せん断破壊した低強度コンクリート極短柱の補修効果

SEISMIC PERFORMANCE OF SHEAR FAILED SHORT COLUMNS WITH LOW STRENGTH CONCRETE

荒木秀夫 — * 1 伊崎聖也 — * 2

Hideo ARAKI — * 1 Seiya IZAKI — * 2

キーワード:

低強度コンクリート, 柱部材, せん断破壊, 耐震補強, 丸鋼, エポキシ樹脂

Keywords:

Low strength concrete, Column, Shear failure, Strengthening, Plain round bar, Epoxy resin

In order to continue to use buildings that have been severely damaged by a major earthquake, it is necessary to clarify the resistance mechanism of the repaired members. Focusing on the existing buildings with low strength concrete, experimental investigations were conducted using the short RC columns damaged in shear. In this paper, it is expected that the low seismic performance of damaged buildings can be restored by epoxy resin injection alone, although epoxy injection is usually used together with wrapping steel plates or CFRP sheets. The maximum strength of the repaired columns was greater than those of the original columns.

1. はじめに

本研究は近年、耐震診断・耐震改修等で問題となっている低強度コンクリートに関するものであり、せん断破壊により大破した鉄筋コンクリート極短柱のエポキシ樹脂による補修効果について実験的に検証したものである。エポキシ樹脂の補修に関する研究として、日米共同研究¹⁾やそれに続いて行われた総合プロジェクト研究^{2), 3)}があり、その結果として、高い補強効果が得られることが示されている。しかし、このような補強効果に対してエポキシ樹脂及び補修モルタルがどのような影響を与えているかは明確にされていない。これらの研究を受けて筆者等が行った実験⁴⁾の結果、丸鋼特有の付着滑脱に対してエポキシ樹脂を鉄筋周りに注入することで主筋の付着強度を高めることができ、曲げ降伏型の試験体において最大耐力及び靱性能が上昇するという結果が得られた。しかし、この結果は丸鋼が付着滑脱⁵⁾することによって曲げ耐力を確保できないという問題に対しては有効であるが、地震被害でよく報告されるせん断破壊した部材に対してエポキシ樹脂及び補修モルタルが耐力や抵抗機構にどのような影響を与えるかについては明確にされていないのが現状である。これまで筆者等が行った丸鋼を用いたRC柱試験体にエポキシ樹脂補修を行った研究⁶⁾ではせん断破壊しながらもその耐力は補強前に比べ1.16倍から1.33倍に上昇する結果が得られている。また、異形鉄筋を用いたせん断破壊先行型のRC柱にエポキシ樹脂による補修を行った二羽らの研究⁷⁾においても、せん断破壊型試験体で1.2倍程度の耐力上昇が報告されている。

地震時に損傷を受けた柱を補修する場合は、ひび割れにエポキシ樹脂を注入した後、鋼板やFRP巻き立てる工法が一般的であるが、エポキシ樹脂注入には損傷前の性能回復以上のことは求められていない。前述の実験のようにエポキシ樹脂注入により被災前の性能を向上させることができれば、補強工法としても有効な手段と考えられる。本論文はせん断破壊した低強度コンクリート極短柱に対してひび割れを中心にエポキシ樹脂注入を行い、エポキシ樹脂による補修効果の確認と耐力上昇のメカニズムを実験的に明らかにしようとするものである。

2. 実験概要

図1に試験体概要を示す。同図は継ぎ手配筋を有するものである。表1に試験体一覧を示す。試験体は柱断面300mm×300mm、内法高さ600mmの3柱試験体である。いずれの試験体もシアスパン比は1.0で、現行の耐力評価式ではせん断破壊先行型の試験体となっている。実験因子は帯筋比(0.15, 0.30)及び補修の有無であり、補修の有無は試験体名最後のREで表記する。主筋には丸鋼を使用し

表1 試験体一覧				
試験体名	軸力比 η	帯筋比 ρ_w	コンクリート強度 (MPa)	備考
LSS30-15	0.30	0.15	9	-
LSS30-15J				継手配筋
LSS30-30		0.30		-

図1 試験体概要

¹⁾ 広島工業大学工学部 教授・工博
(〒731-5193 広島市佐伯区三宅二丁目1-1)

²⁾ 広島大学大学院工学研究科 大学院生

¹⁾ Prof., Hiroshima Institute of Technology, Dr. Eng.

²⁾ Graduate Student, GS. E, Hiroshima Univ.

表 2 既存コンクリートの力学特性

呼び強度	養生条件	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
F _c 9	現場封緘	12.2	1.43	22.35

表 3 鉄筋の力学特性

鉄筋径 鉄筋種類	降伏強度 (MPa)	降伏歪み (μ)	破断強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
13φ(SR235)	325.9	1713	425.4	192.7
D6(SD295A)	313.9	1767	454.6	177.6

表 4 断面修復モルタルの力学特性

断面修復 モルタル	養生条件	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
LSS30-15	現場気中	10.8	1.69	6.62
LSS30-15J		9.2	1.73	6.17
LSS30-30		10.3	1.53	5.13

表 5 エポキシ樹脂の力学特性

エポキシ 樹脂	密度 (g/cm ³)	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	破断時伸び (%)
E-396MX	1.1	88.2	39.9	6.0

8-13φ(SR235)で配筋した。帯筋については異形鋼を 2-D6(SD295A)で配筋した。表 2~5 に各使用材料の力学特性を示す。補修の際に用いる断面修復用ポリマー系モルタル(以後断面修復モルタル)の圧縮強度は柱試験体の強度に影響を与えないよう既存材料と同程度以下となるように調合設計した。加力装置図を図 2 に示す。加力方法は建研式逆対称モーメント加力で、正負交番繰り返し載荷で実験を行った。補修を行う前の初期加力として文献⁸⁾と同様の加力方法で最大変形角 $R=1/33\text{rad.}$ 以上の水平変形を与え、せん断破壊したものに對し軸力を除荷して残留変形を 0 に戻した後、エポキシ樹脂注入による補修を行っている。

3. 補修方法

エポキシ樹脂注入による補修は以下の手順で行った。①エポキシ樹脂の注入ポイント打診及び目視により決定する。それに加えて主筋位置及び柱スタブ境界面も注入ポイントとする。②注入ポイントに径 6mm で穿孔を行う。③断面修復モルタルで断面欠損部を修復成型する。④注入台座を取り付け、表面を樹脂漏れ止めシーリングする。⑤スプリングタイプの注入器でエポキシ樹脂を低圧で注入し、加圧状態で硬化養生させる。⑥注入器及び台座を取り除き、表面にサンディングを施し補修完了となる。なお、断面修復にあたってはひび割れたかぶりコンクリートは極力そのままにし、ひび割れ間を断面修復モルタルで充填するようにした。

4. 実験結果

4. 1 ひび割れ性状

写真 1 に補修前後における柱試験体の限界変形(耐力が最大耐力

図 2 加力装置

写真 1 限界変形経験サイクルのひび割れ性状

の 80%に達した時の変形)のひび割れ性状を示す。全試験体において補修の有無に拘らず部材角 $R=1/400\text{rad.}$ までに柱上下端部において曲げひび割れが発生し、最大耐力までにはせん断ひび割れが発生した。しかし、補修前の継ぎ手を設けていない試験体(写真上段両側)では柱中央部分において中央主筋に沿う縦方向に伸びるひび割れが見られた。このような縦ひび割れは高強度コンクリートを用いた試験体や芳村等の研究⁹⁾でも報告されている。それに対し補修した試験体(写真下段)では縦方向のひび割れは見られない。これは中央主筋周りに沿ってエポキシ樹脂を注入したことでひび割れ発生を防止したためと考えられる。

LSS30-15 は最大耐力時までに初期に発生した曲げひび割れに加え、主筋に沿って縦方向に伸びるひび割れが確認できる。その後、変形が進むにつれてせん断ひび割れ幅が拡大し、部材角 $R=1/33\text{rad.}$ で最大ひび割れ幅 4.0mm となった。それに対して補修した試験体 LSS30-15RE では最大耐力時までに発生したひび割れは補修前と同様であったが補修前の大変形時に見られたような縦方向に伸びるひび割れは見られなかった。また、部材角 $R=1/50\text{rad.}$ を超えるあたり

図3 セン断力ー部材角関係

から1本のせん断ひび割れに全体の変形が集中する傾向が見られ、その幅は最大7.0mmとなった。継手を設けたLSS30-15Jは補修前後共に最大耐力時までに曲げひび割れ及びせん断ひび割れ、それに加えて継ぎ手位置付近にもひび割れが発生した。最大耐力以降は共にせん断ひび割れ幅が拡大しているが、LSS30-15JREのひび割れ幅の拡大がより顕著で最大ひび割れ幅は部材角 $R=1/33\text{rad.}$ で10mmに達した。帯筋量の多いLSS30-30ではLSS30-15と同様のひび割れ性状となっている。それに対して補修したLSS30-30REは最大耐力時までに曲げひび割れ及びせん断ひび割れは発生しているが、それ以降の限界変形までのひび割れ幅の拡大は曲げひび割れの方が顕著であった。また、細かいせん断ひび割れが柱全体に分散して発生する傾向が見られた。

4. 2 セン断力ー部材角関係

図3に各試験体のせん断力ー部材角関係を示す。図中の曲げ略算式及び耐震診断式(せん断強度)は耐震診断基準¹⁰⁾に示される計算値である。また、付着考慮式は付着強度に応じて低減される主筋部分の相関降伏曲線とコンクリート断面の相関降伏曲線の一般累加による曲げ終局強度式¹¹⁾による計算値である。各種計算値の降伏強度は材料試験の結果を用いている。

LSS30-15は部材角 $R=1/100\text{rad.}$ で最大耐力に達した。最大耐力168.7kNは付着考慮式による計算値を上回っている。また、最大耐力時までに主筋の降伏は見られず、最大耐力以降に主筋の降伏を確認した。 $R=1/50\text{rad.}$ から耐力は大きく低下しており、最終的な破壊形式はせん断破壊であると判断した。補修したLSS30-15REはLSS30-15同様の $R=1/100\text{rad.}$ で最大耐力に達したもののその耐力は補修前の耐力を大きく上回り247.1kNに達している。これは設計時に想定していた耐震診断式によるせん断強度計算値を大幅に上回っており、せん断耐力に対するエポキシ樹脂注入効果が認められる。最大耐力後は $R=1/50\text{rad.}$ で耐力が大きく低下し始め、 $R=1/33\text{rad.}$ のピーク部材角付近で軸力の維持が難しくなり変位が大きく進行した。このとき主筋が目視できるほどのせん断ひび割れが見られ、破壊形式はせん断破壊とした。

継ぎ手のあるLSS30-15Jでは部材角 $R=1/100\text{rad.}$ で最大耐力167.9kNに達しており、LSS30-15同様、付着考慮式の計算値を上回る最大耐力となり、この時点で主筋降伏に至っている。最大耐力以降は $R=1/50\text{rad.}$ から大きく耐力低下しており、継ぎ手のないLSS30-15と比べて耐力低下傾向が激しい。補修後のLSS30-15JREは $R=1/100\text{rad.}$ で最大耐力222.1kNに達しており、こちらも耐震診断式による計算値を大きく上回る最大耐力となっている。それ以降、耐力は大きく低下し、特に $R=1/33\text{rad.}$ で激しく耐力が低下している。補修前後共に破壊形式はせん断破壊であり、耐力低下傾向はLSS30-15の補修前後よりも激しいものとなった。これは継ぎ手近傍におけるコンクリートの損傷度合いが大きいと考えられる。

LSS30-30は部材角 $R=1/66\text{rad.}$ で最大耐力170.4kNに達した。その後 $R=1/33\text{rad.}$ までは補修前試験体の中で最も耐力低下の少ない復元力特性となり、せん断補強筋の補強効果が確認できる。しかし、 $R=1/25\text{rad.}$ でせん断ひび割れが大きく開き、急激に耐力が低下した。破壊形式は他の試験体と同様、せん断破壊と考えられる。また、補修前試験体で唯一主筋の降伏が見られなかった。それに対して補修後のLSS30-30REは最大耐力以前に主筋が降伏し、 $R=1/66\text{rad.}$ で最大耐力に達した。最大耐力は246.6kNで、最大耐力以降の耐力低下は補修後試験体の中で最も緩やかな耐力低下傾向となっている。また、急激な耐力低下や軸力を保持できなくなるということはなく、履歴曲線の描くループは最も安定した面積の大きなループを描いている。部材角 $R=1/16\text{rad.}$ でせん断ひび割れが大きく開き終局に至ったと判断し、最終的な破壊形式はせん断破壊であると考えられる。

4. 3 曲げ・せん断変形割合

図4に曲げ変形割合ー部材角関係を示す。ここでの曲げ変形割合とは局所変位計で計測された値を元に曲げ変形量及びせん断変形量を算出し、曲げ変形量を曲げ変形量とせん断変形量の和で除して割合としたものである。なお、微小変形領域では治具等の影響をうけて正確に計測出来ていないものもある。全体の傾向として補修前(図4左列)は最大耐力時の曲げ変形割合は8割以上を占めているが、補修後(図4右列)では曲げ変形割合が8割を大きく下回っている。

図4 曲げ変形量-部材角関係

LSS30-15は最大耐力時まで曲げ変形割合が9割以上を占めており、主筋の降伏も見られないことからこの時点では抜け出しによる曲げ変形が支配的であり、補修前の最大耐力は主筋の抜け出しにより決定したと考えられる。しかし、変形が進むにつれてせん断変形の占める割合が増加し、部材角が大きい範囲ではせん断変形が支配的となっている。それに対し LSS30-15RE は最大耐力時ですでに曲げ変

形割合が7割程度となっており、LSS30-15よりも曲げ変形割合が小さな値となっている。最大耐力以降は大きく曲げ変形割合が減少し、部材角 $R=1/50\text{rad.}$ の時点で曲げ変形割合が3割程度となっており、LSS30-15と比べてさらにせん断変形が支配的となっている。

LSS30-15Jは補修前後共にLSS30-15とほぼ同様の曲げ変形割合となっており、最大耐力以降に曲げ変形割合が減少し、せん断変形が支配的になっていく傾向が見られた。

LSS30-30では最大耐力時まで曲げ変形割合が9割以上となっている。また、部材角 $R=1/33\text{rad.}$ の負側で耐力が急激に低下するまで曲げ変形割合が9割前後で推移しており、曲げ変形が支配的であったと考えられる。しかし、 $R=1/25\text{rad.}$ で耐力が大きく低下すると曲げ変形割合が急激に減少し4割程度の値となっていることから、最終的にはせん断変形が支配的となり破壊に至ったと考えられる。それに対してLSS30-30REではLSS30-30と比べて全体的に曲げ変形割合が小さな値となっており、変形が進むにつれて徐々に値は減少していつている。 $R=1/25\text{rad.}$ までは急激な曲げ変形割合の減少はなく、曲げ変形が半分程度を占めている。

このように補修後試験体の曲げ変形割合が小さくなるのは主筋周りにエポキシ樹脂が注入されたことによって付着強度が上昇し、主筋の抜け出しが押さえられたためと考えられる。

5. 補修効果の検討

5. 1 セン断力-部材角関係包絡線

図5に補修前後のせん断力-部材角関係包絡線を示す。全ての試験体において補修前と比べて補修後は最大耐力が大きく上昇している。しかし、LSS30-15及びLSS30-15Jでは最大耐力以降の部材角 $R=1/33\text{rad.}$ 付近で補修前後共に耐力が激しく減少しており、曲げ破壊型試験体⁴⁾のような靱性能の向上は見られない。一方、せん断補強筋の多いLSS30-30については $R=1/25\text{rad.}$ のピーク耐力が最大耐力の8割程度となっており、靱性能の向上が見られる。

図5 セン断力-部材角関係包絡線

表6 実験結果一覧

試験体名	実験値 (kN)	最大耐力 増幅率	曲げ略算式		耐震診断式		限界変形角 ($\times 10^{-2}$ rad.)	限界変形角 増幅率
			計算値	実/計	計算値	実/計		
LSS30-15	168.7	1.46	219.1	0.77	143.5	1.18	2.01	1.07
LSS30-15RE	247.1			1.13		1.72	2.15	
LSS30-15J	167.9	1.32		0.77		1.17	1.77	1.14
LSS30-15JRE	222.1			1.01		1.55	2.01	
LSS30-30	170.4	1.45		0.78	160.9	1.06	3.06	1.27
LSS30-30RE	246.6			1.13		1.53	3.90	

表 7 剛性の変化

試験体名	初期剛性		最大耐力時剛性	
	剛性 (kN/mm)	増幅率	剛性 (kN/mm)	増幅率
LSS30-15	298.3	0.85	28.9	1.47
LSS30-15RE	252.1		42.5	
LSS30-15J	324.5	0.71	28.4	1.37
LSS30-15JRE	231.3		38.8	
LSS30-30	394.0	0.62	19.5	1.47
LSS30-30RE	245.9		28.6	

表 6 に補強前後の実験結果一覧を示す。限界変形角については正側加力時のものを採用している。LSS30-15 の最大耐力は補修前で 168.7kN であったが、補修後では 247.1kN となっており、1.46 倍と大きな耐力上昇が見られた。また、補修後の最大耐力は耐震診断式の 1.78 倍であり、設計時に想定していた破壊形式の計算耐力を大きく上回る結果となった。限界変形角については増幅率が 1.07 倍となっており、補修前と同程度となった。LSS30-15J でも最大耐力増幅率は 1.32 倍で、耐力上昇が見られた。また、限界変形角増幅率は 1.14 倍と若干の向上が見られた。LSS30-30 では最大耐力については他の試験体同様に上昇が見られ、増幅率は 1.45 倍となっている。限界変形角増幅率は 1.27 倍となっており、せん断補強筋の多い LSS30-30 では靱性能にも向上が見られる。

5. 2 剛性の変化

表 7 に補強前後の剛性の変化を示す。初期剛性はせん断力-部材角関係の原点と 1/3 最大耐力点を結んだものであり、最大耐力時剛性は原点と最大耐力点を結んだものである。全ての試験体において補修後の初期剛性は補修前の初期剛性よりも小さく、またばらつきも大きい。これらの結果は既往の結果と合致するものである⁷⁾。最大耐力時剛性はいずれの試験体でも上昇しており、大きなばらつきは見られず、1.4 倍程度の増幅率となった。

5. 3 等価粘性減衰定数及び総エネルギー吸収量

図 6 に補強前後の等価粘性減衰定数-部材角関係及び総エネルギー吸収量-部材角関係を示す。等価粘性減衰定数については LSS30-15 及び LSS30-15J では部材角 $R=1/66\text{rad}$ まで、LSS30-30 では $R=1/50\text{rad}$ までは 10~15% 程度で推移しているがそれ以降では徐々に上昇が見られる。補強前後のいずれの試験体共に抜け出し変形ないしはせん断変形が支配的であるため、スリップの卓越した履歴性状や耐力低下の大きい履歴性状となり、補強前後での大きな違いは見られない。

総エネルギー吸収量はいずれの試験体も部材角 $R=1/100\text{rad}$ までは補修の影響を確認することはできない。 $R=1/66\text{rad}$ 程度から補強前後で総エネルギー吸収量に差が表れ始め、部材角が大きくなるに従ってその差が大きくなる傾向にある。そのため、早期にせん断ひび割れが進展し、せん断破壊した LSS30-15 及び LSS30-30J は LSS30-30 よりも最終的な総エネルギー吸収量は少なくなる。

5. 4 耐力上昇メカニズム

本実験では表 6 に示すように補修後の最大耐力が補修前のそれと比べて大きく上昇しており、実験値は耐震診断式によるせん断耐力を大きく上回っていた。ここではせん断ひび割れ発生耐力に注目し、

図 6 等価粘性減衰定数及び総エネルギー吸収量-部材角関係

補修後のせん断耐力上昇メカニズムについて考察を行った。表 8 にせん断ひび割れ発生耐力一覧を示す。せん断ひび割れ強度計算値¹²⁾は(1)式を用いて求めている。なお、ひび割れ発生の確認は目視により行っている。

$$V_c = \phi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \sigma_0} \right) \frac{bD}{\kappa} \quad \dots \dots (1)$$

ただし

b : 柱せい (mm)

D : 柱幅 (mm)

σ_T : コンクリート引張強度 $(0.33\sqrt{\sigma_B})$ (N/mm²)

σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

σ_0 : 軸方向応力 (N/mm²)

κ : 断面の形状係数 (=1.5)

ϕ : 強度低減係数 (=1.0)

全体的な傾向として、せん断ひび割れは部材角 $R=1/200\text{rad}$ や $R=1/100\text{rad}$ に向かう過程で発生しており、いずれの試験体も補修

表 8 せん断ひび割れ発生耐力一覧

試験体名	せん断ひび割れ発生耐力			せん断ひび割れ強度		
	部材角	実験値	増幅率	計算値	実/計	
LSS30-15	+1/100 (1)	168.7	0.85	141.3	1.19	
LSS30-15RE	+1/200 (2)	143.4			1.01	
LSS30-15J	+1/200 (1)	147.6	1.40		1.04	
LSS30-15JRE		206.2			1.46	
LSS30-30		164.8	1.19		1.16	
LSS30-30RE		196.4			1.39	

の有無に拘らず最大耐力以前に発生し、せん断ひび割れ発生耐力はせん断ひび割れ強度計算値よりも大きな値となっている。

補修前の試験体についてはせん断ひび割れ発生耐力がせん断ひび割れ強度より 1~2 割ほど高い値となっている。これはコンクリート圧縮強度を用いて算出したコンクリート引張強度 $0.33\sqrt{\sigma_B}$ が実際にコンクリート供試体の割裂試験によって求められたコンクリートの割裂強度より小さな値となっているためと考えられる。それに対して補修後の試験体では LSS30-15RE を除いてせん断ひび割れ発生耐力はせん断ひび割れ強度計算値を 5 割近く上回っている。LSS30-15RE は $R=1/200\text{rad}$ の 1 回目でひび割れ発生を見逃したと考えれば 1.01 よりも大きくなると考えられる。ひび割れ発生耐力が上昇する理由については以下のように考えた。初期載荷を受けた補修前の試験体はいずれも X 型のひび割れ性状を示しており、その部分に注入されたエポキシ樹脂が、補修後の試験体に発生するせん断ひび割れの進展を遅延させている可能性や、危険断面に注入されたエポキシ樹脂がせん断補強筋の役割を果たしている可能性があると考えた。つまり面状に広がるエポキシ樹脂が引張破断するまでコンクリートのせん断ひび割れの進展を抑制し、危険断面近傍におけるコンクリートの引張靱性が疑似的に上昇すると考えられる。また、エポキシ樹脂自体がせん断補強筋の役割を果たすことで引張力を伝達し、その結果、せん断耐力が上昇したものと考えられる。特に写真 1 に示す LSS30-30RE 試験体のように横補強筋のせん断補強筋効果と協働し、部材角 $R=1/25\text{rad}$ に至っても試験体を斜めに貫通する大きなせん断ひび割れは見られず、柱全面に応力再配分されている様子がわかる。

以上のことから、せん断破壊した試験体にエポキシ樹脂注入による補修を行うことはせん断ひび割れの発生する可能性のある危険断面近傍にエポキシ樹脂が注入されることになり、コンクリートの引張靱性が疑似的に向上したことでせん断ひび割れの進展が抑制され、エポキシ樹脂がせん断補強筋の役割を果たすことで引張力を伝達し、その結果としてせん断耐力が上昇したと考えられる。

6. まとめ

本研究では、せん断破壊した低強度コンクリート極短柱部材に対してエポキシ樹脂注入による補修を行い、エポキシ樹脂がせん断破壊先行型の試験体に与える補修効果について検証を行い、本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- (1) 丸鋼を用いた低強度コンクリート極短柱は主筋の付着劣化により、せん断ひび割れは主筋に沿って縦方向に伸びるせん断ひび割れとなる。
- (2) 補修後の低強度コンクリート極短柱において初期剛性は補修前より低下し、試験体によりばらつきも大きい。最大耐力時剛性はいずれも補修前以上に回復できる。
- (3) 初期載荷によるひび割れにエポキシ樹脂が注入されることによって、コンクリートの見かけ上の引張靱性が上昇し、エポキシ樹脂自体が引張力を伝達することで最大耐力は補修前より大きく向上したと考えられる。
- (4) せん断破壊する低強度コンクリート極短柱部材にエポキシ樹脂注入を行うと最大耐力に向上は見られるが、靱性能に関しては大きな向上は見られない。

本研究では一度せん断破壊させた試験体にエポキシ樹脂を注入して性能向上を図っており、その結果として最大耐力が大幅に上昇した。しかし、靱性能についてはあまり向上が見られず、依然としてせん断破壊による急激な耐力の低下傾向が見られる。せん断破壊は人命にかかわる危険な破壊形式であり、曲げ耐力との関係を考慮しつつ補強方法として活用すべきと考える。

謝辞

本研究の実施にあたっては平成 22 年度科学研究費補助金（基盤研究（B）課題番号：21360268 代表研究者：広島大学大学院准教授荒木秀夫）の助成を受けた。また、補修に関して SG エンジニアリング株式会社から資材提供を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 関口秀治, 中田慎介, 川島俊一: RC 梁柱部材のエポキシ樹脂注入による補修効果に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1631-1632, 1982.10
- 2) 岡田恒男, 広沢雅也, 他: 一総合プロジェクト・鉄筋コンクリート造震災構造物の復旧技術の開発(その 1)~(その 13), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.2173-2198, 1983.9
- 3) 滝口克己, 市之瀬敏勝, 他: 丸鋼を用いた RC 柱の被災度及び補修効果に関する実験 1 実験目的・方法一総合プロジェクト・鉄筋コンクリート造震災構造物の復旧技術の開発(その 14~16) 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.2141-2146, 1984.10, (その 29), pp.65-66, 1985.10
- 4) 荒木秀夫, 伊崎聖也, 加川順一: 主筋に丸鋼を用いた低強度コンクリート柱のエポキシ樹脂注入効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 4, pp.185-186, 2011.10
- 5) 広沢雄也: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その 49: 破壊モードについて), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.1509-1510, 1977.10
- 6) 中津紀幸, 荒木秀夫, 他: 内圧充填接合補強 RC 柱の耐震性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.517-518, 2006.9
- 7) 渡邊祥庸, 二羽淳一郎, 他: 内圧充填接合補強工法による RC 柱の補修効果の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1381-1386, 2011.7
- 8) 荒木秀夫, 伊木勇人, 他: 丸鋼を用いた低強度コンクリート極短柱の耐震性能評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.145-150, 2011.7
- 9) 芳村学, 保木和明: 主筋に丸鋼を用いた鉄筋コンクリート柱の付着性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.309-310, 2007.9
- 10) 日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, 2001.1
- 11) 上田洋一, 他 3 名: 低強度コンクリートの建物に対する RC 巻き立て工法と鋼板内臓コンクリート補強工法の併用補強に関する実験的研究(その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.649-650, 2010.9
- 12) 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, 1999.8

[2012 年 2 月 16 日原稿受理 2012 年 4 月 10 日採用決定]