

論文 緊張ラッシングベルトによるせん断損傷 RC 柱の応急補強実験

許田 昇^{*1}・長濱 温子^{*2}・山川 哲雄^{*3}・中田 幸造^{*4}

要旨: 山川らは、地震被災後におけるせん断損傷RC柱への簡便で迅速な応急・緊急補強法として、ポリプロピレン繊維ベルトとラチェットバックルで構成されるラッシングベルトに導入する緊張力で、柱表面に薄い鋼板を圧着する応急補強法を提案し、これまでの研究で本応急補強法の有効性を確認している。本研究では、本応急補強法を適用した柱試験体を用いて、一定軸力下の正負繰返し水平加力実験および鉛直荷重載荷実験を行い、実験データの集積を図るとともに、初期水平剛性および初期軸剛性に着目し実験結果の検討を行った。

キーワード: 損傷RC柱, 応急補強, ラッシングベルト, ポリプロピレン繊維, プレストレス

1. 序

地震被災直後の建物への応急補強は、震前対策である耐震補強と同様に重要な課題であると考えられる。被災建築物へ応急補強を施すことは、余震対策および居住者・周辺住民の安全確保、建築物の被害拡大防止へと繋がると思われるためである。

このような中、山川らはRC柱が地震でせん断損傷したことを想定し、緊張アラミド繊維ベルトや緊張PC鋼棒と鋼板を用いた、せん断損傷RC柱への応急補強法に関する研究を行っており^{1),2)}、上記の応急補強を適用することで、せん断損傷RC柱の耐震性能および軸力支持能力を回復可能であることが明らかとなっている。

一方、損傷RC柱への応急補強法には、重機不要の乾式工法、どんなサイズの柱にも適用可能な簡便・迅速な技術が求められる。その上、使用する材料は特殊なものではなく、入手が容易で安価であることも求められる。そのため、山川らは文献3)において、市場供用品のラッシングベルト(荷締め具)を利用し、緊張力を導入する応急補強法

を提案した。文献4)においては、比較的安価なポリプロピレン繊維を用いたラッシングベルトを利用し、ベルトに導入する緊張力で柱表面に薄い鋼板を圧着することで、応急補強効果が得られることを確認している。本研究の目的は、せん断損傷レベルが異なるせん断スパン比1.0の極短柱に本応急補強法を適用し、一定軸力下(長期軸力比に相当する0.2)の正負繰返し水平加力実験と鉛直荷重載荷実験を行い、実験データの集積を図るとともに、文献4)の実験データを加え、水平剛性および軸剛性に着目して実験結果の検討を行うことである。

2. 実験計画

試験体一覧を Table 1 に、応急補強の詳細を Fig. 1 にそれぞれ示す。試験体は、1辺が250mmの正方形断面で、柱高さ500mm、せん断スパン比1.0の極短柱である。試験体は主筋にD10を12本($p_g=1.36\%$)使用し、帯筋は 3.7ϕ を105mm間隔($p_w=0.08\%$)で配筋した。試験体に用いた材料の力学的特性を Table 2 に示す。ラッシングベルトを構成

Table 1 Details of column specimens

Specimen	Cyclic loading series				Axial compression series			
	ER08S-PPHIII		ER08S-PPHIV		ER08S-PPVIII		ER08S-PPVIV	
Elevation								
Reinforcing material	Aramid 1 2ply-@150	Polypropylene 2ply-@65	Aramid 1 2ply-@150	Polypropylene 2ply-@65	Aramid 1 2ply-@150	Polypropylene 2ply-@65	Aramid 1 2ply-@150	Polypropylene 2ply-@65
Initial strain (Initial force)	0.1% (2kN)	0.4~0.6% (7~11kN)	0.1% (2kN)	0.4~0.6% (7~11kN)	0.1% (2kN)	0.4~0.6% (7~11kN)	0.1% (2kN)	0.4~0.6% (7~11kN)
Steel plate	-	t=3.2 mm	-	t=3.2 mm	-	t=3.2 mm	-	t=3.2 mm
σ_B	28.2 MPa				28.5 MPa			

Common details M/(VD)=1.0, N/(bD σ_B)=0.2, Rebar: 12-D10($p_g=1.36\%$), Hoop: 3.7 ϕ -@105($p_w=0.08\%$).

Notes: M/(VD)=shear span to depth ratio, N/(bD σ_B)=axial force ratio, σ_B =cylinder strength, ply=a unit of numbering the layers of reinf. belt (cross section area: 2ply of polypropylene=135.6mm², 2ply of aramid 1=19.4mm²).

*1 琉球大学 工学部環境建設工学科 (正会員)
 *2 琉球大学大学院理工学研究科 博士前期課程 (正会員)
 *3 琉球大学 工学部環境建設工学科教授 工博 (正会員)
 *4 琉球大学 工学部環境建設工学科助教 博士(工学) (正会員)

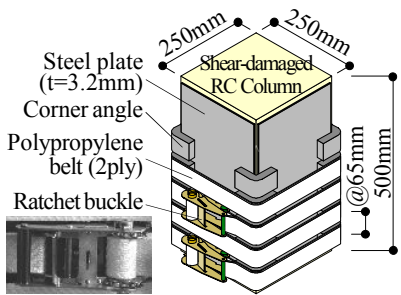


Fig. 1 Emergency retrofitted specimen

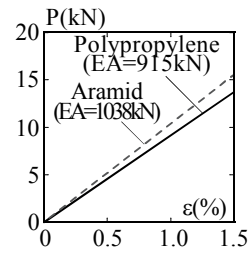


Fig. 2 Tensile load P - tensile strain ϵ relationship

Table 2 Mechanical properties of materials

Reinforcement		A (mm ²)	E (GPa)	σ_y, ϵ_u^* (MPa)	σ_u (MPa)
Rebar	D10	71	201	355	498
Hoop	3.7φ	11	188	617	678
Steel plate	t=3.2mm	-	218	366	428
Polypropylene	t=3mm	67.8	13.5	8.3*	459
Aramid 1	t=0.57mm	9.7	107	2.2*	2381

Notes: A =cross section area, E =Young's modulus of elasticity, σ_y =yield strength of steel, ϵ_u =ultimate strain of fiber reinf., σ_u =ultimate tensile strength of reinf. .

するのは、ラチェット機構を有するラチェットバックル（引張耐力30kN）とポリプロピレンベルト（以後、PPベルトと略称）である。ラチェット機構を有するため、緊張力の導入は比較的容易に行える。Fig. 2はPPベルト（1ply、ベルト断面積67.8mm²）およびアラミド繊維ベルト（1ply、ベルト断面積9.7mm²）の引張荷重 P と引張ひずみ ϵ の関係を示したものである。PPベルトは、アラミド繊維ベルトに比ベヤング係数は小さいが、破断伸びが大きいことが特徴であり（Table 2）、断面積を大きくすることで膜剛性 EA が著者らがこれまで使用してきたアラミド繊維ベルトと同等になるように開発したものである。PPベルトは端部を50mmラップさせ、エポキシ樹脂を用いて接着し、リング状に製作した。このPPベルトにラチェットバックルを取り付け、ベルトの自由端をバックルに通してレバーを回転させれば、ベルトに緊張力が導入される。PPベルトのひずみの管理は、PPベルトにエポキシ樹脂硬化部を製作し、そこにひずみゲージを貼付して行った。

実験の手順をFig. 3に示す。実験はまず、与える損傷レベルを制御するために、アラミド繊維ベルト（2ply-@150mm）で粗な外部横補強を施した試験体を一定軸力下（軸力比0.2）でせん断損傷させた（Fig. 3(a)）。せん断損傷実験では、アラミド繊維ベルトの連結にラチェットバックルではなくカプラーを使用した²⁾。カプラーはラチェットバックルよりも装着に手間がかかるが、損傷レベルをコントロールするための緊張ひずみの微調整が容易に行えるからである。アラミド繊維ベルトを除去した後、ラッシングベルトを65mm間隔で配置し、導入する緊張力で柱表面に取り扱いが容易で、損傷したカバーコンクリートの剥離、剥落を防止するため、薄い鋼板（ $t=3.2\text{mm}$ ）を圧着

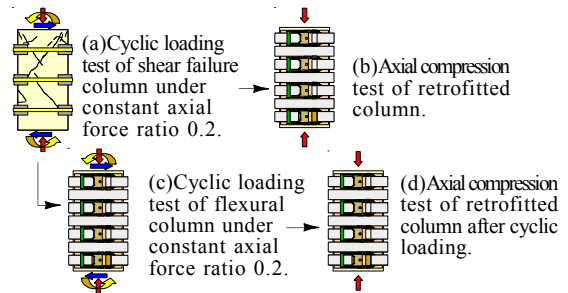


Fig. 3 Procedure of loading test

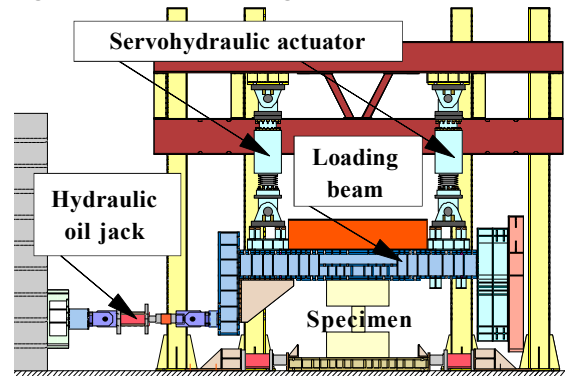


Fig. 4 Test setup

することでせん断損傷RC柱に応急補強を施した。なお、PPベルトは、摩擦を低減する離形フィルムを貼付したコーナーアングルを介して柱試験体に巻きつけた（Fig. 1）。Table 1に示すように、PPベルトに導入した初期緊張ひずみは0.4~0.6%と少しばらついた。これは、ラチェットバックルの逆転防止突起により、緊張ひずみの微調整が困難だったためである。なお、安全のため、応急補強は残留水平変位および軸力をゼロに戻して行った。試験体ER08S-PPHIII（以後、ER08S-は省略する）、PPHV(Cyclic Loadingシリーズ)は応急補強後、一定軸力下（軸力比0.2）で正負繰り返し水平加力実験（Fig. 3(c)）を行った後、残存軸耐力確認実験を行った（Fig. 3(d)）。試験体PPVIII、PPVIV(Axial Compressionシリーズ)は応急補強後に修復軸耐力確認実験を行い、本応急補強により増大した軸耐力を確認した（Fig. 3(b)）。実験では、Fig. 4に示す加力装置を用い、2台のサーボアクチュエータ（合計2,000kN）によって、加力ビームがテストベッドに対して常に平行を保つよう制御した。水平加力実験は部材角 $R=0.125\%$ 、 0.25% を各1回、 $R=0.5\%$ 、 0.75% 、 1.0% 、 1.5% 、 2.0% 、 2.5% 、 3.0% を各2回、 $R=4.0\%$ 、 5.0% を各1回繰り返す加力プログラムとした（せん断損傷実験の場合は目標の損傷レベルに達した時点で加力を中断）。修復および残存軸耐力確認実験は中心圧縮とし、水平方向の拘束はフリーの状態で行った。

3. 実験結果

3. 1 せん断損傷実験結果

一定軸力下（軸力比0.2）の正負繰り返し水平加力実験により得られた水平荷重 V と部材角 R の関係をFig. 5に示

す。グラフ中の破線はシリンダー強度 σ_B を用いた多段配筋柱の曲げ強度略算値⁵⁾であり、実線はアラミド繊維ベルトを考慮した修正荒川mean式⁶⁾によるせん断強度である。また、Fig. 6にはせん断損傷実験終了後のひび割れ図(柱せい面)、最大せん断ひび割れ幅および損傷レベルを示す。4試験体とも部材角 $R=0.2\sim 0.4\%$ でせん断破壊を起こした。4試験体とも最大水平耐力に達するとほぼ同時にせん断ひび割れが生じ、その後目標とする損傷レベルに到達するまでそれぞれ加力を行った。損傷レベルは日本建築防災協会の判定基準⁷⁾に基づき、ひび割れ幅等により総合的に評価した。ただし、同じ損傷レベルであっても、損傷程度は必ずしも同じとはならない。実験の結果、試験体PPHIII, PPVIIIはひび割れ幅が1mm~2mmであったので損傷レベルIII, 試験体PPHIV, PPVIVはひび割れ幅が2mmを超え、コンクリートの剥落も生じていたため損傷レベルIVそれぞれ該当する。なお、主筋に座屈は生じていない。

3. 2 応急補強後の履歴性状

試験体PPHIII, PPHIVは応急補強後に一定軸力下の正負繰り返し水平加力実験(Fig. 3(c))を行った試験体である。Fig. 7に応急補強後のV-R曲線および柱平均軸ひずみ ε_v と部材角Rの関係を示す。V-Rグラフ中にはシリンダー強度 σ_B による曲げ強度略算値⁵⁾を破線で、後述する応急補強後

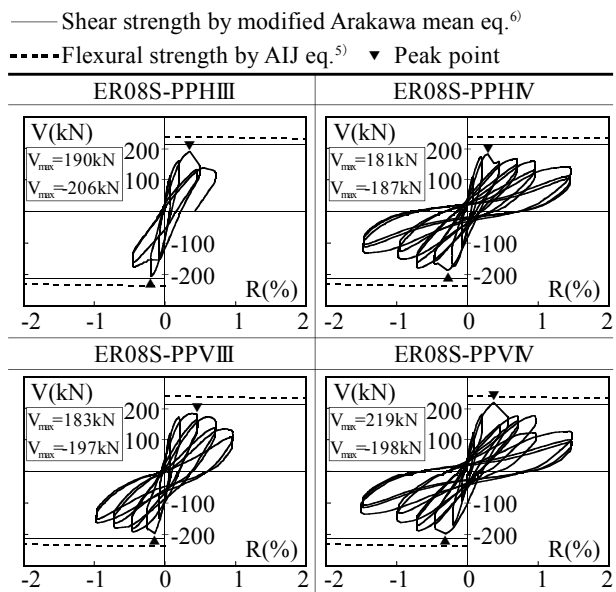


Fig. 5 Measured V-R relationships (shear failure)

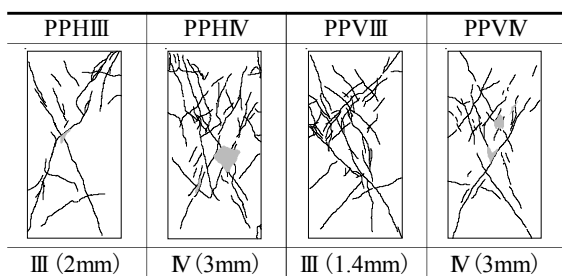


Fig. 6 Observed cracking patterns after shear failure test

の修復軸耐力確認実験より得られた拘束損傷コンクリート強度 f'_{cc} (PPHIII: $f'_{cc}=24.8\text{MPa}$, PPHIV: $f'_{cc}=20.3\text{MPa}$)による曲げ強度略算値⁵⁾を実線で示した。

試験体PPHIII(損傷レベルIII)は、部材角 $R=1.2\%$ でシリンダー強度 $\sigma_B(=28.2\text{MPa})$ による曲げ強度略算値に到達し、本応急補強法の有効性が確認出来た。試験体PPHIV(損傷レベルIV)は、シリンダー強度 $\sigma_B(=28.5\text{MPa})$ による曲げ強度略算値近傍まで回復している。また、両試験体とも部材角 $R=5.0\%$ まで、最大水平耐力の80%以上の耐力を維持している。V-Rグラフより、応急補強後の拘束損傷コンクリート強度 f'_{cc} を用いることで、応急補強後の曲げ耐力が精度よく評価出来ることが分かる。PPHIIIは最大水平耐力時に柱頭と柱脚の主筋で引張降伏が確認されたが、PPHIVはせん断損傷実験終了後に圧縮ひずみが累積していたため、最大水平耐力時には引張降伏に至らなかった。実験終了後の観察によれば、両試験体の主筋に座屈は見られなかった。

Fig. 8にPPベルトのひずみ ε_{pp} と部材角Rの関係を示す。PPベルトのひずみは、柱頭(Δ)、柱中央(\square)、柱脚(\circ)の柱せい2面の平均値を示した。なお、グラフ中の破線はPPベルトの平均初期緊張ひずみ ε_{pt} (PPHIII:0.52%, PPHIV:0.5%)である。Fig. 8より、柱頭、柱脚と柱中央の ε_{pp} -Rの勾配はほぼ同じであり、初期緊張ひずみからのひずみ増分に大きな差は見られない。また、水平加力実験開始直後

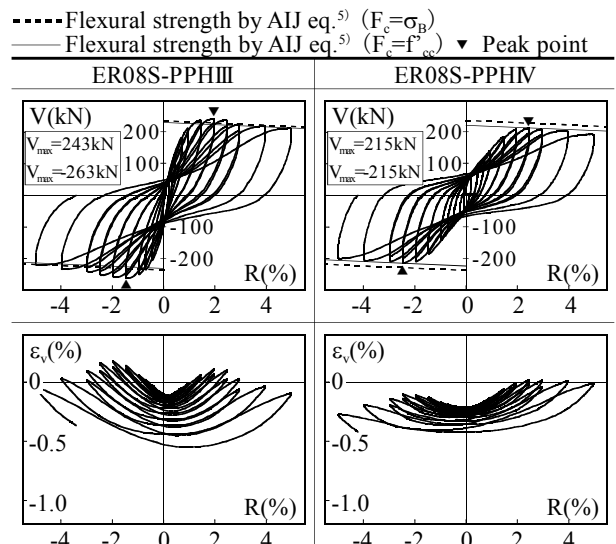


Fig. 7 Measured V-R and ε_v -R relationships after emergency retrofit

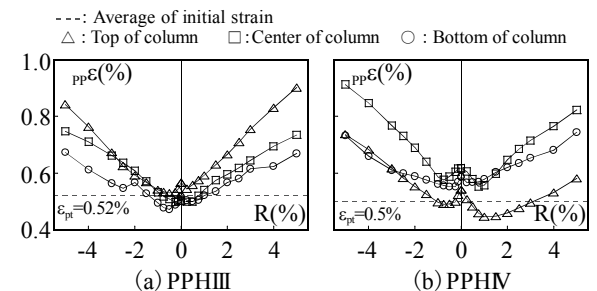


Fig. 8 Measured strain of PP belt

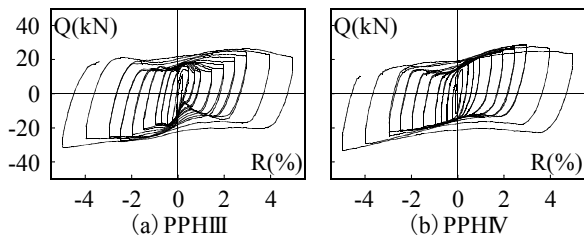


Fig. 9 Calculated shear force of steel plate

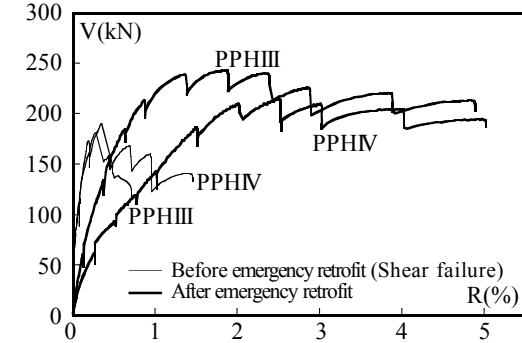


Fig. 10 Skeleton curves

はPPベルトのひずみが減少する傾向が見られる。この傾向は損傷の大きいPPHIVの方が大きい。健全なRC柱試験体に本補強法を適用した一定軸力下の水平加力実験⁴⁾では、この傾向は見られなかった。これは、応急補強の際のプレストレス導入時に閉じなかったある一部のせん断ひび割れ間の空隙が、水平力を受けて始めて閉塞したためであると考えられる。その後、PPベルトのひずみは部材角とともに増大していることから、大変形時にはPPベルトの拘束力も増大し、コンクリートのはらみ出しが進行するのを防止していると考えられる。

Fig. 9は、鋼板に貼付した3軸ゲージから式(1)を用いてせん断ひずみを算出し、鋼板(柱せい面1枚)の負担せん断力の算出を試みた結果である。

$$\gamma_{xy} = 2\varepsilon_B - (\varepsilon_A + \varepsilon_C) \quad (1)$$

最大水平耐力時の鋼板の負担せん断力(柱せい面2枚)は、試験体PPHIIIで29.8kN(=0.09 Q_y , Q_y :鋼板のせん断降伏時のせん断力)、試験体PPHIVで52.4kN(=0.16 Q_y)であった。各試験体の最大水平耐力はそれぞれ V_{max} =243kN(PPHIII)、 V_{max} =215kN(PPHIV)であるので、水平耐力の12~24%程度は鋼板が負担していることとなる。ただし、Fig. 9における大変形時のせん断ひずみは、カバーコンクリートのはらみ出しによる鋼板の面外曲げの影響を含んでいると考えられる。

Fig. 10に本実験およびせん断損傷実験(Fig. 3(a))のスケルトンカーブを合わせて示す。文献4)で報告されているように、損傷レベルが小さいほど、水平剛性が大きいことが確認出来る。部材角 $R=0.25\%$ における水平剛性を比較すると、PPHIIIでは応急補強後の水平剛性はせん断損傷実験の約64%、PPHIVでは約31%である。本応急補強法により損傷RC柱の水平耐力は健全な曲げ強度略算値近傍ま

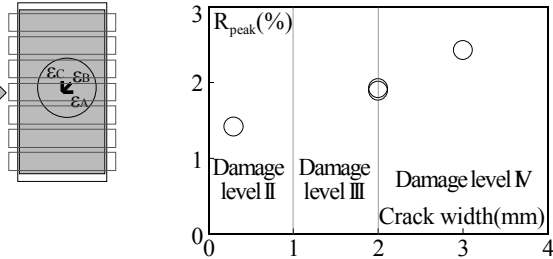


Fig. 11 R_{peak} -Crack width relationship

Table 3 Test results (after emergency retrofit)

Specimen	ER08S series		ER07S series ⁴⁾	
	PPHIII	PPHIV	PPHIII	PPHIV
σ_B (MPa)	28.2	28.5	34.4	
Crack width (mm)	2.0	3.0	0.3	2.0
Damage level	III	IV	II	IV
Retrofit type	Polypropylene 2ply-@65mm			
Initial strain	0.4~0.6%		0.4~0.8%	
R_{peak}	1.9%	2.4%	1.4%	1.9%
V_{max}	243kN	215kN	273kN	232kN

Note: R_{peak} =Drift angle at V_{max} .

で回復することが可能であるが、初期水平剛性は回復出来ていないことが分かる。これは、鋼板の厚さに少し依存することも考えられるが、本実験では、一度損傷を受けたRC柱の初期水平剛性を回復させることは困難であった。水平耐力について、応急補強後のスケルトンカーブを比較すると、最大水平耐力以降は部材角が進行するにつれて両試験体の水平耐力が近づき、部材角 $R=5.0\%$ ではほぼ同じ値となっている。

Table 3に本実験結果および本実験と同様の応急補強を施して一定軸力下(軸力比0.2)正負繰り返し水平加力実験を行った文献4)の実験結果を、Fig. 11に正側最大水平耐力時の部材角 R_{peak} とせん断損傷実験終了後の最大ひび割れ幅との関係を示す。Fig. 11より、応急補強内容が同等な場合、損傷レベルが小さいほど最大水平耐力時の部材角 R_{peak} が小さくなる事が分かる。これは、損傷が小さいほど水平剛性が大きいことが影響している。

3. 3 修復および残存軸耐力確認実験結果

試験体PPVIII, PPVIVは応急補強後に修復軸耐力確認実験(Fig. 3(b))を行い、試験体PPHIII, PPHIVは応急補強後の水平加力実験終了後に残存軸耐力確認実験を行った(Fig. 3(d))。修復および残存軸耐力確認実験では、残留水平変位をゼロに戻して軸力の載荷を行った。Fig. 12には水平加力実験前後での軸耐力を比較するために、損傷レベルごとに修復、残存軸耐力を示し、残存軸耐力実験値の下には修復軸耐力に対する割合も併せて示した。Fig. 13には初期軸剛性EAをそれぞれ示す。なお、比較のため損傷レベルIIIについては、文献4)の実験結果も合わせて示した。

試験体PPVIII(損傷レベル III)の修復軸耐力確認実験のピーク値は1,853kNであった。このピーク値から主筋の降伏強度を使用した軸力負担分($N_s=302kN$)を差し引き、コ

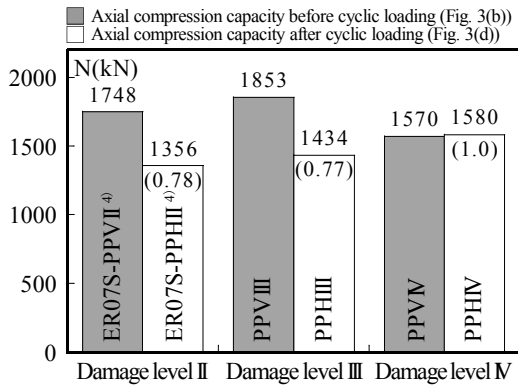


Fig. 12 Axial compression capacity before and after cyclic loading

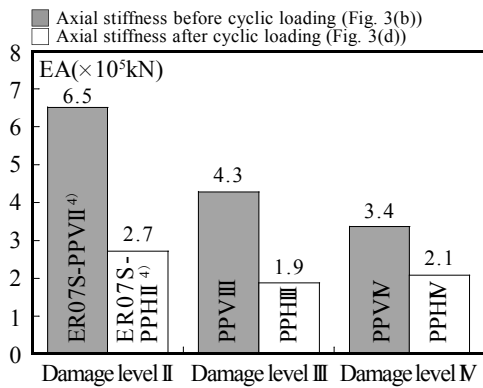


Fig. 13 Axial stiffness before and after cyclic loading

コンクリートの負担分を求め、柱断面積で除した拘束損傷コンクリート強度 f_{cc} は 24.8MPa (0.87 σ_B) であった。文献 8) によると、損傷レベル III の損傷コンクリート強度は約 0.24 σ_B であるので、本応急補強法により f_{cc} は損傷コンクリート強度を 3 倍以上上回った。試験体 PPVIV は修復軸耐力確認実験でのピーク値が 1,570kN、拘束損傷コンクリート強度は f_{cc} = 20.3MPa (0.71 σ_B) であった。損傷レベル IV の損傷コンクリート強度は 0.07 σ_B であるので⁹⁾、 f_{cc} は損傷コンクリート強度を 10 倍以上上回った。

試験体 PPHIII の残存軸耐力確認実験のピーク値は 1,434kN、拘束損傷コンクリート強度は f_{cc} = 18.1MPa (0.64 σ_B)、試験体 PPHIV の残存軸耐力実験のピーク値は 1,580kN、拘束損傷コンクリート強度は f_{cc} = 20.4MPa (0.72 σ_B) であった。

Fig. 12 より、損傷レベル II および III の試験体では水平加力実験の前後で応急補強 RC 柱の軸耐力が約 22% 低下している。一方、損傷レベル IV の試験体は水平加力実験の前後でほとんど軸耐力が変化していない。残存軸耐力は修復軸耐力に比べ、損傷レベルでの差がほとんど見られない。また、Fig. 13 より、修復軸耐力確認実験では、損傷レベルが小さいほど初期軸剛性が大きく、その差は軸耐力 (Fig. 12) よりも明確である。一方、残存軸耐力確認実験では、損傷レベルに関わらず初期軸剛性はほぼ一定である。ここで、主筋 (12-D10) の軸剛性は $EA = 201\text{GPa} \times 12 \times 71\text{mm}^2 = 1.7 \times 10^5 (\text{kN})$ であり、残存軸耐力確認実験での初期軸剛性に近い値となる。つまり、残存軸耐力確認実験に

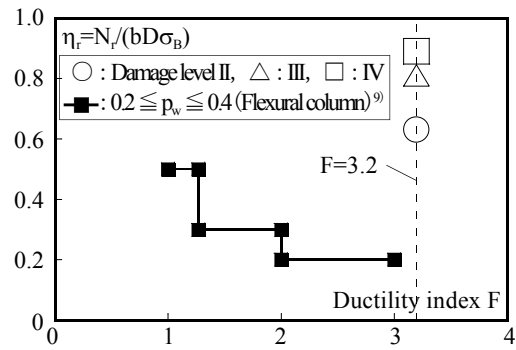


Fig. 14 Relationship of residual axial force ratio (η_r) and ductility index (F)

おける初期軸剛性は、主筋の影響が大きく現れていると考えられる。この修復軸耐力確認実験と残存軸耐力確認実験における軸耐力および初期軸剛性の相違は、Fig. 10 に現れている。つまり、損傷レベルによる修復軸耐力および初期軸剛性の相違が、水平加力実験における最大水平耐力および初期水平剛性の差として表れ、損傷が小さいほどそれらが大きくなる。最大水平耐力以降の大変形時には Fig. 10 に示したように、PPHIII と PPHIV で水平耐力がほぼ同じであったことから、拘束損傷コンクリートによる残存軸耐力は損傷レベルによる差がほとんどない。

耐震診断基準同解説⁹⁾では、靱性指標 F により残存軸耐力比 η_r を仮定している。ここで、本実験結果と耐震診断基準の残存軸耐力比の比較を行う。残存軸耐力比 η_r は式 (2) で、靱性指標 F は式 (3) でそれぞれ算定した。

$$\eta_r = N_r / (b \cdot D \cdot \sigma_B) \quad (2)$$

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu} / R_y} - 1}{0.75(1 + 0.05R_{mu} / R_y)} \quad (3)$$

ここで、 N_r : 残存軸耐力確認実験結果、 R_{mu} : 部材の終局層間変形角、 R_y : 層の降伏変形角 (=1/150) である。なお、 R_{mu} には、実験で経験した最大層間変形角 $R = 5.0\%$ ($V = 0.8V_{max}$ 以上) を用いた。計算結果および耐震診断基準における残存軸耐力比の仮定 (曲げ柱: $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ の場合) を合わせて Fig. 14 に示す。なお、PP ベルトの補強筋比は式 (4) により等価な帯筋比に換算して求めた結果 $p_{pp} = 0.12\%$ となる。これに帯筋比 (0.08%) を加えたせん断補強筋比は 0.2% となる。

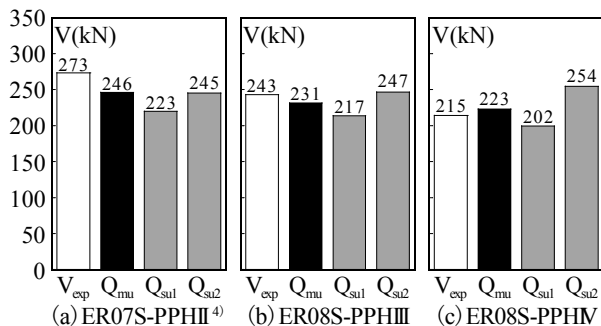
$$p_{pp} = \frac{A}{b \cdot s} \cdot \frac{E_{pp}}{E_w} \quad (4)$$

ここで、A: 1 組の PP ベルトの断面積 (= $2 \times 135.6\text{mm}^2$)、s: PP ベルト間隔 (=65mm)、 E_{pp} : PP ベルトのヤング係数 (=13.5GPa)、 E_w : 帯筋のヤング係数 (=188GPa) である。Fig. 14 より、本実験結果は耐震診断基準の仮定を大きく上回っている。せん断損傷 RC 柱への応急補強では、水平耐力や水平剛性、初期軸剛性の回復も当然重要であるが、最優先の命題は軸力支持能力の回復である。本応急補強法

は、水平加力実験後であっても残存軸力比 η_r が主筋の負担分も含め0.6以上見込め(Fig. 14)、軸力支持能力の回復および維持に有効である。

4. 応急補強後のせん断強度の検証

本章では、文献6)の修正荒川mean式のアラミド繊維ベルトの項をPPベルトに読み替えて応急補強後のせん断強度を推定し、実験結果との考察を試みる。なお、せん断強度時のPPベルトのひずみ増分はゼロとし⁴⁾、コンクリート強度には修復軸耐力確認実験結果より得られた拘束損傷コンクリート強度 f_{cc} を用いた。試験体ER07S-PPHII(損傷レベルII)⁴⁾の計算結果と合わせてFig. 15(a)~(c)に示す。Fig. 15より、ベルトのみを考慮した場合のせん断強度計算値 Q_{su1} は曲げ強度計算値 Q_{mu} より低く、実験結果 V_{exp} を評価出来ていない。そこで、応急補強後の水平加力実験における最大水平耐力時の柱せい面2枚分の鋼板の負担せん断力 Q_{plate} (PPHII: 22.2kN, PPHIII: 29.8kN, PPHIV: 52.4kN)を累加して、鋼板を考慮した場合のせん断強度計算値 Q_{su2} を求めた。なお、鋼板はベルトの緊張力によって柱表面に圧着しており、摩擦があつて始めてせん断力を負担出来ると考えられる。初期緊張力による鋼板と柱表面の摩擦力(摩擦係数0.4¹⁰⁾)は柱せい面2枚で約100kNであり、 Q_{plate} を十分に負担可能である。鋼板の寄与分を考慮した場合のせん断強度計算値 Q_{su2} は、曲げ強度計算値 Q_{mu} と同等またはそれ以上となり、実験結果を説明出来たと考えられる。せん断損傷RC柱に本応急補強法を適用した場合、せん断余裕度 $Q_{su2}/Q_{mu}=1.0\sim 1.14$ が見込めると推定される。なお、損傷レベルによって鋼板のせん断力負担に差が見られるのは、最大水平耐力時の部材角 R_{peak} の影響が考えられる。つまり、損傷が大きいほど水平剛性が小さく R_{peak} が大きくなるため(Fig. 11)、鋼板のせん断ひずみ γ_{xy} も大きくなる。また、健全なRC柱試験体に同様の補強を適用した水平加力実験⁴⁾では、曲げの挙動を示したものの、水平加力中にひび割れが生じる音が観察され、実験終了後のひび割れ状況ではせん断ひび割れも確認された。このことから、本補強法を適用した場合、せん断強度は曲げ



Note: V_{exp} = experimental results, Q_{mu} = flexural strength⁵⁾, Q_{su1} = shear strength (belt only), Q_{su2} = shear strength (belt + steel plate).

Fig. 15 Comparison of experimental and calculated results

強度に近いことが伺える。よって、実験で得られた最大水平耐力時の鋼板の負担せん断力により、応急補強後のせん断強度を評価できると考える。

5. 結論

(1)せん断損傷RC柱に本応急補強法を適用することで、水平耐力は健全な状態またはそれ近傍まで回復可能であるが、初期水平剛性は損傷レベルIIIで健全な状態の約60%、損傷レベルIVの場合で約30%である。

(2)修復軸耐力確認実験から得られた拘束損傷コンクリート強度 f_{cc} を用いることで、本応急補強法を適用したせん断損傷RC柱の曲げ強度は精度良く評価出来る。せん断強度は、鋼板を考慮することで実験結果を説明でき、せん断余裕度は1.0~1.14が見込めると推定される。

謝辞

本研究は、日本学術振興会の平成20年度科学研究費補助金(基盤研究(A)、課題番号:20246091、代表者:山川哲雄)により行われた。また、ラチェットバックルを芦森工業(株)から、ポリプロピレンベルトを萩原工業(株)から、そしてアラミド繊維ベルトをファイバックス(株)からそれぞれ提供していただいた。ここに深く感謝致します。

参考文献

- 1) 山川哲雄, 宮城敏明: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第586号, pp. 171-178, 2004. 12
- 2) 藤川将吾ほか: 緊張アラミド繊維ベルトで応急補強した損傷柱の弾塑性挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, pp. 1579-1584, 2004
- 3) 中田幸造ほか: ラッシングベルトを用いた損傷脆性柱の応急補強法, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 1123-1128, 2007
- 4) 長濱温子ほか: せん断損傷RC柱に緊張ラッシングベルトを利用した応急補強法, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp. 175-180, 2008
- 5) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990
- 6) 前田興輝ほか: 緊張アラミド繊維ベルトで補強したRC柱の正負繰返しせん断実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 2, pp. 1147-1152, 2006
- 7) 日本建築防災協会: 被災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2001
- 8) 長濱温子ほか: 損傷RC柱の圧縮強度と応急補強実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 61-66, 2007
- 9) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準解説, 2001
- 10) 日本建築学会: 鉄骨工事技術指針工事 現場施工編, 1996.2