

緊張力を導入したPC鋼棒と鋼板を用いたせん断損傷RC柱の応急補強法

AN EMERGENCY SEISMIC RETROFIT TECHNIQUE FOR SHEAR DAMAGED RC COLUMNS USING PRE-TENSIONED PC BARS AND STEEL PLATES

山川哲雄*, 宮城敏明**
Tetsuo YAMAKAWA and Toshiaki MIYAGI

An emergency seismic retrofit technique is indispensable for the rehabilitation of damaged RC buildings immediately after earthquake attack. Therefore, it is important to develop quick and convenient emergency retrofit technique to recover the seismic performance of the structures damaged by earthquakes. It is well known fact that the strength and ductility of RC columns can be extremely enhanced by transverse confinement which also acts as shear reinforcement. Considering this fact, an emergency retrofit technique utilizing pre-tensioned high strength steel bars (PC bars) and steel plates is proposed in this paper. The effectiveness of the proposed retrofit technique is experimentally investigated and analytically evaluated simultaneously.

Keywords: RC column, Emergency seismic retrofit, High strength steel bar, Prestress, Steel plate, Ductility

RC 柱, 耐震応急補強, PC 鋼棒, プレストレス, 鋼板, 靱性

1. 序

兵庫県南部地震などのような大地震に備えるためには、地震発生に対して被害を極力小さくし、かつ地震被害による建物損傷に、迅速に対応できるような対策を立てておくことが必要不可欠である。すなわち、震前と震後の地震対策が必要である。特に地震後の応急復旧においては、簡便で迅速な対策が要求される。

そのような状況の中、山川と倉重らはPC鋼棒によりプレストレスを導入した単独RC柱の靱性型耐震補強法を提案した¹⁾。本耐震補強法は、柱四隅に配置したコーナースペースを介してPC鋼棒を同一平面上で外帯筋状に架け渡した上で、これらのPC鋼棒に緊張力を導入して柱を高せん断・高横拘束する乾式工法である。これまでせん断破壊する柱試験体を対象に、一定軸圧縮力下の正負繰り返し水平加力実験を行い、その補強効果を確認してきた。水平加力実験のパラメータはせん断スパン比、軸力、補強量等である。水平加力実験の結果、本補強法は脆性的な破壊を起こす極短柱を、靱性に富んだ曲げ降伏柱に変換することが、容易に可能であることを明らかにした。

一方、プレストレスを導入する本補強法は、損傷した柱部材のひび割れを閉じさせる効果に加えて、重機を必要としない乾式工法であることから、特に応急補強・復旧において効果的であると考えられた²⁾。このことを一定軸力下の正負繰り返し水平加力実験によって、変形性能の向上および損傷前の柱部材と同等レベルまで曲げ耐力が回復できることを確認した³⁾。さらに、PC鋼棒を導入する緊張力を利用して、鋼板(t=3.2mm)を損傷した柱4面に圧着すると、鋼

板のせん断および横拘束効果に加えて、かぶりコンクリートの剥離・剥落を防止し、かつ主筋の座屈防止を期待できることもわかった。また、鉛直載荷実験から損傷後の残存軸耐力、および応急補強後の修復軸耐力の確認を行い、本耐震補強により軸耐力も回復することがわかった^{4),5)}。ただし、本補強法では応急補強後の水平剛性の全面的回復は望めない。したがって、地震で被災した損傷建築物の水平剛性の全面的回復までも期待するものであれば、余震がおさまった後、損傷RC柱のひび割れ部にエポキシ樹脂を注入するか、壁やブレースなどを新設する方法などが考えられる。

本論文の目的は、地震被災後の損傷RC短柱を対象にした応急補強に関するこれまでの研究成果²⁾⁻⁵⁾を再整理し、(1)損傷レベルと修復可能性、(2)応急補強後の耐震性能に関する修復性、(3)損傷後のRC短柱の残存軸耐力と残留軸ひずみ、および応急補強後の修復軸耐力と修復軸ひずみ、(4)応急補強におけるPC鋼棒による緊張力と鋼板の効果、(5)水平剛性について総合的に検討し、せん断破壊したRC短柱の応急補強設計法に関してある程度の見通しを得ることである。なお、せん断破壊したRC長柱に対する応急補強に関しても、本補強法は有効であろうと推定されるが今のところ実験データが集積されていないので、今後の検討課題としたい。

2. 実験計画

実験に用いた柱試験体は250mm×250mmの正方形断面で、柱高さ500mm、せん断スパン比1.0、せん断補強筋比 $\rho_p=0.08\%$ 、主筋比

* 琉球大学工学部環境建設工学科 教授・工博

** 北斗設計(株) 技術統括部長
(琉球大学理工学研究科 博士後期課程大学院生)

Prof., Dept. of Civil Eng. & Architecture, Univ. of the Ryukyus, Dr. Eng.

General Manager, Hokuto Sekkei
(Graduate Student, Graduate School of Eng. & Science, Univ. of the Ryukyus)

Table 1 Mechanical properties of materials

Reinforcement		a(cm ²)	f _y (MPa)	ε _y (%)	E _s (GPa)
Rebar	D10	0.71	372	0.20	186
Hoop	3.7φ	0.11	390	0.19	205
PC bar	5.4φ	0.23	1220	0.61	200
Steel plate	3.2mm	0.76	276	0.13	212

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

p_g=1.36%の極脆性柱である。したがって、耐震補強を施さないと脆性的なせん断破壊が生じ、その後も加力を継続すると軸力を保持できなくなる試験体である。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。実験は8体の柱試験体を対象に、補強前に損傷を与える一定軸力下の正負繰り返し水平加力実験(以下、補強前の水平加力実験)、次いで損傷した柱試験体に Fig. 1, Table 2 に示すような応急補強を施した後の同様な水平加力実験(以下、補強後の水平加力実験)の2段階の実験を行った。これらの柱試験体は3つのグループ(2, 4, 2体の合計8体)に分類される。Table 2 において、第1グループの試験体 ER01S-P65N と ER01S-P65 は、鋼板無しで緊張力の有無の影響を検討する試験体である。第2グループの試験体 ER01S-P41, ER02S-P41S1, ER02S-P41S2, ER02S-P41S3 の4体は、鋼板の有無と損傷レベルの大小による耐震性能の修復性を検討する試験体である。第3グループの試験体 ER03S-P41SN と ER03S-P41S は鋼板有りで緊張力の有無の影響、および応急補強前後の残存・修復軸耐力を含めた耐震性能を検証する試験体である。

補強前の水平加力実験では、損傷度に日本建築防災協会「被災度判定基準」⁶⁾を適用した。損傷度を上記の「被災度判定基準」に従って3レベル(, ,)に設定し、その損傷度により部材角を制御する加力方法とした。なお、本実験では「被災度判定基準」による , は該当しない。損傷度 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2 mm 前後の小さい場合とした。損傷度 は損傷度が中から大の場合であり、最大ひび割れ幅が5 mm 前後のひび

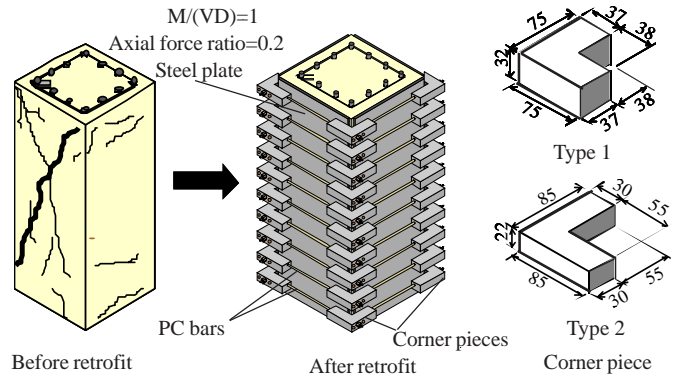


Fig. 1 Emergency retrofit for extreme short RC columns by PC bars and steel plates

割れ幅とした。なお、損傷度 , 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。損傷度は10 mm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ない状態の場合とした(Table 2 参照)。

次に、損傷を与えた各試験体に対し、Table 2 に示す応急補強方法を施し、補強後の水平加力実験を行った。応急補強は Fig. 1 に示すように損傷した柱四隅にコーナーピースを配置し、その間に5.4mm直径のPC鋼棒を架け渡し、トルクレンチで所定の緊張力を導入する方法である。また、損傷した極脆性柱の4面に鋼板(幅240mm,高さ470mm,厚さ3.2mm)をあてた上でPC鋼棒を設置する方法を用いている。ただし、試験体 ER01S シリーズの3体に関しては鋼板を用いていない(Table 2 参照)。4枚の鋼板を柱4面に単純にあてるだけで、鋼板同士や柱頭部、柱脚部での溶接を行わない簡便な方法であることが特徴である。緊張力は降伏点ひずみの約1/3強の2450 μで、PC鋼棒1本当たり11.3kNである。なお、本表のσ_gはコンクリートのシリンダー強度である。また、Fig. 1 に示すコーナーピースは基本的にはType 1を用いることとし、損傷度が大きく、Type 1ではPC鋼棒が設置できない試験体 ER02S-P41S3のみ Type 2を用いた。

Table 2 Details of emergency retrofitted test specimens

	ER01S-P65N	ER01S-P65	ER01S-P41	ER02S-P41S1	ER02S-P41S2	ER02S-P41S3	ER03S-P41SN	ER03S-P41S
Specimen								
Unit : mm								
PC bar	5.4φ-@65		5.4φ-@41					
Prestress	Non		490MPa				Non	490MPa
Steel plate	Non					t=3.2mm		
Loading condition (before retrofit)	R=0.5% (3 cycles)		R=0.5% (3 cycles) R=1.0% (1 cycle)	R=0.5% (3 cycles)	R=0.5% (3 cycles) R=1.0% (1 cycle)	R=0.5% (2 cycles)	R=0.5% (3 cycles)	R=0.5% (3 cycles) R=1.0% (1 cycle)
Retrofit type	4	3	3	1	1	1'	2	1
σ _B	19.5MPa		23.9MPa			25.0MPa	28.3MPa	
Max crack width	2.5 mm	2.0 mm	4.0 mm	1.8 mm	10.0 mm	20.0 mm	0.8 mm	6.0 mm
Damage level ⁶⁾								
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%)							

Notes : Retrofit type is defined in Table 4. σ_B=concrete cylinder strength.

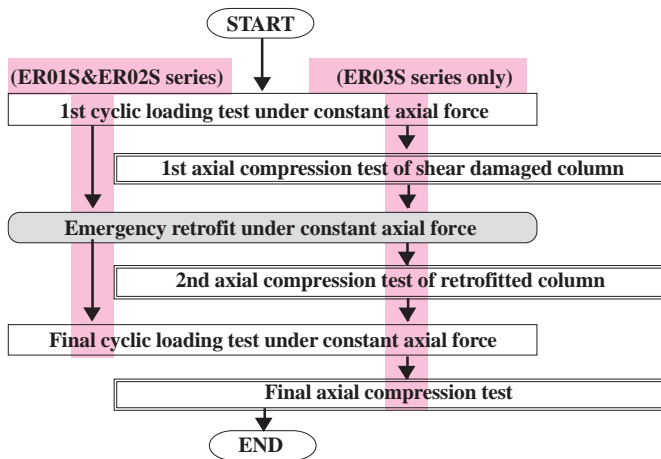


Fig. 2 Flowchart of loading test

特に試験体 ER03S-P41SN と ER03S-P41S は残存軸耐力を確認するために、長期軸力に相当する軸力比 0.2 のもとで極脆性 RC 柱がせん断破壊した後に、水平力を零に戻し、残留水平変位が生じたまま軸力を増大させ、損傷した柱の残存軸耐力を測定した (Fig. 2 参照)。ただし、鉛直荷重を最大耐力時まで作用させると、せん断破壊した柱が圧縮破壊を起こし、応急補強が不可能になる恐れがあった。したがって、本論文に示した残存軸耐力は、最大耐力に至る前の多少控えめな値と推定される。その後、軸力を長期軸力比相当の 0.2 まで戻し、応急補強を行った。同様に、応急補強した損傷柱の修復軸耐力を測定した。計測後に再度、軸力を長期軸力比相当の 0.2 まで戻し、一定軸力比 0.2 のもとで部材角が最大 5% まで、再度水平加力実験を行った。その後、水平力を零にもどし残留変形が残った状態で、鉛直荷重を行い、水平加力実験終了後の残存軸耐力の確認を行った。したがって、応急補強前の損傷直後の残存軸耐力、応急補強直後の修復軸耐力、そして水平加力実験終了後の残存軸耐力の確認、すなわち都合 3 回の鉛直荷重実験と、応急補強をはさみその前後で合計 2 回の正負繰返し水平加力実験を行ったことになる。鉛直荷重実験では、サーボアクチュエータ (合計 2,000kN) を利用して鉛直荷重を載荷し、軸耐力を測定した。

水平加力プログラムは層間変形率 $R=0.5\%$ から 0.5% の増分で 3 回づつ繰返し、 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 回づつ正負繰返しした。ただし、応急補強前の載荷においては 0.5% を 2 回または 3 回繰返して損傷を起こした場合と、さらに 1.0% を 1 回繰返して損傷を拡大させた場合の 2 種類の加力方法がある (Table 2 参照)。なお、いずれの場合も軸力比は常に 0.2 の一定とした。

3. 実験結果

Fig. 3 にせん断破壊した柱試験体のひび割れ図を示す。図中の太線はそれだけひび割れ幅が大きいことを示す。その中から、損傷度 γ に対応した典型的なひび割れ状況を Fig. 4 に写真で示す。Fig. 5 に水平加力実験による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)、および平均軸ひずみ - 部材角曲線 (以下、 ε_v-R 曲線) を示す。なお、破線はせん断破壊しない場合の健全な RC 柱としての AIJ の多段配筋柱に関する略算式⁷⁾ による曲げ強度 (以下、曲げ強度略算値) である。また、Fig. 8 に鉛直荷重実験による鉛直力 -

平均圧縮ひずみ (以下、 $N-\varepsilon_v$ 曲線) を示す。

(1) プレストレスの効果

緊張力を導入していない試験体 ER01S-P65N, ER03S-P41SN, およびこれらの試験体に対応し、緊張力を導入した試験体 ER01S-P65, ER03S-P41S の実験結果から、PC 鋼棒への緊張力導入の有無による補強効果について考察を行う。ただし、ER03S シリーズは鋼板を有する。これらの試験体はすべて、応急補強前の一定軸力下の正負繰返し水平加力実験では、 $R=0.5\%$ に至る前にせん断破壊を起こしている。ひび割れ幅は試験体 ER03S-P41S が 6.0mm で最も大きく (損傷度 γ)、残りの 3 体は 2.5mm 以下 (損傷度 γ) である (Table 2 参照)。Fig. 5 からわかるように、 5.4ϕ の PC 鋼棒を外帯筋状に配置することによってせん断破壊が防止され、かつ変形性能が改善されていることがわかる。しかし、緊張力の有無による水平耐力の差異は明らかである。特に、鋼板をあて、かつ緊張力を導入するとせん断ひび割れ幅が 6mm と大きいにもかかわらず、損傷の無い健全な RC 柱の曲げ強度まで水平耐力が修復していることがわかる。しかも Fig. 5 の ε_v-R 曲線において鉛直荷重実験による残留軸ひずみの影響を除去すると、試験体 ER03S-P41S では Fig. 6 に見られるように、結果的にはシャープな引っ張りひずみが生じており、健全な弾塑性性状を確保していることがわかる。これは PC 鋼棒に緊張力を導入すると、ひび割れがある程度閉じ、かつ緊張力で圧着された鋼板が損傷したかぶりコンクリートの剥落を防止し、かつ主筋の座屈をある程度防止して、鋼管のようにせん断補強効果と横拘束効果を生み出すからと理解できる。このことから、PC 鋼棒に緊張力を導入するとともに、これを利用して鋼板を損傷した RC 柱の表面に圧着する本応急補強法は、地震被災後の損傷した RC 柱にきわめて効果的であると言える。

(2) 鋼板の効果

試験体 ER01S-P41 と ER02S-P41S1 は、緊張力を導入した PC 鋼棒を 41mm 間隔で配置することは共通であるが、鋼板の有無が異なる。したがって、鋼板の有無による補強効果について考察を行う。応急補強前の水平加力実験では、どちらの試験体とも $R=0.3\%$ 前後で初期せん断ひび割れが生じ急激に荷重が低下した。その時のひび割れ幅は各試験体、 4.0mm および 1.8mm 程度であった。いずれの試験体も損傷度は γ である。軸力比 0.2 を保持したまま、 5.4ϕ の PC 鋼棒を 41mm 間隔で配置し補強を行った。ただし、試験体 ER01S-P41 は鋼板を配置しておらず、試験体 ER02S-P41S1 は鋼板を配置した試験体である。応急補強後の水平加力実験による $V-R$ 曲線は、両試験体とも変形性能の向上が確認できる。しかしながら、試験体 ER01S-P41 は曲げ強度略算値に到達せず、主筋も降伏していない。したがって、付着劣化の可能性が考えられる。一方、試験体 ER02S-P41S1 は $R=1.0\%$ 時に曲げ強度略算値より大きく、曲げ降伏している。 ε_v-R 曲線においても、試験体 ER02S-P41S1 ではシャープな引っ張りひずみが生じており、健全な弾塑性曲げ性状を確保していることがわかる。このことから、緊張力を導入した PC 鋼棒により鋼板を圧着する応急補強は、変形性能の向上のみならず曲げ強度の回復においても効果的であることがわかる。参考までに、試験体 ER01S-P41 (ひび割れ幅 4.0mm) よりもひび割れ幅の大きい試験体 ER02S-P41S2 (同 10.0mm)、および ER03S-P41S (同 6.0mm) は、損傷が大きいにもかかわらず圧着された鋼板の横補強効果により、修復耐震性能が鋼板無しの ER01S-P41 より優れていることが Figs. 5, 6 から理解できる。

ER01S-P65N	ER01S-P65	ER01S-P41	ER02S-P41S1	ER02S-P41S2	ER02S-P41S3	ER03S-P41SN	ER03S-P41S
()	()	()	()	()	()	()	()

() : Damage level

Fig. 3 Observed cracking patterns

ER02S-P41S1	ER02S-P41S2	ER02S-P41S3
()	()	()

() : Damage level

Fig. 4 Photos of cracking patterns

(3) 損傷度の違いと補強効果の評価

試験体 ER02S シリーズの P41S1, P41S2 および P41S3 の実験結果から、損傷度の違いと補強効果の比較を行う。いずれの試験体も応急補強前の水平加力実験において、せん断破壊が生じた試験体である。試験体 ER02S-P41S1 はひび割れ幅が 1.8mm で、損傷度は と設定した試験体に応急補強を施した試験体である。

試験体 ER02S-P41S2 は応急補強前の水平加力実験において、 $R=0.5\%$ を正負 3 回繰り返す、最終的には $R=1.0\%$ を 1 回正負繰り返した。 $R=0.3\%$ 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（損傷度はに相当）。補強後の加力実験では、正負繰り返す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. 5 に示すように ϵ_v は最大でも -0.5% 程度であり、部材角の増大ともなって圧縮軸ひずみが進行するような状態になっていない。

試験体 ER02-P41S3 は、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、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 312.5kN 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 をそのまま継続すれば柱自体が崩壊し、応急補強も不可能であった。このことから、本試験体は損傷度 に相当する。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、Type 1 のコーナーピース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 Type 2 の細長いコーナーピースを利

用した（Fig. 1 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す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、損傷が大きにもかかわらず健全な柱の曲げ強度略算値までほぼ到達し、平均軸ひずみ ϵ_v も Fig. 5 に示すように大きく進展していない。

以上の実験結果から、損傷度 および であれば本応急補強を施すことにより、変形性能の向上および曲げ強度が損傷前の曲げ強度まで回復できることが確認できた。また、軸力を保持できない大きな損傷度 においても、本応急補強を施すことにより、損傷前の曲げ強度までほぼ回復できることが確認できた。これらのことより、少なくとも震災後において柱部材が軸力を保持できていれば、本応急補強を施すことにより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図れることがわかる。しかも、平均軸ひずみもほぼ 0.5% 以内にとどめることができる。

(4) 軸ひずみ

損傷した RC 柱の残存軸耐力と同様に、損傷後の残留軸ひずみや、応急補強後一定軸力下の正負繰り返す水平加力実験後の残留軸ひずみは、応急補強の必要性や有効性の観点から重要な指標と思われる。損傷した RC 柱の残存軸耐力が期待できても、残留軸ひずみが大きいと床スラブが傾斜し、応急補強が効果的でなくなる。このような観点から、全 8 体の試験体に関して応急補強前の最初の水平加力実験で損傷した RC 柱の残留平均軸ひずみと、応急補強後の水平加力実験終了後に観察された RC 柱の残留平均軸ひずみを Fig. 7 に示す。ただし、ER03S シリーズの P41SN と P41S は Figs. 5, 8 に示すように、中心圧縮実験による平均軸ひずみがさらに残留しているので、これらのひずみを除去して 2 回にわたる水平加力実験のみによる平均軸ひずみと部材角の関係を Figs. 6, 7 に示す。Fig. 7 より、損傷が大きいと一般に残留平均軸ひずみは大きいことがわかる。文献 8) によると、床スラブのたわみ制限がスパンの $1/250$ 以下である。一方、階高とスパン長の関係はほぼ $1/2$ の関係にある。したがって、床スラブのたわみ制限を柱の軸ひずみに置き換えると $1/125$ 以下になる。すなわち柱の平均軸ひずみが 0.8% 以下、きびしく見積もっても 0.5% 以下であれば、応急補強の対象とすることも一案であろう。すなわち、応急補強後の水平加力実験終了後でも、残留平均軸ひずみが 0.5% 程度以下にとどまるようであれば、応急補強は有効であると評価できよう。このような意味からは、Fig. 7 に示した全試験体のうち、損傷が大きく、長期軸力に相当する軸力比 0.2 を支持できない試験体 ER02S-P41S3 を除いて、応急補強が有効であろうと思われる。すなわ

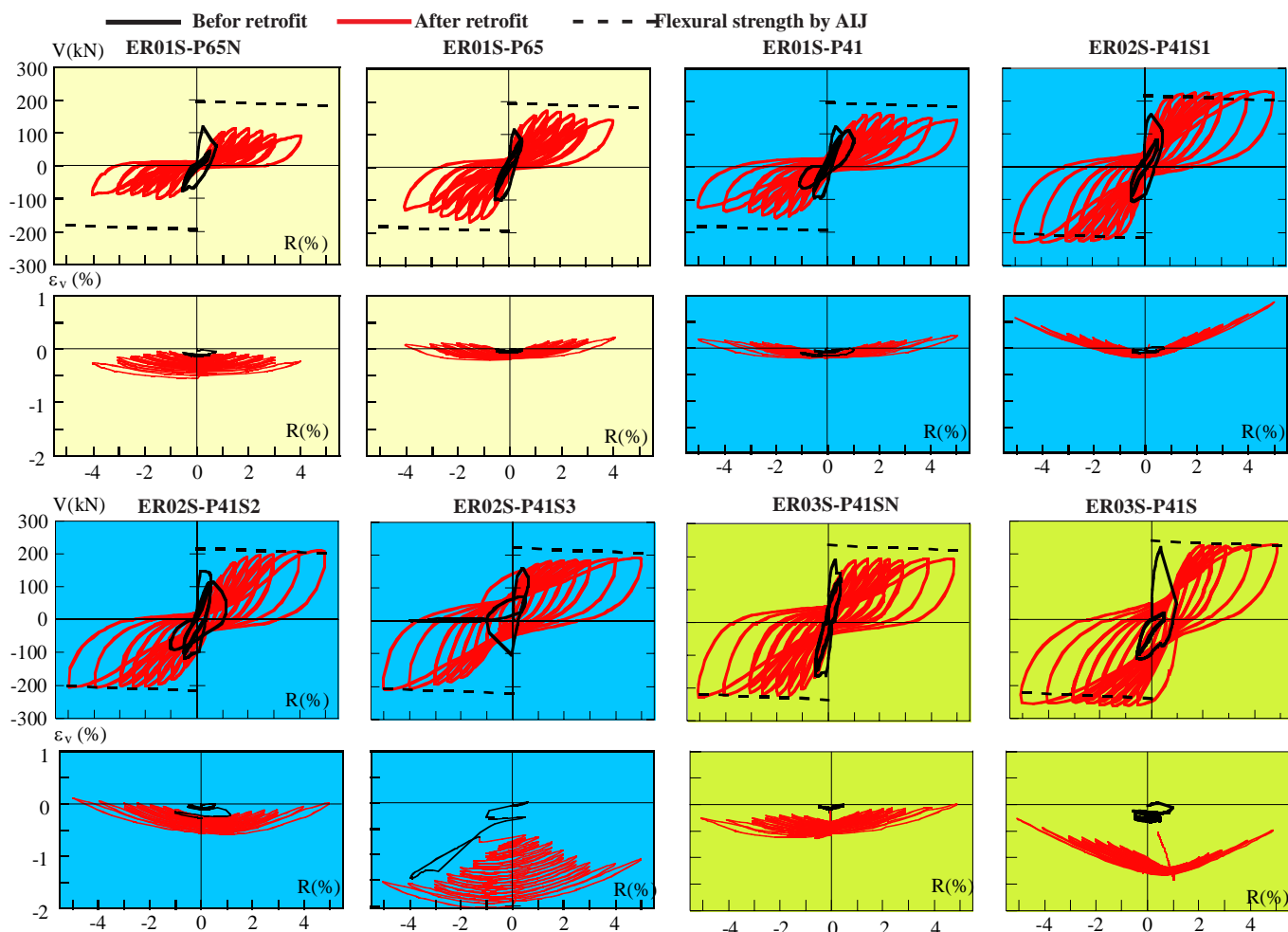


Fig. 5 Measured shear force V - drift angle R / average axial strain ϵ_v - R relationships

ち、長期軸力を支持し、かつ平均残留軸ひずみが0.5%以下の損傷RC柱は、鋼板と緊張PC鋼棒を用いた応急補強がさらに効果的であろうと判断される。

(5) 軸耐力および補強効果

試験体ER03SシリーズにおけるP41SNとP41Sの実験結果から、鋼板を配置した試験体に対し、プレストレスの有無による補強効果の確認を行う。特に、ここではFig. 8に示した鉛直載荷実験の結果から、残存軸耐力および修復軸耐力について考察を行う。試験体ER03S-P41SNは、応急補強前の水平加力実験において、初期せん断ひび割れが $R=0.3\%$ で発生し、 $R=0.5\%$ を3回正負繰り返した後のひび割れは0.95mm程度まで拡大した(損傷度)。その後の鉛直載荷実験で、コンクリートシリンダー強度比(以下、 $N/(bD\sigma_c)$)が約0.4であることを確認した。その後緊張力を導入しない応急補強を施し、2回目の鉛直載荷実験を行い、 $N/(bD\sigma_c)$ が約0.8に回復していることを確認した(Fig. 8参照)。さらに、2回目の水平加力実験を行った。PC鋼棒に緊張力が導入されていないので、水平荷重 V は曲げ強度略算値より正側で約20%程度低いことがわかった(Fig. 5参照)。

試験体ER03S-P41Sは、応急補強前の水平加力実験において、 $R=0.4\%$ 時に大きなせん断ひび割れが発生し、水平変位が一気に $R=1\%$ 近くまで進行した(Fig. 5参照)。その時のせん断ひび割れ幅は4~5mm程度である。その後、損傷をさらに拡大させるために、 $R=0.5\%$ で合計3回の正負繰り返し水平加力実験を行った。その結果、ひび

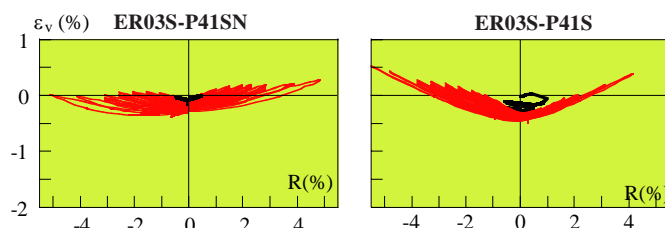


Fig. 6 Measured ϵ_v - R relationships after modification

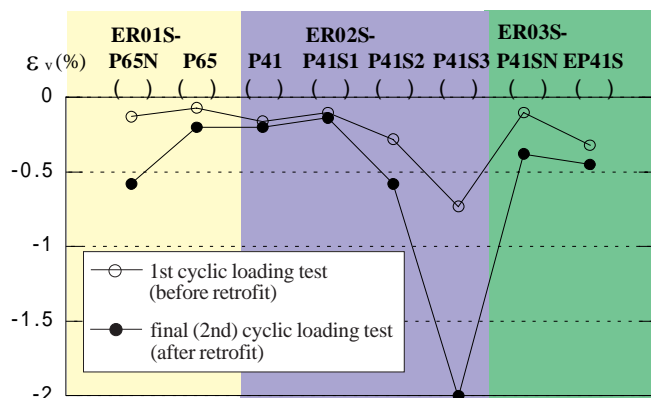


Fig. 7 Measured ϵ_v (cyclic loading test before and after retrofit)

割れ幅が6mmまで拡大した(損傷度)。水平荷重を零に戻した時の残留変位は $R=0.09\%$ であった。この状態で、鉛直載荷実験

により残存軸耐力の確認を行ったところ、Fig. 8 に示すように $N/(bD\sigma_c)$ は 0.3 程度であった。なお、鉛直荷重 N はいずれの試験体においても、鉄筋の負担分も含めた RC 柱として計測された鉛直荷重値である。この鉛直荷重実験でひび割れ幅が 6.5 ~ 9mm にさらに拡大した。この状態で、軸力比を 0.2 まで戻し、鋼板と PC 鋼棒を用いた応急補強を施し、緊張力を導入した後、再度、鉛直荷重実験を行い、修復軸耐力を計測した。その結果、 $N/(bD\sigma_c)$ は約 0.9 まで回復していることが確認できた。この後、0.2 の軸力比を維持したまま水平加力実験を行った。その結果、Fig. 5 に示すようにせん断破壊が防止され、曲げの弾塑性挙動に移行している。

(6) 水平剛性

本応急補強法が短柱のせん断ひび割れ部にエポキシ樹脂などを注入せず、単に損傷柱 4 面に鋼板をあてその上から PC 鋼棒に緊張力を導入して、鋼板を圧着するのみの簡便な補強法であるので、応急補強後に水平剛性を全面的に回復することは不可能と考えられる。そこで、Fig. 9 に応急補強前の RC 柱試験体の履歴曲線と、応急補強後の履歴曲線に関する代表的な実験結果を示す。すなわち、Fig. 5 の履歴曲線では水平剛性の差異を判別できないので、Fig. 9 に補強前の初期サイクル、せん断破壊時のサイクルおよび補強後における初期サイクルの履歴曲線を示す。鋼板が無い試験体 ER01S シリーズの P65N と P41 では、緊張力の有無が応急補強後の水平剛性に顕著な差異を与えている。PC 鋼棒に緊張力を導入しない場合 (P65N) は、水平剛性の回復はほとんど期待できないが、緊張力を導入している場合 (P41) は、損傷柱の水平剛性を最初から上回っていることがわかる。損傷柱にあっては、PC 鋼棒の緊張力の有無が、水平剛性に与える影響は大きいと考えられる (Fig. 9 参照)。

鋼板を緊張 PC 鋼棒で圧着した試験体において、損傷度が異なる試験体 ER02S シリーズの P41S1, P41S2 と P41S3 では、応急補強後の水平剛性が損傷度のいかんにかかわらず、損傷時のそれを上まわって

いる。緊張 PC 鋼棒で鋼板を損傷柱四面に圧着することは、水平剛性の回復度からも好ましいことと言える。ただし、いずれの試験体とも、損傷前の水平剛性までは回復していないことがわかる。

4. 実験結果を用いた解析的検討

(1) せん断破壊した RC 柱のコンクリート強度

ER03S シリーズ柱試験体 (2 体) の鉛直荷重実験は、最大応力度を確認する前に除荷した。これは、損傷した柱試験体の圧縮破壊防止と、応急補強後の正負繰返し弾塑性挙動への影響を極力小さく抑えるためである。したがって、実験で得られた応急補強前と後の各圧縮耐力は控えめな値になっている。このことを補うために Mander らの構成則⁹⁾を用い、鉛直荷重実験で得られた以降の応力 - ひずみ曲線を予測し、せん断破壊した柱の応急補強前後のコンクリート強度を評価する。そのためには、Fig. 8 に示す各 RC 柱試験体の最大残存軸耐力値から、主筋が負担する軸力を差し引く必要がある。その算出においては平面保持が成り立つと仮定した。なお、主筋が降伏したとき主筋の軸力負担分は本 RC 柱試験体の場合、コンクリートシリンダー強度の約 20% に柱の断面積を乗じた分である。

Mander らによる計算値が実験で得られた最大圧縮応力度に一致するようにコンクリート強度を仮定して、Mander らの構成則に基づく応力 - ひずみ曲線を計算し、その結果を Fig. 10 に示す。Fig. 10 より整理した補強前後のコンクリート強度を Table 3 に示す。PC 鋼棒に緊張力を導入すると、損傷したコンクリート強度が大幅に回復していることが Table 3 よりわかる。次に、このコンクリートの応力 - ひずみ曲線を用い、ファイバーモデル解析、曲げ強度略算式およびせん断強度式により算出した計算値と、水平加力実験結果との比較を Fig. 11 に示す。鋼板によるせん断補強効果は無視したが、鋼板の横拘束効果はコンクリート強度に実験結果として自動的に反映されている。ただし、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 と仮定した値のいずれか小さい値を採用した¹⁾。

試験体 ER03S-P41S の曲げ強度に関する計算結果と実験結果は、ほぼ整合性を有している。AIJ 靱性指針式によるせん断強度は曲げ強度を上回っており、せん断破壊しない試験体であることがわかる。しかし、部材角が増大してくると曲げ塑性ヒンジ部のせん断強度が計算上次第に低下してくる。それでも、実験ではせん断破壊せず、十分な靱性を有している。このことは緊張 PC 鋼棒によるせん断補強効果が大きいことと、AIJ 靱性指針式によるせん断強度式が安全側に評価しすぎる傾向にあるからと思われる。一方、試験体 ER03S-P41SN は

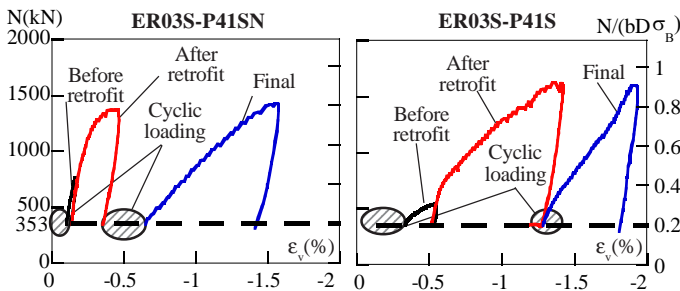


Fig. 8 Axial compression test of shear damaged specimens

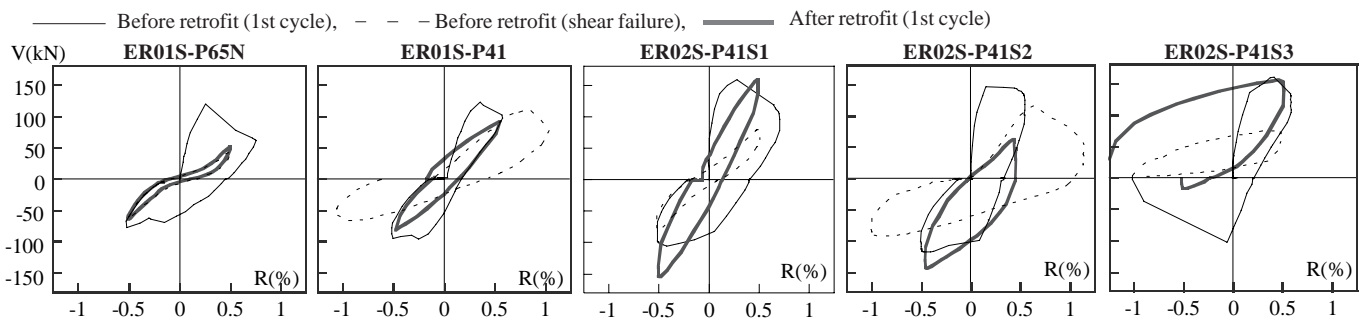


Fig. 9 Enlarged views of V-R relationships (until 0.5% or 1.0%)

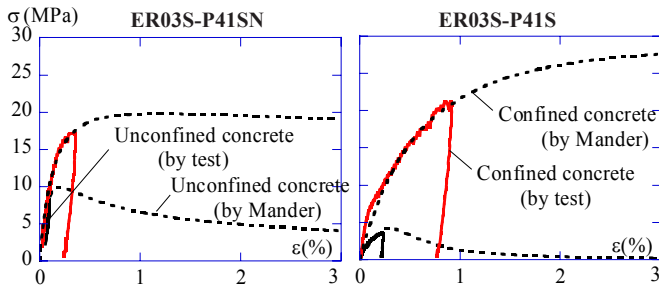


Fig. 10 Comparison of experimental and calculated stress-strain relationships of concrete

Table 3 Axial compression test results

Test specimen	ER03S-P41SN		ER03S-P41S	
Damage level	III		IV	
Retrofit	Before	After	Before	After
Concrete strength	σ_B'	f'_{cc}	σ_B'	f'_{cc}
σ_B' or f'_{cc} (MPa)	9.9	19.8	4.2	28.4
f'_{cc}/σ_B'	0.35	0.70	0.15	1.00

σ_B = cylinder strength of sound concrete,
 σ_B' = compressive strength of damaged concrete,
 f'_{cc} = compressive strength of confined concrete.

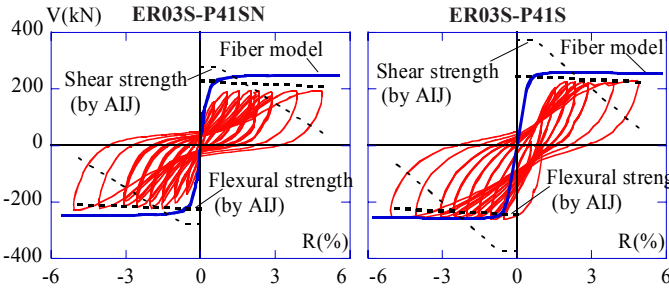


Fig. 11 Comparison of calculated flexural and shear strength with experimental hysteresis loops

受動的拘束効果による回復したコンクリート強度の算定法を検討する。補強により回復するコンクリート強度を計算するために、損傷度から損傷コンクリート強度 (σ_B') を次のように仮定する。

損傷レベル : $\sigma_B' = 0.35 \cdot \sigma_B$

ここで、 σ_B : シリンダー強度。

損傷レベル : $\sigma_B' = 0.15 \cdot \sigma_B$

損傷レベル : $\sigma_B' = 0$ (長期軸力を支持できないので、基本的に応急補強の対象としない)。

能動的拘束効果による回復コンクリート強度 (σ_{ac}) の算出は、Richart らの式¹⁰⁾で算出する。

$$\sigma_{ac} = 4.1\sigma_r \quad (1)$$

$$\sigma_r = k_e \frac{2\sigma_p \cdot a_p}{s \cdot b} \quad (2)$$

$$k_e = \left(1 - \sum_{i=1}^4 \frac{(w_i)^2}{6b \cdot D}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2b}\right) \cdot \left(1 - \frac{s'}{2D}\right) \quad (3)$$

ここで、 σ_{ac} : 緊張力導入により増加した (能動的横拘束効果による) コンクリート強度, k_e : 側圧有効係数, σ_r : 緊張力導入に伴う側圧, w_i : コーナーピース間の有効水平隙間, b : 柱断面幅, s' : コーナーピース間の有効鉛直隙間, σ_p : PC 鋼棒の緊張応力度, a_p : PC 鋼棒断面積, s : PC 鋼棒ピッチ, D : 柱せい。

受動的拘束効果による増加したコンクリート強度 (σ_{pc}) の算出は、

Table 4 Retrofit conditions

	Steel plate	Pre-tensioned stress	Corner piece	θ (°)	w_i' (mm)	s' (mm)
Retrofit 1	○	○	Type 1	15	174.0	2.6
Retrofit 1'	○	○	Type 2	15	140.0	12.6
Retrofit 2	○	Non	Type 1	45	174.0	9.0
Retrofit 3	Non	○	Type 1	45	174.0	2.6
Retrofit 4	Non	Non	Type 1	45	174.0	9.0

Note: θ = Arching action.

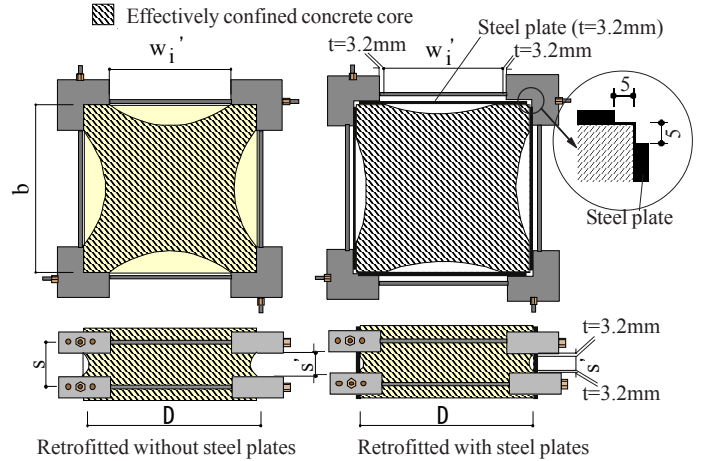


Fig. 12 Effective area of confined concrete

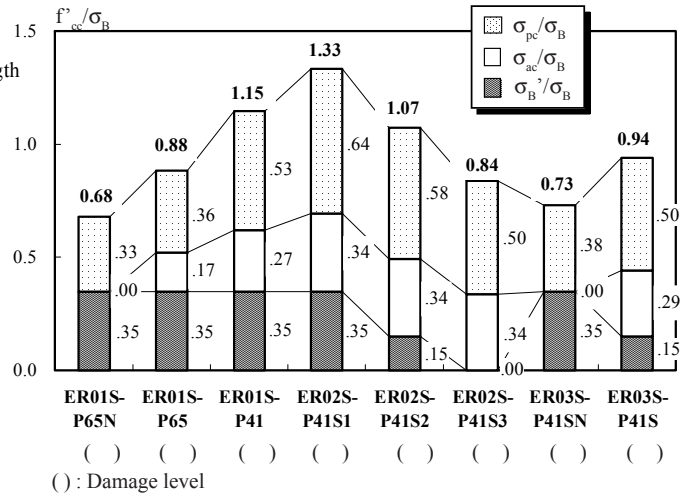


Fig. 13 σ_B'/σ_B , σ_{ac}/σ_B , σ_{pc}/σ_B and f'_{cc}/σ_B ratios

σ_{pc} = incremental concrete strength due to passive confinement,
 f'_{cc} = confined concrete strength,
 σ_B = cylinder strength of sound concrete,
 σ_B' = compressive strength of damaged concrete,
 σ_{ac} = incremental concrete strength due to prestressing.

Mander らの評価式を用いる。補強により回復したコンクリート強度 f'_{cc} は、次式によるものとする。曲げおよびせん断強度解析に用いるコンクリート強度 f'_{cc} は、式(4)により算出する。特に今回の解析では、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、シリンダーコンクリート強度 σ_B の代わりに用いる。

$$f'_{cc} = \sigma_B' + \sigma_{ac} + \sigma_{pc} \quad (4)$$

ここで、 f'_{cc} : 曲げおよびせん断強度解析に用いるコンクリート強度, σ_B' : 損傷したコンクリート圧縮強度, 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

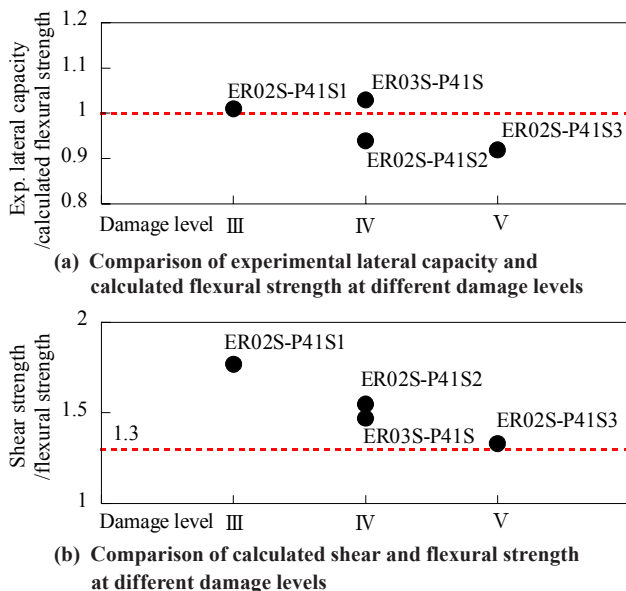


Fig. 14 Test and analytical results versus damage levels

コンクリート強度。

能動・受動的横拘束効果に用いる側圧有効係数 k_e の計算には、(3)式のようにアーチ作用角 θ は一般に 45° が採用されている。しかし、緊張PC鋼棒の場合には、コーナーピース、緊張力や鋼板による影響を考慮する必要がある。緊張力を導入し、鋼板が厚くなればなるほど拘束領域範囲が拡大し、 θ が次第に小さくなる。また、柱幅および柱高さ方向には板厚さ2枚分、 s' や w_{p1} が小さくなると仮定する。このような考えでコーナーピースのタイプ、緊張力導入と鋼板の有無に応じ、解析仮定を Table 4 および Fig. 12 に示す。この解析仮定を用いて計算した(4)式の結果を、Fig. 13 に示す。Fig. 13 より、損傷したコンクリートの圧縮強度が σ_c の $0 \sim 0.35$ 倍であり、能動的横拘束効果によるコンクリート強度回復は、補強法により σ_c の 0.17 倍 ~ 0.34 倍であり、受動的横拘束効果によるコンクリート強度回復は、補強法により σ_c の 0.33 倍 ~ 0.64 倍である。鉛直載荷実験が行われた柱試験体 ER03S シリーズの補強後の軸耐力は、2体ともこれらの計算値と実験値がほぼ同値であることが、Table 3 と Fig. 13 の比較から確認できる。このことから、鉛直載荷実験が行われていない他の6体の柱試験体に関しても、このような略算法で損傷したコンクリートの補強後の強度をほぼ推定できるのではないかと考えられる。

そこで Fig. 13 に示した補強後のコンクリート強度を用いて、補強後曲げ破壊が確認できた柱試験体の曲げ強度計算値を求めた。実験値(正側と負側の平均値)を曲げ強度計算値で除した値を縦軸に、損傷レベルを横軸に整理して Fig. 14(a) に示す。損傷レベルのいかんにかかわらず、曲げ強度計算値は実験値にほぼ等しいことがわかる。これらの試験体に関してせん断余裕度を縦軸に、損傷レベルを横軸に整理して Fig. 14(b) に示す。せん断強度の計算も曲げ強度の計算と同様に、Fig. 13 に示した補強後のコンクリート強度を用いて AIJ 靱性指針式⁷⁾を適用する。損傷した RC 柱試験体に鋼板をあて、緊張 PC 鋼棒で補強すると損傷レベルのいかんにかかわらず、せん断余裕度は 1.3 以上であることが確認できる。

以上のことから、せん断で損傷した RC 柱試験体を鋼板と緊張 PC 鋼棒により応急補強することにより、水平剛性の全面的回復を除いて

軸耐力の回復、曲げ破壊への移行と変形性能の向上が可能であると考えられる。このように、損傷度でも耐震性能の回復が可能であるので、長期軸力を支持可能な損傷度以下であれば、応急補強は可能であり、また有効であると判断できよう。ただし、損傷度が γ になると長期軸力を支持できない上に、残留軸ひずみも大きくなるので、損傷度 γ では応急補強が意味をなさなくなる。

5. 結論

(1)地震でせん断破壊した RC 柱が長期軸力を支持し、かつ残留圧縮軸ひずみが 0.5% 程度以内に留まるようであれば、応急補強が可能であり、また有効である。

(2)本応急補強法としては鋼板をせん断破壊した RC 柱の4面にあて、PC鋼棒に緊張力を導入した方が効果的である。これは、圧着された鋼板によりせん断および横拘束効果に加えて、主筋の座屈防止が効果的になるとともに、かぶりコンクリートの剥離・剥落が防止され、かつ PC鋼棒に導入した緊張力によりひび割れが閉じる傾向にあるからと考えられる。このことは水平剛性の回復度に関する観点からも好ましいことである。

(3)上記の応急補強法を施すことにより、水平剛性の全面的回復を除いて軸耐力の回復、曲げ破壊への移行と変形性能の向上が大幅に期待できる。しかも、健全なコンクリートと同様な曲げ強度までほぼ回復でき、かつ圧縮軸ひずみの進展も防止可能である。

(4)以上のことに加えて、本応急補強法は重機を必要としない乾式工法であることから、地震被災直後の余震対策などに効果的であると考えられる。

謝辞: 本研究は平成14年度科学研究費補助金(基盤研究(B)14350306, 研究代表者 山川哲雄)を受けた。高周波熱練(株)から PC 鋼棒などは提供いただいた。

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, 第 537 号, pp. 107-113, 2000.11.
- 2) 山川哲雄, 李文聰, 重倉正義: PC 鋼棒による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集, vol.24, No.2, pp. 1219-1224, 2002.
- 3) 宮城敏明, 山川哲雄, 李文聰, 木村一洋: 緊張 PC 鋼棒と鋼板を用いた損傷脆性柱の応急補強実験と解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp.1519-1524, 2003.
- 4) 山川哲雄, 藤川将吾, 宮城敏明: PC 鋼棒で応急補強した損傷柱の残存軸耐力と弾塑性挙動に関する実験的研究, 日本建築学会研究報告, 九州支部第 43 号・1, 構造系, pp. 481-484, 2004.3.
- 5) 我謝美千代, 山川哲雄, 宮城敏明, 森下陽一: 緊張 PC 鋼棒で応急補強した損傷柱の残存軸耐力と弾塑性挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, pp.1291-1296, 2004.
- 6) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コンクリート造編), pp.1-37, 1995.3
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8.
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 - 許容応力度設計法 -, 1999.11.
- 9) 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.
- 10) 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.