

論文 PVA 繊維補強吹付けモルタルによる RC 巻き立て補強された既存 RC 柱のせん断補強効果

近藤 将太*1・磯 雅人*2・小川 敦久*3

要旨: 本論文は既存 RC 柱を溶接組立鉄筋, PVA 繊維補強モルタルで RC 巻き立て補強する工法を提案し, そのせん断補強効果を明らかにしたものである。試験体は既存不適格の RC 柱試験体, 本補強工法により補強し, 補強量を 2 水準変動させた試験体, 損傷させた RC 柱試験体をエポキシ樹脂注入により補修し, 溶接フープ, PVA 繊維補強モルタルで RC 巻き立て補強した試験体の計 4 体である。実験の結果, 本補強工法により, せん断耐力を向上でき, せん断補強量の増加とともに, 耐力を向上できることが明らかとなった。また, 既往の RC 巻き立て補強によるせん断終局強度計算値と比較した結果, 危険側になることが示された。

キーワード: RC 柱, PVA 繊維補強吹付けモルタル, RC 巻き立て補強, せん断補強効果, せん断耐力

1. はじめに

近年に発生した 1995 年の兵庫県南部地震, 2011 年の東北地方太平洋沖地震, 2016 年の熊本地震では, 様々な構造物に甚大な被害が生じたと同時に, 多くの方々が被災した。そのため, 今後, 発生が予想される大地震に備えて, 耐震性能が不足する建物を早急に補強し, 財産, 生命を守ることが必要である。また, 震災直後は, 余震等による二次災害を防止する必要がある, その後は恒久復旧が行われるまでの安全性を確保するために, 被災前の耐震性能と同程度以上の性能を回復するための応急復旧が必要である。そして, 最後に恒久復旧のための恒久補修・補強が必要である。例えば, 「再使用の可能性を判定し, 復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」¹⁾では, 損傷した既存 RC 柱を応急復旧, 恒久補修, 恒久補強する復旧技術として, 既存 RC 柱をせん断補強する溶接閉鎖フープ巻き工法による RC 巻き立てによる補強がある。ただし, この溶接閉鎖フープ巻き工法は配筋, フープ筋の溶接, 型枠工事, モルタル打設, 型枠脱型と多くの工種にまたがるため, 工期を要し, 使用者等の負担も大きい。そのため, 施工の合理

化, 省力化が望まれ, 短工期で施工できる工法が望まれている。そこで本研究では, 溶接閉鎖フープ巻き工法の上記問題を改善するため, 配筋に溶接組立鉄筋を使用して組立て式とし, 配筋工事を合理化, 省力化させ, 溶接工事を不要とさせる。さらに, ポリビニールアルコール繊維モルタル (**PolyVinyl Alcohol-Fiber Reinforced Mortar** 以下, PVA-FRM) を吹付けて補強することにより, 型枠工事を不要とさせる。しかしながら, ここに提案する補強工法のせん断補強効果は不明であるため, 曲げせん断実験を行い, そのせん断補強効果を明らかにすることを目的とした。また, 筆者らはこれまで様々な部材 (既存の RC 柱, 袖壁付き RC 柱, 柱・梁フレーム, 有開口・無開口耐震壁) に対して, PVA-FRM を吹付けて耐震補強する工法^(例えば 2)を様々な提案・実用化してきた。本論文では, 新たに既存 RC 柱に PVA-FRM を吹付け巻き立て補強する技術について紹介し, その構造性能を明らかにする。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体ならびに実験および計算結果一覧^{3),4)}

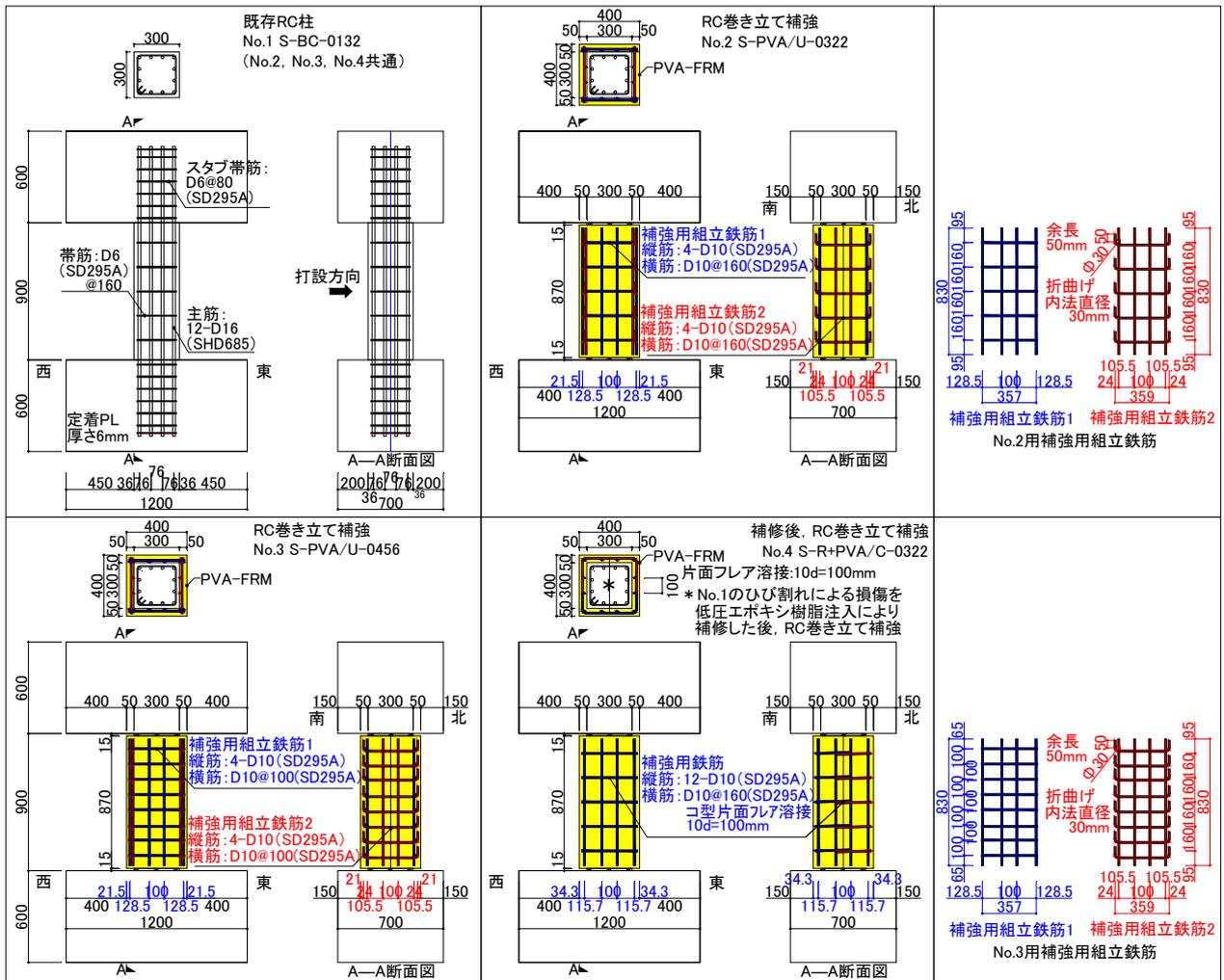
表-1 試験体ならびに実験および計算結果一覧^{3),4)}

No.	試験体名称	補修補強有無	柱の帯筋比(%)			補強方法	実験結果		計算値(比較値=最大耐力実験値 ^{***} /計算値)	
			既存部 p_w^*	補強部 p_w2	補強後の帯筋比 $\sum p_w = p_w^* + p_w2$		最大耐力(kN) ^{**} +ePmax, -ePmax	破壊モード	曲げ終局強度 Qmu(kN)	せん断終局強度 Qsu(kN)
1	S-BC-0132	無	0.132			無補強試験体	227.8 -206.0	付着破壊	381.4 (0.60)	148.5 (1.53)
2	S-PVA/U-0322	補強	0.099	0.223	0.322	横筋D10(SD295A)@160の溶接組立鉄筋補強	280.0 -269.5	付着破壊	381.4 (0.73)	309.1 (0.91)
3	S-PVA/U-0456	補強	0.099	0.357	0.456	横筋D10(SD295A)@100の溶接組立鉄筋補強	294.3 -282.8	付着破壊	381.4 (0.77)	331.3 (0.89)
4	S-R+PVA/C-0322	補修補強	0.099	0.223	0.322	D10(SD295A)@160溶接閉鎖フープ巻き工法	348.3 -318.0	せん断引張破壊	381.4 (0.91)	309.1 (1.13)

■試験体名称 ■
S-PVA/U-0322
① ② ③
①せん断シリーズ(S)
②補強方法
BC: 既存の独立柱
PVA/U: 溶接組立鉄筋補強によるPVA-FRM(PolyVinyl Alcohol-Fiber Reinforced Mortarの略称)巻き立て補強
R+PVA/C: せん断破壊させたNo.1を低圧エポキシ樹脂注入によるひび割れ補修した後, 在来筋補強によるPVA-FRM巻き立て補強
③補強後の柱断面で計算した帯筋比(%)

* No.2,3,4は補強後の柱断面で p_w を計算 ** 上段の数値: 正側の最大耐力(+ePmax), 下段の数値: 負側の最大耐力(-ePmax)
*** 最大耐力実験値は正側+ePmaxと負側-ePmaxの大きい方の値を採用して比較値を計算

*1 福井大学大学院 工学研究科安全社会基盤工学専攻 修士課程 (学生会員)
*2 福井大学大学院 工学研究科安全社会基盤工学専攻教授 博士 (工学) (正会員)
*3 クラレ 繊維資材事業部 産資開発部 博士 (工学) (正会員)



(a) 試験体配筋図

(b) 補強用組立鉄筋詳細図

図-1 配筋図

を、図-1に配筋図を示す。なお、図-1(a)は試験体配筋図、図-1(b)は補強用組立鉄筋詳細図である。試験体の共通要因は既存RC柱の仕様であり、柱断面は $b \times D = 300 \times 300 \text{mm}$ 、柱の内法長さ $h_0 = 900 \text{mm}$ とした。また、1971年以前のI期建築物⁹⁾を想定して、コンクリート設計基準強度 F_c は 18N/mm^2 、帯筋は $D6@160$ (SD295A)、帯筋比 $p_w = 0.132\%$ 、フック形状：135°フック型、余長 $6d = 36 \text{mm}$ とした。主筋は、せん断破壊を先行させるため、12-D16(SHD685)とし、高強度鉄筋を使用した。なお、筋形状は斜め筋であり、そのため付着は丸鋼に近いものと考えられる。

変動要因は補修・補強の有無、補強量、補強工法の3要因である。補修・補強の有無に関して、No.1は基準となる無補強の試験体である。No.2、No.3は補強試験体である。補強工法は施工を合理化、省力化するため、図-1(b)に示した溶接組立鉄筋を使用し、組立て式とした。なお、本溶接組立鉄筋は工場でスポット溶接されたもので、溶接点のせん断強度がD10(SD295A)の短期許容引張応力度 295N/mm^2 以上となるように溶接されたもので

ある。組立ては図-1(a)のNo.2、No.3の配筋図に示すように、青で示した鉄筋格子状の補強用組立鉄筋1を2枚、赤で示した補強用帯筋の端部にフックを設けた鉄筋格子状の補強用組立鉄筋2を2枚の計4枚を使用して補強した。補強用組立鉄筋1は加力方向に配置し、補強用組立鉄筋2は加力方向と直交する方向に配置した。溶接組立鉄筋を配筋した後は、施工を合理化、省力化するため、実際の施工では、PVA-FRMを所定の厚さまで吹付けるが、本実験では吹付けは行わず、型枠を製作し、厚さ50mmのPVA-FRMを打設し試験体を製作した。つまり、補強後の柱断面は $b_2 \times D_2 = 400 \times 400 \text{mm}$ となる。また、柱頭、柱脚部は、15mmのスリットを設け、曲げ耐力に関与しないようにした。No.2の補強部のせん断補強は2-D10@160(SD295A、補強後の帯筋比 $\Sigma p_w = 0.322\%$)、No.3の補強部のせん断補強は2-D10@100(SD295A、補強後の帯筋比 $\Sigma p_w = 0.456\%$)とした。以上により、補強部のせん断補強量による影響を確認した。No.4はNo.1を補修・補強した試験体であり、応急復旧、恒久補修、恒久補強を想定したものである。補修はNo.1の最大耐力を確認で

表-2 鉄筋の力学的特性

■鉄筋■	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏ひずみ度 (μ)	ヤング係数 ×10 ⁵ (N/mm ²)	伸び (%)	
主筋	D16(SHD685)	718	911	3490	2.13	16.5
帯筋	D6(SD295A)	444	552	2330	2.00	19.3
補強部鉄筋	D10(SD295A)	375	526	1940	1.92	28.1
補強筋溶接部	D10(SD295A)		524			

表-3 コンクリートの力学的特性

■既存部 コンクリート■	材齢(日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強 度(N/mm ²)	圧縮強度時 の歪度(μ)	ヤング係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)	ポアソ ン比
No.1	74	20.8	2.07	1790	2.38	0.166
No.2	80	21.3	2.06	1770	2.43	0.202
No.3	92	21.7	2.13	1940	2.34	0.200
No.4	114	21.8	1.85	1930	2.44	0.186
No.1~4の平均	74~114	21.4	2.03	1860	2.40	0.188
養生:現場封緘養生	コンクリートの種類:普通18-18-13-N					
■PVA-FRM■	材齢(日)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強 度(N/mm ²)	圧縮強度時 の歪度(μ)	ヤング係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)	ポアソ ン比
No.2	36	44.3	2.51	2310	2.72	0.225
No.3	46	32.3	2.14	2400	2.05	0.213
No.4	39(28*)	33.3	2.21	2170	2.31	0.219
*:割裂引張強度の材齢						
養生:現場封緘養生	PVA-FRM:PVA繊維補強モルタル					

きたサイクルで実験を終了し、残留変形を残した状態で、低圧によるエポキシ樹脂注入（内圧充填接合補強工法）により補修を行った。その後の補強は図-1のNo.4の配筋図に示すように、溶接閉鎖フープ巻き工法によるRC巻き立てによる補強を行った。フープは、コ型形状をした鉄筋を片面のフレア溶接（溶接長10d=100mm）により閉鎖型にした。配筋した後は、No.2、No.3と同様に、厚さ50mmのPVA-FRMを打設した。そのため、補強後の断面は $b_2 \times D_2 = 400 \times 400 \text{mm}$ となる。また、柱頭、柱脚部は、15mmのスリットを設け、曲げ耐力に関与しないようにした。No.4の補強部のせん断補強は2-D10@160（SD295A、補強後の帯筋比 $\Sigma p_w = 0.322\%$ ）とし、No.2と同せん断補強量とした。以上により、補強工法による影響を確認した。ただし、No.4は補修を行った試験体であり、その影響も加味して、No.2とNo.4の補強工法の違いによる影響を確認する必要がある。以上、試験体総数は4体である。

表-2、表-3に鉄筋、コンクリートの力学的特性を示す。補強筋溶接部の帯筋D10（SD295A）片面フレア溶接10dの引張試験では、全て母材部で破断し、溶接による影響は認められない。使用したPVA-FRMは繊維添加量を体積で0.3%混入させたプレミックスモルタルである。水/プレミックスの重量比は14~15%とした。PVA繊維の仕様は直径0.04mm、長さ8mm、引張強度1400N/mm²、弾性率 $3.6 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ である。なお、PVA繊維を使用する目的は補強を目的としたものではなく、吹付け時のダレ防止と乾燥収縮ひび割れを抑制するためのものである。また、本PVA-FRMはフライアッシュおよび高炉スラグ細骨材が使用されており、同程度の強度を持つ普通コンクリートのヤング係数とほぼ類似するように調合されている。また、No.2とNo.3、No.4の圧縮強度に差があるが、No.3、No.4は気温が低い時期に施工しており、No.2の積算温度に比べて、No.3、No.4が低いためと考えられ

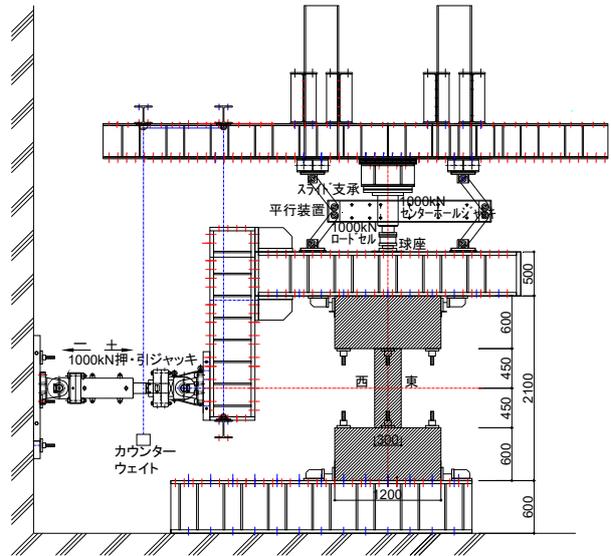


図-2 加力装置図

る。

2.2 加力方法

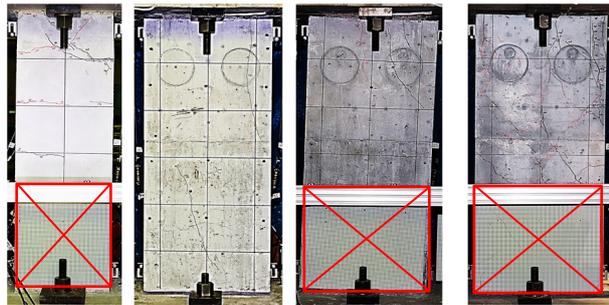
図-2に加力装置図を示す。加力はモーメント分布が逆対称の三角形分布となるように、建研式加力とした。水平力は1000kNの押し引きジャッキにより、軸力は1000kNセンターホールジャッキにより導入した。軸力は $N = 270 \text{kN} (= 1/6 F_c \cdot b \cdot D)$ の一定軸力とし、3層建物の下層階中柱を想定した。加力は正負交番漸増繰り返し载荷とし、部材角 $R (= \delta/h_0)$ ここに、 δ : 上下スタブ間の相対変位 h_0 : 柱脚から柱頭までの距離で900mmで制御した。加力履歴は $R = \pm 1/400, \pm 1/200$ (rad.)を各1サイクル、 $R = \pm 1/100, \pm 1/67$ (rad.)を各2サイクル、 $R = \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/20$ (rad.)を各1サイクル、最後に $R = +1/10$ (rad.)まで加力することを原則とした。

3. 実験結果および検討

3.1 破壊状況

写真-1(a)に各試験体の最大耐力時の損傷状況写真を、写真-1(b)に最終破壊状況の写真を示す。写真中の黒線は正載荷時、赤線は負載荷時に生じたひび割れである。なお、正載荷方向は図-2中の+方向である。また、赤四角バツ印を記載した箇所はコンクリートまたはモルタル表面に生じている面的なひずみ度分布を連続的に計測するために、サンプリングモアレ手法による画像計測を行っており、そのため試験体表面に格子模様のシートが貼られている。以上のことから、その個所の加力中のひび割れは観察できていない。

既存RC柱を想定したNo.1正面の最大耐力時のひび割れ性状は非常に軽微であり、最大耐力時に試験体側面に付着ひび割れが発生し最大耐力を迎えた。最大耐力時の破壊モードは、後ほど示す主筋、帯筋のひずみ度分布の性状も勘案して付着破壊と判断した。これは、主筋の



(a) 最大耐力時の損傷状況



No.1 No.2 No.3 No.4

(b) 最終破壊状況

写真-1 損傷状況写真

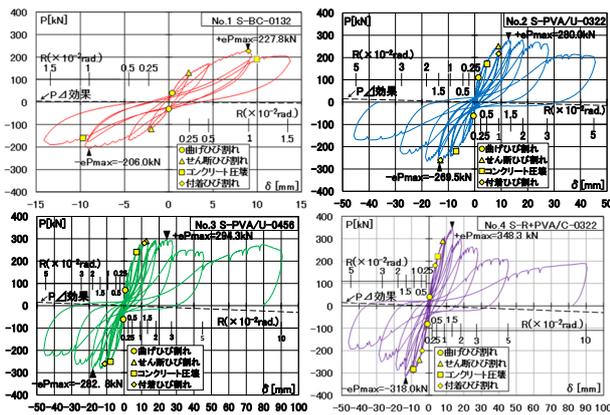
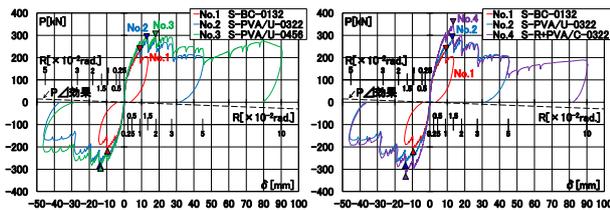


図-3 P-δ関係



(a) No.1, No.2, No.3 の比較 (b) No.1, No.2, No.4 の比較

図-4 P-δ関係包絡線の比較

節形状が斜め節であり、丸鋼に近いと推察される。また、最終破壊状況のひび割れ性状は、左右の主筋に付着ひび割れ（赤点線）が生じる状況であった。

次に、溶接組立鉄筋で補強した No.2, No.3 正面の最大耐力時のひび割れ性状は No.1 と同様に非常に軽微であった。また、補強部の側面に縦方向のひび割れが発生する状況であった。最大耐力時の破壊モードは、No.1 と同様に主筋、帯筋のひずみ度分布の性状も勘案して付着破壊と判断した。また、最終破壊状況の補強部のひび割れ性状は、最大耐力時に比較してせん断ひび割れ本数が増

加する状況であった。また、No.3 は $R=+1/10$ (rad.) まで変形させたために、補強部がスタブに接触し、補強部の左端部に顕著な縦ひび割れ（赤点線）が生じた。

補修・補強した No.4 の最大耐力時のひび割れ性状は、No.1~No.3 のひび割れ性状に比べて、せん断ひび割れ本数がやや増加し、最大耐力を示したサイクル時にせん断ひび割れが大きく口開く性状を示した。最大耐力時の破壊モードに関しては、後述する No.4 の主筋のひずみ度分布は No.1, 2, 3 に比べて勾配を持ち、エポキシ樹脂注入による補修により、付着が回復、向上していることが確認された。さらに、既存部帯筋のひずみ度は降伏に至っており、補強部帯筋もほぼ降伏ひずみ度に達している。以上より、上記の性状を総合的に判断し、せん断引張破壊と判断した。また、最終破壊状況の補強部のひび割れ性状は、No.2, No.3 と同様に最大耐力時に比較してせん断ひび割れ本数が増加する状況であった。また、 $R=+1/10$ (rad.) まで変形させたために補強部がスタブに接触し、補強部の左右端部に顕著な縦ひび割れ（赤点線）が生じた。

3.2 せん断力—相対変位関係

図-3 に各試験体のせん断力 (P) —相対変位 (δ) 関係を示す。図中の○印は曲げひび割れを、△印はせん断ひび割れを、□印はコンクリートの圧壊を、◇印は付着ひび割れを意味している。いずれの試験体においても、最大耐力以前は変形の増加とともに耐力を増加させる性状を示した。ただし、曲げひび割れ、せん断ひび割れ、コンクリートの圧壊、付着ひび割れの発生により、剛性は徐々に低下する性状を示した。最大耐力以降は、変形の増加とともに徐々に耐力を低下させる性状を示すとともに、スリップ性状が顕著になる傾向を示した。また、補強試験体にはスリットを 15mm 設けているが、No.3, No.4 は $R=+1/10$ (rad.) まで変形させたために、補強部がスタブに接触した。とくに、No.3 は No.4 よりも補強部の補強量が多く、拘束力が大きいため、 $R=+1/10$ (rad.) の耐力が前サイクルよりも向上している。

図-4 にせん断力 (P) —相対変位 (δ) 関係包絡線の比較を示す。図-4 (a) は No.1, No.2, No.3 の包絡線の比較である。この図より、提案した補強工法の構造性能および補強部の補強量の影響を確認することができる。+1 サイクル、 $P=30$ kN 時の曲げひび割れ発生前の弾性剛性は、No.1 の無補強試験体が 103kN/mm、No.2, No.3 の補強試験体がそれぞれ 122kN/mm、136kN/mm であり、補強試験体の弾性剛性は無補強試験体の弾性剛性よりも高くなる傾向が認められた。補強した試験体は既存断面 4 周辺を PVA-FRM で 50mm 厚みを増し、断面性能を向上させたためと考えられる。曲げひび割れ発生後の剛性、最大耐力、最大耐力後の靱性は補強量の増加により向上する傾向が認められた。以上より、提案した補強工法は

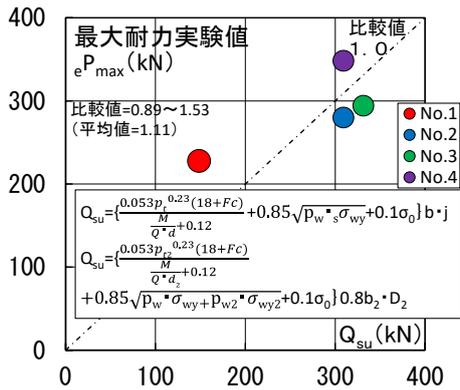


図-5 最大耐力の実験値 (eP_{max}) とせん断終局強度計算値 (Q_{su})^{3),4)}との比較

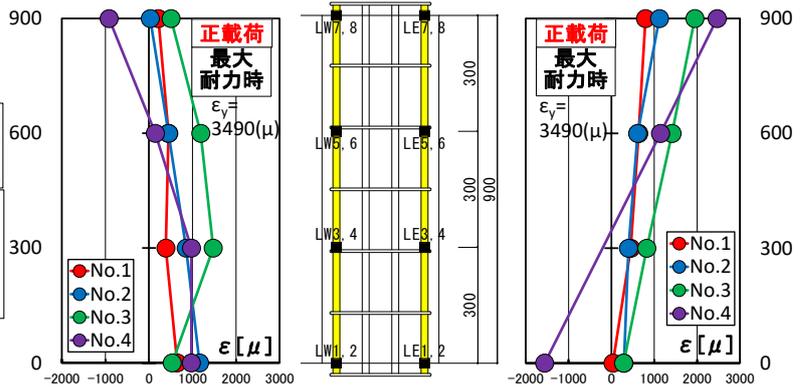


図-6 最大耐力時の主筋のひずみ度分布図

付着破壊に対する補強に効果があることが示された。

次に、図-4 (b) に No.1, No.2, No.4 の包絡線の比較を示す。この図より、No.2 の提案した補強工法と No.4 の溶接閉鎖フープ巻き工法による RC 巻き立てによる補強工法を比較し、補強工法の違いおよび補修の有無による構造性能の影響を確認する。さらに、No.1 と No.2, No.4 を比較することにより、補強の有無による構造性能への影響も確認できる。弾性剛性は、No.4 の補修・補強した試験体が 139kN/mm であった。上記と同様に、補修・補強した試験体および補強した試験体の弾性剛性は、無補強試験体の弾性剛性よりも高くなる傾向が認められた。また、低圧によるエポキシ樹脂注入により弾性剛性を回復することも確認された。曲げひび割れ発生後の剛性、最大耐力は No.1, No.2, No.4 の順で高くなる傾向が認められた。No.4 の曲げひび割れ発生後の剛性、最大耐力が No.2 よりも増加した理由に関して、補強量は同等であるため、補強量の影響とは考えにくい。No.4 はエポキシ樹脂を注入して補修していることから、主筋とコンクリートが接着し、付着が向上したことが考えられる。一方、最大耐力後の靱性は、No.2 と No.4 で、ほぼ同等であった。最大耐力後は、両試験体ともに、主筋の付着が失われたため同様な性状になったと推察される。さらにこれは、No.2 と No.4 とで補強工法の違いはあるものの最大耐力後の範囲、つまり付着破壊している領域だけで比較すると、両者の補強部帯筋コーナー部の定着性能はほぼ同様な性能であったとも言える。

3.3 最大耐力の実験値と計算値との比較

図-5 に最大耐力の実験値 (eP_{max}) とせん断終局強度計算値 (Q_{su})^{3),4)}との比較を、表-1 に計算結果一覧を示す。No.1 のせん断終局強度計算値は 2017 年版の耐震診断基準の柱のせん断終局強度式³⁾により、No.2, No.3, No.4 のせん断終局強度計算値は、2017 年版の耐震改修指針の柱のせん断終局耐力式⁴⁾によった。なお、表-1 には参考のため柱の曲げ終局強度式による計算値 (Q_{mu})^{3),4)}もあわせて示しておく。計算値の破壊モードは全ての試

験体で、せん断破壊と判定された。

図-5 より、比較値 (=実験値/計算値= eP_{max}/Q_{su}) は 0.89~1.53, 平均値は 1.11 であった。とくに、No.2, No.3 の比較値はそれぞれ 0.91, 0.89 であり、危険側の評価であった。これは、No.2, No.3 の実験値の破壊モードが付着破壊であり、そのため計算値ほどのせん断補強効果が得られなかったと考えられる。この後にも説明するが、既存部の帯筋、補強部の補強筋は降伏しておらず、十分なせん断補強効果を発揮していない。今後の検討課題ではあるが、付着破壊する場合のせん断補強効果をさらに検討する必要がある。一方、無補強の No.1, 補修・補強した No.4 の比較値はそれぞれ 1.53, 1.13 であり、安全側の評価であった。No.4 は補修により、エポキシ樹脂注入を行ったため、主筋とコンクリートが接着し、No.2, No.3 よりも付着が向上したと考えられる。そのことが要因で、計算値をやや上回る耐力を発揮したと推察される。

3.4 主筋のひずみ度分布

図-6 に主筋のひずみ度分布を示す。左の図はポンチ絵に示した LW の主筋のひずみ度分布を、右の図は LE の主筋のひずみ度分布を示す。いずれの試験体も、主筋のひずみ度は降伏ひずみ度 3490 (μ) に達しておらず、曲げ破壊には至っていない。No.1, No.2, No.3 の主筋のひずみ度分布は全領域で引張ひずみ度となっており、付着が失われていることがうかがえる。これより、No.1, No.2, No.3 の曲げせん断抵抗機構は、主筋の付着がほぼ失われている状態であることと、後述する帯筋のひずみ度が降伏ひずみ度に達していないことから、トラス機構による抵抗の割合は小さく、主にアーチ機構により曲げせん断抵抗しているものと考えられる。付着が失われた原因は、主筋の節形状が斜め節であり、ほぼ丸鋼に近い付着性状であるためと考えられる。また、付着応力度の推移は、ここには示していないが、初期段階では荷重の増加とともに付着応力度を増加させるが、正負最大耐力を迎える直前あたりから徐々に付着応力度が低下する傾向が認められた。なお、正負最大耐力を迎えたサイクル

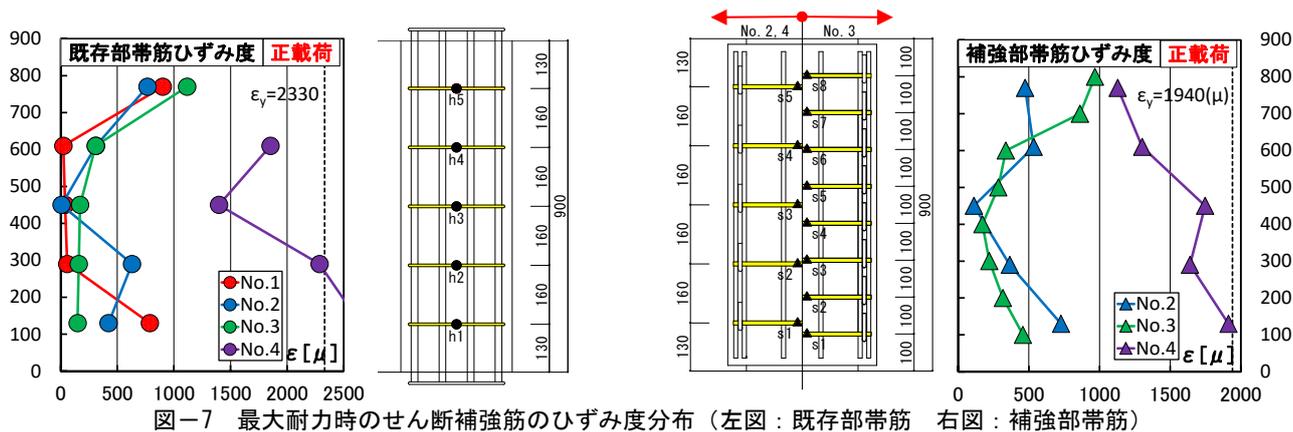


図-7 最大耐力時のせん断補強筋のひずみ度分布 (左図：既存部帯筋 右図：補強部帯筋)

までに経験した最大の平均付着応力度は No.1 が 1.20N/mm^2 、No.2 が 1.58N/mm^2 、No.3 が 3.12N/mm^2 であり、補強量の増加により、平均付着応力度が高まる傾向が認められた。実験における破壊モードは、以上の主筋のひずみ度分布から付着破壊と判断した。一方、補修・補強した No.4 の主筋のひずみ度分布は、柱頭、柱脚で引張、圧縮が逆転しており、No.1、No.2、No.3 に比較して付着応力度は高い傾向が認められる。正負最大耐力を迎えたサイクルまでに経験した最大の平均付着応力度は 4.36N/mm^2 であり、4つの試験体の中で最も高い値を示した。理由は前述した通り、エポキシ樹脂注入により補修したため、主筋とコンクリートが接着し、付着が向上したためと推察される。

3.5 せん断補強筋のひずみ度分布

図-7 に最大耐力時のせん断補強筋のひずみ度分布を示す。左図は既存部帯筋のひずみ度分布、右図は補強部帯筋のひずみ度分布である。既存部帯筋のひずみ度分布に関して、無補強の No.1、提案した補強工法の No.2、No.3 の帯筋は、降伏ひずみ度に至っておらず、余力を残して最大耐力に至っている。また、3.4 節で説明した主筋のひずみ度分布の性状も勘案して判断すると、実験における破壊モードは、付着破壊と判断できる。一方、補修・補強した No.4 の帯筋は降伏に至っており、十分なせん断補強効果を発揮している。

次に、補強部帯筋のひずみ度分布に関して、提案した補強工法の No.2、No.3 の補強部帯筋は、帯筋と同様に、降伏ひずみ度に至っておらず、余力を残して最大耐力に至っている。一方、補修・補強した No.4 の補強部帯筋は、ほぼ降伏に至っており、十分なせん断補強効果を発揮したと言える。以上、前述した主筋のひずみ度分布と既存部および補強部帯筋のひずみ度分布を総合して、No.4 の実験における破壊モードは、せん断引張破壊と判断した。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 溶接組立鉄筋および PVA-FRM を用いた RC 巻き立て補

強工法は、付着破壊に対する補強に効果を発揮し、せん断耐力を向上できることが明らかとなった。また、補強部のせん断補強量の増加とともに、せん断耐力も向上できることが明らかとなった。

- 提案した補強工法に関して、2017 年版 RC 耐震改修設計指針によるせん断終局強度式計算値と最大耐力とを比較した結果、危険側に評価される結果となった。その要因は、付着破壊をしたために、既存部および補強部帯筋が降伏に至っておらず、十分なせん断補強効果を発揮できなかったためと推察される。
- 損傷させた試験体をエポキシ樹脂注入により補修し、溶接閉鎖フープおよび PVA-FRM により補強した試験体は、既存 RC 柱よりも耐力が向上し、せん断補強に効果があることが認められた。また、エポキシ樹脂注入により、主筋の付着が向上し、それにより、せん断補強筋の補強効果が高まる傾向が認められた。

謝辞 本報は、令和 2 年度 科学研究費助成事業 基盤研究(C)研究課題名「RC 柱を応急復旧するための PVA-FRM 吹付け溶接組立鉄筋巻き立て補強工法の提案 (課題番号 20K04664)」により行われたものである。また、PVA-FRM は AP 工法協会より、材料をご提供頂きました。さらに、ひび割れ補修は「一般社団法人 IPH (内圧充填接合補強工法協会)」の会員社である株式会社ビルコンに協力を頂きました。実験に際しては卒論生の伊藤一樹氏、斎藤健太氏にサポートを頂いた。ここに、感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2015 年改訂版 再使用の可能性を判定し、復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 RC・SRC 編，2016.3
- 2) 磯雅人，小川敦久，中野克彦，松崎育弘：PVA 繊維補強モルタル吹付けによる既存耐震壁の増打ち補強に関する実験的研究，コンクリート工学，Vol.41，No.2，pp.931-936，2019.7
- 3) 日本建築防災協会：2017 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2017.7
- 4) 日本建築防災協会：2017 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2017.7
- 5) 広沢雅也：耐震診断の現状と課題 鉄筋コンクリート造の耐震診断，建築技術，No.571，pp.102-105，1997.10