

論文 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

田川 利郎*¹・山川 哲雄*²・鴨川 茂義*³・飯干 福馬*¹

要旨:本研究では旧耐震基準で設計されたせん断スパン比1.0の既存RC造極短柱に、コーナ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、耐震補強した柱の一定軸圧縮力下の正負繰返し水平加力実験を行った。その結果、極短柱と言えども靱性に富んだ曲げ破壊先行の柱試験体に改善できる見通しが得られた。

キーワード:耐震補強, PC鋼棒, プレストレス, 靱性, 横補強, 極短柱

1. 序

著者らはコーナ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するRC柱の靱性型耐震補強法を提案した¹⁾。それによると、せん断破壊するせん断スパン比1.5の既存RC柱を靱性に富んだ曲げ破壊先行の柱に容易に改善することができた。そこで、本論では本耐震補強法がせん断スパン比1.0の極脆性柱の靱性改善にも有効であるかどうかを検証するために、コンクリート強度が低い場合と高い場合について加力実験を計画したものである。特にコンクリート強度が低い極脆性柱の耐震性能を著しく改善できれば、本耐震補強法はRC柱の補強に関して広範囲に利用することが可能となる。本論は、このような可能性を期待できるかどうかを極脆性柱で検証しようとする一つの試みである。

2. 実験計画

250mm正方形断面を有するせん断スパン比1.0の極短柱5体の加力実験を計画する。いずれの柱も1971年以前の旧基準(せん断補強筋が250mm間隔)で設計された学

校建築物のRC柱(約600x600mm正方形断面を想定)を1/2.4縮小モデルにして、PC鋼棒にプレストレスを導入した耐震補強実験を行った。耐震補強前のRC柱試験体はいずれも脆性的なせん断破壊する試験体である。柱試験体における耐震補強の詳細をFig.1に、その一覧表をTable 1に示し、使用材料の力学特性値などをTable 2に示す。なお、試験体5体のうちR98S-P0とR99S-P41'Hは既存RC柱の限界コンク

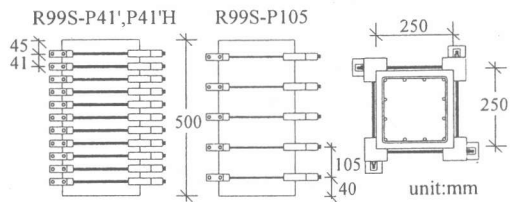


Fig.1 Details of seismic retrofit for RC column

Table 1 Column specimens

	R99S-P0	R99S-P105	R99S-P41'	R98S-P0	R99S-P41'H
Specimen					
M/VD=1.0	500				
PC bar	—	3.8φ @105	5.4φ @41	—	5.4φ @41
σ _u		20.7 MPa		31.6 MPa	30.9 MPa
Common details	Longitudinal reinforcement : 12-D10 (P _g =1.36%) Transverse reinforcement : 3.7φ-@105 (P _w =0.08%) PC bars : 3.8φ, 5.4φ (Prestress 490 MPa) unit : mm				

*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 長崎県庁(元琉球大学大学院学生) 工修 (正会員)

*4 高周波熱錬(株) 製品事業部 営業部 (正会員)

Table 2 Properties of rebars and PC bars

Type		A(cm ²)	f _y (MPa)	ε _y (%)	E _s (GPa)
Rebar	D10	0.71	371	0.20	185.6
	D10*	0.71	360	0.19	189.6
	φ3.7	0.11	333	0.17	195.9
	φ3.7*	0.11	333	0.17	200.0
PC bar	φ3.8	0.11	1202	0.60	200.0
	φ5.4	0.23			

Note : A = cross section area, f_y = yield strength of steel,
ε_y = yield strain of steel, E_s = modulus of elasticity,
* = R98S-P0

リート強度として高めのコンクリート強度を用いている (Table 1 参照)。

P C 鋼棒を利用した外帯筋タイプの方法は、柱四隅に配置したコーナブロック [材質 : S45C (機械構造用炭素鋼)] を介して、3.8 φ および 5.4 φ の P C 鋼棒を同一平面上に外周帯筋のように配置した上で、その P C 鋼棒にプレストレスを導入して柱を高横拘束する耐震補強法である。3.8 φ および 5.4 φ の P C 鋼棒は、実際の施工で現在流通している最小径の P C 鋼棒 9.2 φ と 13.0 φ にそれぞれ相当する。これは窓枠などが直接柱に接していても容易に施工可能な P C 鋼棒用の貫通孔 (径が 15-20 φ) が確保できるように意図したことに加えて、P C 鋼棒の支持部であるコーナブロックに設計の容易さと、その支圧力の分散を意図したからである。拘束力はコーナブロックによる支圧力として柱に導入されることになる。なお、本実験で採用されたコーナブロックは加力実験上安全性を確保するために、安全キャップの取り付けなどで実際より大きめになっている。本補強法はいづれにしても軽量化が図られているので、重

機を必要とせず、施工が簡便に行える。したがって、地震災害直後の被災構造物の応急補強などにも適していると思われる。

次に導入するプレストレスのレベルは P C 鋼棒がコンクリートに拘束効果を期待する側面と、せん断補強筋としてせん断力を負担する側面の 2 面から検討する必要がある。いづれにしても、せん断強度を大幅に引き上げ、靱性に富んだ曲げ破壊先行を確保することが重要である。さらにプレストレスの導入とその管理が現場作業として簡便であることが求められる。特に今回の実験においてはプレストレスの導入と維持管理の観点から、帯筋のように R C 柱の外周筋として巻く 3.8 φ、5.4 φ の P C 鋼棒にあつては、トルクレンチなどを用いて手動で容易に導入できる降伏点ひずみ (約 6000 μ) の約 1/3 強の 2450 μ 前後 (490MPa) を採用した。

載荷方法は一定軸圧縮力比 0.2 のもとで、正負繰り返し水平加力実験を行った。加力装置は建研式加力装置を用い、加力プログラムとして部材角 R=3% まで 0.5% づつ増分させながら、各部材角で 3 回づつ繰り返す (Fig.2 参照)。部材角が R=3% までいたっても、最大水平耐力の 80% 以上を維持している状態であれば部材角 R=4、および 5% でそれぞれ正負 1 回繰り返し、耐震性能の確認を行った。

3. 実験結果と考察

柱試験体で観察されたひび割れを Fig.3 に示す。既存不適格 R C 柱に相当する基準 R C 柱試

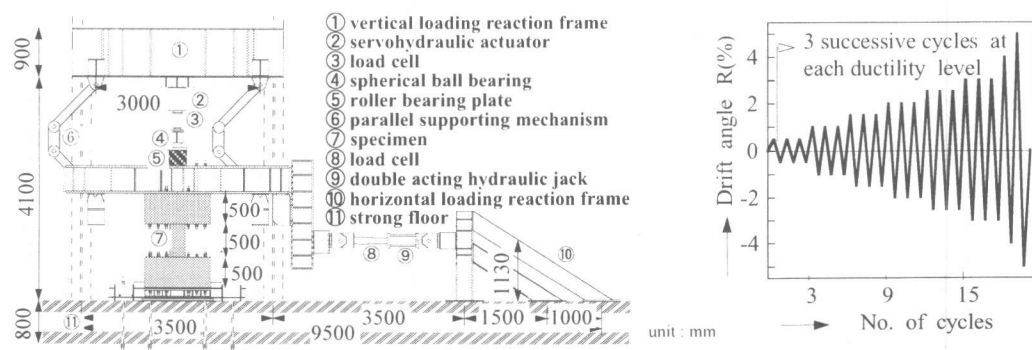


Fig.2 Detail of test setup and loading program

験体 R99S-P0 および、R98S-P0 はせん断補強筋の不足 ($P_w=0.08\%$) に加え、せん断スパン比が小さいので、せん断ひび割れが顕著に生じている。P C 鋼棒 3.8 ϕ を用いて 105mm 間隔で耐震補強した試験体 R99S-P105 では、 $R=0.5\%$ での繰返し加力で、せん断ひび割れが生じ、その後の加力でも新たなせん断ひび割れが確認された (Fig.3 参照)。P C 鋼棒 5.4 ϕ を 41mm 間隔で補強した柱試験体 R99S-P41'、P41'H は柱頭、柱脚の曲げひび割れが顕著に生じているが、web 面に生じるせん断ひび割れも少なくない。ただしこれらのせん断ひび割れの幅は Fig.3 に示すように、P C 鋼棒で補強していない基準試験体 R99S-P0、R98S-P0 に比較すれば小さい。

柱試験体のせん断力 V と部材角 R 、および柱材軸の平均鉛直ひずみ ϵ_v と部材角 R の関係に関する実験結果を Fig.4 に示す。Fig.5 に P C 鋼棒

のひずみ測定位置を、Fig.6 にこれらのひずみ測定結果を示す。

耐震補強前の R C 柱試験体 R99S-P0 は処女荷時の 0.3~0.4% でせん断ひび割れが生じるとともに耐力が急激に低下し、材端部の主筋が引張降伏しない前の脆性的なせん断破壊であった。

P C 鋼棒 3.8 ϕ で 105mm 間隔で耐震補強した試験体 R99S-P105 は $R=-0.5\%$ でせん断ひび割れが生じ、 $R=1.0\%$ で最大荷重をむかえた。 $R=-2.0\%$ でせん断ひび割れ幅の増大とともに耐力が大きく低下し、せん断破壊で実験が終了した。柱中央付近の P C 鋼棒が柱のせん断破壊を防ぐことができず、P C 鋼棒に一部降伏現象が生じている (Fig.6 参照)。

一方、P C 鋼棒 5.4 ϕ を 41mm 間隔で耐震補強した試験体 R99S-P41' および R99S-P41'H は、柱の部材角を $R=5\%$ まで増大させても水平耐力は

	R99S-P0		R99S-P105		R99S-P41'		R98S-P0H		R99S-P41'H	
	web	flange	web	flange	web	flange	web	flange	web	flange
R=0.5%										
Final drift angle										
	(R=1.0%)		(R=2.0%)		(R=5.0%)		(R=1.5%)		(R=5.0%)	
	5mm (1.0%)	—	4mm (1.5%)	—	1.3mm (2.0%)	3mm (2.0%)	6mm (1.0%)	0.25mm (1.0%)	1.1mm (4.0%)	2.8mm (3.0%)

Note : Arabic numerals denote maximum crack width and its drift angle in parenthesis.

Fig.3 Observed cracking patterns of column specimens

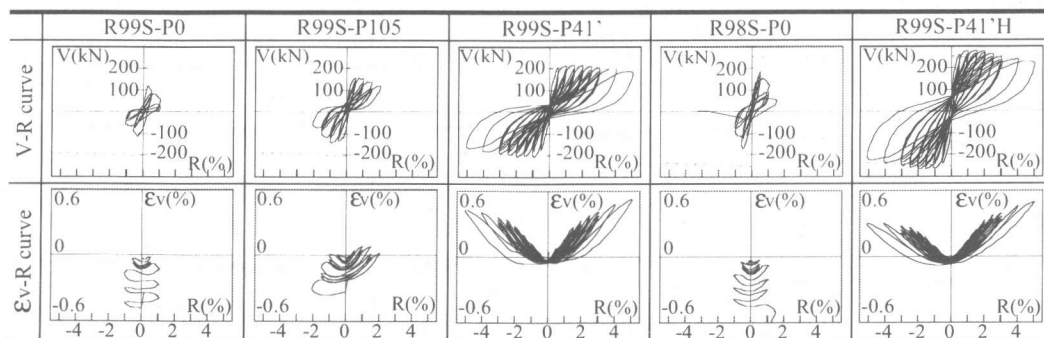


Fig.4 Measured V-R and ϵ_v -R relationships

あまり低下せず、両試験体ともに曲げ破壊である (Fig.4 参照)。実験によると主筋は完全に降伏しているが、Fig.6に示すようにP C鋼棒は一切降伏していない。せん断力と軸力によるコアコンクリートのはらみだしを、これらのP C鋼棒が完全に押さえこんでいることになる。このことは Fig.4 に示した柱材軸上の平均圧縮ひずみ ϵ_v と部材角 R の関係からも明白である。ここで、この2つの試験体を比較してみると、R99S-P41'はループ性状 (Fig.4 参照) で若干逆S字型を呈し、主筋の付着滑りが若干生じていると思われる。これに対しコンクリート強度が高いR99S-P41'Hは部材角の進展とともに耐力低下が若干認められるが、主筋の付着滑りはほとんど確認されず、耐震性能が改善されていることがわかる。

Fig.7にスケルトンカーブを示す。P C鋼棒による補強効果は十分に認められ、R99S-41'Hの耐力が最も高く、次いでR99S-P41'も耐震性能上優れている。R99S-P105はP C鋼棒の不足で耐震性能を改善するまでには至らなかった。

Fig.8に塑性率 μ とせん断余裕度 V_s/V_f の関係を示す。ただし、塑性率は文献2)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 を降伏強度時の部材角 R_y で除して求めた。せん断破壊時のせん断強度 V_s はトラ

ス・アーチ理論に基いたAIJの靱性指針式²⁾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、P C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考慮する。すなわち、プレストレスによる拘束力を平均的な側圧 σ_r と見なし、Richartの式³⁾に基づいてコンクリート強度に $4.1\sigma_r$ を加える。せん断強度は既存の帯筋に加えて、等価帯筋として算入するP C鋼棒の降伏点強度にプレストレス分を差し引いた値を代入して求めた。すなわち、プレストレス分は能動的横拘束効果に消費され、残りの分が曲げ強度の算定にあたっては既存の帯筋と同様に受動的横拘束効果に寄与し、せん断強度の算定にあたってはせん断補強筋としてトラス効果に寄与することになる。Fig.8よりせん断破壊した試験体の塑性率も参考までに示すと、いずれも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大きくなっており、耐震補強効果が明白に表現さ

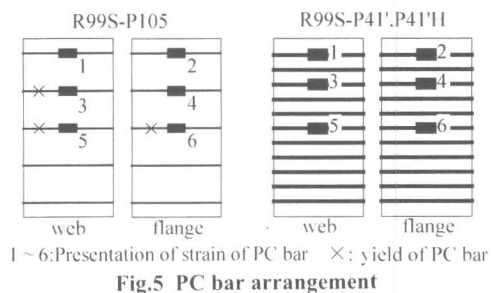


Fig.5 PC bar arrangement

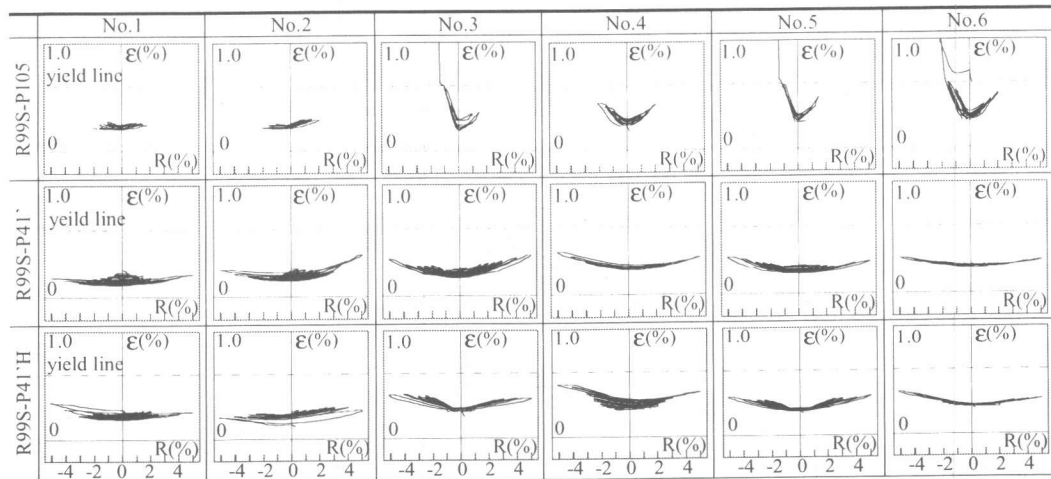


Fig.6 Measured strains of PC bar of column specimen

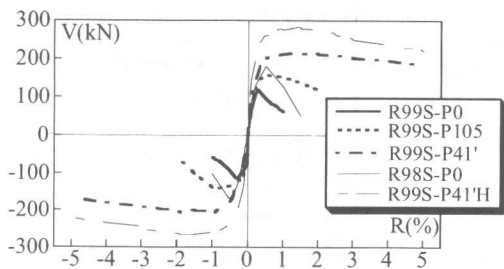


Fig.7 Measured skeleton curves

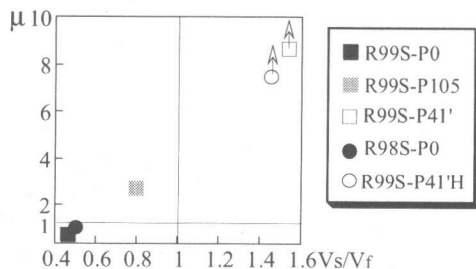


Fig.8 Ductility factor versus shear strength / flexural strength

V_{exp} =measured lateral capacity, V_s =AIJ design guideline Eq., V_f =flexural strength by fiber model

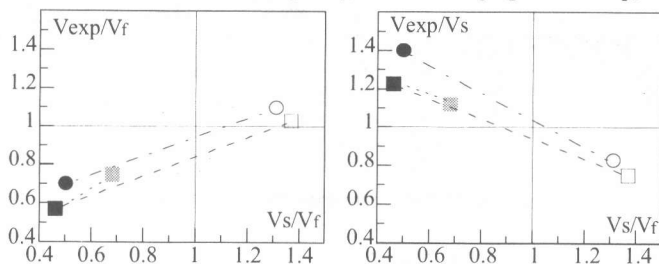


Fig.9 Experiment results, calculated shear strength and flexural strength relationships

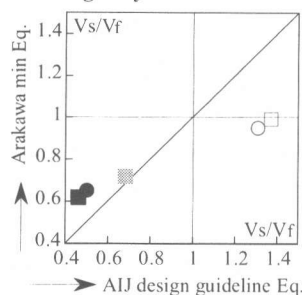


Fig.10 Shear strength

れている。図中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.9 に最大耐力実験値 V_{exp} を、曲げ強度 V_f とせん断強度 V_s で除した値を、せん断余裕度 V_s/V_f の関係で示す。Fig.9 はせん断余裕度が 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別できることを示している。せん断強度に関する靱性指針式²⁾とスケールエフェクトを考慮した修正荒川min式との関係は、Fig.10 に示すとおりである。Fig.10 によるとせん断破壊する試験体では靱性指針式が修正荒川min式より小さく、曲げ破壊する試験体ではこの関係が逆になっている。しかも、修正荒川min式では曲げ破壊した試験体 R99S-P41' と R99S-P41'H (図の白抜きマーク) のせん断余裕度が 1.0 以下になっている。しかし、靱性指針式で曲げ破壊した試験体のせん断余裕度は 1.0 以上になっており、せん断破壊した試験体も含めて、破壊モードとせん断余裕度の整合性は成立している。したがって、靱性指針式の方がせん断余裕度の判定に整合性があるので、耐震補強設計

V_{bu} =shear strength due to bond failure,
 τ_{bu} =bond strength, τ_f =bond stress

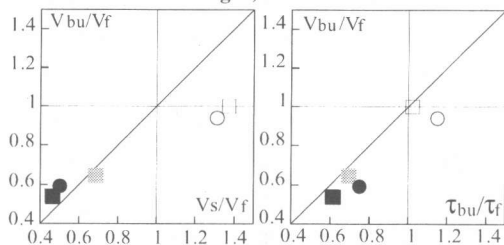


Fig.11 Calculated shear strength due to bond failure versus shear strength or bond strength

式としては靱性指針式²⁾を採用した方が望ましいと思われる。

Fig.11 の左図に付着余裕度 V_{bu}/V_f とせん断余裕度 V_s/V_f の関係を示す。付着割裂破壊の影響を考慮したせん断強度は、AIJ の靱性指針式による τ_{bu} を断面力として定義された靱性指針式の V_{bu} に代入して計算した²⁾。これによると、せん断余裕度が大きくなると付着余裕度も大きくなる傾向になる。付着余裕度の定義には付着破壊時のせん断強度 V_{bu} を曲げ強度 V_f で除して定義する場合と、付着強度 τ_{bu} を付着応力度 τ_f で除した場合の 2 つが考えられる。しかし、せん断余裕度がせん断破壊時のせん断強度 V_s を曲げ

強度 V_f で除して定義することを考えると、これと同じように断面力レベルで付着余裕度を定義した方が合理的に思える。断面力レベルと応力度レベルにおける付着余裕度に相関関係があるかどうかを検証するために、Fig.11の右図に両者の関係を示す。それによると、両者の間の相関関係がほぼ認められ、かつ V_{bu}/V_f が τ_{bu}/τ_f より一般に低い傾向にある。Fig.11によれば曲げ破壊した試験体でも、付着余裕度が十分確保されていない。

すなわち、P C 鋼棒で耐震補強することにより、せん断強度は大幅に改善されているが、付着強度の改善は小さい。実験から得られたFig.4の履歴曲線を見る限り、曲げ破壊した試験体と言えども、コンクリート強度が低い場合には、付着劣化の傾向がある。しかし、耐震補強前の試験体に比較すれば、耐震性能の大幅な改善は顕著である。

文献4)より計算したコンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線を用いて、試験体のV-R曲線を計算し、実験で得られたスケルトンカーブと比較する。Fig.9と同様にFig.12で破壊モードを検証することができる。また、ファイバーモデルを用い、柱高さ方向に曲率分布を仮定して計算したV-R曲線²⁾は、曲げ破壊した試験体R99S-P41'とR99S-P41'Hに限り、実験で得られたスケルトンカーブをほぼとらえている。これらのことは水平耐力実験値をファイバーモデルによる曲げ強度で除したFig.9にも見られるように、曲げ破壊したR99S-P41', 41'Hの2体は実験結果と曲げ強度計算値がほぼ等しいが、残りの3体はいづれも実験値が曲げ強度計算値を30%以上下回っており、せん断破壊もしくは付着割裂破壊したことを意味する。すなわち、計算値と実験値はおおむね対応している。

V_{bu} =shear strength due to bond failure, V_s =shear strength by AIJ design guideline

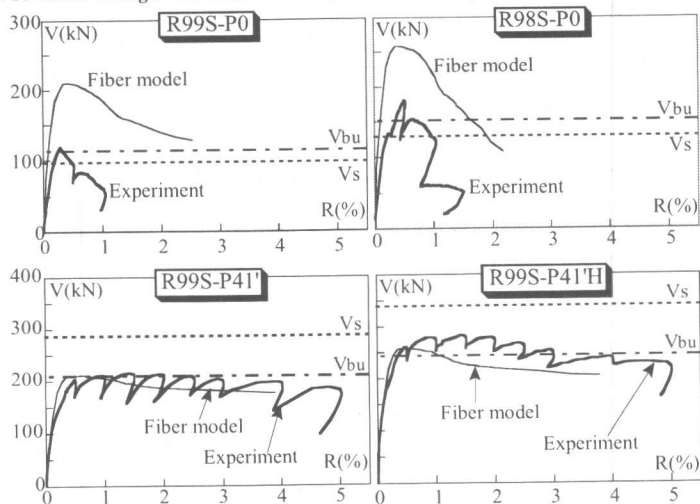


Fig.12 Calculated and experimental results

4. 結論

せん断スパン比が1.0でコンクリート強度が低く、脆性的なせん断破壊する極脆性柱であっても、P C 鋼棒にプレストレスを導入した耐震補強を十分に施せば、破壊モードの変更を可能にし、靱性に富んだ曲げ破壊に移行させることを実験および解析上明らかにした。

参考文献

- 1) 山川哲雄, 鴨川茂義, 倉重正義: プレストレスを導入したP C 鋼棒で外帯筋状に横補強したR C柱の耐震補強法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第526号 pp.141-145, 1999.12
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999.8
- 3) Richart, F.E. et al.: A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Bulletin No.185, 1928.
- 4) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No. 461, pp. 95-104, 1994.7
- 5) 中山耕一, 山川哲雄: FIBERモデルを用いたR C柱の弾塑性解析に関する一検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C構造II, pp. 337-338, 1994.9