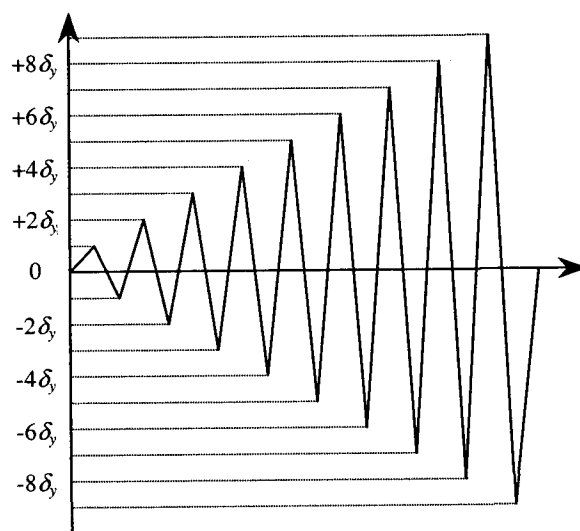


図-3 載荷プログラム

示す。水平力の載荷は変位制御で行い、供試体の下端が最初に降伏するときの変位 δ_y を基準として、図-3に示すように、 $\pm 1\delta_y$ 、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y$...と漸増させた。各変位振幅での繰り返し回数は1回とし、水平荷重が供試体の降伏荷重以下に低下するまで実験を継続した。なお、

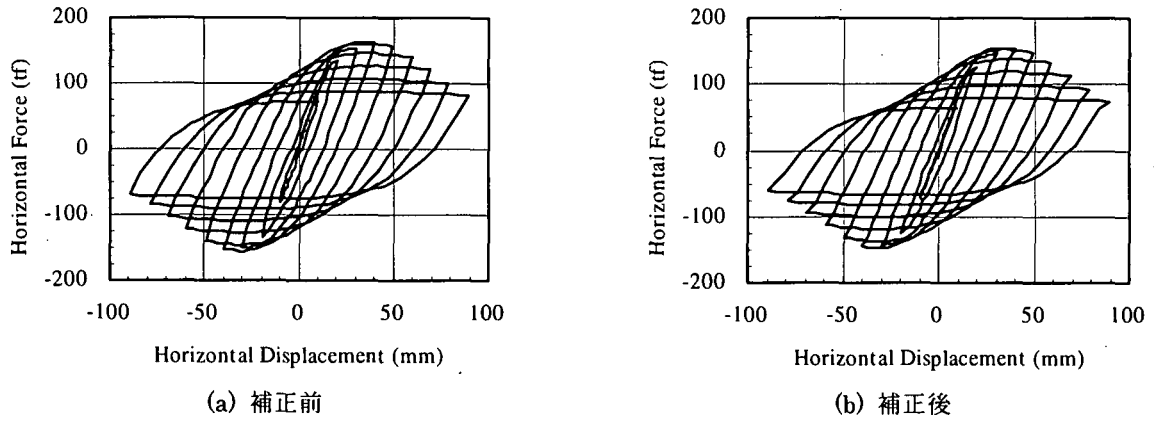


図-4 荷重-変位履歴曲線(実験値)

表-2 実験結果一覧

| | P_y (tf) | P_{max} (tf) | $\frac{P_{max}}{P_y}$ | δ_y (mm) | δ_m (mm) | δ_{97} (mm) | δ_{95} (mm) | δ_u (mm) | $\frac{\delta_m}{\delta_y}$ | $\frac{\delta_{97}}{\delta_y}$ | $\frac{\delta_{95}}{\delta_y}$ | $\frac{\delta_u}{\delta_y}$ |
|----------------------|---------------|-------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| 実験値 | 80.7 | 154.7 | 1.92 | 9.9 | 39.6 | 46.2 | 50.6 | 85.6 | 4.0 | 4.7 | 5.1 | 8.6 |
| 単柱推定値 ²¹⁾ | — | — | 1.52 | — | — | — | — | — | 3.47 | — | 4.19 | — |

降伏変位 δ_y は、柱部での計測ひずみが材料試験から得られた降伏ひずみ 1540μ に達したときの変位量 9.9mm とした。また、以降の記述においては、荷重開始時に於いて水平力により圧縮軸力を受ける柱を「柱1」、引張軸力を受ける柱を「柱2」と称する。

2.2 実験結果

実験においては、まず、 $-2\delta_y$ において柱2の隅角部に局部座屈が発生した。次に、 $+3\delta_y$ において柱1の基部に局部座屈が確認されたが、荷重の低下は見られなかった。 $+4\delta_y$ において柱1の隅角部と柱2の基部に局部座屈が発生するとともに、最大荷重に達した。この時点で、2本の柱基部と隅角部の計4箇所に塑性ヒンジが発生したものと考えられる。以降、水平荷重の繰返しとともに徐々に耐力が低下していった。実験で得られた水平荷重-水平変位の関係を図-4(a)に示す。本来弾性域であるべき $\pm 1\delta_y$ の荷重においてもヒステリシスを描いていることがわかる。図-4(b)はその原因を荷重装置系の摩擦力であると考え、荷重を補正したものである。

実験結果の一覧を表-2に示す。同表には比較のため、文献²¹⁾に示された単柱に対する最大耐力および塑性率の回帰式による推定値をあわせて示した。推定値については、同じパラメータを有する単柱の平均的な値であると考えられるが、本実験結果は耐力力、塑性率ともに単柱に対する推定値を大きく上回っており、ラーメン構造の優位性が発揮されたものと考えられる。

図-5には各荷重サイクルの履歴吸収エネルギーを示す。この図から1サイクル当たりの吸収エネルギーは $\pm 8\delta_y$ の荷重サイクルで最大となっていることがわかる。最大耐力は $\pm 4\delta_y$ のサイクルに生じており、耐力の劣化が始まっても、吸収エネルギーは増加していることになる。

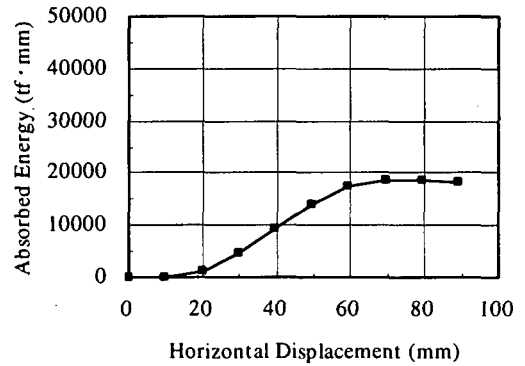


図-5 各荷重サイクルの吸収エネルギー(実験値)

図-4に示した水平荷重-水平変位曲線と見比べると、吸収エネルギーが最大となった $\pm 8\delta_y$ のサイクルでは、水平荷重が降伏荷重 P_y 程度に低下していることがわかる。

3. 非線形数値解析

3.1 $M-\phi$ モデルによる骨組解析

(1) 解析概要

図-6に示すような要素分割を行い、各骨組要素にトリリニアの $M-\phi$ 関係を仮定して解析を行った。 $M-\phi$ 関係の折れ曲がり点は M_y および M_{max} とし、 M_{max} に対応する ϕ_m は、表-2に示した P_{max}/P_y と δ_m/δ_y から、次式¹⁷⁾を用いて求めた。 M_{max} を越えた領域での $M-\phi$ 関係の傾きは、ほぼゼロとした。 $P-\delta$ 関係から $M-\phi$ 関係への換算結果を表-3に示す。なお、解析にはTDAPⅢ²²⁾を用いた。

$$\frac{\delta_{pm}}{\delta_{em}} = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6} \frac{\alpha}{1+\alpha} \right) \cdot \frac{\alpha}{1+\alpha} \cdot \frac{\phi_{pm}}{\phi_{em}} \quad (4)$$

ここで、 δ_{em} 、 δ_{pm} 、 ϕ_{em} 、 ϕ_{pm} ：それぞれ最大耐力時の弾性変位、塑性変位、弾性曲率、塑性曲率、 α ：耐力力上昇率(= P_{max}/P_y-1)、 P_{max} ：最大耐力、 P_y ：降伏荷重である。

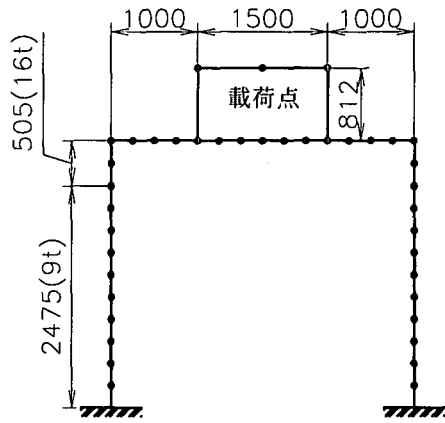


図-6 解析モデル

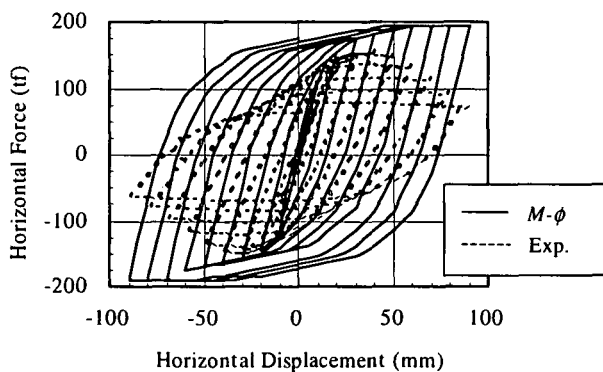


図-7 荷重-変位履歴曲線(M-φモデル)

表-3 部材の M-φ 関係への換算

| | | | |
|----------|-----------|---------------------------|-----------------|
| | | α | 0.52 |
| 縦軸 | P_{max} | | $1.52 P_y$ |
| | M_{max} | | $1.52 M_y$ |
| 横軸 | 単柱 | δ_m | $3.47 \delta_y$ |
| | | δ_{em} | $1.52 \delta_y$ |
| | | $P-\delta$ | δ_{pm} |
| | | δ_{pm}/δ_{em} | 1.28 |
| | 部材 | ϕ_{pm}/ϕ_{em} | |
| $M-\phi$ | | ϕ_{em} | $1.52 \phi_y$ |
| | | ϕ_{pm}/ϕ_{em} | $4.29 \phi_y$ |
| | | ϕ_m | $5.81 \phi_y$ |

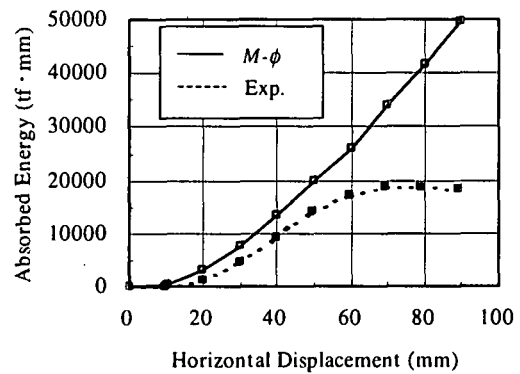


図-8 各荷重サイクルの吸収エネルギー(M-φモデル)

(2) 解析結果

図-7には解析の結果得られた荷重-変位曲線を示す。同図からわかるとおり、解析では最大耐力到達後の耐力低下が再現できていない。これは、実験では柱断面に局部座屈が発生することにより耐力が低下するのに対し、解析ではそれを考慮できていないためである。また、最大耐力については、解析値が実験値より約25%高くなっており、それに対応する変位も大きくなっている。本解析で用いたM-φ関係では、トリリニアの折れ曲がり点を軸力によらず一定としている。そのため、水平荷重による柱軸力の変化が M_y および M_{max} に与える影響を考慮できず、このような結果になったものと考えられる。

図-8には各荷重サイクルの履歴吸収エネルギーを示す。吸収エネルギーについても、解析では耐力が劣化しないため、荷重変位が増加した分に相当する傾きで直線的に上昇し続けている。また、最大耐力到達以前についても、履歴ループ形状の違いにより、解析は吸収エネルギーを過大評価する傾向にある。

3.2 ファイバーモデルによる骨組解析

(1) 解析概要

骨組軸線方向の要素分割はM-φモデルと同様、図-6のようにした。柱断面については、円形断面を周方向に

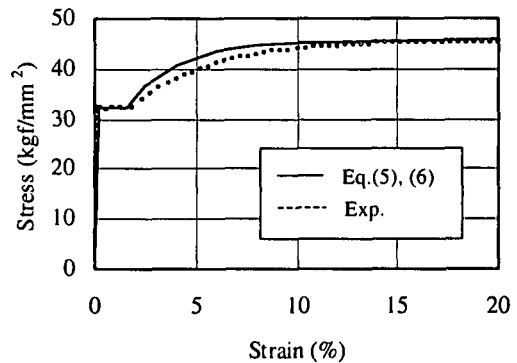


図-9 応力-ひずみ曲線

24分割した後、そのセルをさらに、板厚方向に3分割、板幅方向に2分割した。梁断面については、フランジを板厚方向に3分割、板幅方向に10分割し、ウェブを板厚方向に2分割、板幅方向に10分割した。したがって、各断面のセル数は、柱では144、梁では100である。

各セルの応力-ひずみ関係は、供試体に用いた鋼材の引張試験で得られた降伏点から次式⁴⁾を用いて推定し、硬化則として移動硬化則を用いた。

$$E' = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_{st} \cdot \exp \left\{ -0.06 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right) \right\} \quad (5)$$

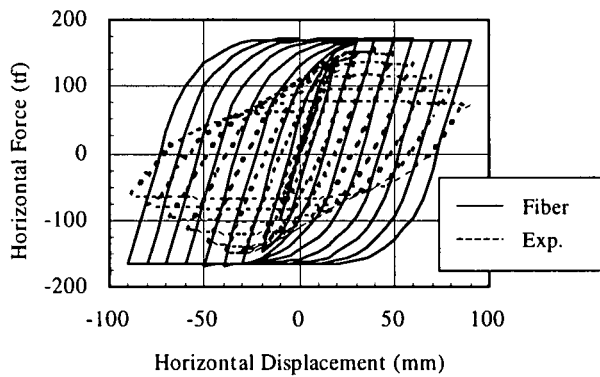


図-10 荷重-変位履歴曲線(ファイバーモデル)

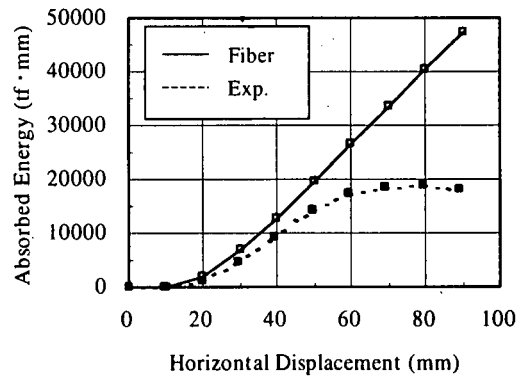


図-11 各載荷サイクルの吸収エネルギー(ファイバーモデル)

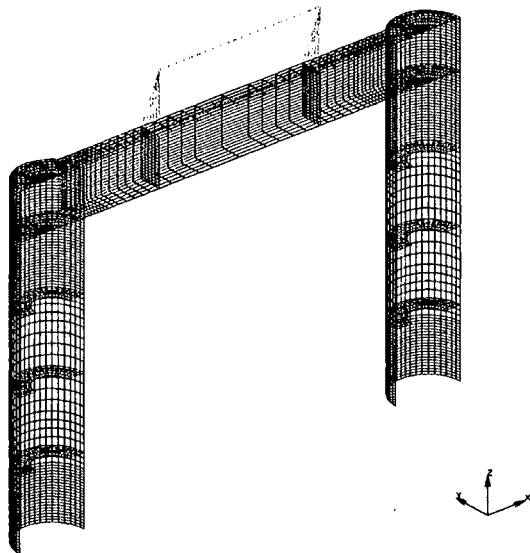


図-12 メッシュ分割図

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{0.06} \cdot \frac{E'}{E} \cdot \left[1 - \exp \left\{ -0.06 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_y} \right) \right\} \right] + 1 \quad (6)$$

$(\varepsilon_{st} \leq \varepsilon)$

ここで、 E' :硬化域での応力-ひずみ曲線の勾配、 ε_{st} 、 E_{st} :硬化開始時のひずみ(=10 ε_y)と応力-ひずみ曲線の勾配、 ε_y :降伏ひずみである。

局部座屈の発生が予想される柱一般部の鋼材に関し、推定結果と引張試験結果とを比較して図-9に示すが、加工硬化が早めに始まるような推定結果となっている。

なお、本解析には Y-Fiber3D²³⁾ を用い、骨組としての幾何学的非線形性を考慮した。

(2) 解析結果

荷重-変位曲線を図-10に、各サイクルの履歴吸収エネルギーと載荷変位との関係を図-11に示す。

荷重-変位曲線において、解析では最大耐力到達後の耐力低下が再現できていない点は $M-\phi$ モデルと同様である。また、最大耐力については、実験と同様 $4\delta_y$ で発生しているが、その値は実験値より10%程度高くなっている。これは、図-9に示したように、ひずみが1.5%程

表-4 解析条件

| 項目 | 仕様 |
|-------------------------|--|
| 使用ソフト | MARC |
| モデル | 対称性を考慮した1/2モデル |
| 使用要素 | 4節点厚肉シェル要素(No.75) |
| 積分点 | シェル面内2×2、板厚方向11点 |
| 剛性評価 | 完全積分 |
| 応力評価点 | 積分点 |
| $\sigma-\varepsilon$ 関係 | 10本の直線からなるマルチリニア型 |
| 降伏条件 | Von Mises |
| 硬化則 | 移動硬化則 |
| 幾何学的非線形性 | ①表示:対数ひずみ, Cauchy 応力 ②定式化: Updated Lagrangian |
| 初期条件 | 初期不整, 初期応力(残留応力): なし |
| 収束条件 | 最大残差力 / 最大反力 ≤ 0.03 |
| 収束法 | Newton-Raphson 法 |

度以上になると、解析では実験と比べ応力を高く評価していることに起因するものと考えられる。

履歴吸収エネルギーに関する傾向は、ほぼ $M-\phi$ モデルと同様である。つまり、解析では最大耐力以降、載荷変位が増加した分に相当する傾きで直線的に増加し、荷重-変位関係において比較的良い対応を示していた最大耐力以前についても、履歴曲線の形状の違いにより、その値が大きくなっている。

3.3 シェル要素を用いた有限要素解析

(1) 解析概要

シェル要素を用いた有限要素解析は、汎用非線形構造解析プログラム MARC²⁴⁾ を用いて実施した。解析モデルは、図-12に示すように、供試体の対称性を考慮した1/2モデルとし、載荷梁の中央部に鉛直荷重を載荷した後、それを一定に保った状態で、同じ位置に実験と同じ載荷パターンで繰返し強制変位を与えた。使用した要素は4節点厚肉シェル要素であり、局部座屈などの幾何学的非線形性を表現するために、Updated Lagrangian の手法を採用した。応力-ひずみ関係はファイバーモデルと同様、式(5)、(6)により推定し、それを10本の直線で近似

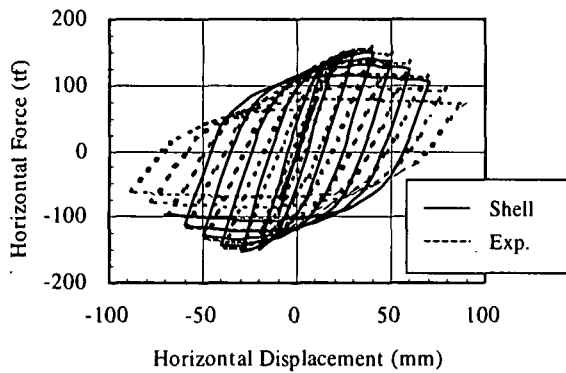


図-13 荷重-変位履歴曲線(シェルモデル)

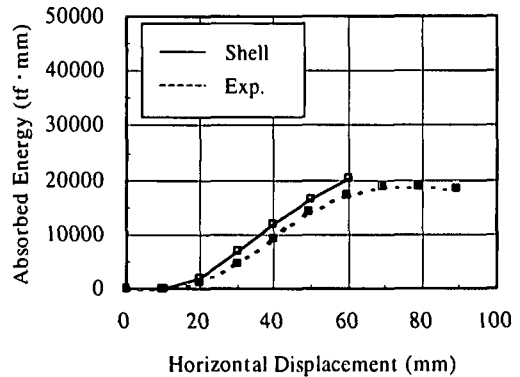


図-14 各載荷サイクルの吸収エネルギー(シェルモデル)

表-5 解析結果一覧

| | P_y (tf) | P_{max} (tf) | $\frac{P_{max}}{P_y}$ | δ_y (mm) | δ_m (mm) | δ_{y7} (mm) | δ_{y5} (mm) | δ_u (mm) | $\frac{\delta_m}{\delta_y}$ | $\frac{\delta_{y7}}{\delta_y}$ | $\frac{\delta_{y5}}{\delta_y}$ | $\frac{\delta_u}{\delta_y}$ |
|----------|----------------|-------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| $M-\phi$ | 80.7 (1.00) | 194.0 (1.25) | 2.40 (1.25) | 7.2 (0.73) | 60.0 (1.52) | - | - | - | 8.3 (2.08) | - | - | - |
| ファイバー | 80.7 (1.00) | 173.1 (1.12) | 2.14 (1.12) | 8.4 (0.85) | 40.0 (1.01) | - | - | - | 4.7 (1.18) | - | - | - |
| シェル | 80.7 (1.00) | 153.9 (0.99) | 1.91 (0.99) | 8.3 (0.84) | 30.0 (0.76) | 39.1 (0.85) | 42.1 (0.83) | - | 3.6 (0.90) | 4.7 (1.01) | 5.1 (0.99) | - |

した。硬化則としては、移動硬化則を用いた。解析条件を一覧表にして、表-4に示す。

(2) 解析結果

荷重-変位曲線を図-13に示す。解析においては、実験に比べ最大耐力が若干低く、それに対する変位も小さくなっている。本解析に用いた応力-ひずみ曲線および硬化則はファイバーモデルの場合と同じであることから、板としての幾何学的非線形性を過大評価しているため、このような結果が得られたものと考えられる。しかし、最大耐力以降の劣化勾配も比較的良く実験と一致しており、工学的には十分な精度の解が得られていると言える。

図-14には、各サイクルの履歴吸収エネルギーと載荷変位との関係を示す。荷重-変位履歴曲線の形状の違いに起因して、全体的に解析結果が実験結果を上回っている。しかし、解析を実施した範囲では、載荷変位に対する吸収エネルギーの変化傾向については、実験を良く再現しているものと考えられる。

4. 各解析法の耐震設計への適用性

耐力力および変形性能に関するすべての解析結果を、一覧表にして表-5に示す。同表に示したカッコ内の数値は、それぞれの解析値の実験値に対する比である。また、実験および解析で得られた荷重-変位履歴曲線の包絡線を比較して、図-15に示す。これらの図表をもとに、各解析法の耐震設計への適用性を以下に考察する。

$M-\phi$ モデルについては、耐力力、塑性率ともに実験値よりかなり大きくなっており、十分な精度を有するとは

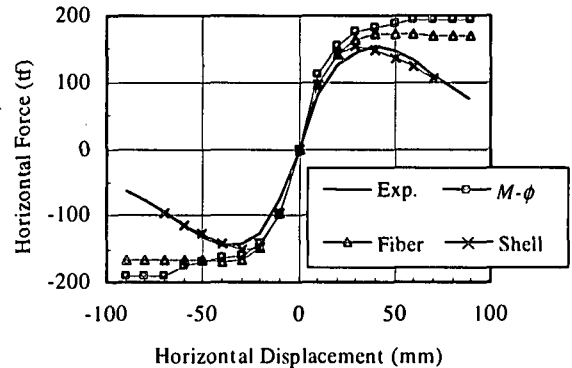


図-15 荷重-変位曲線の包絡線の比較

言い難い。しかし、構造としての終局状態を4箇所での部材の M_{max} に到達した時点(全体の荷重-変位曲線のピークに相当)ではなく、両柱の基部において M_{max} に到達した時点と考えると、最大耐力は176tf、それに対する塑性率は4.1となり、実験における最大耐力時の値に比較的良く一致する。種々の構造パラメータを有するラーメン橋脚すべてに、今回の結果が適用できるわけではないが、終局状態を適切に設定することにより、 $M-\phi$ モデルを用いて耐震設計を行うことは十分可能であると推察される。また、今回の解析では鉛直荷重により発生する軸力の影響のみを考慮し、 $M-\phi$ 関係を定めたが、水平載荷により最大耐力付近では軸力が初期状態の3倍近くにまで増加しており、それにより M_y や M_{max} が変化するはずである。これまでも指摘されていることではあるが、 $M-\phi$ モデルではこの点をいかに考慮するかが今後の課題である。

ファイバーモデルについては、最大耐力までは実験を比較的良く再現している。今回の解析で用いた応力-ひずみ曲線は引張試験の結果とは若干異なるため、より実験結果に近い応力-ひずみ曲線を用いることで、さらに精度が向上するものと考えられる。したがって、交番載荷実験の結果をもとにする現行の耐震設計において、最大耐力までの特性を求める際、実験の代替としてファイバーモデルによる解析を用いることが可能であると言える。その際、最大耐力に到達した時点を終局状態と考えれば、実験における最大耐力発生時に相当することになる。しかし、耐震設計において、最大耐力を超える領域まで有効活用しようと考え、本手法は一般に適用が困難になる。こうした問題に対し、用いる応力-ひずみ曲線を局部座屈の影響が考慮できるよう修正するなどの試み²⁵⁾も行われている。

シェル要素を用いた解析は、最大耐力を超えて30%程度耐力が低下するところまで、耐荷力、変形性能ともに実験とよく一致している。したがって、耐震設計において、シェル要素による解析結果を実験結果の代わりに用いることは、もちろん可能である。しかし、解析結果を詳細に検討すると、局部座屈の発生する位置やその順序が実験と異なっているなど、実験をすべて再現できていないわけではない。単柱を対象にした研究¹⁴⁾では、耐荷力が劣化する領域まで精度良く解析するためには、汎用ソフトに用意されている移動硬化則などの構成則では不十分で、より高度な構成則が必要であるとされており、今回の解析例のみですべてのラーメン橋脚に対する本手法の適用性が検証されたわけではない。適切なモデル化とメッシュ分割を用いれば、今回用いた3種類の非線形解析手法の中で、一般的には最も精度の良い解が得られることに異論はないが、解析に要する時間と費用なども考えると、その適用には十分な検討と注意が必要である。

5. まとめ

円形断面柱を有する鋼製ラーメン橋脚の載荷実験の概要を述べるとともに、 $M-\phi$ モデルおよびファイバーモデルを用いた骨組解析、シェル要素を用いた有限要素解析の3種類の非線形数値解析によりその再現を試みた結果について概説した。本研究で得られた結果を列挙すると以下のとおりである。

- (1) 交番載荷実験で得られたラーメン橋脚の耐荷力や塑性率は、同じ構造パラメータを有する単柱の平均的な値を大きく上回っていた。
- (2) $M-\phi$ モデルの解析結果は、耐荷力・塑性率ともに実験値よりかなり大きく、実験を十分な精度で再現することはできなかった。吸収エネルギーについても、解析は全般的に吸収エネルギーを過大評価する傾向にあった。
- (3) ファイバーモデルは、最大耐力まで実験における荷重-変位関係を比較的良く再現したが、エネルギー

吸収量については、 $M-\phi$ モデルと同様、過大評価する傾向にあった。

- (4) シェル要素を用いた解析は、最大耐力を超えて30%程度耐力が低下するところまで、耐荷力・変形性能ともに実験とよく一致した。エネルギー吸収量については、他の解析手法と同様、全体的に解析が実験を上回ったが、載荷変位に対する吸収エネルギーの変化傾向については、実験を良く再現していた。しかし、局部座屈の発生する位置やその順序等が実験と若干異なっていた。
- (5) 上記(2)~(4)、およびシェルモデルでは入力データの作成および計算の実行に多大な労力と時間を要するという点を勘案すると、ファイバーモデルを用いた解析を主体とし、局部座屈の発生状況や最大耐力到達後の挙動を把握する必要がある場合などに、必要に応じてシェルモデルによる詳細な解析を併用して耐震設計を行うことが、現時点では最も現実的な方法であると思われる。

なお、本研究は建設省土木研究所、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)鋼材倶楽部および(社)日本橋梁建設協会の共同研究の一環として、(社)鋼材倶楽部に設置された鋼製橋脚耐震検討WG(主査:安波博道)が実施したものであることを付記する。

<参考文献>

- 1) 兵庫県南部地震道路橋耐震対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告書，平成7年3月
- 2) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の安全性の調査報告（阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について），平成7年5月
- 3) 土木学会：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，1999.5
- 4) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会耐震設計WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.5.
- 5) 鈴木森晶・宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究，NUCE No.9702，1997.3.
- 6) 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：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（総括編），共同研究報告書第219号，1999.3
- 7) 西川和廣・山本悟司・上仙靖・安波博道・名取暢：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.583~590，1996.1.
- 8) H. Tajima, H. Hanno and H. Kosaka : Experimental Studies on Steel Rectangular Piers under Cyclic Loading, SDSS '97, pp.205~212, 1997.7.

- 9) 南荘淳・堀江佳平・陵城成樹・井元泉:鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.189~196, 1997.5.
- 10) Y. Fukumoto, T. Takaku, T. Okamoto, H. Tsukahara, M. Koyama and K. Ozeki : Ultimate Strength of Steel Piers with Multi-Cell Cross Section under Cyclic Loading, SDSS '97, pp.221~228, 1997.7.
- 11) 中村聖三・安波博道・小林洋一・中川知和・水谷慎吾 : 少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.331~338, 1997.5.
- 12) 安波博道・寺田昌弘・名取暢・寺尾圭史・西川和廣 : 弾塑性 FEM 解析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, 第3巻, 第9号, pp.1~10, 1996.3
- 13) 高久達将・安藤紘三・川井豊・山本学・松田宏 : 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, Vol.30, No.8, pp.138~142, 1996.8
- 14) 大田孝二・中村聖三・小林洋一・中川知和・水谷慎吾・野中哲也 : 鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性, 橋梁と基礎, Vol.31, No.12, pp.33~39, 1997.12
- 15) 田嶋仁志・半野久光・船本浩二・松田宏:実験結果に基づく鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係に関する一検討, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.33~40, 1998.11
- 16) 小野潔・西川和廣・深谷茂広・劉銘崇:正負交番繰返し載荷実験結果に基づく矩形断面鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係に関する一検討, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集, pp.336~337, 1999.9
- 17) 西川和廣・村越潤・高橋実・岡本隆・池田茂・森下泰光 : 鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.235~244, 1999.3
- 18) 宇佐美勉・鄭沂・葛漢彬 : Pushover 解析と等価1自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.231~240, 1999.7
- 19) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1996.8
- 20) 中井博・河井章好・吉井紀・酒造敏廣:鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)・(下), 橋梁と基礎, Vol.16, No.6・7, 1982.6・7
- 21) 宇佐美勉:ハイダクティリティー鋼製橋脚, 橋梁と基礎, Vol.31, No.6, pp.30~36, 1997.6
- 22) ㈱アーク情報システム:TDAPⅢ使用手引書バージョン2.00, 1998.3
- 23) 大和設計㈱:Y-FIBER3D取扱説明書, 1999.3
- 24) 日本マーク㈱:MARC ver.K7 User's Manual (A~E), 1998
- 25) 渡辺浩:橋脚の終局挙動の簡易解析法と復元力モデルの提案, 熊本大学学位請求論文, 1999.3
(1999年11月19日受付)

SIMULATION OF A CYCLIC LOADING TEST OF STEEL FRAME BRIDGE PIER BY SOME NON-LINEAR NUMERICAL ANALYSIS METHODS

Shozo NAKAMURA, Tomonori TOMINAGA, Shingo MIZUTANI, Yoichi KOBAYASHI,
Tomokazu NAKAGAWA and Tetsuya NONAKA

An incremental cyclic loading test of steel frame bridge pier with pipe section column was carried out and simulated by three types of non-linear numerical analysis. The methods adopted in this paper are frame analysis with tri-linear moment-curvature relationship, that with fiber elements, and finite element analysis with shell elements. The frame tested were 3.5m wide and 2.98m high. The radius-thickness parameter of the column was approximately 0.08. Ultimate strength, ductility and absorbed energy obtained by each analysis were compared with the test results and their applicability to seismic design was discussed.