

論文 PC 鋼棒にプレストレスを導入して外帯筋状に耐震補強した腰壁付き RC 柱の解析

李 文聰^{*1}・山川 哲雄^{*2}・張 愛暉^{*3}・川満 じゅん^{*4}

要旨: PC 鋼棒にプレストレスを導入して外帯筋状に耐震補強した腰壁付き RC 柱の耐震加力実験より得られた弾塑性挙動を、単独 RC 柱の実験と解析による弾塑性挙動や、腰壁付き RC 柱の非線形 2 次元有限要素法による解析結果と比較検討することにより、腰壁付き RC 柱の耐震補強設計と補強効果を明らかにした。

キーワード: 腰壁付き RC 柱, PC 鋼棒, 鞣性率, 付着強度, 非線形有限要素法, 弹塑性解析

1. 序

著者らはコーナーブロックを介して外帯筋状に配置した PC 鋼棒に、プレストレスを導入して耐震補強した腰壁付き RC 柱の一定軸圧縮力下の正負繰り返し水平加力実験を行なった¹⁾。それによると、柱内法高さ部分のみの耐震補強では不十分であり、腰壁部分の柱にも同様な PC 鋼棒による耐震補強を施すことで、十分な耐震補強効果を期待できることが分かった。また、腰壁部分まで補強した試験体は、PC 鋼棒を取り付けるために腰壁部に設けた貫通孔を介して、部材角の増大と共に縦ひび割れが生じスリットが形成された。このことは、柱内法高さが柱頭と腰壁頂部より D/2 下がった位置間の距離²⁾として算出したせん断スパン比 1.25 から、腰壁のない 2.0 近くまで移行したことを示している。

そこで、本研究では腰壁付き柱（柱内法高さ部分はせん断スパン比 1.0）3 体の実験結果に加え、せん断スパン比 1.25 により近いせん断スパン比 1.0 の極短柱 2 体³⁾、せん断スパン比 2.0 の長柱 1 体⁴⁾の計 6 体の実験結果を利用し、且つ腰壁付き柱の弾塑性解析結果も含めて比較することによって、腰壁付き RC 柱の耐震補強設計と耐震補強効果の検討を試みたものである。

2. 試験体

試験体一覧を Table 1 に示す。腰壁付き柱試験体 R99W シリーズのせん断スパン比は柱の仮定値である。Table 2 でハッチした部分は計算値である。シリーズごとのコンクリート強度は Table 1 に示すように、殆どばらつきがないため同一強度と見なすことができる。柱の断面形状は 250 × 250mm、腰壁まで含めた柱高さは 1000mm である。その内、腰壁高さ 500mm、片側腰壁長さ 675mm で、腰壁厚さは 50mm である。せん断スパン比 2.0 の単独補強柱試験体 R99L-P41' の主筋 12-D13 以外は、全て同じ主筋 12-D10 である。補強はいづれも、柱四隅に配置したコーナーブロックを介して 5.4φ の PC 鋼棒を同一平面上に外周帶筋のように配置した上で、プレストレスを導入して柱を高横拘束する方法である。導入するプレストレスのレベルは降伏点ひずみ（約 6000μ）の約 1/3 強の 2450μ 前後 (490MPa) である。

これらの実験結果は建研式加力装置を用いて、一定軸力比 0.2 のもとで正負繰り返し水平加力実験より得られたものである。なお、これらの実験結果は文献 1), 3), 4) を参照されたい。

3. 解析的検討

*1 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻（正会員）

*2 琉球大学 教授 工学部環境建設工学科 工博（正会員）

*3 中国浙江大学 構造工程研究所 助教授（元琉球大学 助教授） 学術博士（正会員）

*4 元琉球大学大学院学生 工修

Table 1 Details of specimen

	R99W series			R99S series		R99L series
	R99W-P0	R99W-P41C	R99W-P41CW	R99S-P0	R99S-P41'	R99L-P41'
Specimen						
M/(VD)	1.25	1.25	1.25 → 2.0		1.0	2.0
PC bar (5.4φ)	—	@41	@41(column) @65(spandrel wall)	—	@41	@41
σ _B	20.6MPa			20.7MPa		21.2MPa
Spandrel wall	Wall reinforcement :3.7φ-@ 105 (p _s =0.20%) Wall thickness :50mm Penetrating hole diameter :14.5φ			—		
Rebar	12-D10 (p _g =1.36%)					12-D13 (p _g =2.44%)
Common details	Transverse reinforcement :3.7φ-@ 105 (p _w =0.08%), PC bar :5.4φ(Prestress 490MPa) Axial compression ratio :N/(bDσ _B)=0.2, Column section :250×250mm					

3.1 塑性率及び余裕度の関係

せん断強度の実験値と計算値、塑性率などをTable 2に示す。試験体6体のうち、R99L-P41'のみD13の主筋を使用している(Table 1参照)。主筋にD10を用いた他の試験体との比較が困難であるため、D10の場合についても5.4φのPC鋼棒を41mm間隔(@41)で計算した。この計算結果をTable 2の最下段のP41'(D10)に示す。ファイバーモデルによる曲げ強度の計算値が104/142=0.732であるので、R99L-P41'の最大せん断耐力実験値を73.2%に低減することで、D10に置き換えた場合の実験値を仮想した。このように仮想可能な根拠として単独補強RC柱試験体R99L-P41'が、加力実験で韌性に富んだ曲げ破壊を示したからである⁴⁾。

腰壁付き柱試験体は基本的にせん断スパン比

1.25の柱として計算する²⁾。腰壁まで補強した試験体R99W-P41CWは、部材角が増大するにつれてスリットが生じるため、せん断スパン比2.0の計算値も示す。R99W-P41CWの最大耐力実験値は約1.0%時であり、その時のせん断スパン比は1.25を仮定する。したがって、せん断スパン比が2.0となった際の最大耐力実験値にまでも、その値を用いると矛盾が生じてくる。そこで部材角5.0%時の耐力実験値を用いることで、およそその検討をつけた。ただし、腰壁部分の柱はPC鋼棒を@65で補強をしているため、計算値は@41で補強した部分も含めて全て@65ピッチで計算した値を示した。PC鋼棒が@65と@41では、ファイバーモデルによるせん断スパン比2.0の柱の曲げ強度計算値が103.7kNと104.0kNであり、両者にほとんど差異はない。

Table 2 Experiment and calculation results

Specimen	Mark	M/(VD)	Experiment		Calculation(kN)				μ	Failure mode	
			V _{exp}	R _r	V _u (AIJ)	V _f (fiber)	V _{bu} (AIJ)	R _y (%)			
R99W series	R99W-P0	D10	●	1.25	148	—	83	167	144	0.63	— S
	R99W-P41C	D10	●	1.25(@41)	153	1.51	297	168	229	0.53	2.9 S
	R99W-P41CW	D10	◎	1.25(@41)	153	2.40	297	168	229	0.53	4.6 F
R99S series	R99S-P0	D10	▲	1.0	119	0.48	96	210	124	0.70	0.7 S
	R99S-P41'	D10	△	1.0 (@41)	216	>5.0	288	210	234	0.58	8.6 F
R99L series	R99L-P41'	D13	▣	2.0 (@41)	140	>5.0	290	142	249	0.64	7.9 F
	R99L-P41'	D10	□	2.0 (@41)	102	>5.0	290	104	225	0.47	10.6 F

Note: V_{exp}=measured peak lateral capacity in push loading direction, R_r=drift angle responding to the shear force being 80% of V_{exp}, V_u(AIJ)=shear strength by AIJ design guidelines, V_f(fiber)=flexural strength by fiber model, R_y=drift angle responding to flexural yield, S=shear failure, F=flexural failure

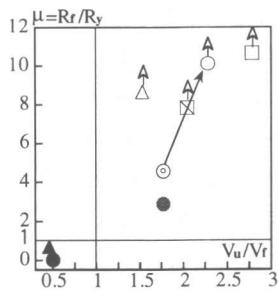


Fig. 1 Ductility factor

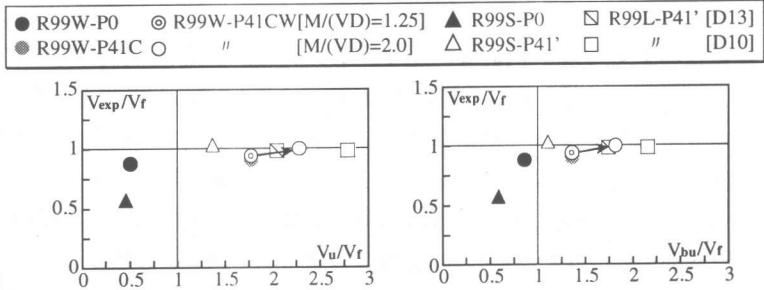


Fig. 2 Experimental and calculated results

Fig. 1に塑性率 μ とせん断余裕度 V_u/V_f の関係を示す。ただし、塑性率は文献5)にしたがい処女載荷時のスケルトンカーブで、最大耐力が80%に低下した時の部材角、すなわち限界部材角実験値 R_f を降伏時の部材角計算値 R_y で除して求めた。せん断破壊時のせん断強度 V_u と付着破壊時のせん断強度 V_{bu} は、共にAIJの韌性指針式⁵⁾で計算し、曲げ強度 V_f はファイバーモデルで計算した。その際に、PC鋼棒に導入したプレストレスは能動的横拘束効果として、Richartの式に基づいて $4.1\sigma_r$ (σ_r =プレストレスによる平均側圧)をシリンダー強度 σ_B に加算した。この $4.1\sigma_r$ は多段配筋柱の曲げ強度略算式 $V_{f,2}$ を除いて、 V_u や V_{bu} にも考慮した。

Fig. 1より、せん断破壊した基準試験体の塑性率は1.0以下になっている。曲げ破壊した試験体の塑性率はせん断余裕度が大きくなるほど増加しており、耐震補強効果が明白に表現されている。柱内法高さ部分のみ、PC鋼棒を@41で補強した腰壁付き柱試験体R99W-P41Cを、せん断スパン比1.25の単独柱として計算すると、せん断余裕度、塑性率共に1.0を越えている。しかし、腰壁部分の柱は無補強のため、腰壁部分の柱と共に実験ではせん断破壊に至った。内法高さ部分の柱は@41で、腰壁部分の柱は@65で補強した試験体R99W-P41CWは、PC鋼棒を@41で補強したせん断スパン比1.25の単独柱から、PC鋼棒を@65で補強したせん断スパン比2.0の単独柱まで移行することで、さらにせん断余裕度、塑性率が共に増大し、韌性が確保されていることがわかる。図中の白抜きの矢印は、塑

性率がそれ以上大きくなることを意味する。これは加力実験が最大 $R=5.0\%$ で強制的に終了しているからである。

Fig. 2に最大耐力実験値 V_{exp} を曲げ強度 V_f で除した値を、せん断余裕度 V_u/V_f と付着余裕度 V_{bu}/V_f の関係で示す。**Fig. 2**はせん断余裕度と付着余裕度が1.0を基準にして、その大小関係でせん断破壊と曲げ破壊をほぼ判定できることを示している。ただし、腰壁付き補強柱試験体R99W-P41Cのみは、腰壁部分の柱が無補強であることを無視し、せん断スパン比1.25で計算しているので、せん断及び付着余裕度が共に1.0を越えている。補強試験体R99S-P41', R99L-P41'(D13), R99L-P41'(D10)(D13に対応した仮想実験値)、及びR99W-P41CWは、せん断及び付着余裕度が共に1.0を越え、実験結果も曲げ強度 V_f まではほぼ到達していることがわかる。

3.2 有限要素法による弾塑性解析

本解析の対象とした試験体は、腰壁付きRC柱の3体である(**Table 1**参照)。解析には、鉄筋コンクリート造部材の曲げせん断解析用に開発した非線形2次元有限要素法プログラム⁶⁾を用いた。各種要素の構成則を**Fig. 3**に示す。コンクリートの引張側ではひび割れまでを弾性、ひび割れ後は直線的に強度低下とした。コンクリートの圧縮側ではMander式⁷⁾を適用した。コンクリートのひび割れには、分布ひび割れモデルを用いた。ひび割れが生じる前のコンクリートの圧壊はKupferの破壊条件⁸⁾とし、ひび割れたコンクリートの最大圧縮強度は、ひび割れと直交方向のひずみの大きさにより、低減す

るモデル⁹⁾を適用した。

試験体の要素分割をFig. 4に示す。コンクリート要素は8節点平面応力要素で、要素内に鉄筋が分布した、いわゆる積層鉄筋コンクリート要素として用いる。要素内のコンクリートと鉄筋は、それぞれFig. 3の構成則に従う。本解析では腰壁の縦横せん断補強筋、及び柱のせん断補強筋は積層要素に分布しているとし、柱主筋及びPC鋼棒はトラス要素として考えた。PC鋼棒用トラス要素に初期ひずみ(490MPa)を与えることで、PC鋼棒によるプレストレスを考慮した。したがって、3.1項に示した4.1σ_rは重複するので、本解析では考慮していない。また、加力スタブを平行に保たせるため、十分な剛性と強度を持つトラス要素を設けた(Fig. 4参照)。なお、鉄筋とコンクリート間の付着は完全付着とした。また腰壁部分の柱まで補強した試験体については、腰壁のPC鋼棒用貫通孔(14.5φ)を要素分割により考慮することが困難であるため、貫通孔による欠損体積を等価腰壁厚さ

に換算し、柱と接する腰壁要素の厚さを78%に低減することにより間接的に考慮した。

Mander式を本解析に適用した場合のコンクリートの応力-ひずみの関係をFig. 5に示す。拘束無しコンクリートの圧縮強度はシリンダー強度を用い、圧縮強度時のひずみは0.2%とした。PC鋼棒を柱のせん断補強筋と見なして、Mander式による圧縮強度及び圧縮強度時のひずみを求めた。

Fig. 6に有限要素解析により得られた変形の推移を示す。基準試験体R99W-P0では、部材角0.5%時で引張側(柱の左側)腰壁と柱の境界に顕著な縦ひび割れ(ひび割れと直交方向のひずみが5000μ以上)が生じた。これにより、引張側腰壁が柱の耐震性状に与える影響が小さくなつたと思われる。圧縮側腰壁と柱の境界付近では、コンクリートがひずみ軟化領域に達した。柱内法高さ部分には、顕著な斜めせん断ひび割れが生じており、0.5%時でせん断劣化したことを見ている。1.0%時では、腰壁の変形性状は0.5%時とほとんど変わらないが、柱内法高さ部分の斜めせん断ひび割れが更に顕著となり、せん断膨張が明確に生じた。それ以降の解析では、柱内法高さ部分の応力の流れが乱れ始め、解が発散する傾向を示したので、1.0%時直後に柱内法高さ部分がせん断破壊したと考えられる。以上の解析結果の流れは実験結果と矛盾はなく、破壊モードを解析的に捉えることができた。

柱内法高さ部分のみをPC鋼棒により補強した試験体R99W-P41Cでは、PC鋼棒のせん断補強作用、及びプレストレスによるコンクリートせん断ひび割れ強度の増加により、柱内法高さ部分に生じる斜めせん断ひび割れが抑制されて

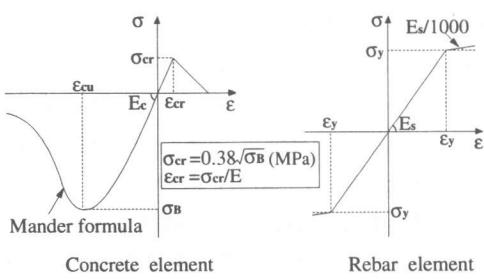


Fig. 3 Constitutive laws

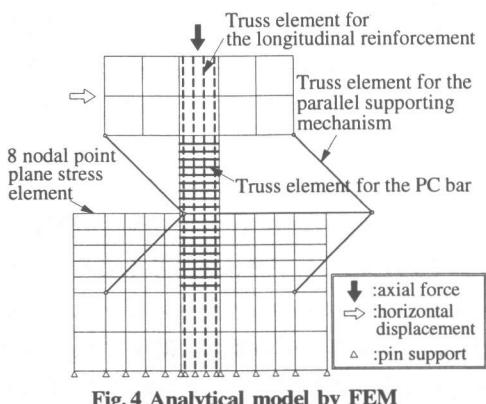


Fig. 4 Analytical model by FEM

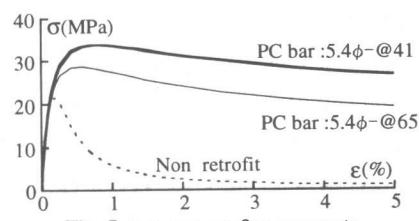


Fig. 5 σ-ε curves for concrete

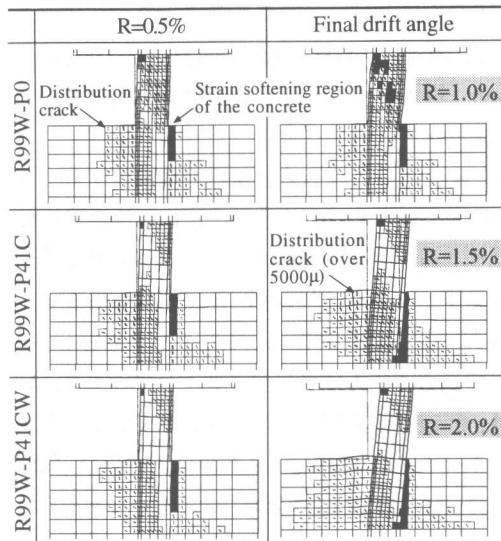


Fig. 6 Deformation of RC column with spandrel walls

いる。部材角が0.5%から1.0%時まで、柱内法高さ部分に顕著なせん断劣化は見られなかつたが、部材角が大きくなるにつれ、圧縮側腰壁と柱の境界付近において、コンクリートのひずみ軟化が腰壁の上端から下端に進展し、1.5%時に下の加力スタブに達した。これは圧縮側腰壁が柱の曲げせん断変形に対する抑制効果が小さくなりつつあることを意味する。腰壁の効果が小さくなるにつれ、腰壁部分の柱の斜めせん断ひび割れが顕著になり、せん断膨張も明確になってきた。しかし、無補強試験体R99W-P0の柱内法高さ部分に生じたせん断膨張に比べると顕著ではない。これは腰壁の圧壊による柱の長柱化により、柱全体の曲げ変形の割合が増え、せん断変形量が減ったからである。部材角1.5%以後の解析では、腰壁部分の柱の応力の流れが乱れ始め、解が発散する傾向を示したので、解析の破壊モードは腰壁部分の柱のせん断破壊と判断した。しかし実験においては、1.5%時に腰壁頂部の圧壊により内法高さ部分が若干長くなりはしたもの、下スタブに達する程のひび割れは生じていない。2.0%時に移行する途中で腰壁が無補強部分の柱と共にせん断破壊に至っており、実験結果とFEM解析結果とでは若干異なる傾向を示している。

腰壁部分の柱までP C鋼棒で補強した試験体R99W-P41CWは、試験体R99W-P41Cと同様に、部材角R=1.5%で腰壁部分の柱に対する腰壁の抑制効果がなくなっている。しかし、腰壁部分の柱もP C鋼棒により補強されているため、せん断破壊が生じず、R=1.5%以降でも安定した解が得られつつ、長柱化した曲げ破壊柱の挙動を示した。この試験体の解析による経過は実験経過とほぼ一致している。

3.3 実験結果と解析結果の比較

Fig. 7に実験値及び解析値の比較図を示す。腰壁付きRC柱3体において、FEM解析結果は実験結果として示したスケルトンカーブをほぼ捉えていることがわかる。次に、各試験体の実験値を比較する。腰壁付き柱基準試験体R99W-P0はせん断スパン比1.0の単独柱基準試験体R99S-P0と最大耐力が大幅に異なる。R99S-P0は主筋が引張り降伏しない前の脆性的なせん断破壊であったのに対し、腰壁付き柱試験体R99W-P0は主筋降伏後のせん断破壊であったからである。

柱内法高さ部分のみ補強した腰壁付き柱試験体R99W-P41Cは腰壁部分が付随しているため、せん断スパン比1.0の単独補強柱試験体R99S-P41よりも最大耐力が小さい。腰壁部分の柱を補強していないため耐力を維持することができず、実験においては腰壁部分が柱と共にせん断破壊に至った。すなわち、腰壁部分は片側長さ675mmで、且つ自由端扱いになっているため、内法高さ部分の柱のみがP C鋼棒で耐震補強された後は、袖壁付きRC柱としての弾塑性挙動も無視できなくなったからと考えられる。

腰壁部分まで補強した試験体R99W-P41CWを、せん断スパン比2.0の単独補強柱試験体R99L-P41' と比較する。R99L-P41'はD13の主筋を用いているため、D10で置き換えた場合の曲げ強度略算値を参考までに示した。Fig. 7より、R=4.0～5.0%において、単独補強柱試験体R99L-P41'の曲げ強度略算値を上回った実験値を表すスケルトンカーブの面積と、R99L-P41'をD10で置き換えた場合の曲げ強度略算値を上回る腰壁

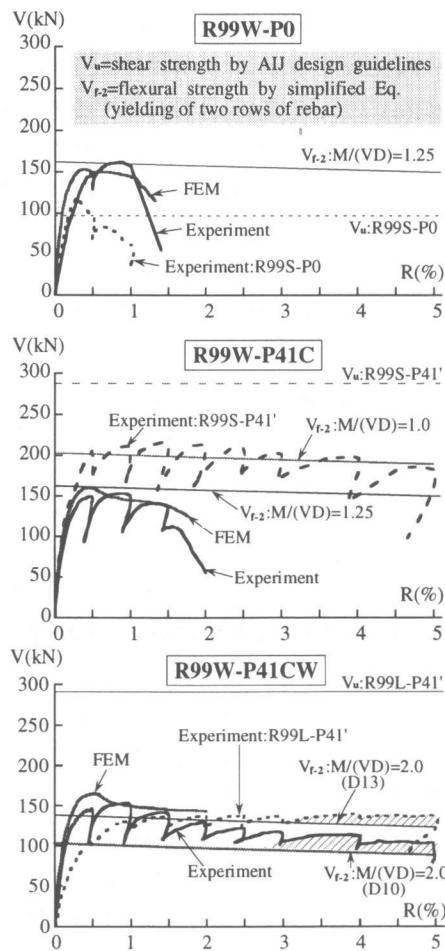


Fig. 7 Experimental and analytical results

付き補強柱試験体R99W-P41CWのスケルトンカーブの面積はほぼ等しいことがわかる。R99W-P41CWの耐力実験値はR=1.5%までは、D13を主筋に用いたR99L-P41'の耐力実験値より大きい。しかし、部材角が増大するにつれてせん断スパン比が大きくなり、次第に耐力は低下し、D10を主筋に用いた単独柱の曲げ強度計算値に近づく傾向にある。これは腰壁に設けたPC鋼棒用貫通孔(14.5φ)間に、部材角の増大とともにひび割れが発生し、これらのひび割れがお互いに連結し、柱と腰壁との間にスリットが形成されたからである。

4. 結論

1) 有限要素解析は腰壁付き柱試験体の実験結果

を、概ね表現している。

2) 本腰壁付き柱試験体のせん断スパン比は、文献2)から評価した1.25でほぼ妥当であろうと推定される。

3) 腰壁部分の柱もPC鋼棒で横補強することにより、部材角の増大と共にPC鋼棒貫通孔間に生じたひび割れが連結し、柱と腰壁の境界にスリットが生じる。その結果、本試験体の場合せん断スパン比が1.25から2.0近くまで移行し、それに伴って耐力は少しづつ低下していくが、韌性、せん断余裕度は共に大幅に増大することがわかった。但し、柱幅と腰壁厚さの関係が、腰壁部分の柱の補強にも影響を与えるものと考えられるが、これは今後の研究課題である。

参考文献：

- 1) 川満じゅん、山川哲雄、鴨川茂義、飯干福馬：PC鋼棒にプレストレスを導入した腰壁付きRC柱の耐震補強に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 22, No 3, pp. 1663-1668, 2000. 6
- 2) 日本建築防災協会：連続繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・施工指標、日本建築防災協会, 1999. 9
- 3) 田川利郎、山川哲雄、鴨川茂義、飯干福馬：PC鋼棒にプレストレスを導入したRC極短柱の耐震補強実験、コンクリート工学年次論文集, Vol. 22, No 3, pp. 1639-1644, 2000. 6
- 4) 田川利郎、山川哲雄、鴨川茂義、飯干福馬：PC鋼棒にプレストレスを導入したRC柱の耐震補強実験（その5 M/(VD)=2.0 の柱）、日本建築学会研究報告九州支部、第39号・1、構造系、pp. 437-476, 2000. 3
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の韌性保証型耐震設計指針・同解説、日本建築学会, 1999. 8
- 6) 張愛暉：鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に関する非線形解析、千葉大学学位論文, 1991. 1
- 7) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 144, No. 8, pp. 1804-1826, Aug. 1988.
- 8) Kupfer, H. B., and Gerstle, K. H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 99, No. EM4, pp. 853-866, 1973.
- 9) 大久保雅章、濱田聰、野口博：ひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11 No. 2 pp. 323-326, 1989. 6