

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 RC 極短柱の高軸力下での弾塑性挙動

飯干 福馬*1・山川 哲雄*2・田川 利郎*3・李 文聰*4

要旨: コーナーブロックを介して配置したPC鋼棒に、プレストレスを導入して耐震補強したせん断スパン比1.0のRC極短柱の一定軸圧縮力下(軸力比=0.2)と、高軸圧縮力下(軸力比=0.6)の正負繰り返し水平加力実験を行った。その結果、本補強法が靱性改善に有効であることがわかった。さらに、応急補強としての効果も十分に認められた。

キーワード: 耐震補強, 応急補強, PC鋼棒, コーナーブロック, プレストレス, 高軸力

1. 序

著者らはコーナーブロックを介して外帯筋状に、しかも同一平面上に配置した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。しかし、PC鋼棒が帯筋のように主筋を直接拘束していないので、PC鋼棒は主筋の座屈止めの役割をはたしていないと考えられる。

そこで、本論では主筋が座屈しやすい高軸力下においても、本耐震補強法がせん断スパン比1.0の極短柱の靱性改善に有効であるかどうかを検証するために、加力実験を計画したものである。また、応急補強実験としてせん断破壊した柱試験体に、コーナーブロックを介してPC鋼棒を配置し、プレストレスを導入して耐震補強した加力実験を行ない、応急補強後の耐震性能を検証し、本補強法が応急補強法としても有効であるかどうかについても検討を行った。

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6体の加力実験を計画する。但し、

試験体R99S-P0とR99S-P41'の加力実験結果は文献2)で発表済みである。また、試験体R00S-P0とER00S-P30の2体は応急補強用の試験体であり、元は同一の試験体である。柱試験体における使用材料の力学特性値などをTable 1に、試験体一覧表をTable 2に示す。試験体ER00S-P30は、耐震補強前の基準RC柱試験体として、完全にせん断破壊させた試験体R00S-P0を応急補強して、一定軸圧縮力下($N/(bD\sigma_B)=0.2$)の正負繰り返し水平加力実験を行った試験体である。

本実験で用いた5.4φのPC鋼棒は、実際の施工で現在流通している13.0φに相当する。前回の実験^{1), 2)}と同様に、PC鋼棒を導入したプレストレスは、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6000μ)の約1/3強の2450μ前後(490MPa)を採用した。

Table 1 Properties of rebar and PC bar

Type		a(cm ²)	f _y (MPa)	ε _s (%)	E _s (GPa)	
Rebar	Seismic retrofit	D10	0.71	371	0.20	186
	Emergency retrofit	D10	0.71	920	0.51	180
Hoop	R99 series	3.7φ	0.11	333	0.17	196
	R00 series	3.7φ	0.11	391	0.19	205
PC bar		5.4φ	0.23	1202	0.61	200

Note: a=cross section area, f_y=yield strength of steel, ε_s=yield strain of steel, E_s=modulus of elasticity.

*1 高周波熱錬(株) 製品事業部 開発企画部 (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 日本道路公団(元琉球大学大学院学生) 工修

*4 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻 (正会員)

Table 2 Column specimens

	Seismic retrofit				Emergency retrofit	
	Standard	Retrofit by PC bar			Standard	Retrofit by PC bar
	R99S-P0	R00S-P41N	R99S-P41'	R00S-P30h	R00S-P0	ER00S-P30
Specimen						
$\frac{M}{VD} = 1.0$	250 × 500	41	41	30		30
PC bar	—	5.4φ-@41	5.4φ-@41	5.4φ-@30	—	5.4φ-@30
Prestress(MPa)	—	Non	490.0	490.0	—	490.0
σ_B (MPa)	20.7	15.3	20.7	16.5	11.2	11.2
$N/(bD\sigma_B)$	0.2	0.2	0.2	0.6	0.2	0.2
Common details	Longitudinal reinforcement: 12-D10 ($p_g=1.36\%$) Transverse reinforcement: 3.7φ-@105 ($p_w=0.08\%$)			Cross section:	Unit:mm	

載荷方法は一定軸圧縮力下 ($N/(bD\sigma_B)=0.2$) と、高軸圧縮力下 ($N/(bD\sigma_B)=0.6$) で正負繰り返し水平加力実験を行った。加力装置には建研式加力装置²⁾を用い、加力プログラム²⁾として部材角が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。部材角が3%まで至っても、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が4.5%でそれぞれ正負1回繰り返す。耐震性能の確認を行った。

3. 実験結果

観察された柱試験体のひび割れを Fig. 1 に示す。なお、Fig. 1 の下段に参考まで測定した最大ひび割れ幅と、その時の部材角を () に示した。耐震補強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. 2 に示す。Fig. 2 の V-R 曲線に破線で示した直線は、多段配筋柱の曲げ強度略算値である。柱試験体 R00S-P30h の柱

頭における主筋のひずみ測定位置、及び測定結果を Fig. 3 に示す。応急補強柱試験体の加力実験結果を Fig. 4 に示す。さらに、Fig. 5 に全 PC 鋼棒のひずみ測定位置を明示し、Fig. 6 にこれらのひずみ測定結果を一部示す。なお加力実験中に降伏した PC 鋼棒には Fig. 5 で ● 印を付し、破断した PC 鋼棒には × 印を付した。

せん断破壊が予想される基準 RC 柱試験体 R99S-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、処女載荷時の 0.3 ~ 0.4% でせん断ひび割れが生じる (Fig. 1 参照) とともに耐力が急激に低下し (Fig. 2 参照)、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。

軸力比が 0.2 で、PC 鋼棒を用いて 41mm 間隔で耐震補強したが、プレストレスを導入していない試験体 R00S-P41N は $R=-0.5\%$ の時、せん断ひび割れが生じ、その後 PC 鋼棒の受動的横拘束効果により、正負繰り返し外力による柱の部材

Seismic retrofit								Emergency retrofit	
R99S-P0		R00S-P41N		R99S-P41'		R00S-P30h		R00S-P0	
depth	width	depth	width	depth	width	depth	width	depth	width
(R=1.0%)		(R=5.0%)		(R=5.0%)		(R=3.0%)		(R=2.0%)	
5.0(mm) (1.0%)	—	3.0(mm) (5.0%)	2.0(mm) (5.0%)	1.3(mm) (5.0%)	3.0(mm) (5.0%)	1.5(mm) (3.0%)	—	3.0(mm) (2.0%)	—

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

Fig. 1 Observed final cracking patterns

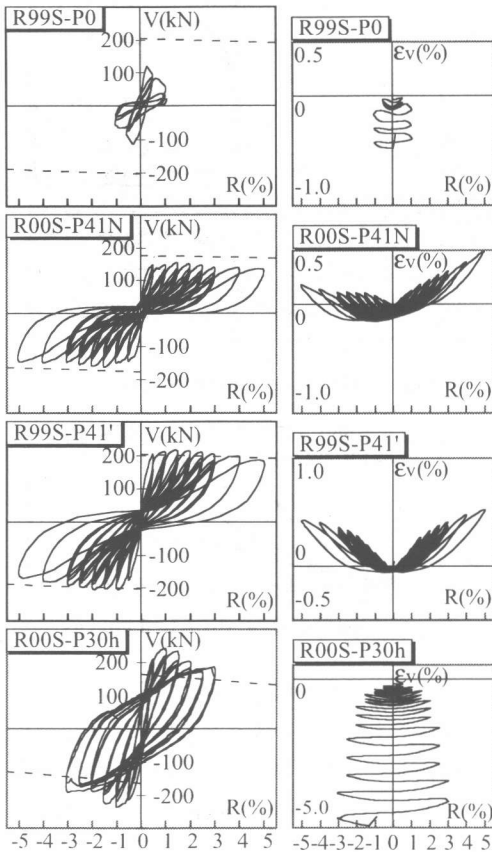


Fig. 2 V-R and ϵ_v -R by seismic retrofit

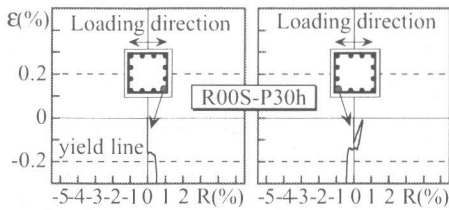


Fig. 3 Measured ϵ -R of rebar at the top of column

角を5.0%まで増大させても水平耐力の低下がかなり小さい上に、PC鋼棒は一切降伏していない (Fig. 5 参照)。ただし、R00S-P41NはPC鋼棒にプレストレスを導入していないので、曲げ強度に達する前に付着劣化を生じた。しかも、正負繰り返し水平加力によって付着ひび割れが顕著に生じている (Fig. 1 参照)。

軸力比が0.2で、PC鋼棒を用いて41mm間隔で耐震補強し、かつプレストレスを導入している試験体 R99S-P41' は、正負繰り返し外力によ

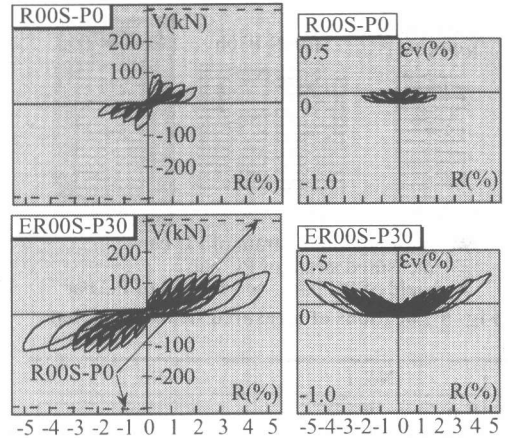


Fig. 4 V-R and ϵ_v -R by emergency retrofit

る耐力低下が非常に小さく、主筋が完全に降伏強度に達し、曲げ降伏後に付着すべりが若干生じた。また、PC鋼棒も Fig. 6 に示すように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PC鋼棒が完全に押さえこんでいることになる。この試験体は加力により柱頭、柱脚の曲げひび割れが顕著に生じているが、柱せい面に生じるせん断ひび割れも少なくない。但し、せん断ひび割れ幅は Fig. 1 に示すように、補強前の基準試験体やプレストレスを導入していない試験体 R00S-P41N に比較すれば小さい。耐震性能が改善されていることがわかる。このことは、Fig. 2 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。

軸力比が0.6で、PC鋼棒を用いて30mm間隔で補強し、プレストレスを導入した試験体 R00S-P30h は処女載荷時の $R=0.18\%$ で、柱頭、柱脚に曲げひび割れが生じ、 $R=0.2 \sim 0.3\%$ で柱の主筋が圧縮降伏し、耐力は曲げ強度に到達した。この試験体は軸力が高いので、部材角が0.5%までに柱頭の主筋がすべて圧縮により降伏し、かつ塑性流れが生じた (Fig. 3 参照)。しかも、部材角が1.0%を超えて柱頭の主筋がすべて屈服し、 $R=1.0\%$ をピークに最大耐力は減少に転じ、部材角の進展と共に柱の圧縮ひずみが進行し、柱頭のコンクリートがはらみだした。 $R=2.0\%$ で

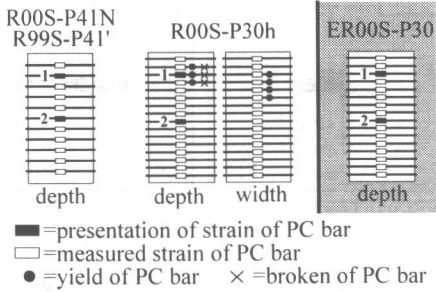


Fig. 5 Locations of measured strain of PC bar

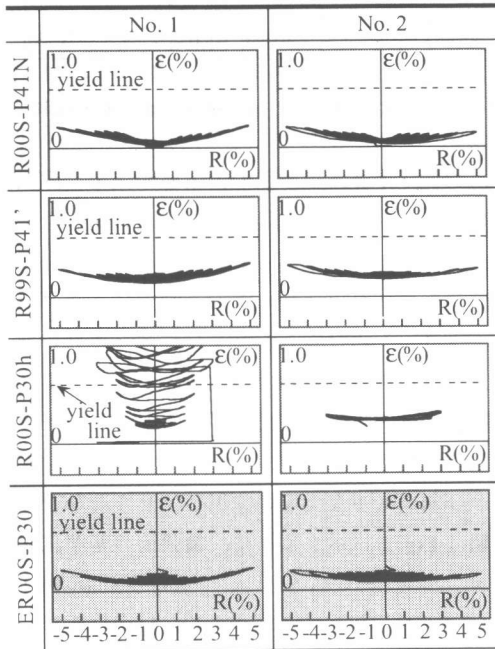


Fig. 6 Measured strains of PC bar

曲げ圧壊の傾向が顕著になってきた。その結果、はらみだしたコンクリートがPC鋼棒で抑制され、耐力がある程度維持された。しかし、部材角が3.0%になる直前からはらみだしたコンクリートがPC鋼棒に直接接し、その結果曲げと引張りにより、PC鋼棒の破断が柱頭で見られ始め、次第に加力が困難になってきた (Figs. 5, 6 参照)。R=3.0%の2サイクル目から、さらにPC鋼棒の破断が進展し、2サイクル終了後に加力を止めた。

応急補強柱試験体のコンクリート強度は小さいが、主筋の降伏点強度はきわめて高い。したがって、いくら補強しても曲げ降伏先行が確保

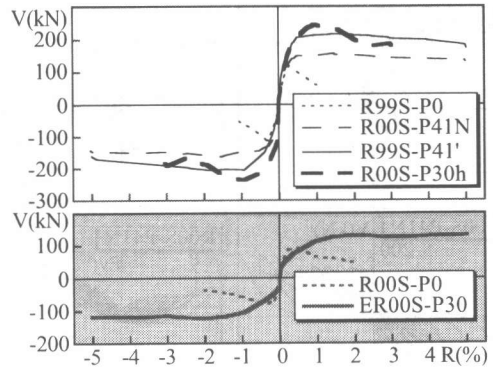


Fig. 7 Measured skeleton curves

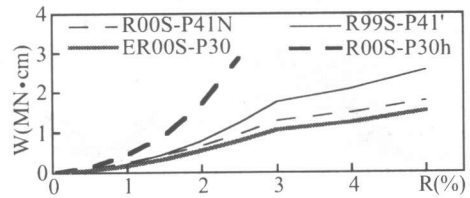


Fig. 8 Accumulated absorbed energy

しにくく、せん断破壊もしくは付着破壊しやすい試験体である。このような試験体でも応急補強が可能かどうかを検証したものである。補強前の基準RC柱試験体R00S-P0は、処女載荷時の0.2%すぎにせん断ひび割れが柱せい面に発生し、正側の0.5%に到達する直前にも大きなせん断ひび割れが進展した。その時のひび割れ幅は最大0.7mm程度あった。2回目のループで正側の0.5%手前で、さらにせん断ひび割れが進展し、部材角が0.6%近傍まで流れた。その後、正負繰り返す度にせん断ひび割れ幅の増大と共に耐力が低下し、せん断破壊で実験が2.0%の1サイクルで終了した。その時の水平耐力は正負側共にピーク値の約50%であった (Fig. 4 参照)。このようにせん断破壊させた試験体をPC鋼棒5.4φで30mm間隔で応急補強した柱試験体ER00S-P30は、部材角が増すほど耐力も大きくなっている。しかし、その耐力は補強前の基準RC柱試験体R00S-P0の曲げ強度計算値の半分以下であり、しかも付着劣化の傾向も若干見られる (Fig. 4 参照)。そうはいうものの、かなりの損傷を受けた柱でもPC鋼棒によって応急補強することにより、決定的な崩壊を完全に防い

であり、PC鋼棒の応急補強効果は十分に認められる。Fig. 7に実験結果としてスケルトンカーブを、Fig. 8に累積エネルギー吸収量をそれぞれ示す。Fig. 8において、部材角3%以降が折れ線になっているのは、部材角4、5%で1サイクルのみの累積エネルギー吸収のためである。PC鋼棒による補強効果は十分に認められ、軸力比0.6で、PC鋼棒を30mmピッチに配置した柱試験体R00S-P30hと軸力比が0.2で、PC鋼棒を用いて41mm間隔で耐震補強し、かつプレストレスを導入している試験体R99S-P41'は耐震性能がかなり改善された。また、応急補強としての効果も十分表れているが、軸力が大きいと変形能力に限界があることも事実である。

4. 解析的検討

PC鋼棒にプレストレスを導入してRC柱を耐震・応急補強する本法は、従来のせん断補強効果と受動的横拘束効果に能動的横拘束効果を加えることになる。したがって、プレストレスを導入しない場合は従来どおり、せん断補強効果と受動的横拘束効果のみである。せん断補強効果と受動的横拘束効果は従来の帯筋と同様に取り扱う。プレストレスの導入による能動的横拘束効果はRichartの提案式³⁾により、 $4.1\sigma_r$ (σ_r =プレストレスによる平均側圧)をコンクリートのシリンダー強度に加算する方法¹⁾を採用する。後は崎野・孫式⁴⁾に基づいて、コンファインドコンクリートの応力-ひずみ曲線を計算し、これを用いてファイバーモデルでV-R曲線を計算した。

AIJ靱性指針式⁵⁾に基づいて、せん断破壊時のせん断強度 V_u と付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 V_{bu} 、及び実験で得られたスケルトンカーブとの比較をFig. 9に示す。AIJ靱性指針式を適用するにあたっては、コンクリート強度に上記のコンファインドコンクリートの強度を用い、PC鋼棒は帯筋比に算入して、これらのせん断強度を計算した。プレストレス導入分はPC鋼棒の降伏点強度から差引いて、その差が

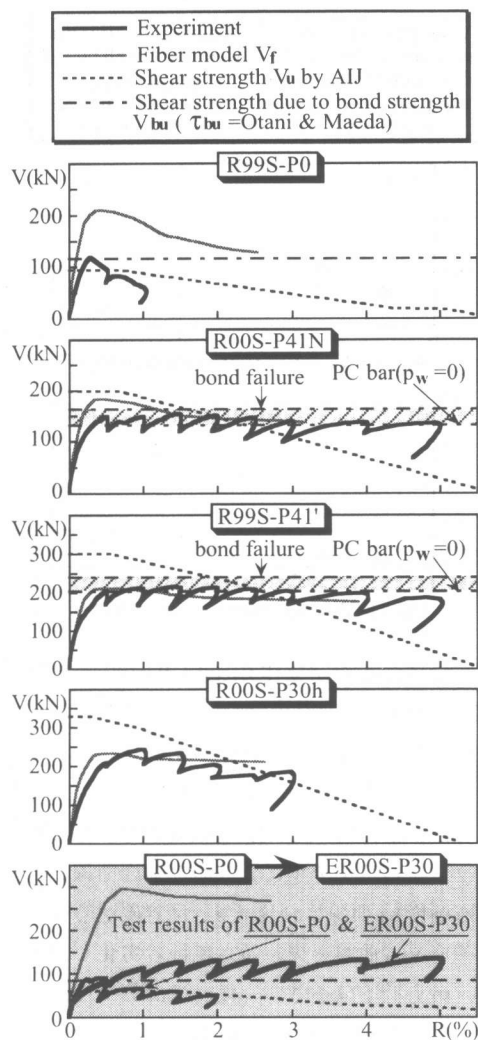


Fig. 9 Calculated and experimental results

800MPa以下を $p_w \cdot \sigma_y$ に関する降伏点強度と見なす。したがって、プレストレスを導入しない場合は $p_w \cdot \sigma_y$ としての σ_y に800MPaを採用する¹⁾。ただし、 V_{bu} の計算にあたってはPC鋼棒が主筋を直接拘束していないことを考慮し、PC鋼棒による p_w を0と仮定した場合も、Fig. 9に示すように計算した。実際の付着破壊時のせん断強度は、PC鋼棒による p_w を考慮した場合としない場合の間に存在するものと考えられる(Fig. 9参照)。試験体R99S-P0とR00S-P0の実験で得られたスケルトンカーブはファイバーモデルによる曲げ強度曲線に到達せず、せん断強度 V_u 曲線を超えて、せん断破壊した。

V_{exp} =measured lateral capacity, V_f =flexural strength by fiber model, V_u =shear strength by AIJ design guidelines.

● R00S-P0	■ R99S-P0
□ R99S-P41'	■ R00S-P41N
	○ R00S-P30h

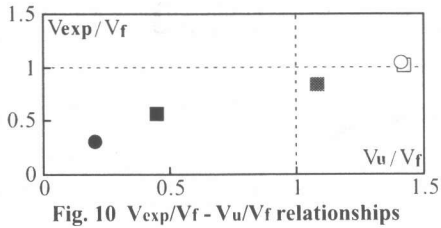


Fig. 10 $V_{exp}/V_f - V_u/V_f$ relationships

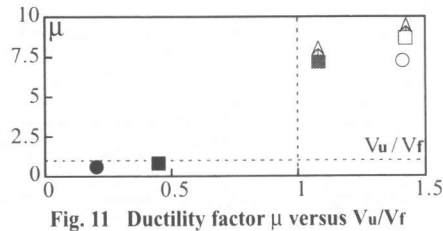


Fig. 11 Ductility factor μ versus V_u/V_f

応急補強した試験体 ER00S-P30 の V-R 曲線は、補強前の試験体 R00S-P0 の V-R 曲線よりかなり改善されている。PC 鋼棒にプレストレスを導入した応急補強効果は顕著に現われていることがわかった。試験体 R00S-P41N の V-R 曲線はファイバーモデルによる曲げ強度曲線や、せん断強度 V_u 曲線に到達せず、付着破壊時のせん断強度 V_{bu} 曲線を少し超えて付着劣化したものの、耐力低下は小さい。従って計算上の塑性率 μ^5 は比較的大きい (Fig. 11 参照)。

試験体 R99S-P41' の V-R 曲線はファイバーモデルによる曲げ強度曲線にはほぼ一致している。試験体 R00S-P30h は軸力比が高く、付着破壊しにくい。また、R00S-P30h の V-R 曲線はファイバーモデルによる曲げ強度曲線をほぼとらえ、曲げ圧縮破壊と推定される。このことは ϵ_v -R 曲線 (Fig. 2 参照) から明らかである。

Fig. 10 に実験から得られた最大耐力 V_{exp} を、ファイバーモデルで計算した曲げ強度 V_f で除してせん断余裕度 V_u/V_f との関係で示す。試験体 R99S-P41' と R00S-P30h は、せん断余裕度が 1 を超え、実験結果もファイバーモデルで計算した曲げ強度まではほぼ到達し、曲げ破壊と判断できる。

Fig. 11 に塑性率 μ とせん断余裕度 V_u/V_f の関係を示す。Fig. 11 で矢印は塑性率がそれ以上期待できることを示す。試験体 R00S-P30h はプレストレスを導入した PC 鋼棒の密な耐震補強により、高軸圧縮力下 (軸力比 0.6) において主筋が多少座屈しても、塑性率は大きい。これは、コンクリート表面から 2.8mm のスペースをおいて補強された PC 鋼棒が、主筋の座屈によりはらみだしてきたカバーコンクリートの剥落を直接抑さえこんでいるためである。R00S-P30h 以外の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、耐震補強効果は明らかである。

5. 結論

- 1) PC 鋼棒を用い、かつプレストレスを導入する柱の耐震補強法は、主筋が座屈しやすい高軸力下においても、せん断スパン比 1.0 の極短柱の靱性改善に有効であることがわかった。これは、PC 鋼棒が直接接触することによって、カバーコンクリートの剥落を防止するからである。したがって、PC 鋼棒は柱表面にできるだけ接して配置した方が望ましいと言える。
- 2) PC 鋼棒を用い、かつプレストレスを導入する柱の応急補強法としての本耐震補強法は、その効果が十分に認められた。

参考文献:

- 1) 山川哲雄, 鴨川茂義, 倉重正義: 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 RC 柱の性能と設計, 日本建築学会構造系論文集, No.537, pp.107-113, 2000.11
- 2) 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報告集, 第 22 巻, 第 3 号, pp.1639-1644, 2000
- 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) 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