

# 角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の 変形性能に関する数値解析

高橋 実\*, 村越 潤\*\*, 西川和廣\*\*\*, 松田 宏\*\*\*\*

- \* 工修 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室 研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)  
 \*\* 工修 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室 主任研究員(〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)  
 \*\*\* 工修 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室 室長 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)  
 \*\*\*\* 日本電子計算株式会社科学技術事業部構造解析グループ マネージャー (〒135-8388 東京都江東区東陽2丁目4番24号)

角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の弾塑性変形挙動を有限要素法により解析した結果について報告する。まず、既存の正負交番繰返し載荷実験結果と解析結果を比較し、水平荷重-水平変位関係において耐力が低下し始める領域までのヒステリシスループの包絡線が概ね一致することを示した。次に、解析により、各種パラメータが鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響について評価した。

Key Words : Steel bridge pier, Seismic design, Corner Strengthening, Ductility

## 1. まえがき

角補強を施した矩形断面鋼製橋脚については、土木研究所を中心として主に正負交番繰返し載荷実験を実施することにより、耐力および変形性能の向上方法に関する検討<sup>1)~6)</sup>が行われてきた。その成果は、平成8年11月に改訂された道路橋示方書V耐震設計編<sup>7)</sup>(以下、道示Vと略す。)の鋼製橋脚の耐震設計に関する規定の中に盛り込まれた。また、この成果を踏まえ、平成9年3月には日本道路協会から道路橋の耐震設計に関する資料<sup>8)</sup>が発刊され、その中に角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の耐震設計計算例が示された。その後、既設道路橋に対しても、平成9年8月に既設道路橋の耐震補強に関する参考資料<sup>9)</sup>が発刊され、矩形断面鋼製橋脚の角補強(ボルト接合)による耐震補強設計計算例が示された。

角補強を施した鋼製橋脚の変形性能については、構造パラメータを含めた各種パラメータが影響してくるが、実橋脚で取り得るパラメータの範囲に対して、必ずしも十分な実験結果が得られていないのが実状である。

本文では、角補強を施した矩形断面鋼製橋脚を対象とし、弾塑性有限変位解析により、角補強を施した矩形断面鋼製橋脚供試体の正負交番繰返し載荷実験結果を補足することを目的とするものである。解析は、実験を再現するように行い、軸圧縮力と正負交番繰返し水平力を受ける角補強鋼製橋脚の弾塑性変形挙動をシミュレートした。

まず、一連の実験の中で代表的なパラメータを有する鋼製橋脚供試体に対して解析を行い、耐力が低下し始める弾塑性変形領域まで実験挙動をある程度追えることを示し、ここで実施した弾塑性有限変位解析の妥当性を示す。次に、実験結果と解析結果から鋼製橋脚の変形性能

に影響を与える各種パラメータについて調べ、角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の変形性能を評価する。

## 2. 解析モデルと解析手法

図-1に示すように、解析対象は、橋脚天端に所定の一定軸力を保ちながら正負交番繰返し水平力を受ける矩形断面橋脚である。ここで、 $b$ は補剛板の全幅、 $a$ は補剛板の全長、 $t$ は補剛板の板厚、 $b_l$ は縦補剛材の全幅、 $t_l$ は縦補剛材の板厚、 $b_c$ はコーナープレート(角補強材)の全幅、 $t_c$ はコーナープレートの板厚、 $c$ は1つの角における角補強部の占有幅( $c=b_c/\sqrt{2}$ )である。

図-2に各解析モデルの断面形状概略図(8種類)を示し、表-1に各解析モデルの寸法および主要なパラメータを示す。解析モデルの構造諸元は、実験供試体の構造諸元を基にして設定した。ここで、表-1における記号の説明は以下の通りである。 $h$ は橋脚基部から橋脚に作用する水平荷重載荷点までの高さ、 $A$ は断面積、 $I$ は断面2次モーメント、 $A_0$ と $I_0$ はそれぞれ角補強材を除いた場合の断面積と断面2次モーメント、 $n$ は橋脚軸方向補剛材(縦補剛材)によって区切られるパネル数、 $\sigma_y$ は材料試験結果に基づく降伏点(実験供試体の場合)または想定した降伏点(解析モデルの場合)、 $\bar{\lambda}$ は細長比パラメータ、 $R_R$ は補剛材間のパネルの幅厚比パラメータ、 $R_F$ は補剛板全体の幅厚比パラメータ、 $\gamma$ は縦方向補剛材の剛比、 $\gamma^*$ は弾性座屈理論による縦方向補剛材の必要最小剛比、 $2c/b$ は角補強部の占有幅、 $R_c$ はコーナープレートの幅厚比パラメータ、 $N$ は軸力、 $N_y$ は降伏軸力( $N_y=A \times \sigma_y$ )。  $\bar{\lambda}$ 、 $R_R$ 、 $R_F$ 、 $R_c$ を以下に示す。

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

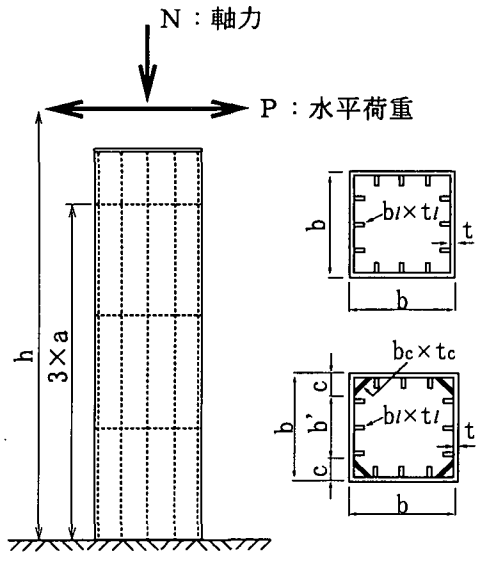


図-1 解析対象

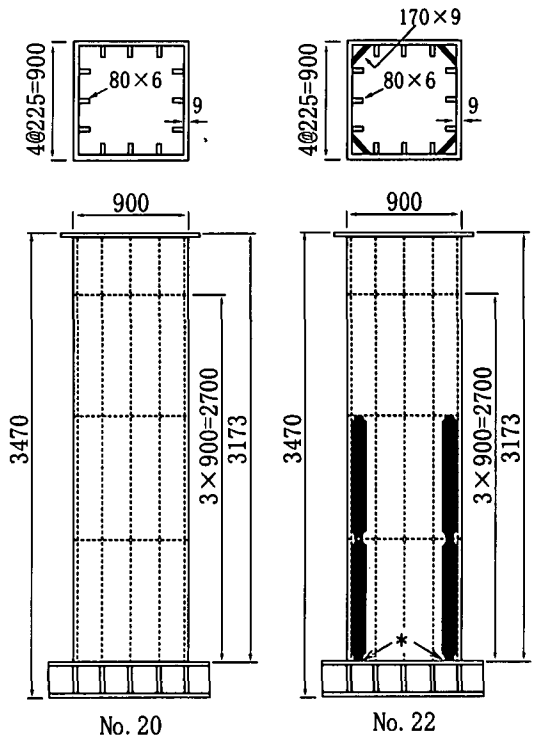


図-3 実験供試体No. 20とNo. 22の形状・寸法

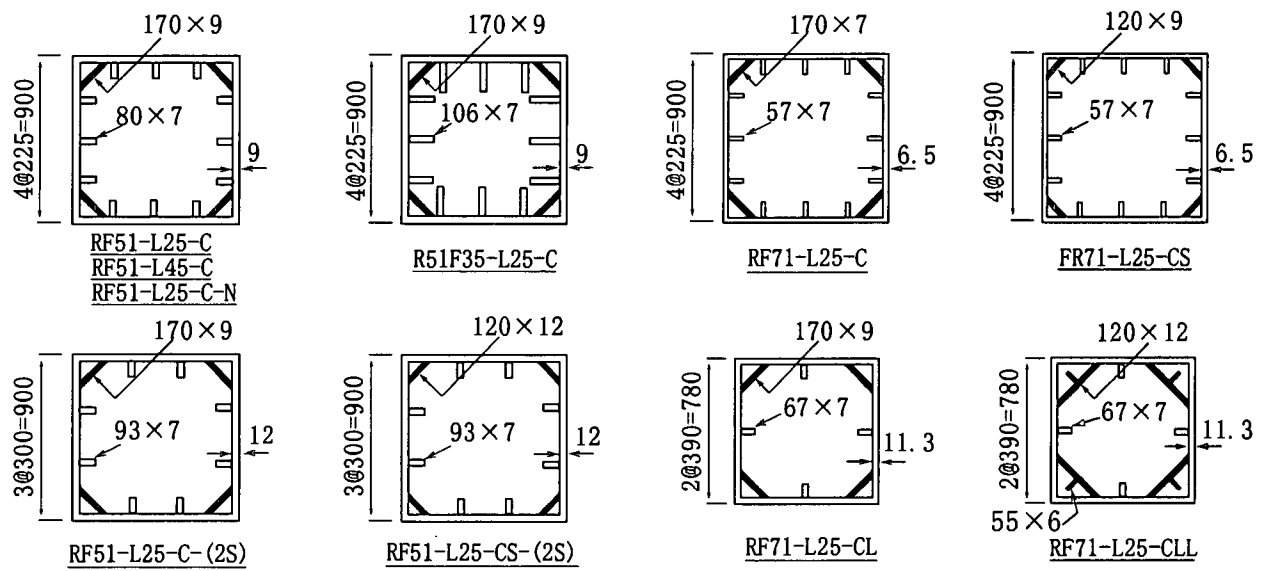


図-2 各解析モデルの断面形状

表-1 主要なパラメータ

解析モデル名	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	A/A <sub>0</sub>	I/I <sub>0</sub>	b =a (cm)	t (cm)	n	b <sub>i</sub> (cm)	t <sub>i</sub> (cm)	σ <sub>y</sub> (MPa)	λ	R <sub>R</sub>	R <sub>F</sub>	γ/γ*	b <sub>c</sub> (cm)	t <sub>c</sub> (cm)	c (cm)	2c/b	R <sub>c</sub>	N/N <sub>y</sub>
No. 20 FEM	342.3	378.4	480500	1.00	1.00	90	0.9	4	8.0	0.6	408	0.27	0.59	0.61	0.91	-	-	-	-	-	0.12
No. 22 FEM	342.3	439.6	569300	1.16	1.18	90	0.9	4	8.0	0.6	382	0.26	0.57	0.59	0.91	17.0	0.9	12.0	0.27	0.43	0.11
RF51-L25-C	361.1	449.2	578600	1.16	1.18	90	0.9	4	8.0	0.7	315	0.25	0.51	0.51	1.0	17.0	0.9	12.0	0.27	0.39	0.15
R51F35-L25-C	357.7	471.0	595300	1.15	1.18	90	0.9	4	10.6	0.7	315	0.25	0.51	0.35	2.2	17.0	0.9	12.0	0.27	0.39	0.15
RF51-L45-C	649.9	449.2	578600	1.16	1.18	90	0.9	4	8.0	0.7	315	0.45	0.51	0.51	1.0	17.0	0.9	12.0	0.27	0.39	0.15
RF51-L25-C-N	361.1	449.2	578600	1.16	1.18	90	0.9	4	8.0	0.7	315	0.25	0.51	0.51	1.0	17.0	0.9	12.0	0.27	0.39	0.25
RF51-L25-C-(2S)	362.4	539.6	700400	1.13	1.14	90	1.2	3	9.3	0.7	315	0.25	0.51	0.51	1.0	17.0	0.9	12.0	0.27	0.39	0.15
RF51-L25-CS-(2S)	364.4	535.9	703100	1.12	1.15	90	1.2	3	9.3	0.7	315	0.25	0.51	0.51	1.0	12.0	1.2	8.5	0.19	0.21	0.15
RF71-L25-C	362.6	327.8	425800	1.17	1.20	90	0.7	4	5.7	0.7	315	0.25	0.71	0.71	1.0	17.0	0.7	12.0	0.27	0.50	0.15
RF71-L25-CS	364.8	323.4	425300	1.15	1.20	90	0.7	4	5.7	0.7	315	0.25	0.71	0.71	1.0	12.0	0.9	8.5	0.19	0.27	0.15
RF71-L25-CL-(1S)	311.2	440.7	421700	1.21	1.20	78	1.1	2	6.7	0.7	315	0.25	0.71	0.71	1.0	21.5	0.9	15.2	0.39	0.50	0.15
RF71-L25-CLL-(1S)	301.9	468.0	421500	1.28	1.20	78	1.1	2	6.7	0.7	315	0.25	0.71	0.71	1.0	33.1	0.7	23.4	0.60	0.50	0.15

注) 解析モデルの記号: RFO-LO-CO-(OS)  
 ↳ 縦方向補剛材本数(但し、この記号がないものは3本とする。)  
 ↳ コーナプレートサイズの大小。  
 ↳ λの値。  
 ↳ R<sub>R</sub>およびR<sub>F</sub>の値(但し、R<sub>R</sub>≠R<sub>F</sub>の場合、ROFOのように別々に記載。)  
 末尾がNのものは軸力大を意味する。

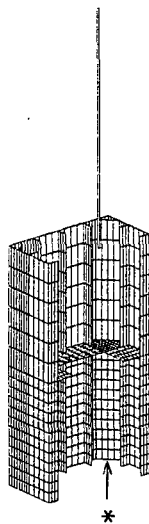


図-4 有限要素モデル

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (2)$$

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (3)$$

$$R_c = \frac{b_c}{t_c} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_c}} \quad (4)$$

ここで、 $E$ はヤング係数、 $\nu$ はポアソン比(=0.3)、 $r$ は断面2次半径、 $l$ は有効長、 $k_R$ は補剛材間のパネルの座屈係数<sup>10)</sup>、 $k_F$ は補剛板全体の座屈係数<sup>10)</sup>、 $k_c$ はコーナープレートの座屈係数である。

表-1に示す各解析モデルのうち、解析モデル名が“No.20 FEM”と“No.22 FEM”の2体は、実験結果と解析結果を比較し、本解析手法の妥当性を示すための解析モデルである。これらは、それぞれNo.20とNo.20の角部にコーナープレートを溶接にて取り付けられた角補強供試体No.22と同じ構造諸元となるようにパラメータを設定した。図-3に実験供試体No.20とNo.22の形状・寸法を示す。断面寸法は、900mm×900mm×9mmであり、実橋脚の1/3程度の大きさである。

図-4に解析に用いた有限要素モデルを示す。実験における変形状況の観察結果から、局部座屈の予想される橋脚基部付近(基部から橋脚上部へ向かって2番目のダイヤフラムまでの部分)には、シェル要素を用い、残りの上側の橋脚部分には棒要素を用いた。図-4に示すように、解析モデルは、構造と荷重の対称性から、水平荷重載荷方向を含む鉛直面を対称とした全体の1/2モデルとした。なお、上下ベースプレートの部分はモデル化しなかった。

シェル要素の要素分割は、解析ケースによって若干異

表-2 解析条件

使用要素	四角形1次アイソパラメトリックシェル曲面要素、1節点5自由度。
材 料 非 線 形	構成則：バイリニア型の応力-ひずみ関係。ひずみ硬化係数0.01。ひずみ硬化則は、移動硬化則。降伏条件：Von Mises。
幾何学的 非 線 形	有限変位考慮。トータルラグランジアンによる定式化による。グリーンひずみ、Cauchyの応力。
応力評価点 (積分点)	面内2×2=4点、板厚方向5点、合計1要素当たり20点。
剛性評価	数値的ロッキングの回避。
境界条件	橋脚基部で完全拘束させた(ベースプレートはモデル化していない)。但し、第1パネルにおけるコーナープレート下端は自由端とした。シェル要素でモデル化した橋脚上部の横断面は平面保持させ、棒要素と剛結させた。
初期条件	残留応力、初期不整はなし。
載荷方法	実験の載荷方法に合わせ、橋脚天端中心上面より250mm上の水平アクチュエータ軸位置を載荷点とした。軸力を保持した状態で、降伏変位 $\delta_y$ を基準とした正負交番変位漸増繰返し載荷させた(同じ変位における繰返し回数は1回)。

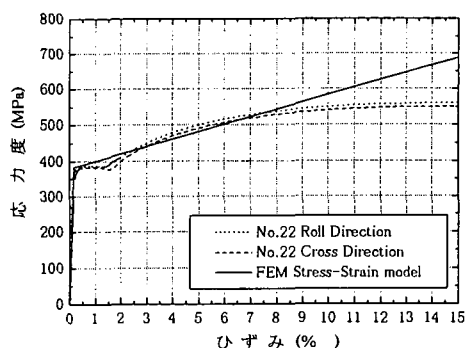


図-5 応力-ひずみ関係

なるが、基本的には、基部側の第1パネルの橋脚軸方向は12分割、第2パネルの橋脚軸方向は6分割、縦補剛材間のパネルは4分割、縦補剛材の全幅方向は3分割、コーナープレートの全幅方向は4分割とし、それぞれのパネルの橋脚軸方向分割数と縦補剛材とコーナープレートの橋脚軸方向分割数は同じとした。ここで、第1パネルは、橋脚上部に向かって基部側から1番目のダイヤフラムまでの間のパネルのことを指す。

表-2に解析条件を示す。解析に使用したソフトウェアは、汎用有限要素解析プログラム「DIANA」<sup>11)</sup>である。シェル要素としては、Mindlin-Reissner理論による面外せん断変形を考慮した四角形1次アイソパラメトリックシェル曲面要素Q20SH(4節点、1節点5自由度)を用い、棒要素としては、せん断変形を無視したベルヌーイ理論による棒要素L12BEを用いた。なお、シェル要素Q20SHは、数値的ロッキングを回避するために非適合モードの変位関数を用いている。

図-5に解析で用いた応力-ひずみ関係と実験供試体から採取した鋼材の引張試験結果を示す。応力-ひずみ関係は、バイリニア型モデルを用い、ひずみ硬化係数を1/10とし、材料の構成則としては、Von-Misesの降伏条件および移動硬化則を用いた。なお、解析においては、

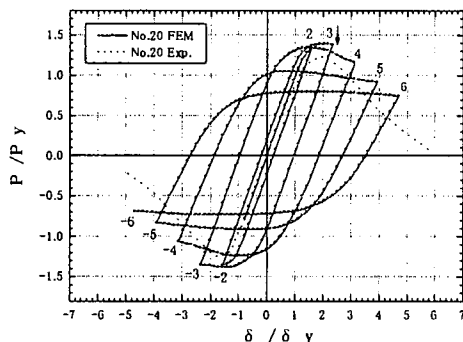


図-6 “No. 20 FEM”の荷重-変位履歴曲線 (ヒステリシスループ)

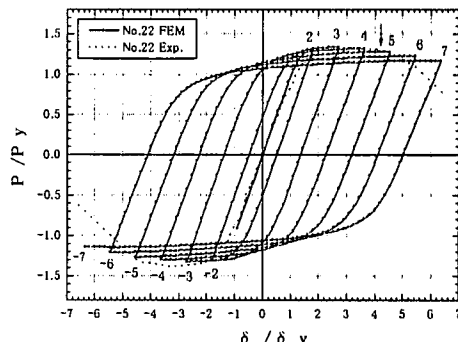


図-7 “No. 22 FEM”の荷重-変位履歴曲線 (ヒステリシスループ)

初期たわみや残留応力は考慮しなかった。

境界条件は、橋脚基部で完全拘束とした。但し、第1パネルにおけるコーナプレート下端は自由端とした(図-4の\*印の部分)。これは、事前検討の段階で自由端とした方が最大耐力付近における水平荷重-水平変位関係の実験値に近い解析結果が得られたことを考慮したものである。実験中における変形状況の観察においても、水平耐力付近では、引張応力側のコーナプレート下端と上ベースプレートとのすみ肉溶接接合部全幅に割れ(図-3の\*印の部分)の発生を確認しており<sup>5)</sup>、自由端の条件と近いものと推測される。

荷重は、実験の場合と同じ方法とし、所定の軸力を一定に保持したまま、次式で定義される繰返しの基本水平変位 $\delta_{y0}$ を基本として、 $\delta_{y0}$ の整数倍の変位を漸次増加させながら正負交替繰返し荷重した(同じ変位における繰返し回数は1回)。実験方法については、文献3)、5)に詳しいので、ここでは省略する。

$$\delta_{y0} = \frac{P_{yN} h^3}{3EI} \quad (5)$$

$$P_{yN} = \left( \sigma_{yN} - \frac{N}{A} \right) \frac{Z}{h} \quad (6)$$

ここで、 $P_{yN}$ は公称降伏水平荷重、 $EI$ は曲げ剛性、 $\sigma_{yN}$ は鋼材の公称降伏応力、 $Z$ は供試体の断面係数である。

### 3. 解析結果および考察

表-3に各解析モデルの解析結果一覧を示す。

#### 3.1 実験結果との比較

図-6と図-7にそれぞれ解析モデル“No.20 FEM”と“No.22 FEM”の荷重点における水平荷重-水平変位の履歴曲線(ヒステリシスループ)を示す。これらの図中には実験結果の包絡線も破線で示している。ここで、 $P_y$ は材料試験結果に基づいた降伏水平荷重であり、式(6)において鋼材の公称降伏応力の代わりに材料試験結果に基づく降伏応力を用いて計算される値である。 $\delta_y$ は $P_y$ を実験または解析で得られたヒステリシスループ

の初期勾配の値で除して求めた降伏水平変位である。

$\delta_{97}$ は耐力が安定している領域における最大の水平変位(最大耐力の97%)であり、↓印で図中に示してある。

図-6より実験結果の方が解析結果より最大水平荷重が低く評価されており、若干の差(12%)がみられる。

図-7は角補強供試体No.22に対する結果であり、最大耐力付近において耐力の安定した領域が作られており、耐力が低下し始める↓印付近まで両者は概ね一致していることが分かる。

#### 3.2 各解析モデルの耐力および変形性能

##### (1) 実験結果の補足

図-8に各解析モデルの水平荷重-水平変位関係の履歴曲線(ヒステリシスループ)を示し、図-9に各解析モデルの包絡線を示す。図-9(a)には、 $RR=0.51$ で、細長比と軸力比を変化させた解析モデルを示し、図-9(b)には、 $RR=RF=0.71$ の解析モデルにおいてコーナプレートの占有幅 $2c/b$ をできるだけ大きく取ったもの( $2c/b$ が約0.40と0.60)を示し、図-9(c)には、 $RR=RF=0.51$ および0.71の解析モデルにおいてコーナプレートの占有幅 $2c/b$ を小さく取ったもの( $2c/b$ が約0.20と0.27)を示す。これらの図中には $\delta_{97}$ を↓印で示してある。

図-10にRF71-L25-Cの $-5\delta_y$ 時の変形図(図-8(g)の\*印の位置での変形図)とその時の基部から300mmの位置における横断面図を示す。

図-10に示されるように、面外変形が観察されるようになった後も、閉断面となった角部がねじれ難くなっていることが分かる。

ここでは省略するが、図-8に示す各解析モデルにおいて、図-10に示したように、閉断面となった角部がねじれ難くなっていることが確認された。このことにより、図-8または図-9に示す水平荷重-水平変位関係において、最大付近において耐力の安定した領域が作られていると考えられる。

図-11に塑性率 $\delta_{97}/\delta_y$ と3種類のパラメータ(軸力比、細長比パラメータ、幅厚比パラメータ)を掛け合わせたもの(これを $Cr$ とする)との関係を実験結果と共に

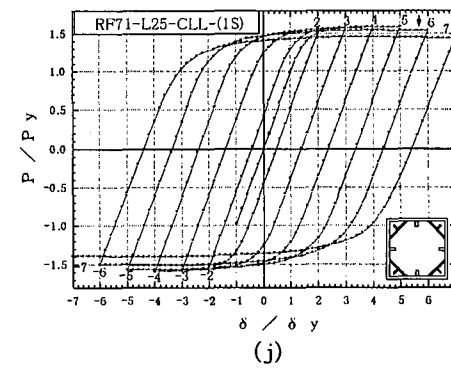
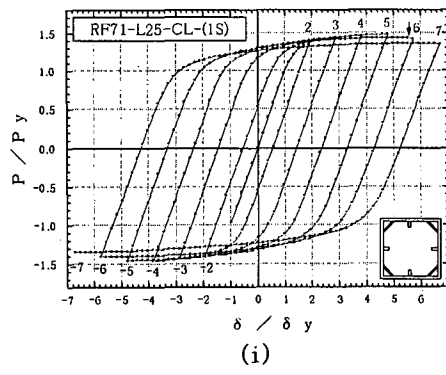
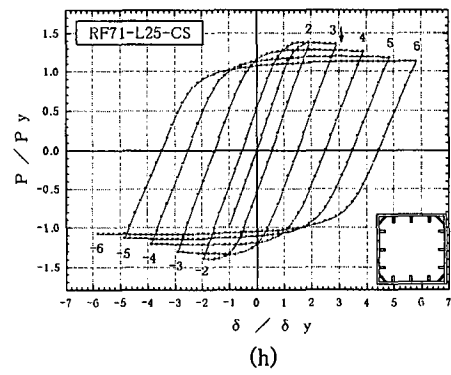
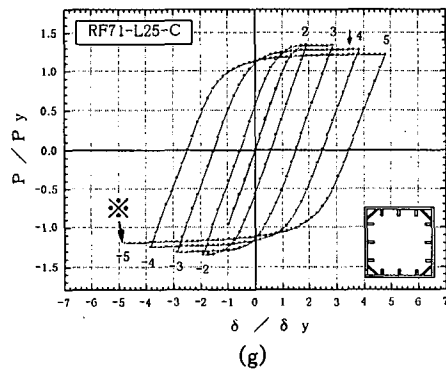
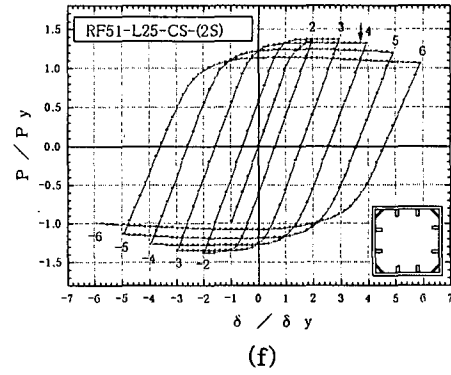
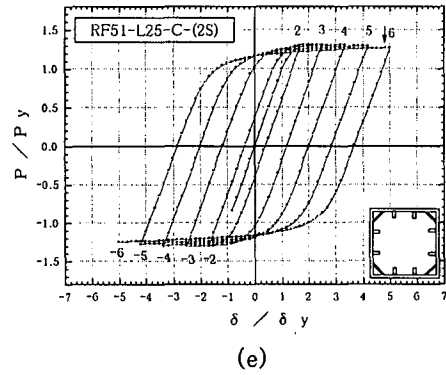
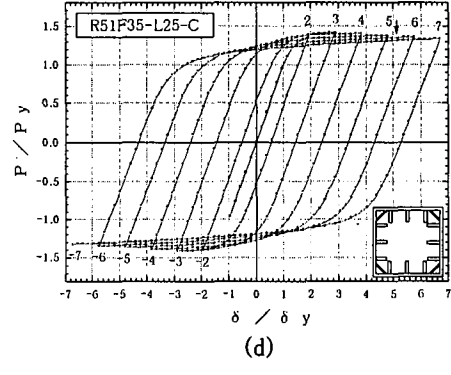
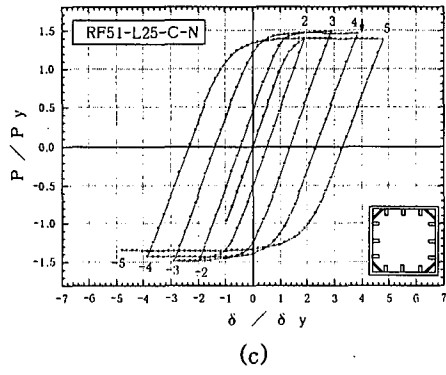
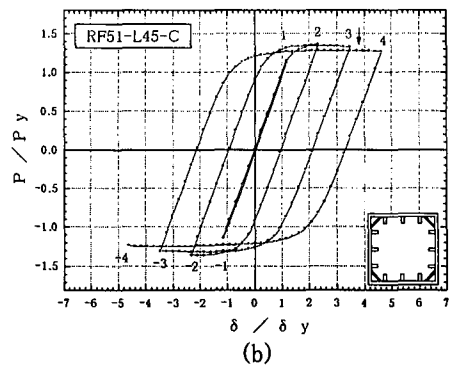
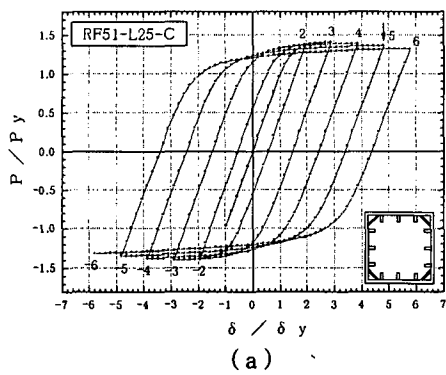
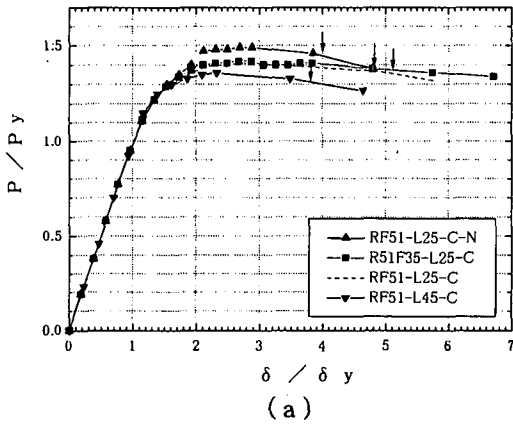


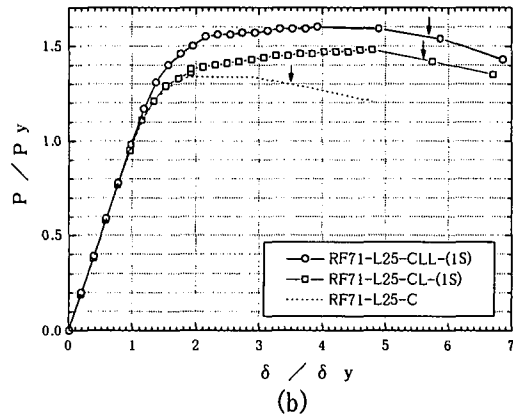
図-8 各解析モデルの荷重-変位履歴曲線  
(ヒステリシスループ)

表-3 解析結果一覧

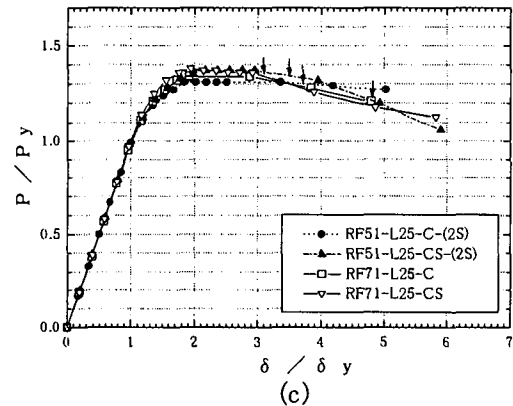
解析モデル名	N (kN)	h (cm)	P <sub>y</sub> (kN)	P <sub>u</sub> (kN)	P <sub>u</sub> /P <sub>y</sub>	δ <sub>y0</sub> (mm)	δ <sub>y</sub> (mm)	δ <sub>97</sub> (mm)	μ = δ <sub>97</sub> /δ <sub>y</sub>
No. 20 FEM	1,920	342	1,110	1,550	1.39	14.0	17.9	44.2	2.5
No. 22 FEM	1,780	342	1,260	1,690	1.34	14.7	16.2	67.7	4.2
RF51-L25-C	2,110	361	950	1,340	1.41	12.5	13.0	62.2	4.8
R51F35-L25-C	2,220	358	987	1,400	1.42	12.3	12.8	65.3	5.1
RF51-L45-C	2,110	650	528	715	1.36	40.5	34.9	132	3.8
RF51-L25-C-N	3,520	361	838	1,250	1.49	11.0	11.5	46.3	4.0
RF51-L25-C-(2S)	2,540	362	1,150	1,510	1.31	12.6	15.1	71.8	4.8
RF51-L25-CS-(2S)	2,520	364	1,140	1,570	1.37	12.7	12.9	47.9	3.7
RF71-L25-C	1,540	363	696	929	1.34	12.6	13.2	46.6	3.5
RF71-L25-CS	1,520	365	691	953	1.38	12.8	13.2	40.7	3.1
RF71-L25-CL-(1S)	2,070	311	927	1,370	1.48	10.7	11.2	62.5	5.6
RF71-L25-CLL-(1S)	2,200	302	955	1,520	1.60	10.1	10.3	58.4	5.7



(a)

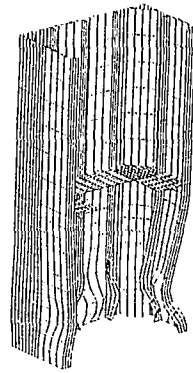


(b)

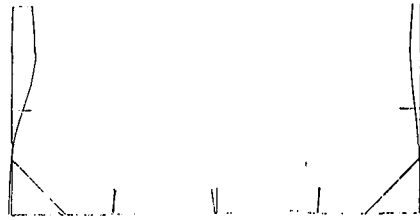


(c)

図-9 各解析モデルの包絡線



(a)



(b)

図-10 RF71-L25-Cの変形図と横断面図(-5 δ<sub>y</sub>)

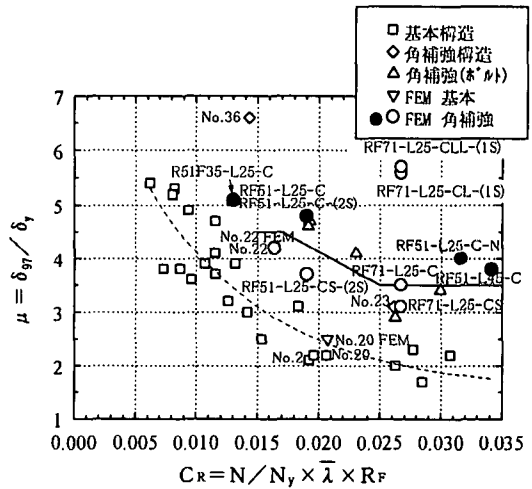


図-11 δ<sub>97</sub>/δ<sub>y</sub>とC<sub>R</sub>の関係

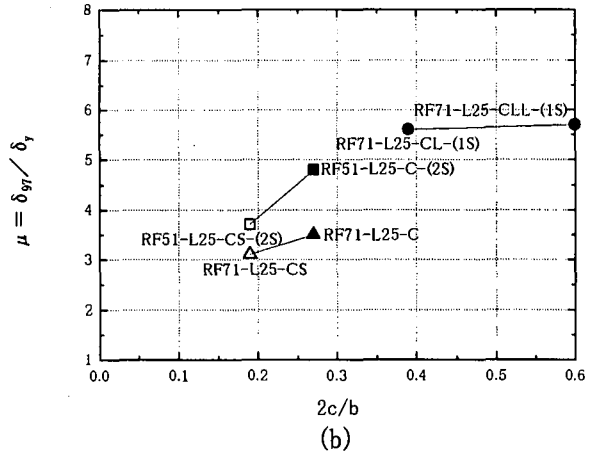
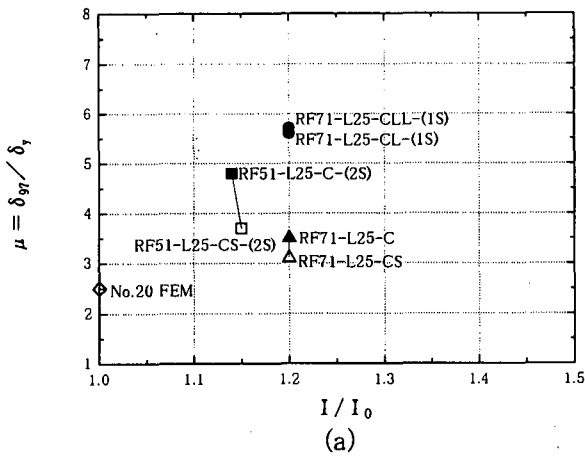


図-12  $\delta_{97}/\delta_y$  と  $I/I_0$  および  $2c/b$  との関係

示す。なお、この図-11における実験結果の塑性率には、FEMによる解析結果と実験結果を単純に比較するために、材料試験結果に基づく降伏水平荷重 $P_y$ を実験で得られた初期勾配の値で除した降伏水平変位 $\delta_y$ を用いて算出しており、参考文献2)~6)および12~14)において記載している塑性率とは整理の仕方が異なっている。なお、文献2)~6)および12~14)において記載している塑性率は、鋼材の公称降伏点に基づく降伏水平荷重 $P_{yN}$ を実験で得られた初期勾配の値で除した降伏水平変位 $\delta_{yEN}$ を用いて算出している。

図-11には参考のために、参考文献9)に示されている既設鋼製橋脚に高力ボルトによる角補強を施した場合のタイプIIの地震動に対する許容塑性率を実線にて記載してある。また、図-11中における右下がりの破線は、□印の基本構造の実験結果を最小二乗法により求めた回帰曲線である。

各解析モデルについて比較し、考察した結果を以下に述べる。

①図-11中における●印の解析結果は、道示V<sup>7)</sup>の第10章に示す構造細目を満たす結果であり、横軸のCRに対して右下がりの傾向を示している(●印の解析モデルは、R51F35-L25-C, RF51-L25-C, RF51-L25-C-(2S), RF51-L25-C-N, RF51-L45-Cの5つである)。

② $N/N_y=0.15$ ,  $\bar{\lambda}=0.25$ ,  $I/I_0=1.2$ ,  $2c/b=0.27$ の条件下において、 $R_f$ を0.35, 0.51, 0.71の3種類(解析モデルR51F35-L25-C, RF51-L25-C, RF71-L25-C)とした解析を行い、塑性率と耐力の変化を調べた。図-11におけるこれら3つの解析モデルの結果より、塑性率は、 $R_f$ を0.35から0.71へ大きくすると約1.5低下することが分かった。また、図-11におけるこれらの結果より、道示V<sup>7)</sup>の第10章に示す構造細目を満たし、かつCRが0.015程度以下であれば塑性率として5程度の値をとることが確認された。

$P_u/P_y$ は、図-8(a)と(g)より(図-9(a)と(c)より)、 $R_f=0.71$ と比べて $R_f=0.51$ の解析結果の場合、5%程度の上昇が期待でき、約1.4となることが分かった。一方、

図-9(a)と表-3より、 $R_f$ をさらに0.35に低減させても、水平耐力 $P_u$ はほとんど変化しなく、約1.4のままとなることが分かった。

③ $R_R=R_f=0.51$ で、 $\bar{\lambda}=0.25$ ,  $I/I_0=1.2$ ,  $2c/b=0.27$ の条件下において、 $N/N_y$ を0.15と0.25の2種類(解析モデルRF51-L25-CとRF51-L25-C-N)とした解析を行い、塑性率と耐力の変化を調べた。 $N/N_y$ が0.25の塑性率は、図-11より、 $N/N_y$ を0.15としたものに比べて1程度低い値となった。

$P_u/P_y$ は、図-9(a)より、 $N/N_y=0.15$ と比べて $N/N_y=0.25$ の解析結果の方が5%程度大きくなり、約1.5となることが分かった。なお、 $P_u$ の大きさ自体は、表-3より $N/N_y=0.15$ と比べて $N/N_y=0.25$ の解析結果の方が約7%小さくなった。

④ $N/N_y=0.15$ ,  $R_R=R_f=0.51$ ,  $I/I_0=1.2$ ,  $2c/b=0.27$ の条件下において、 $\bar{\lambda}$ を0.25と0.45の2種類(解析モデルRF51-L25-CとRF51-L45-C)とした解析を行い、塑性率と耐力の変化を調べた。図-11より、 $\bar{\lambda}$ を0.45とした塑性率は、 $\bar{\lambda}$ を0.25としたものに比べて1程度低い値となることが分かった。

$P_u/P_y$ は、図-9(a)より、 $\bar{\lambda}$ を0.45にした場合には、1.36になることが分かった。なお、 $\bar{\lambda}$ を0.25とした解析モデルでは、 $P_u/P_y$ は、1.41という結果になった。

## (2) 角補強材のパラメータについての考察

図-12(a)~(b)にそれぞれ塑性率と $I/I_0$ および $2c/b$ との関係を示す。

各解析モデルについて、個々に比較し考察した結果を以下に述べる。

$N/N_y=0.15$ ,  $R_R=R_f=0.51$ または0.71,  $\bar{\lambda}=0.25$ , および図-12(a)に示された $I/I_0=1.15$ または1.2の条件下において、占有幅 $2c/b$ を約0.2, 0.27, 0.40, 0.60の4種類(解析モデルは図-12(b)に示す6つ)とした解析を行い、塑性率と耐力の変化を調べた。図-12(b)より、 $2c/b$ を0.27とした塑性率は、 $2c/b$ を約0.2としたものに比べ、0.5~1.0程度大きくなることが分かった。また、 $2c/b$ を0.60とした塑性率は、 $2c/b$ を約0.40としたものと同

とんど同じ値になることが分かった。

$P_u/P_y$ は、図-9(c)より、塑性率が大きくなる傾向とは反対に、 $2c/b$ を約0.2とした場合には、 $2c/b$ を0.27としたものに比べ、約3~5%大きくなり、約1.38になることが分かった。一方、図-9(b)より、 $2c/b$ を0.60とした解析モデルの $P_u/P_y$ は、 $2c/b$ を約0.40としたものに比べ、約7%大きくなり、約1.6になることが分かった。また、図-9(c)の包絡線により、RF51-L25-C-(2S)の場合の $P_u/P_y$ は、約1.3となっており、1.4には至らなかった。

#### 4. まとめ

本研究では、角補強を施した矩形断面鋼製橋脚を対象として弾塑性有限変位解析を行い、既存の正負交番繰返し載荷実験結果の補足を行った。また、各種パラメータについて角補強を施した鋼製橋脚の変形性能を評価した。主な結論を要約すると次の通りである。

(1) 本解析結果は、角補強を施した矩形断面鋼製橋脚供試体における耐力が若干低下し始める弾塑性変形領域までの変形挙動に関して、実験結果と概ね一致することを示した。

(2) 幅厚比パラメータ $R_f$ 、軸力比 $N/N_y$ および細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ と塑性率 $\mu$ との相関性を調べ、これらのパラメータを組み合わせた $CR(=N/N_y \times \bar{\lambda} \times R_f)$ との相関性がみられること、およびこの傾向が基本構造の実験結果( $\mu-CR$ 関係)とほぼ一致することを示した。また、道示 $V^{71}$ に示す角補強の構造細目を満たすいくつかの構造諸元に対して、塑性率と $CR$ との関係を示した。さらに、これらの相関関係より、道示 $V^{71}$ に示す角補強の構造細目を満たしかつ $CR$ が0.015程度以下であれば塑性率として5程度の値をとることができることを示した。

(3) 幅厚比パラメータ $R_f$ 、軸力比 $N/N_y$ および細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、角補強部材(コーナプレート)の占有幅 $2c/b$ を変化させた解析を行い、耐力に与える影響を調べた。 $\bar{\lambda}$ を0.45とした解析モデルと角補強材を小さくした解析モデル( $I/I_o$ が約1.15の場合)については、 $P_u/P_y$ が約1.3となり、1.4を下回る結果となった。

(4) 角補強部材(コーナプレート)の占有幅 $2c/b$ を変化させた解析を行い、塑性率に与える影響を調べた。

#### 5. あとがき

本研究における解析モデル数は決して多くはないが、これらの結果より、塑性率や耐力に影響を与えるパラメータについて、おおよその傾向はつかめたのではないかと考えている。

最後になったが、本解析を行うのに際し、日本電子計算株式会社構造解析グループの須田隆文氏にご協力を頂いたので、ここに謝意を表す。

#### 【参考文献】

- 1) 西川和廣, 山本悟司, 名取暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 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, 1996. 3.
- 2) 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, 1996. 1.
- 3) 西川和廣, 村越潤, 上仙靖: 鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験, 橋梁と基礎, Vol.30, No.8, 1996. 8.
- 4) 西川和廣, 村越潤, 上仙靖, 高橋実: 鋼製橋脚の耐震設計の一手法について, 土木学会 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1997. 1.
- 5) 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(I), 共同研究報告書第178号, 1997. 4.
- 6) 西川和廣, 村越潤, 上仙靖, 高橋実: 道路橋示方書における鋼製橋脚の耐震設計について, (社)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, 1997.5.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説, 1996. 12.
- 8) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997. 3.
- 9) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997. 8.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書(I共通編・II鋼橋編)・同解説, 1996. 12.
- 11) DIANA User's Manual, Ver. 6.2, 1996.
- 12) 高橋実, 西川和廣, 村越潤, 上仙靖, 中嶋浩之, 岡田淳: 角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の耐力・変形性能に関する実験, (社)土木学会, 第52回年次学術講演会講演概要集第1部(B), I-B106, 1997.9.
- 13) 西川和廣, 村越潤, 高橋実: 角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の載荷実験, (社)日本道路協会, 第22回日本道路学会一般論文集(B), 1997. 12.
- 14) 高橋実, 西川和廣, 村越潤, 上仙靖: 角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の変形性能に関する実験, (社)土木学会, 第53回年次学術講演会講演概要集第1部(B), 1998.10.(投稿中)(1998年8月17日受付)

## ELASTO-PLASTIC FINITE DISPLACEMENT ANALYSIS ON DISPLACEMENT DUCTILITY OF STEEL PIERS STRENGTHENED BY CORNER PLATES

Minoru TAKAHASHI, Jun MURAKOSHI, Kazuhiro NISHIKAWA and Hiroshi MATSUDA

After the Hyogo-ken Nanbu Earthquake, based on a series of large-scale biaxial static loading tests corner strengthening was proposed as one of seismic improvement methods<sup>1)</sup> for rectangular steel piers. In order to complement a few test results, Authors did the elasto-plastic finite displacement analysis of rectangular steel piers strengthened by corner plates. This paper describes the effect of structural parameters on displacement ductility factor analytically.