

論文 緊張 PC 鋼棒と鋼板を用いた損傷極脆性柱の応急補強実験と解析

宮城 敏明^{*1}・山川 哲雄^{*2}・李 文聰^{*3}・木村 一洋^{*4}

要旨：損傷極脆性柱を対象にした応急補強法を提案し，損傷柱の修復可能性に関して実験と解析の両面から検討した。実験は，プレストレスを導入した PC 鋼棒に加えて鋼板を用いた場合とエポキシ樹脂でひび割れ部を補修した場合において，損傷度をパラメータに加力実験を行った。また，柱の損傷度とコンクリート強度に着目した解析的検討を行い，本応急補強法は，損傷度のいかに関わらず効果的であることを明らかにした。

キーワード：プレストレス，応急補強，鋼板，損傷度，極脆性柱

1. はじめに

山川らによって提案された横補強材に PC 鋼棒を用いてプレストレスを導入する耐震補強法は，重機を必要としないドライ補強法であるがゆえに，地震被災直後の応急補強に効果的であることが，2001 年度に行われたせん断スパン比 1.0 の極脆性柱の加力実験で明らかになった¹⁾。これらの加力実験で明らかになったことを整理すると以下ようになる。

(1) せん断破壊して損傷した柱に応急補強を施すことにより，せん断耐力，鉛直支持能力および靱性能の回復を可能にした。

(2) 上記(1)の中でどの損傷柱の応急補強においても，曲げ降伏に至り曲げ挙動を示したが，健全な柱の曲げ強度レベルには達しなかった。

(3) 応急補強においてプレストレス導入がきわめて効果的であり，しかもプレストレスの導入で損傷後の残留変形も小さくなった。

(4) 残留変形を放置し，長期軸力相当分を載荷したまま約 40 時間後に応急補強を施した柱とすぐに応急補強した柱との間に顕著な差異はみられなかった。

以上の結果，残された課題は以下の 2 点に集約された。

(1) 応急補強が適用可能な損傷限界レベルに

関してデータを集積すること。

(2) せん断破壊で損傷した柱を健全な柱の曲げ強度レベルまで回復させるためには，どのような応急補強法を提案したらよいか。

以上の 2 点を究明するために，プレストレスを導入した PC 鋼棒に加えて鋼板を用いた場合およびエポキシ樹脂でひび割れ部を補修した場合について，損傷度を変えた加力実験を行うことにした。また，これらの実験結果をもとに，プレストレスの導入効果，損傷度の違いによる鋼板の補強効果およびエポキシ樹脂注入による補強効果の確認等について曲げ解析を行った。曲げ解析は多段配筋柱の曲げ強度略算式(以下，略算式)および Fiber model 解析により行い，プレストレス導入による能動的拘束効果に加えて，帯筋，PC 鋼棒および鋼板による受動的拘束効果を考慮した。また，せん断強度の算定には AIJ 式²⁾を適用した。

2. 実験計画

柱試験体は 250×250mm の正方形断面で，柱高さ 500mm，せん断補強筋比 $p_w=0.08\%$ ，主筋比 $p_g=1.36\%$ の極脆性柱である。Table 1 に主筋，帯筋，PC 鋼棒および鋼板の力学的材料定数を示す。加力実験は長期軸力比に相当する一定軸圧

*1 東急建設(株) 九州支店土木統括部(琉球大学大学院) (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 琉球大学大学院 理工学研究科生産エネルギー工学専攻 工修 (正会員)

*4 琉球大学学部学生

Table 1 Properties of reinforcement

Reinforcement		a(cm ²)	f _y (Mpa)	ε _y (%)	E _s (Gpa)
Rebar	D10	0.71	371	0.20	186
Hoop	3.7φ	0.11	391	0.19	205
PC bar	5.4φ	0.23	1202	0.61	200
Steel plate	3.2mm	0.76	255	0.15	211

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

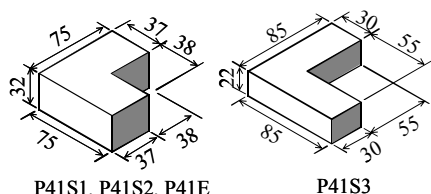


Fig. 2 Type of corner block

縮力比 0.2 のもとで正負繰り返し水平加力実験を建研式加力装置で行った。実験は 4 体の柱試験体を対象に、補強前に損傷を与える加力実験(以下、補強前の加力実験)、次いで損傷した柱試験体に応急補強した後の加力実験(補強後の加力実験)の 2 段階の実験を行った。加力方法は部材角 R=0.5%から 0.5%の増分で 3 回ずつ繰り返し、3.0%まで強制変形を与え、それでも靱性能が期待できる場合には R=4.0%と 5.0%を 1 回ずつ正負繰り返した。初回の加力実験で補強前の柱に損傷を与えた後、鉛直荷重を載荷したまま水平力を零に戻し、残留変形を放置した。その時点での変形を残留変形とし、部材角を残留部材角とした。

補強前の加力実験では損傷度を 3 レベル想定し、その損傷度により部材角を制御する加力方法とした。レベル 1 は損傷度が小の場合であり、かつ最大せん断ひび割れ幅が 2mm 以下の小さい場合とした。レベル 2 は損傷度が中から大の場合であり、最大ひび割れ幅が 5mm から 10mm 程度のひび割れ幅の場合とした。なお、レベル 1, 2 は長期軸力比 0.2 に相当する軸圧縮力が損傷後もそのまま継続して支持できる状態である。レベル 3 は 10mm を越えるひび割れ幅が生じ、長期軸力比 0.2 に相当する軸圧縮力も支持でき

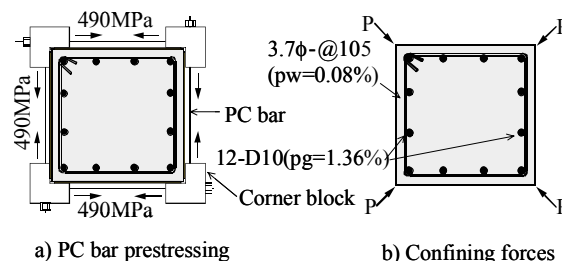


Fig. 1 Detail of retrofit by PC bar prestressing and confining forces

Table 2 Column specimens

	ER02S-P41S1	ER02S-P41S2	ER02S-P41S3	ER02S-P41E
Specimen				
Unit : mm	Steel plate ≧41	Steel plate ≧41	Steel plate ≧41	Epoxy resin ≧41
PC bar	5.4φ-@41			
Prestress	490 MPa			
Steel plate	t = 3.2 mm			—
σ _B	23.9 MPa	25.0 MPa		
Common details	Specimen: M/(VD)=1.0, N/(bDσ _B)=0.2, Rebar : 12-D10 (SD295) (p _g =1.36%), Hoop : 3.7φ-@105(p _w =0.08%)			

ない状態の場合とした。

次に、損傷を与えた試験体に Fig. 1 および Table 2 に示す応急補強方法を施し、補強後の加力実験を行った。試験体 ER02S-P41S1 ~ S3 における応急補強法は、損傷した極脆性柱に 4 面とも鋼板(幅 240mm, 高さ 470mm, 厚さ 3.2mm)をあてた上でコーナブロックを柱の四隅に配置し、PC 鋼棒を架け渡し、プレストレスを導入することによって鋼板を圧着する方法とした。つまり、4 枚の鋼板を柱 4 面に単純にあてるだけで、鋼板同士および柱頭部、柱脚部における溶接やグラウトなどは一切不用である。試験体 ER02S-P41E はひび割れの中にエポキシ樹脂を圧入して硬化した後、鋼板を設置しない PC 鋼棒によるプレストレス導入のみの応急補強法とした。なお、いずれの試験体も PC 鋼棒に導入するプレストレスは降伏点ひずみの約 1/3 強の 2450μ で、1 本当たり 11.3kN とした。また、Fig. 2 に示すコーナブロックは基本的には Type 1 を用いることとし、損傷度が大きく Type1 では PC 鋼棒が設置できない場合、Type2 を用いた。

3. 実験結果および考察

Fig. 3 に補強前および応急補強後の荷重 - 部材角曲線 (以下, $V-R$ 曲線) および平均圧縮ひずみ - 部材角曲線 (以下, ε_v-R 曲線) を示す。Fig. 3 に示す破線はせん断破壊しない場合の健全な RC 柱としての略算式による曲げ強度 (以下, 曲げ強度略算値) である。

試験体 ER02S-P41S1 は, 損傷度をレベル 1 と想定した試験体に応急補強を施した試験体である。補強前の加力実験では, $R=0.2\%$ の 1 回目の加力において明瞭なせん断ひび割れが発生し, $R=0.5\%$ 近傍でせん断破壊が生じた。Fig. 3 に示すように補強前試験体では $R=0.5\%$ 近傍で急激に荷重が低下し, また曲げ強度略算値に到達していない。補強前の加力実験終了後 ($R=\pm 0.5\%$ の 3 回正負繰り返し) の最大ひび割れ幅は 1.8mm であった。一方, 補強後の加力実験による $V-R$ 曲線は, 典型的な弾塑性曲げ挙動を示し, $R=1.0\%$ 時において曲げ強度略算値に達していることが確認できる。また, 実験終了後の最大ひび割れ幅は 1.8mm と補強前の加力実験終了後と同値であり, 部材角の大きい段階においてもひび割れ幅は特に大きくなっていない。さらに, 今回の試験体と同様な諸元の試験体に鋼板を設置していない場合の 2001 年度の加力実験における荷重は曲げ強度概略値の約 75~85% であった¹⁾。以上のことから鋼板を設置するこ

とは, 曲げ強度の回復において効果的であると考えられる。

試験体 ER02S-P41S2 は, 損傷度をレベル 2 と想定した試験体に応急補強を施した試験体である。補強前の加力実験において, $R=0.5\%$ を正負 3 回繰り返し, 最終的には $R=1.0\%$ を 1 回正負繰り返しした。 $R=0.3\%$ から 0.5% にかけてせん断破壊が発生し, 斜めせん断ひび割れが柱せいから柱幅面にかけて貫通し, さらに, $R=0.5\%$ の 3 サイクルを終え, $R=1.0\%$ で決定的なせん断破壊が生じ, $R=1.0\%$ で 10mm の最大ひび割れを生じた。応急補強の施工間, 軸力比 0.2 を保ち続けた。一方, 補強後の加力実験では, 正負繰り返しごとに水平耐力は漸増し, $R=4.0\%$ で曲げ強度略算値に達し, $R=5.0\%$ ではさらに水平耐力が微増した。また, Fig. 3 に示すように ε_v は最大でも 0.5% であり, また部材角の増大ともなって圧縮ひずみが進行するような状態になっていない。実験終了後の最大ひび割れ幅は 1.0mm と補強前の加力実験後より小さい値となっていた。

試験体 ER02-P41S3 は, 損傷度をレベル 3 と想定した試験体に応急補強を施した試験体である。補強前の加力実験において, $R=0.2\%$ で初期せん断ひび割れが生じ, せん断破壊が $R=0.5\%$ 手前で発生した。その後 $R=0.5\%$ の 1 回目で, せん断ひび割れが 4~5mm に拡大した。 $R=0.5\%$ の 2 回目のサイクルが終了し, $R=0.5\%$ の 2 回

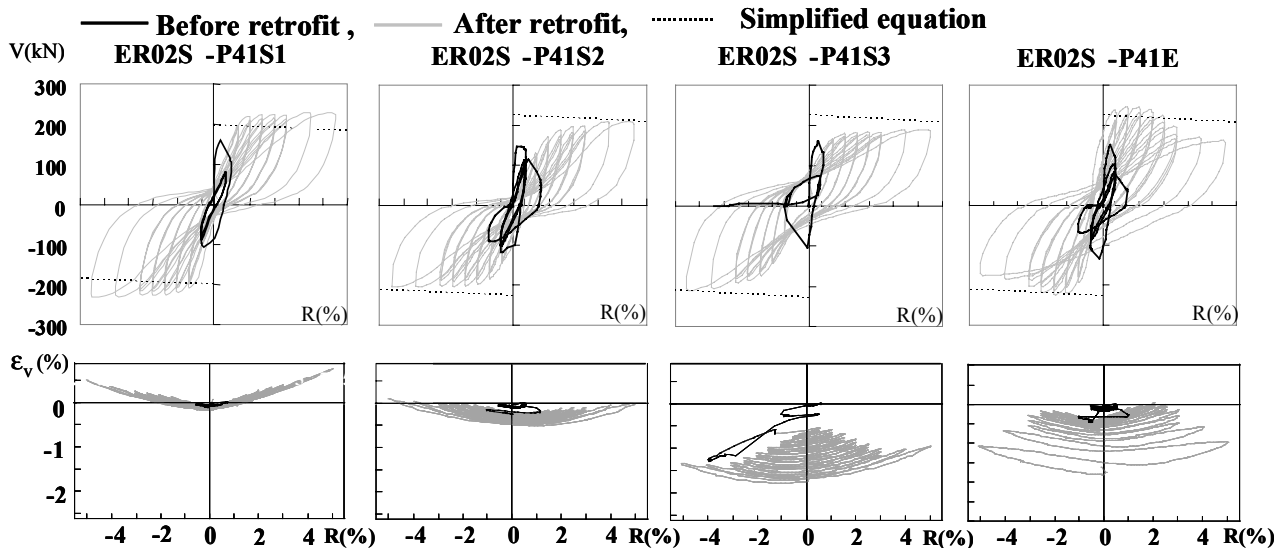


Fig. 3 Shear capacity V and average axial strain ε_v versus drift angle $R(\%)$ relationships

目のサイクルに向かう途中、せん断ひび割れがさらに拡大し、加力実験の継続が危ぶまれる状況になった。そこで、軸力を 300kN から加力装置の自重による軸力 60kN まで除荷した。その時点でのせん断ひび割れ幅は 20mm にも達し、軸力比 0.2 をそのまま継続していたら、柱自体が崩壊し、応急補強も不可能であった。このことから、本試験体は応急補強の限界損傷度に相当するレベルと考えられる。試験体に応急補強を施す段階において、予想以上にせん断ひび割れ幅が大きく、現状のコーナブロックが利用できなくなったので、本試験体のみ支圧面積の等しい別の細長いコーナブロックを利用した (Fig. 2 参照)。応急補強後、軸力比を 0.2 に戻した。この時点における残留部材角は $R=3.94\%$ から $R=1.26\%$ まで減少した。そのことはプレストレスの導入でひび割れ幅が縮小したことを意味する。一方、補強後の加力実験では正負繰り返しごとに耐力が次第に回復し、かつ曲げの弾塑性挙動を示した。また、損傷が大きいことにより健全な柱の曲げ強度略算値まで到達していないものの、近傍までは回復しており、平均軸ひずみ ε_v も Fig. 3 に示すように大きく進展していない。また、実験終了後の最大ひび割れ幅は 2.5mm と補強前の加力実験後より小さい値となっていた。

以上の 3 ケースの加力実験結果より、プレストレスを導入した PC 鋼棒に加えて鋼板を設置した応急補強法は、せん断破壊を防止し、曲げ強度の回復および変形性能の向上が確認できる。したがって、耐震性能の劣化が防止できると同時に耐震性能の改善が図れたと考える。

試験体 ER02S-P41E は、損傷度をレベル 2 と想定した試験体にエポキシ樹脂によりひび割れを補修後、応急補強を施した試験体である。特に鋼板を設置していない試験体である。補強前の加力実験において、 $R=0.5\%$ にいく途中でせん断破壊が生じ、耐力が低下したが、そのまま $R=0.5\%$ を正負 3 回繰り返し、 $R=1.0\%$ を 1 回の正負繰り返しで初回の加力を終了した。このよ

うにせん断ひび割れ幅が拡大し、 $R=1.0\%$ では柱せい面の最大せん断ひび割れ幅が 7mm まで拡大した。その後ただちに、ひび割れ面にエポキシ樹脂を圧入した。その間、軸力比は 0.2 を維持し、一定軸圧縮荷重をそのまま持続した。エポキシ樹脂圧入後、約 44 時間経過後にコーナブロックを介して PC 鋼棒を配置し、プレストレスを導入した。最初の加力実験終了から 48 時間後に加力実験を再開した。部材角が小さい間は水平耐力や伸縮ひずみに正負の部材角間で差異が大きくみられたが、部材角が大きくなるにつれて正負の差異が次第に小さくなってきた。 $R=1.0\%$ で曲げ強度レベルに到達し、 $R=1.5 \sim 2.0\%$ で最大耐力を記録し、それ以降耐力が部材角の増大と共に次第に低下してきた。 $R=5.0\%$ で最大耐力の 20% 低下した。履歴形状は Fig. 3 に示すように紡錘形状の大きなものであった。これはせん断ひび割れがエポキシ樹脂で閉じられ、コンクリートの一体化が形成されたためと思われる。実験終了後の最大ひび割れ幅は 0.7mm と補強前の加力実験後より小さい値となっていた。鋼板を設置した試験体同様、耐震性能の向上が図れた。しかしながら、この方法はエポキシ樹脂が硬化するまで時間を要するので、応急補強法には適切な工法とは言いがたい。

4. 解析的検討

解析的検討はプレストレス導入効果、損傷度の違いによる本工法の補強効果、鋼板の効果およびエポキシ樹脂注入による補修効果の確認を目的に曲げおよびせん断強度解析を行った。曲げ強度解析では、能動的および受動的拘束効果を考慮した略算式と Fiber model 解析を行う。プレストレスの効果能動的拘束効果として式 (1) に示す Richart らの式³⁾を用いる。

$$\sigma_{ac} = 4.1ke\sigma_r$$

$$ke = \left(1 - \sum_{i=1}^4 \frac{(w'_i)^2}{6b^2}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b}\right)^2, \sigma_r = \frac{2\sigma_p a_p}{sD} \quad (1)$$

ここで、 σ_{ac} : プレストレス導入により増加し

た(能動的拘束効果による)コンクリート強度,
 k_e : 側圧有効係数, σ_r : プレストレス導入に伴う側圧, w_i' : コーナーブロック間の水平隙間,
 b : 柱断面幅, s' : コーナーブロック間の鉛直隙間,
 σ_p : PC 鋼棒の緊張応力度, a_p : PC 鋼棒断面面積, s : PC 鋼棒ピッチ, D : 柱せいである。

受動的拘束効果としては, Mander らの提案式⁴⁾により帯筋, PC 鋼棒および鋼板の横拘束効果を考慮する。ただし, PC 鋼棒に関しては, プレストレス導入により応力度が消費されているので, PC 鋼棒による受動的拘束効果やせん断補強効果を計算するにあたっては, PC 鋼棒の降伏点強度と PC 鋼棒の緊張応力度の差, または PC 鋼棒の上限値強度を 800MPa とする⁵⁾。曲げ解析に用いるコンクリート強度 f'_{cc} は式(2)により算出する。特に今回の曲げ解析では試験体の損傷度を考慮して低減したコンクリート強度 σ_B' を初期コンクリート強度 σ_B の代わりに用いる。

$$f'_{cc} = 0.85\sigma_B' + \sigma_{ac} + \sigma_{pc} \quad (2)$$

ここで, f'_{cc} : 曲げ解析に用いるコンクリート強度, σ_B' : 損傷していることにより低減したコンクリート強度, σ_{ac} : 能動的拘束効果により増加したコンクリート強度, σ_{pc} : 受動的拘束効果により増加したコンクリート強度である。

最終的な σ_B' の決定は, Fig. 4 の解析フローに示すように σ_B' を仮定(損傷度により σ_B を低減)し, 式(2)による f'_{cc} を用いて行った Fiber model 解析結果および実験値の曲げ強度が一致するまで繰り返すことにより行う。なお, ER02S-P41E はエポキシ注入によるコンクリー

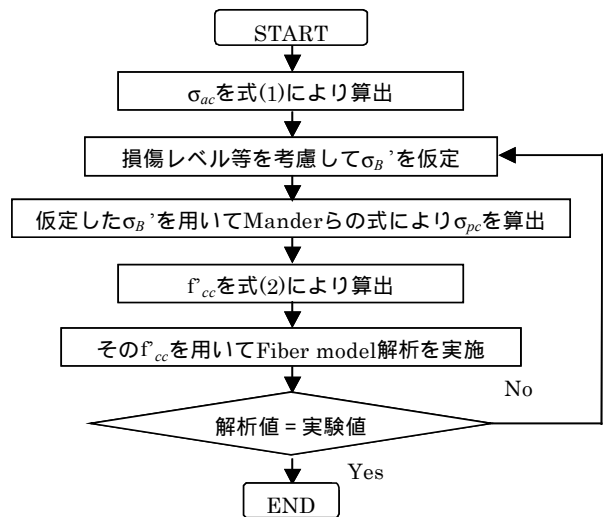


Fig. 4 Flowchart of calculation for flexural strength

ト補修を施すことから初期コンクリート強度まで回復するものとする。また, せん断強度の算出においても曲げ解析同様 f'_{cc} を使用する。

以上の条件をもとに行った Fiber model 解析および略算式による解析結果と実験値のスケルトンカーブおよび AIJ 式によるせん断強度を Fig. 5 に示す。ER02S-P41S1 ~ S3 において各試験体とも, 解析結果と実験値の曲げ強度はほぼ一致していることが確認できる。しかしながら, 初期剛性においては損傷が大きい試験体ほど解析結果と実験値とは一致していない。解析においてコンクリート強度と剛性の関係についても検討が必要である。ER02S-P41E は解析結果と実験値が $R=2.0\%$ まではほぼ一致している。このことからエポキシ樹脂により補修を行うことでコンクリート強度は初期コンクリート強度まで回復すると考えられる。しかしながら, ER02S-P41E は実験結果において ER02S-P41S1

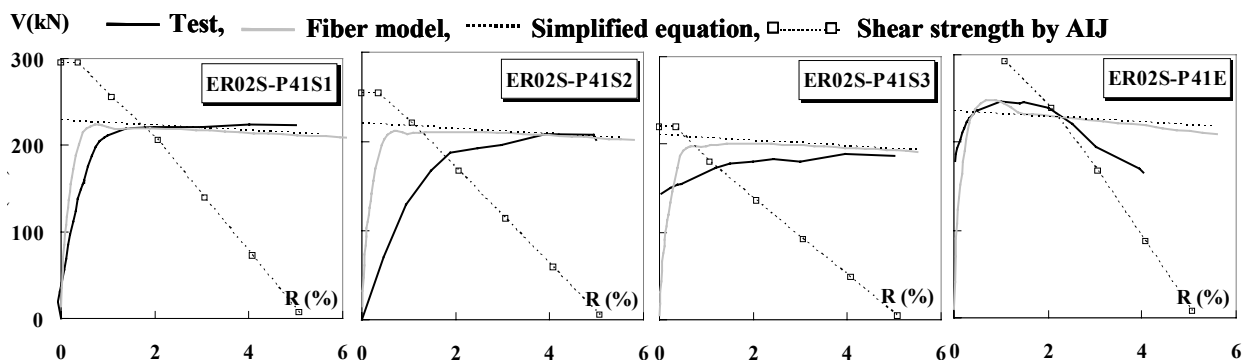
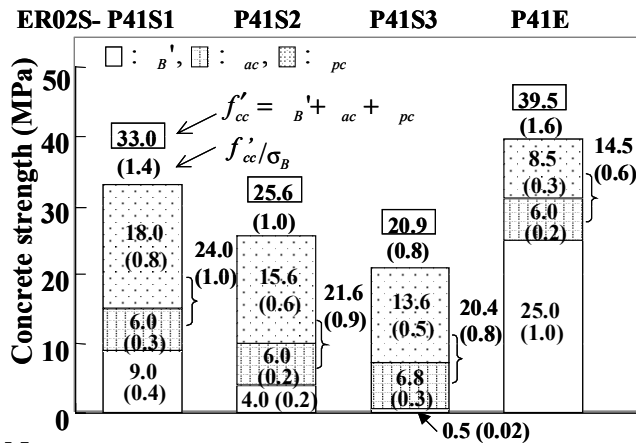


Fig.5 Experimental skeleton curves and calculated results



Notes: σ_B = initial cylinder concrete strength,
 σ_B' = damaged concrete strength,
 σ_{ac} = active confinement,
 σ_{pc} = passive confinement,
 f'_{cc} = repaired concrete strength.

Fig.6 Increment of concrete strength

~S3 に比べ、部材角の増加に伴い耐力低下が顕著である。その理由として、主筋座屈やカバーコンクリートの損傷による影響が考えられるが、解析モデルではこれらの不具合を考慮していない。一方、せん断強度においては、いずれの試験体とも部材角が 1% ~ 2% 程度までは解析結果が実験値を上回っており、補強後においてせん断強度が増大しているのがわかる。

Fig. 6 に各コンクリート強度および σ_B との割合を示す。ER02S-P41S1 では損傷したコンクリート強度は 9.0MPa (σ_B の 0.4 倍) であり、補強することにより 33.0MPa (同 1.4 倍) まで回復していることを示す。Fig. 6 より鋼板を圧着した ER02S-P41S1 ~ S3 のいずれの試験体においても、損傷度の違いにより応急補強前の損傷コンクリート強度 σ_B' は 9.0、4.0、0.5MPa と異なるものの、能動的および受動的拘束効果 ($\sigma_{ac} + \sigma_{pc}$) は、24.0、21.6、20.4MPa と同程度の効果を期待できることが確認できる。つまり、鋼板を圧着することでせん断補強効果と主筋の座屈防止に加えて、横拘束効果がさらに発揮されるものと考えられる。なお、 σ_{ac} が 6.0 MPa と 6.8MPa と異なっているのは、コーナブロック形状の差異 (Fig. 2 参照) により、式(1)の ke の値が異なるからである。

5. 結論

(1) PC 鋼棒によるプレストレスの導入と鋼板を用いた補強は、柱の損傷が限界と思われるレベルにおいても効果的であり、十分に利用できそうである。

(2) 本補強法は、損傷度のいかににかかわらず、回復度合いの差はあれ健全な柱の曲げ強度レベルまで水平耐力をほぼ回復できた。

(3) エポキシ樹脂等を用いた補強法は損傷した柱の補強には効果的であるものの、時間を要するため応急時の補強法としては適切であるとは言いがたい。

(4) 曲げ解析において、プレストレスの効果を能動的拘束効果とし、また帯筋、PC 鋼棒、鋼板を受動的拘束効果として考慮し、さらに損傷度によりコンクリート強度を低減させることにより補強効果の評価を試行的に行った。

謝辞：本研究は平成 14 年度科学研究費補助金・基盤研究(B) (一般 14350306, 研究代表者：山川哲雄) を受けた。

参考文献

- 1) 山川哲雄, 李文聰, 倉重正義: PC 鋼棒によりプレストレスを導入した極短柱の応急補強法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.24, No.2, pp.1219-1224, 2002.6
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造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) 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, 1988
- 5) 山川哲雄, 鴨川茂義, 倉重正義: プレストレスを導入した PC 鋼棒で外帯筋状に横補強した RC 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, No. 526, pp. 141-145, 1999