

# 局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮した はり要素による鋼製橋脚のPushover解析

小澤一誠<sup>1</sup>・王慶雲<sup>2</sup>・後藤芳顯<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 日本車輛製造株式会社 鉄構本部 (〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町1番1号)

<sup>2</sup>正会員 工博 日本車輛製造株式会社 鉄構本部 (〒456-8691 名古屋市熱田区三本松町1番1号)

<sup>3</sup>正会員 工博 名古屋工業大学 社会開発工学科 (〒466-0061 名古屋市昭和区御器所町)

鋼製橋脚のPushover解析への適用を目的として、はり要素の枠内で局部座屈挙動と隅角部のせん断変形を考慮しうる実用的で精度の良い複合非線形解析手法を提案する。はり要素において圧縮補剛板の局部座屈挙動を表わすために軟化型の構成則を用いる場合、最初に軟化した1要素に変形が集中し、要素分割を多くしても解は収束しないという問題が生じる。本論文では、鋼製橋脚の圧縮補剛板では座屈モードの局所化により塑性ヒンジが形成され変形が集中することに注目し、新たに剛体変位を除去する方法で座屈モードの局所化を考慮した高精度の軟化型構成則を導入する。さらに、この局所化部分の長さを要素長とする座屈要素を導入し、任意諸元の補剛板パネルに対して一意的に座屈要素長を定める式を提案する。また、鋼製ラーメン橋脚の終局挙動もはり理論の枠内で精度良く解析するため、隅角部のせん断変形をはり要素で評価する方法も提案する。本手法の精度は鋼製橋脚の全領域を板シェル要素で離散化した複合非線形解析と比較することにより検証した。

**Key Words :** *strain-softening, stiffened plate, steel pier, localization, constitutive relation*

## 1. まえがき

鋼製橋脚の保有水平耐力法による設計や履歴モデルの骨格曲線の決定は、一般にPushover解析により算定される<sup>1)</sup>。この解析には、圧縮補剛板要素の局部座屈や隅角部のせん断変形が関与するので、厳密に扱うには、板・シェル要素を用いた弾塑性有限変位解析によらなければならないが、設計時に全ての鋼製橋脚の解析をFEM解析で行うことは現実的ではない。したがって、設計における解析を対象とした場合、FEMによる複雑な解析を実務上十分な精度で簡易的に解析できる手法の研究が必要不可欠であると考えられる。

このような問題を解決するために、局部座屈を考慮した軟化型の平均応力-平均ひずみ関係をはり要素の構成則として用いる手法も提案されている<sup>2)~5)</sup>。ただ、はり要素による鋼製橋脚の複合非線形解析において、圧縮補剛板の局部座屈を考慮した軟化型の構成則を用いる場合、最初に軟化した1要素に変形が集中し、要素分割を多くしても解は収束しないという問題が生じる。

著者らは鋼製橋脚の圧縮補剛板では座屈モードの局所化により塑性ヒンジが形成され変形が集中すること<sup>6) 7)</sup>に注目し、新たに剛体変位を除去する方法で座屈モード

の局所化を考慮した高精度の軟化型構成則を提案した<sup>8)</sup>。さらに、この局所化部分の長さを要素長とする座屈要素を導入することで、軟化型の構成則を用いても一意的に解が得られるように工夫を行った。また、任意諸元の補剛板パネルに対して座屈要素長を定める式も提案した。以上の手法に基づくはり要素を用いた解析により、単柱式鋼製橋脚に対して局部座屈が大きく進展した劣化域に至るまで、板・シェル要素を用いたFEM解析とほとんど同等の解析結果を得ることができた。

現行の鋼製ラーメン橋脚のPushover設計では便宜的に、隅角部を剛域とした骨組要素によりモデル化しているケースが多い。しかし、隅角部のせん断変形がすべての構造において無視できるという保証はなく<sup>9)</sup>、これを考慮したはり要素の枠内での簡易的な手法の開発が必要となる。

ここでは、単柱式並びにラーメン型鋼製橋脚の弾塑性挙動をはり理論の枠内で精度良く解析するため、高精度の軟化型構成則と座屈要素を導入するとともに、隅角部のせん断変形をはり要素により評価する方法を提案する。この手法を用いることにより局部座屈と隅角部のせん断変形を考慮したラーメン橋脚の解析が一貫してはり要素による解析で可能となる。

## 2. 軟化型の構成則による骨組解析について

はり要素による骨組解析に補剛板パネルの局部座屈を考慮した軟化型の構成則を導入する場合、ある要素が先に軟化すると塑性変形がこの1要素に集中するため、計算結果がこの要素の長さの影響を受ける。この一例として、図-1に全断面降伏軸力の20%の鉛直軸力が作用する場合の単柱式鋼製橋脚について、橋脚頂部の水平変位を単調に増加した場合の解析結果として、頂部水平力と水平変位の関係を示している。解析は、はり要素による骨組モデルの圧縮部に1端固定1端単純支持の補剛板パネルの軟化型平均応力-平均ひずみ関係<sup>4)</sup>を用いた解析で、全体を6分割した場合と12分割した場合、さらに比較のために最も精度の良い結果が得られる板・シェル要素を用いたFEM解析の場合、また、はり要素に鋼材の一軸応力-ひずみ関係を用い局部座屈を無視した解析の場合から成り立っている。この図に示すように従来の軟化型の平均応力-平均ひずみ関係をはり要素の構成則として用いると良好な結果が得られず、基部の有限要素に塑性変形が集中し、板・シェルモデルに較べると最大耐力が低下するとともに、最大耐力到達後の荷重減少が大きい。この傾向は有限要素分割を細かくすればするほど顕著になる。この理由としては、ある要素が軟化し、作用応力が低下すると、隣接の要素ではこの作用応力の低下により除荷が生じ、弾性域に留まる。その結果、塑性変形はますます軟化した要素に集中し荷重の低下が大きくなるからである。また、これにより要素間でのひずみの不連続性も非常に大きくなる。

したがって、軟化型の構成則を用いた有限要素解析で正しい解析結果を得るには、軟化する要素の長さを事前に評価し、これに従って離散化することが必要となる。

軟化型の構成則による鋼製橋脚の解析では、局部座屈による変形の特徴を考慮して、軟化する要素の長さを決定することが重要である。鋼製橋脚は薄板補剛板パネルより構成されているため座屈モードの局所化が起り易く、この限られた部分に塑性変形が集中する。このため、圧縮補剛板パネルに対し局所的に塑性変形が集中する長さの評価を行う。この部分については一要素で離散化する。この長さは、コンクリート脚の塑性ヒンジ長に相当するものであるが、本論文では有限要素解析における軟化型の構成則を用いる要素の長さに対応していることと座屈モードの局所化により軟化が生ずることから、座屈要素長と呼ぶ。

ここでは、Bernoulli-Eulerはり要素による骨組の幾何学的非線形性は移動座標法(Co-rotational coordinate)を用いた剛体変位除去の手法により、また材料非線形性は塑性領域理論により考慮する。なお、数値積分については、要素の長さ方向に5点のGauss積分点を設け、また断面は単純に50以上に分割し、要素剛性マトリックスを求める。

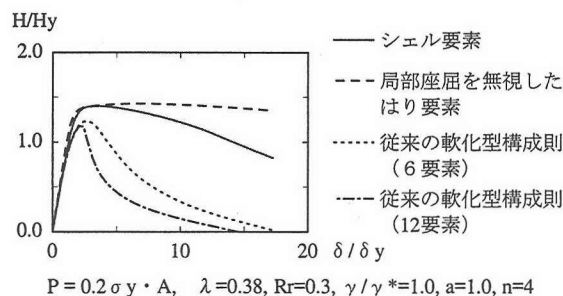


図-1 局部座屈を考慮した従来の構成則を用いた骨組解析と全体FEM解析との比較

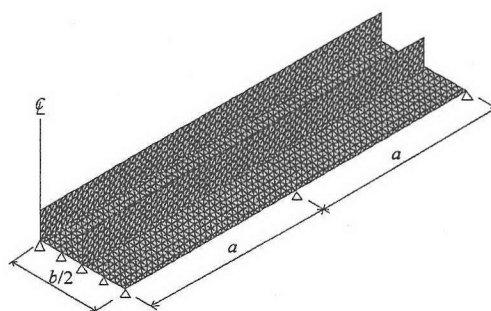


図-2 2径間圧縮補剛板モデル ( $\alpha=1.0$ ;  $n=4$ )

## 3. 骨組解析に用いる軟化型構成則の誘導

### (1) 圧縮フランジに用いる軟化型構成則

#### a) 圧縮補剛板の解析モデル

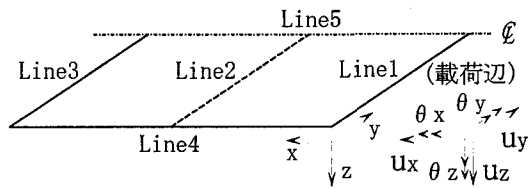
座屈モードの局所化個所に着目した圧縮補剛板の応力-ひずみの関係を求めるための解析モデルとしては、図-2に示すように2径間の補剛板を対象とし、文献4)に従って4つのパラメータを圧縮補剛板の支配パラメータとする。4つの支配パラメータは補剛材間板パネルの幅厚比パラメータ  $R_r$  ; 補剛板パネルのアスペクト比  $\alpha=ab$  ; 補剛材間板パネル数  $n$  ; 補剛材の無次元化剛比  $\gamma/\gamma^*$  である。これらのパラメータの値に対応して、解析モデルを記号で  $\{H(10R_r)(\gamma/\gamma^*)\alpha n\}$  と表現する。例えば、図-2のモデルは  $H3114$  と表され、 $R_r=0.3$ 、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ 、 $\alpha=1.0$ 、 $n=4$  であることを示す。

#### b) 境界条件

圧縮補剛板の応力-ひずみ関係を求める解析モデルとしてはダイヤフラムの位置で回転成分を全て拘束した図-3に示す完全回転固定モデルを採用する。

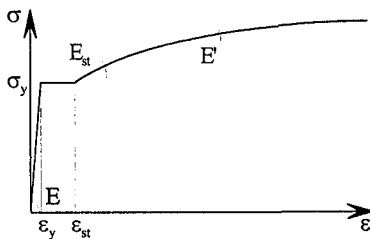
#### c) 座屈モードの局所化解析

座屈モードの局所化を考慮した圧縮補剛板パネルの構成則を得るためには、厳密には分岐解析により求める必要があるが、ここでは簡単のため、文献7)で提示した初期たわみの量を十分小さく採ることで「近似的に分岐解



Line1	$U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0,$
Line2	$U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0$
Line3	$U_x = U_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0$
Line4	$U_z = \theta_y = \theta_z = 0$
Line5	$U_y = \theta_x = \theta_z = 0$

図-3 完全回転固定モデルと境界条件



$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{\xi} \cdot \frac{E_{st}}{E} \left\{ 1 - e^{-\xi(\epsilon/\epsilon_y - \epsilon_{st}/\epsilon_y)} \right\} + 1 \quad (\epsilon_{st} \leq \epsilon)$$

鋼材	$\xi$	$E/E_{st}$	$\epsilon_{st}/\epsilon_y$
SM570	0.02	4	3

図-4 材料構成則

析を行う方法」を用いる。なお、残留応力は考慮しない。

d) 材料構成則

現状において鋼製橋脚に最も多く用いられる鋼材として SM570 材を対象に解析を行う。解析に使用した材料構成則<sup>3)</sup>を図-4に示す。

e) 軟化型構成則のひずみの定義

圧縮補剛板の応力-ひずみ関係のモデル化は、これまで一般に圧縮補剛板パネルの平均応力-平均ひずみ関係を対象としたものであり、平均ひずみ、平均応力は、以下のように定義される。

$$\bar{\epsilon} = \Delta u / (2a) \quad (8)$$

$$\bar{\sigma} = P / A \quad (9)$$

ここに  $\Delta u$  は変位、 $2a$  は2径間圧縮補剛板の長さ、 $P$  は作用力(変位制御の場合は反力)、 $A$  は断面積である。

式(8)で定義されるひずみは圧縮補剛板パネルの平均ひずみであり、座屈モードの局所化により変形が集中

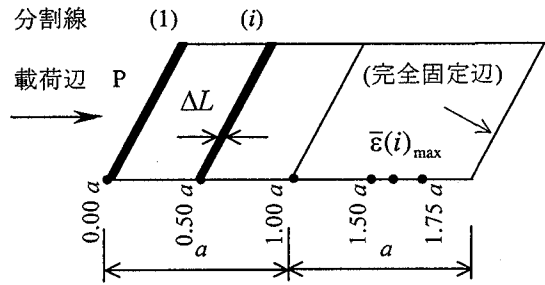


図-5 圧縮補剛板のひずみの取り方

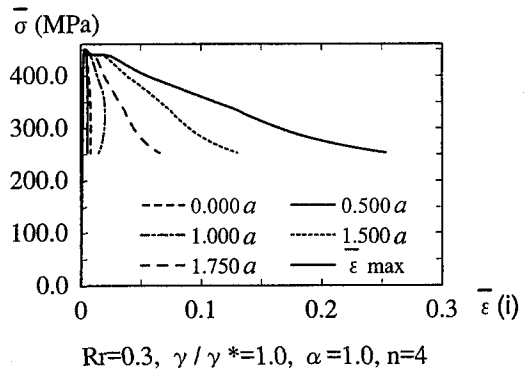


図-6 補剛板各部の応力-ひずみ関係

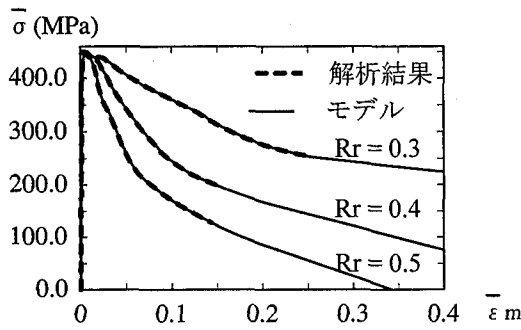
する範囲の平均ひずみを評価することには適していない。

ここでは、軟化型の構成則を次のように決める。図-5に示すように補剛板を一様な板・シェル要素で離散化したときの要素分割線  $i$  列目 ( $1 < i < n$ ) の要素群において、 $i$  列目の全要素の左側節点変位の平均値を  $u_i(i)$ 、右側節点変位の平均値を  $u_{i+1}(i)$  とすると、この  $i$  列目の要素群での平均軸方向ひずみは以下のようになる。

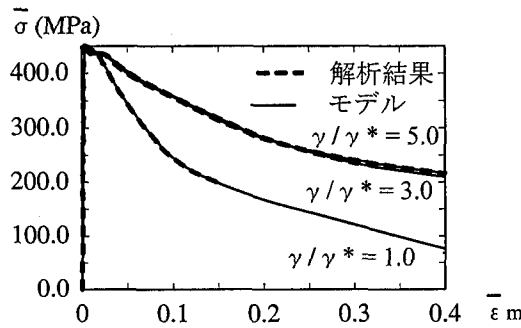
$$\bar{\epsilon}(i) = (u_i(i) - u_{i+1}(i)) / \Delta L \quad (10)$$

ここに、 $\Delta L$  は  $i$  列目の要素群の長さである。

図-6には2径間の補剛板の左端から  $0.00a$ 、 $0.50a$ 、 $1.00a$ 、 $1.50a$ 、 $1.75a$  および  $\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}(i)_{max}$  の個所における平均応力と式(10)で定義されるひずみの関係の例を示す。この図から、座屈モードの局所化が生じた部分 ( $\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}(i)_{max}$  となる近傍)を除く第1径間と第2径間の大部分は主として剛体変位が起こっている。また、各点の応力-ひずみ関係は除荷が起こる点までは、 $\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}(i)_{max}$  位置の応力-ひずみ関係とほぼ一致している。したがって、はり要素による骨組解析で使用する構成則については、ひずみは式(11)のように各要素分割線  $i$  列目における  $\bar{\epsilon}(i)$  の中の最大値を用い、応力は一般に



(a)  $\gamma/\gamma^* = 1.0, \alpha = 1.0, n = 4$



(b)  $Rr = 0.4, \alpha = 1.0, n = 4$

図-7 補剛板の応力-ひずみ関係の解析結果と予測モデル

使用される式  $\bar{\sigma} = P/A$  を用いることとする。

$$\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}(i)_{\max} \quad (11)$$

#### f) 予測モデル

軟化型構成則の100個の応力基準点 ( $j=1\sim 100$ ) における応力の予測式として文献3)と同様に4つの支配パラメータを組合せた以下の予測式を用いる。

$$\sigma_{(j)} = \sum_{i=1}^{36} a_{ji} f_i(Rr, \alpha, \gamma/\gamma^*, n) \quad (j=1\sim 100) \quad (12)$$

この  $j$  点での予測式の36個の未定定数  $a_{ji}$  ( $i=1\sim 100$ ) を決定するため、支配パラメータを変化させた全36パターン of 2径間連続補剛板を解析し、36本の圧縮補剛板の応力-ひずみ関係  $\bar{\sigma} - \bar{\epsilon}_{\max}$  を求める。応力基準点は、ひずみ40%までを100等分し、100個の基準点とする。

以上の方法によれば、図-7に示す様に全36パターンの解析結果をほとんど誤差無しに近似できる。なお、圧縮補剛板モデルの解析を40%のひずみまで行わない場合は図-7のように、得られた最大ひずみから40%までの区間を、得られた最大ひずみを含む最後の3点でフィットさせた2次曲線により予測して用いる。

#### (2) ウェブ圧縮部分に用いる軟化型構成則

ウェブの応力状態は応力勾配を持ち塑性域ではフランジとの応力の受け渡しや境界条件の変化も考えられ簡単

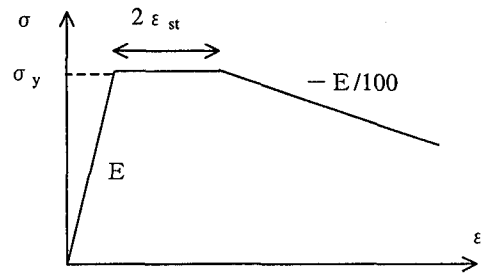


図-8 WEBでの構成則

なモデル設定は困難である。そのため、ウェブについては板・シェル要素を用いた鋼製橋脚の全体FEM解析結果と良く一致し、しかも簡単な構成則を試行錯誤的に決定する。このような検討の結果、ウェブの構成則は図-8に示すように補剛板の4つの支配パラメータとは無関係に定めることができることが判明した。なお、 $\epsilon_{st}$  は材料構成則での塑性棚の長さである。

#### (3) せん断変形の影響

ここではせん断変形を無視した Bernolli-Euler はり要素を用いるため、水平荷重-水平変位の関係に与えるせん断変形の影響などについては近似的に扱う。

微小変位理論のチモシェンコ梁における弾性域での曲げ変形に対するせん断変形の増加率  $\eta$  は以下の式で表される。

$$\eta = 12\kappa \sigma_y A / (\pi^2 G A_w) / \lambda^2 \doteq K / \lambda^2$$

$$\lambda = \frac{L}{\pi \sqrt{I/A}} \sqrt{\sigma_y / E_0} \quad (13a,b)$$

ここに、 $L$  は有効長である。単柱の場合は柱高  $h$  の2倍であり ( $L=2h$ )、ラーメン橋脚の場合は隅角部を除外した柱の純高さである ( $L=h$ )。また、 $\kappa$  は断面に作用する中立軸上のせん断応力を平均せん断応力で除した値であり箱形断面についてはほぼ一定値となる。橋脚断面の材質を SM570 材とすれば、 $\sigma_y$  も一定値である。鋼製橋脚においては有効せん断断面面積比  $A_w/A$  もほぼ一定とみなせるので、せん断変形の影響は有効細長比  $\lambda$  の二乗に反比例する。

これより、せん断変形の影響は柱の高さが低いほど顕著に表れるので骨組解析に当っては柱の有効細長比  $\lambda$  に応じてヤング係数を以下のように補正することで対応する。

$$\begin{aligned} E &= 0.9E_0 & \lambda &\geq 0.4 \\ E &= (0.5 + \lambda)E_0 & \lambda &< 0.4 \end{aligned} \quad (14)$$

ここに、 $E_0$  は材料のヤング係数を示す。

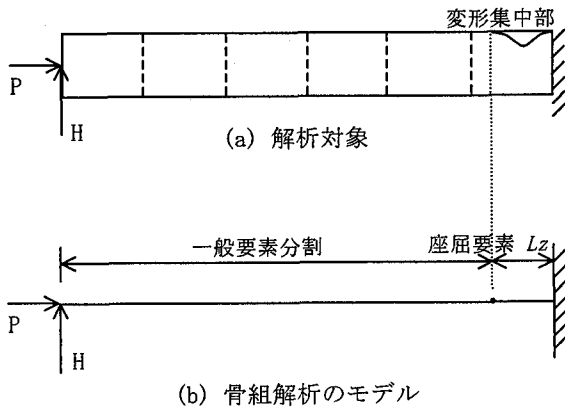


図-9 骨組解析のモデル化

#### 4. 圧縮補剛板の軟化挙動を反映した鋼製橋脚のモデル化

##### (1) 座屈要素の導入

補剛板に圧縮力が働くと補剛板が局部座屈変形を起こし、ある部分が座屈モードの局所化により軟化現象を示す。この軟化挙動を示す局所化領域については2. で述べた座屈要素1要素で離散化する。局所化領域に対応する座屈要素長  $L_z$  は補剛板の支配パラメータにより一意的に決定されるが、これについてはつぎの(2)に詳述する。この座屈要素を用いた鋼製橋脚モデルを図-9に示す。

鋼製橋脚の座屈モードの局所化領域を表す座屈要素に用いる構成則としては、3. (1) e) で求めた  $\bar{\varepsilon}(i)_{\max}$  となる位置の応力-ひずみ関係に対応する構成則  $\bar{\sigma}-\bar{\varepsilon}_{\max}$  を用いる。同じ圧縮補剛板の局所化領域以外での応力-ひずみ関係も除荷が起こるまでは、 $\bar{\sigma}-\bar{\varepsilon}_{\max}$  と一致すること、さらに座屈要素を用いる局所化領域で軟化が生ずると他の部分では全て除荷が生じ弾性挙動を示し軟化部分の構成則が関与しないため、座屈要素を含め同じ諸元と材料の圧縮補剛板については同一の軟化型の構成則  $\bar{\sigma}-\bar{\varepsilon}_{\max}$  を用いる。

##### (2) 座屈要素長の決定

軟化挙動を表す座屈要素を用いた骨組解析では、要素長の大きさが解析結果に大きな影響を与える。この座屈要素の長さは圧縮補剛板の支配パラメータにより一意的に決定される。ここでは先に3. (1) で軟化型の応力-ひずみ関係を同定するのに用いた36種類の2径間連続補剛板の解析結果と鋼製橋脚の全体FEM解析における局所化モードや水平荷重-水平変位関係との整合を考え、

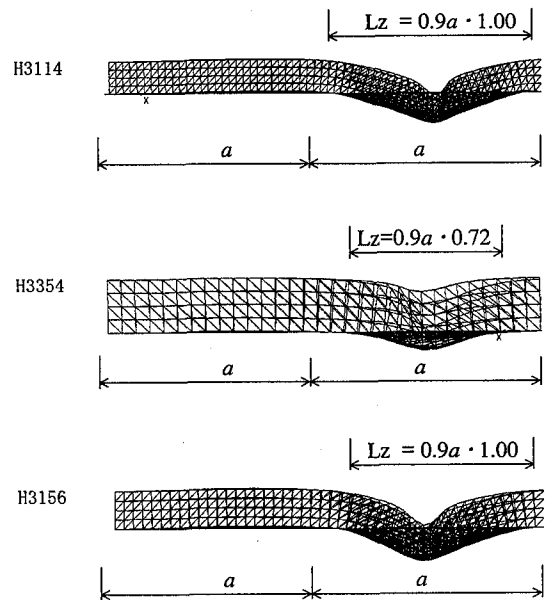


図-10 「座屈要素の長さ」と座屈モードの局所化領域

座屈要素の長さ  $L_z$  を試行錯誤により次式で設定する。

$$L_z = f_1(Rr) f_2(\gamma/\gamma^*) d$$

$$f_1(x) = 5x^2 - 5.5x + 2.1 \quad 0.3 \leq x \leq 0.5$$

$$f_2(x) = 0.0625x^2 - 0.4x + 1.3375 \quad 1.0 \leq x \leq 5.0 \quad (15)$$

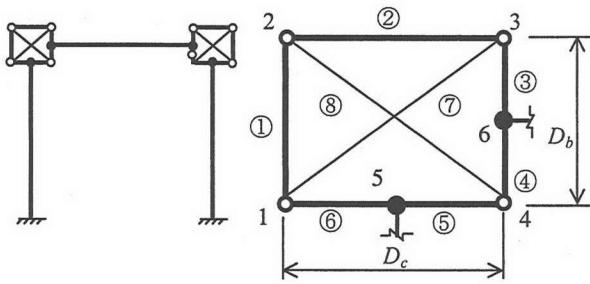
ここに、 $d$  は圧縮補剛板のダイアフラムまたは横リブの間隔である。

座屈要素の導入位置は橋脚中で塑性座屈モードの局所化が発生する可能性がある場所である。図-10に式(15)により評価した座屈要素長を全36ケースのうち代表的に3ケースを示すが、板・シェル要素を用いたFEM解析による圧縮補剛板の座屈モードの局所化領域を比較的良く表したものとなっている。

#### 5. はり要素による隅角部のモデル化

本論文でははり要素による隅角部のせん断変形の評価を可能とするため、図-11に示すようなはり要素だけによる等価なモデルを考える。このモデルでは、隅角部を一様せん断変形するせん断パネルゾン ( $D_b \times D_c \times t_{pz}$ ) と考え、剛部材12, 23, 34, 41と伸縮変形するトラス部材13と24でこの変形挙動を表す。

せん断変形ひずみ  $\gamma$  が微小であることを前提に、剛部材21, 43と剛部材41, 23に作用する各合力が各部材の両節点に半分ずつ作用すると仮定することで、トラス部



節点総数：6

要素総数：8

- 1~4 (剛結合)      — ①~⑥ (剛棒要素  $A=\infty, I=\infty$ )
- 5~6 (ヒンジ)      — ⑦~⑧ (トラス要素  $A=Apz, I=0$ )

図-11 ラーメン橋脚隅角部のモデル化

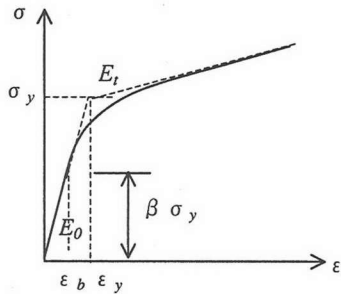


図-12 パネルゾーンのトラス要素の構成則

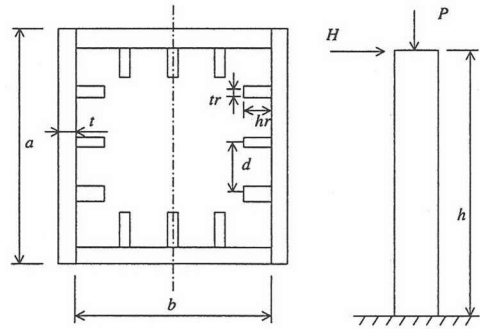
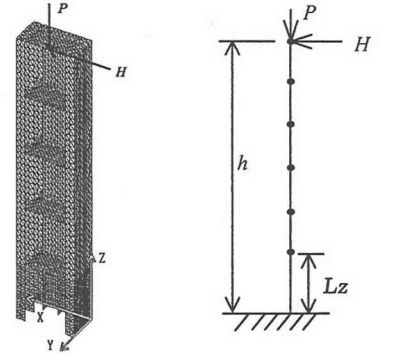


図-13 解析対象とする単柱式鋼製橋脚



(a) シェルモデル

(b) はりモデル

図-14 単柱式鋼製橋脚の解析モデル

材 13 及び 24 の等価面積  $A_{pz}$  は下式で計算できる。

$$A_{pz} = \frac{t_{pz} (\sqrt{D_c^2 + D_b^2})^3}{2.6 D_c D_b} S \quad (19)$$

ここで、 $t_{pz}$  はパネルゾーンの板厚、 $S$  は補正係数で、隅角部が一様せん断変形するという仮定により生じる誤差を補正するものである。具体的には有効細長比  $\lambda$  に応じて以下のように表される。

$$\begin{aligned} S &= 0.9 & \lambda &\geq 0.4 \\ S &= 0.5 + \lambda & \lambda &< 0.4 \end{aligned} \quad (20a,b)$$

部材 13 及び部材 24 は隅角部の挙動を反映できる様配慮しなければならない。本来は図-4 に示す構成則を用いる事が考えられるが、隅角部での実際のせん断応力分布は一定ではなく、部分的に徐々に塑性領域に入ることが考えられるので、これを評価できる構成則を採用しなければならない。文献 13) では一様せん断変形をするパネルゾーンの材料構成則として、降伏後の 2 次勾配  $E_t=5E_0/100$  を持つ Bi-linear モデルを用いている。これに着目し、トラス部材 13 と 24 には、図-12 に示すように、ひずみの大きい区間で Bi-linear モデルが  $E_t$  の漸近線となるように、また FEM 解析結果との整合性を考えて、以下の構成則を採用する。

$$\sigma = \beta \sigma_y + E_t (\varepsilon - \varepsilon_b) + [(1 - \beta) \sigma_y - (\varepsilon_y - \varepsilon_b) E_t] (1 - e^{-\kappa(\varepsilon - \varepsilon_b)}) \quad (\varepsilon \geq \varepsilon_b)$$

$$E_t = \frac{5E_0}{100}, \quad \beta = 0.5, \quad \kappa = 100 \quad (21)$$

## 6. 局部座屈を考慮した軟化型構成則による鋼製橋脚の Pushover 解析の精度

局部座屈を考慮した軟化型の構成則並びに図-11 に示す隅角部のモデル化を導入したはり要素による鋼製橋脚の Pushover 解析の精度を、単柱式橋脚ならびにラーメン橋脚について、シェル要素を全領域に用いた解析結果と比較することにより検討する。

### (1) 単柱式鋼製橋脚における精度

解析対象とする鋼製橋脚モデルを図-13 に示す。軟化型の構成則を導入したはり要素による解析では脚基部に座屈要素を用い残りの領域を 5 分割した。シェル要素を用いた解析では収束解が得られるように十分細かい分割を行った。分割の例を図-14 に示す。橋脚モデルの断面は H3114, H4114, H5114, H4314, H4514 とし、高さは 6m, 10m および 14m (3, 5 および 7 パネル) である。これは

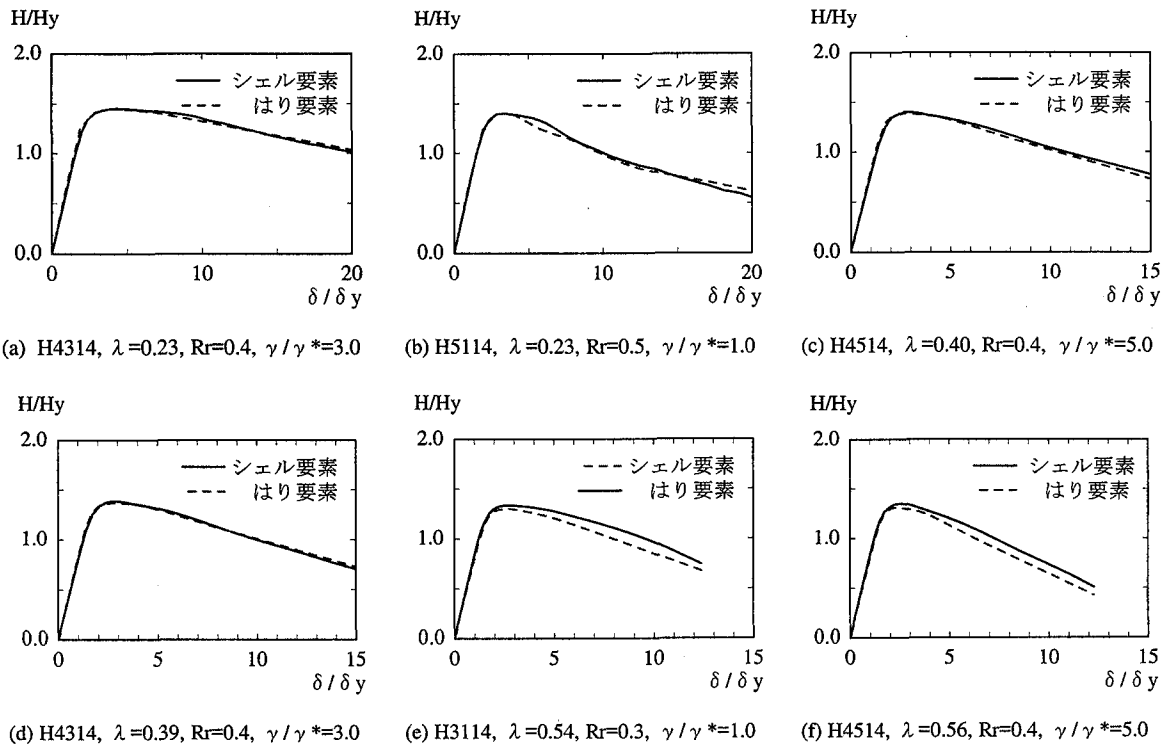


図-15 軟化型はりモデルによる単柱式橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす細長比と補剛板パラメータの影響  
( $P=0.2 \cdot \sigma_y \cdot A$ )

都市高速道路で一般的に使用されている橋脚の範囲  $\lambda$  (0.2~0.6 程度) に配慮して  $\lambda=0.23\sim0.56$  の範囲で選定した。具体的な諸元の詳細を表-1 に示す。載荷条件としては、下端部を固定として、橋脚頂部の中心に一定の鉛直軸力を常時載荷し、その状態を保持したまま頂部の水平変位を単調増加させ、この変位が柱の高さの 10% (0.6m, 1.0m および 1.4m) に到達するまでを解析した。なお、鉛直軸力は全断面降伏軸力の 20% とした。シェル要素に用いた材料構成則は図-5 に示す材料構成則である。

解析結果として、Pushover 解析により得られる水平荷重-水平変位関係をはり要素を用いた場合とシェル要素を用いた場合の解析結果と比較するが、図-15 に、異なった細長比  $\lambda$ 、補剛材間板パネルの幅厚比  $R_r$ 、補剛材剛比  $\gamma/\gamma^*$  を持つ場合について結果を示している。また、図-16 には軸力比の影響を見るために、3 種類の  $R_r$  を持つ場合について軸力比を 10% に変化させた場合との比較も示している。両図より、いずれの構造諸元の場合も軟化型はり要素による解析結果は、全領域にわたりシェル要素による解析結果と良く一致している。ただ、柱の細長比が大きい場合にやや誤差が生ずる傾向にある。また図-16 より、軸力比が小さい 10% の場合で、幅厚比  $R_r$  が小さい場合も若干差が生じるが、その他は軟化型のはり要素による解析結果と、シェル要素による解析結果とはよく一致している。上記の若干誤差が生ずる場合は、座屈による局所化が生じにくい場合に対応している。

表-1 単柱式鋼製橋脚の構造緒元

単柱モデル		H3114	H4114	H4314	H4514	H5114
$a$	(m)	2	2	2	2	2
$b$	(m)	2	2	2	2	2
$t$	(m)	0.0410	0.0308	0.0308	0.0308	0.0246
$nr$	(本)	3	3	3	3	3
$hr$	(m)	0.2964	0.2357	0.3102	0.3524	0.1975
$tr$	(m)	0.0329	0.0262	0.0345	0.0392	0.0219
$d$	(m)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$A$	( $m^2$ )	0.4454	0.3202	0.3744	0.4118	0.2489
$I$	( $m^4$ )	0.2779	0.2029	0.2244	0.2379	0.1592
$r$	(m)	0.7899	0.7960	0.7742	0.7601	0.7997
$w$	( $m^3$ )	0.2669	0.1969	0.2177	0.2308	0.1554
$\sigma_y$	(MPa)	450	450	450	450	450
$E$	(GPa)	200	200	200	200	200
$R_r$		0.3	0.4	0.4	0.4	0.5
$P/(\sigma_y \cdot A)$		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$\lambda$	$h$ (m) 6	0.229	0.228	0.234	0.238	0.227
	$h$ (m) 10	0.382	0.379	0.390	0.397	0.378
	$h$ (m) 14	0.535	0.531	0.546	0.556	0.529
$H_y$	$h$ (m) 6 (kN)	16017	11812	13062	13849	9322
	$h$ (m) 10 (kN)	9610	7087	7837	8309	5593
	$h$ (m) 14 (kN)	6864	5062	5598	5935	3995
$\delta_y$	$h$ (m) 6 (m)	0.021	0.021	0.021	0.021	0.021
	$h$ (m) 10 (m)	0.058	0.058	0.058	0.058	0.059
	$h$ (m) 14 (m)	0.113	0.114	0.114	0.114	0.115

$$r = \sqrt{I/A}$$

$$w = I/(b/2 + t)$$

$$R_r = \frac{d}{2\pi t} \sqrt{12(1-\nu^2)\sigma_y/E}$$

$$\lambda = \frac{2h}{\pi r} \sqrt{\sigma_y/E}$$

$$H_y = (\sigma_y - P/A)w/h$$

$$\delta_y = H_y h^3 / (3EI)$$

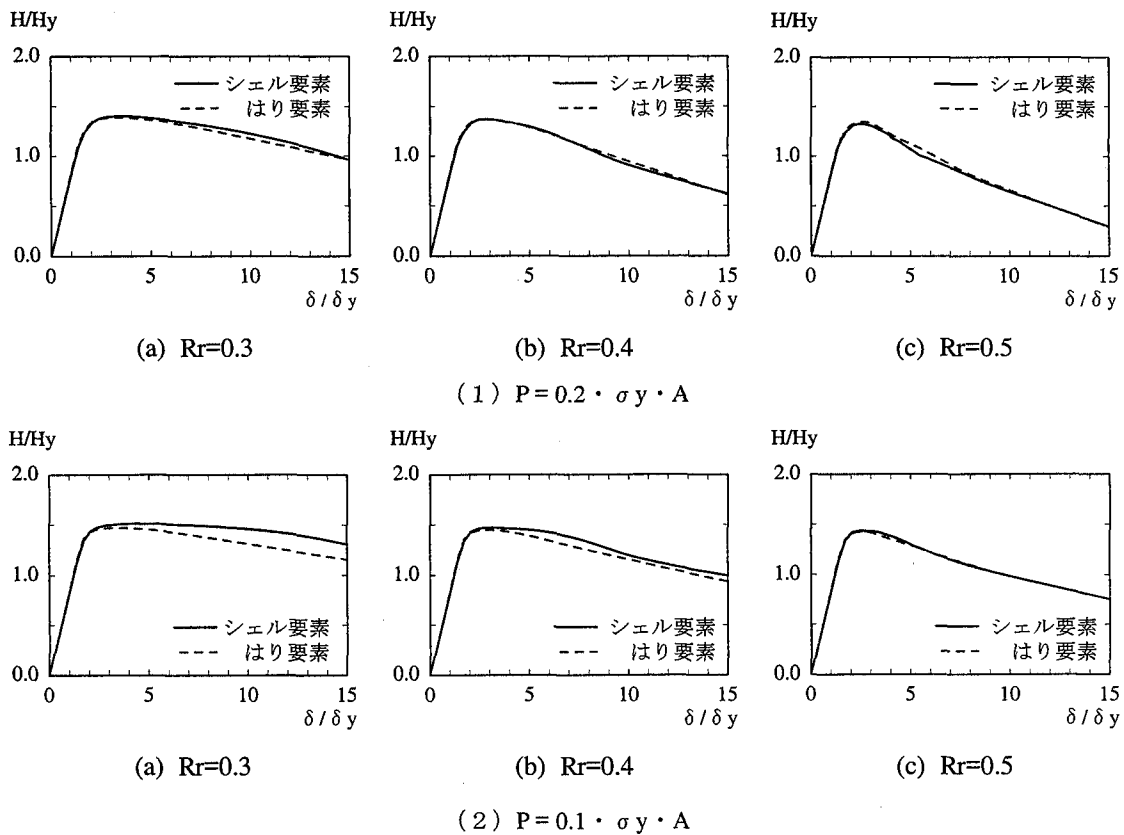


図-16 軟化型はりモデルによる単柱式橋脚の Pushover 解析の精度に及ぼす軸力比の影響  
 $(\lambda = 0.38, \gamma/\gamma^* = 1.0, \alpha = 1.0, n = 4)$

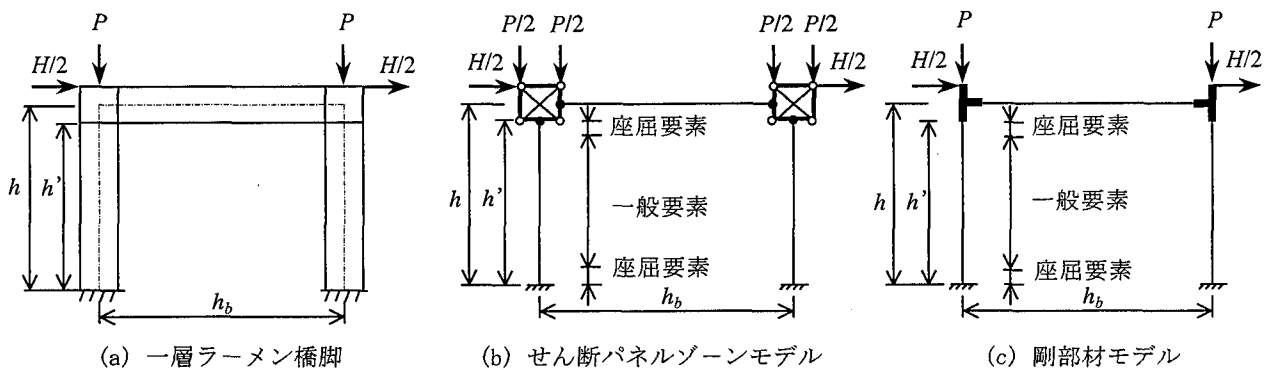


図-17 ラーメン橋脚のモデル化

## (2) ラーメン型鋼製橋脚における精度

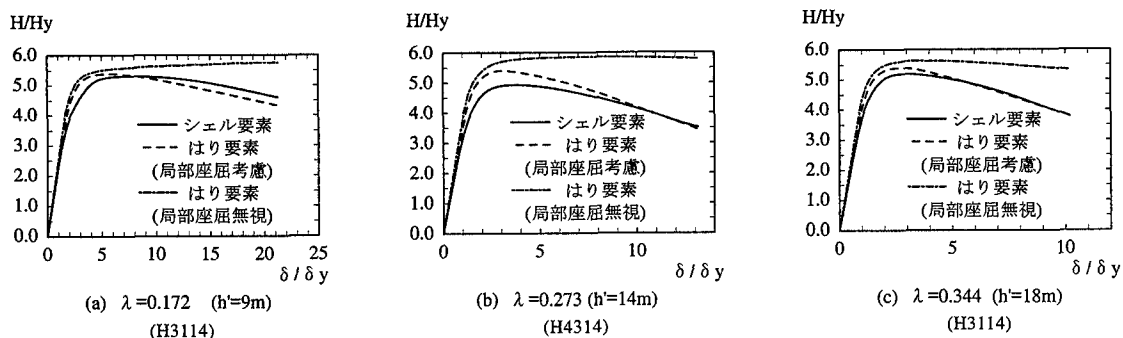
ここでは Pushover 解析で、はりモデルによる解析精度をシェル要素を全領域に用いた解析結果と比較することにより検討する。

解析対象とする一層鋼製ラーメン橋脚モデルを図-17に、はりと柱の断面形状は図-13とし、寸法は表-1と同様である。隅角部の断面寸法は H3114 の場合のフランジ、ウェブの板厚は 60mm, H4314 の場合は 40mm とする。なお、縦リブの高さは一般部と同じとし、板厚は両モデル共 40mm とする。隅角部のフランジ、ウェブの縦リブは柱部のみを延長している。また、隅角部ダイアフラムはマンホールを省略し、一般部のダイアフラムは 1m ×

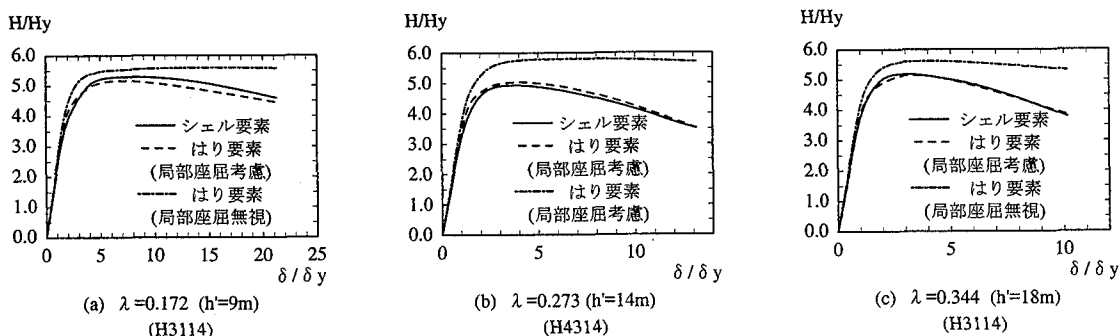
1m のマンホールを設ける一枚板とし、補強リブを配慮して板厚を 50mm としている。柱部のダイアフラム配置は座屈パネルとして基部の第一パネル間隔 2m を保持し、残りの区間は梁下までの純高さ ( $h' = 9\text{m}, 14\text{m}, 18\text{m}$ ) に応じて 2, 3, 4 分割している。ここでは、局部座屈が梁部ではなく柱部に先行して発生するタイプのラーメン橋脚を対象とする。

幅厚比パラメータ  $Rr$  については弾性域での局部座屈が起きない範囲で使用実績の多い  $Rr = 0.3, 0.4, 0.5$  の範囲を、補剛材の無次元化剛比  $\gamma/\gamma^*$  については  $\gamma/\gamma^* = 1, 3$  の範囲を、またラーメン橋脚の寸法については柱間隔  $h_b = 15\text{m}$  を一定とし梁下までの高さ  $h' = 9, 14, 18\text{m}$  と





(1) 隅角部を剛域としてモデル化した場合



(2) 隅角部をせん断パネルゾーンとしてモデル化した場合

図-18 軟化型はりモデルによるラーメン橋脚の Pushover 解析の精度

$$(P = 0.2 \cdot \sigma_y \cdot A, \alpha = 1.0, n = 4)$$

変化させて解析した。载荷条件としては、両橋脚の柱頭部中心に一定の鉛直軸力を常時载荷し、その状態を保持したまま柱頭部水平変位を単調に増加させ、柱の高さ  $h$  の 10% までを解析した。なお、鉛直軸力は全断面降伏軸力の 20% とした。

局部座屈挙動を考慮した軟化型構成則に基づくはり要素を用いた解析では、隅角部パネルのせん断変形を評価できるように図-17(b) に示すような骨組としてモデル化する。はり要素を用いた解析では、比較のため、図-17(c) に示すように、隅角部を完全に剛域と仮定した場合や局部座屈を考慮しない場合の解析も行う。

ラーメン橋脚の骨組解析において、せん断変形を考慮するための補正式式 (2), (19) の  $\lambda$  に用いる柱の有効長  $L$  は、剛体変形が卓越する隅角部を除外した柱の純高さを採用する。すなわち、図-17(b) のラーメン橋脚の隅角部直下までの高さ  $h'$  を  $L=h'$  とすることで、柱の細長比は  $\lambda = (h' / \pi r) \sqrt{\sigma_y / E_0}$  で計算される。

軟化型構成則を用いたはり要素による解析結果として、各ラーメン橋脚モデルの水平荷重-水平変位関係を、隅角部を剛域とモデル化した場合とせん断パネルゾーンとモデル化した場合について分けて、シェル要素で離散化した場合の解析結果と比較することで図-18 に示している。さらに図中には、はり要素で局部座屈を無視した

鋼材の構成則を用いた場合も示している。いずれの場合も隅角部のせん断変形を考慮したはり要素を用いた場合は良好な結果を与えている。これより、ここで提示した隅角部モデルが妥当であるとともに隅角部のせん断変形の考慮が重要であることが分かる。

## 7. まとめ

本論文では、鋼製橋脚のはり要素を用いた Pushover 解析において、座屈モードの局所化挙動を考慮した圧縮補剛板の軟化型構成則と局所化領域を反映した座屈要素を用いることで、局部座屈による劣化挙動を含む鋼製橋脚の変形挙動を良好な精度で解析できることが判明した。さらに、鋼製ラーメン橋脚については、隅角部を一様せん断変形するせん断パネルゾーンと仮定し、はり要素によりモデル化することで、終局挙動を一貫してはり要素により良好な精度で解析できることが判明した。本解析手法は既存の骨組み解析プログラムへの導入も容易で、実用的であると考えられる。

## 参考文献

- 1) 宇佐美勉, 鈴木森晶, H.P.Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集,

- No.525/I-33, pp.69-82, 1995年10月
- 2) 崎元達郎, 渡辺浩, 土田真二, 三輪清貴: 局部座屈を考慮した鋼骨組の終局挙動の簡易計算法, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.195-204, 1997年3月
  - 3) 小澤一誠, 後藤芳顯, 高橋宣男, 石川貴士: 局部座屈考慮した構成則による鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析, 土木学会第51回年次学術講演会, 1-A77, pp.154-155, 1996年9月
  - 4) 小澤一誠, 石川貴士, 王慶雲, 後藤芳顯: 鋼製橋脚を対象とした圧縮補剛板の単調載荷挙動における平均応力-平均ひずみ関係のモデル化, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.100-112, 1999年3月
  - 5) 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, 土木学会論文集, No.647/1-51, pp.343-355, 2000年4月
  - 6) 後藤芳顯, 松岡宏典, 王慶雲, 鳥羽保行: 圧縮板の塑性座屈モードの局所化と変形能の低下, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.69-51, 1995年4月
  - 7) 後藤芳顯, 王慶雲, 小畑誠: 塑性分岐解析に基づく圧縮板の座屈モードの局所化現象の解析, 土木学会論文集, No.540/I-36, pp.55-70, 1996年7月
  - 8) 小澤一誠, 王慶雲, 後藤芳顯: 座屈モードの局所化を考慮した補剛板の軟化型構成則を用いた鋼製橋脚の Pushover 解析, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.225-237, 2001年10月
  - 9) 酒造敏廣, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.121-134, 1991年3月
  - 10) 後藤芳顯, 春日井俊博, 西野文雄: 局部移動座標の選択が平面骨組の有限変位の精度に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.366/I-1, pp.311-320, 1987年10月
  - 11) 酒造敏廣, 事口寿男, 長田好夫: 鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.205-216, 1997年3月
  - 12) Li, X.S. and Goto, Y.: A Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Frames Considering Panel Zone Deformations, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol. 15, No. 2, pp.201-213, 1998.10
  - 13) Kato, B., Chen, W.F. and Nakao, M.: Effects of Joint-panel Shear Deformation on Frames. J. Constr. Steel Res., 10, pp.269-320, 1988.

(2001.12.7 受付)

A PUSHOVER ANALYSIS OF STEEL PIERS BASED ON A BEAM ELEMENT  
CONSIDERING LOCALIZATION OF BUCKLING PATTERNS IN STIFFENED PLATE COMPONENTS  
AND SHEAR DEFORMATION OF CORNER PANEL ZONES

Kazushige OZAWA, Qingyun WANG and Yoshiaki GOTO

In the conventional seismic design, the ultimate behavior of portal frame-type bridge piers is predicted by the geometrically and materially nonlinear analysis using the beam model where the local buckling of stiffened plate and the deformation of corner panel zone are ignored. However, the validity and the accuracy of this analysis method are not fully confirmed. In this paper, we propose a more refined, yet practical analysis method based on beam model. In this beam model, a buckling element with a softening constitutive relation is used to take into account the local buckling behavior. Furthermore, the shear deformation of the corner panel zone is expressed by an equivalent model described by beam elements. It is confirmed by numerical examples that the push-over analysis with the new nonlinear beam element can accurately predict the ultimate behavior of the steel piers accompanying the degradation due to local buckling.