

# 論文 PVA 繊維補強吹付けモルタルにより増打ち補強された梁型付き既存袖壁付き RC 柱のせん断補強効果

磯 雅人\*1・小川 敦久\*2

**要旨:** 本論文は既存袖壁付き RC 柱に補強鉄筋を配置, PVA 繊維補強モルタルを吹付けて増打ち補強する構法を提案し, 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袖壁付き RC 柱を想定した無補強試験体, 増打ち部の補強量を 2 水準変動させた補強試験体の計 3 体である。本試験体は実構造物を想定して梁型があり, その側面には, あと施工アンカーが設置されている。補強により得られたせん断力はアンカーを介して梁に伝達させる機構となっている。実験の結果, 本補強構法により, せん断耐力を向上できることを確認できたが, 補強量の差異による影響は認められずせん断耐力の頭打ちも確認された。

**キーワード:** 袖壁付き RC 柱, 梁, PVA 繊維補強吹付けモルタル, 増打ち, せん断補強効果, せん断耐力

## 1. はじめに

現在, 地震の活動期にあり, 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。例えば, 鉄筋コンクリート造建物の集合住宅では, 桁行方向は採光を確保するために開口が多く存在する。そのため, 桁行方向の耐震性能が不足する傾向にある。しかしながら, 一般的に使用される K 型ブレースや増設耐震壁といった耐震補強構法は建物の用途上, 採用することは不可能である。

一方, スリットを入れて靱性を確保し, 耐震性能を満足させることも考えられるが, 変形を許容するために, 地震後に残留変形が残ることや雑壁, 仕上げ材, 建具等が大きく損傷することが懸念される。実際の地震被害事例においても, そのようなケースがあり, 建物を建て壊す事例も存在している。以上より, 筆者らは, 桁行方向に存在する既存の袖壁付き RC 柱に着目, それらを外部から増打ちして, 住みながらの補強を可能とした強度型の耐震補強構法を 2017 年度に提案した。具体的な補強構法の概要であるが, 住みながらの補強とするため, 外面部分のみの補強とする。袖壁付き RC 柱の外面に配筋される鉄筋は, 鉄筋格子を使用し, 施工を省力化させる。ま

表-1 試験体および実験結果一覧

No.	試験体名	既存部				補強部 (PVA繊維補強吹付けモルタル:厚さt=60mm)		実験結果	
		柱部		袖壁部		袖壁部		最大耐力 +ePmax -ePmax (kN)	破壊モード
		柱帯筋の配筋仕様	帯筋比 pw (%)	壁横筋の配筋仕様	壁横筋比 psh1 (%)	壁横筋の配筋仕様	壁横筋比** psh2 (%)		
2-1	RC-B-E/LR10-012-035					—	—	<b>240.0</b>	袖壁圧縮端部のせん断圧縮破壊
2-2	PVA-B-E/LR10-012-178	2-Φ6@160 (SR235)	0.12	Φ6@160 (SR235)	0.35	D10@100* (SD295A)	1.43	<b>321.5</b>	
2-3	PVA-B-E/LR10-012-289					D13@100* (SD295A)	2.53	<b>326.0</b>	袖壁圧縮端部のせん断圧縮破壊

<p>■共通要因■                  柱断面: B × D=300mm × 300mm                  柱内法高さ: h<sub>0</sub>=700mm                  梁型断面: b × D=200mm × 250mm                  袖壁長さ: L<sub>w</sub>=300mm                  既存の袖壁厚さ: t<sub>w</sub>=50mm                  既存コンクリートの強度: F<sub>c</sub>=18N/mm<sup>2</sup>(普通18-18-13-N)                  柱主筋: 12-D16(SD785) p<sub>g</sub>=2.65%                  既存部袖壁端部縦筋: 1-D13(SD785)                  既存部袖壁一般部縦筋: 1-D10(SD785)                  軸力: N=360kN                  * : 鉄筋格子</p>	<p>■試験体名称■                  RC-B-E/LR10-012-035                  ① ②③ ④⑤ ⑥ ⑦                  ①コンクリートの種類 RC: RC試験体                  PVA: PVA繊維補強吹付けモルタルによる袖壁増設補強試験体                  ②B: 梁型あり                  ③E: 袖壁の柱への接続が偏心接続                  ④LR: 両側均等袖壁付き柱                  ⑤袖壁の張り出し長さ比 β (=L<sub>w</sub>/D) × 10                  ⑥既存柱部の帯筋比 p<sub>w</sub> × 100                  ⑦袖壁部の補強後の袖壁横筋比(psh1+psh2) × 100                  ** : 既存部の袖壁厚さ t<sub>w</sub>=50mm で計算した壁横筋比と定義する。</p>
---	---

\*1 福井大学大学院 工学研究科建築建設工学専攻教授 博士 (工学) (正会員)

\*2 クラレ 繊維資材事業部 生産管理部 博士 (工学) (正会員)

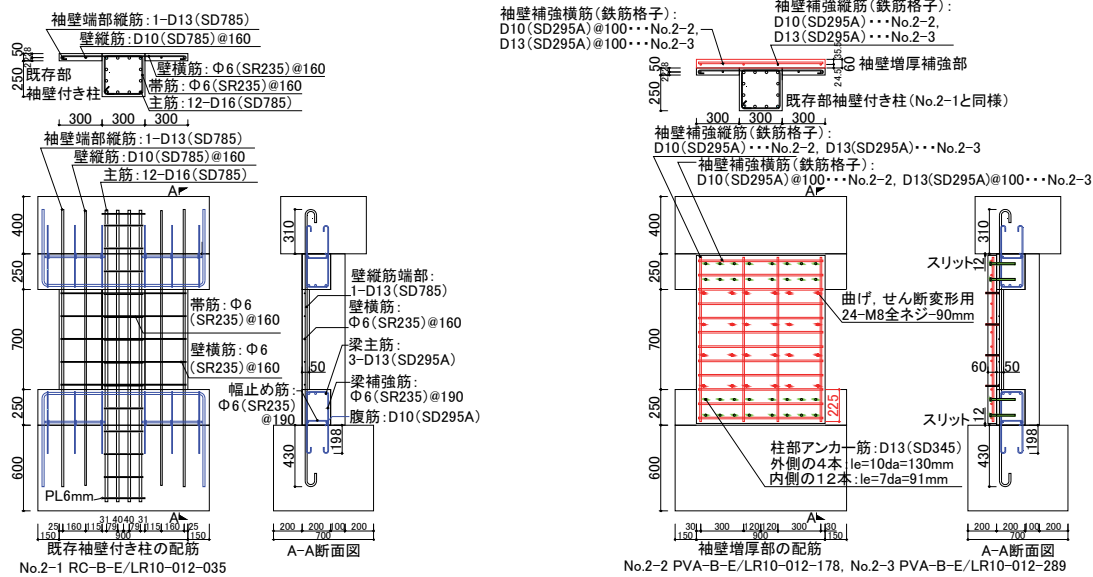


図-1 配筋図

表-2 鉄筋の力学的特性

■鉄筋■	鉄筋の種類	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ度 (%)	ヤング係数 × 10 <sup>5</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
主筋	D16(SD785)	820	1014	4550	2.01	10.0
既存部袖壁端部縦筋	D13(SD785)	852	1040	4230	2.13	14.7
既存部袖壁一般部縦筋	D10(SD785)	864	1050	4120	2.14	14.3
既存部柱帯筋 袖壁横筋 梁補強筋 幅止め筋	Φ6(SR235)	306*	476	3480*	2.07	24.7
梁腹筋	D10(SD295A)	376	528	2020	1.96	25.7
梁主筋	D13(SD295A)	360	517	1820	1.99	27.6
補強部 縦・横筋	D10(SD295A)	359	492	1910	1.90	27.5
補強部 縦・横筋	D13(SD295A)	347	488	1860	1.88	26.3
アンカー筋	D13(SD345)	407	585	2200	1.96	24.5

\*0.2% off-set法により、降伏点および降伏ひずみ度を算出

表-3 コンクリートの力学的特性

■コンクリート■	材齢 (日)	養生	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強 度(N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 の歪度(μ)	ヤング係数 × 10 <sup>4</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比
既存コンクリート	54~94	封緘	26.8	2.33	2790	2.24	0.174
No.2-2 PVA-FRM	63	封緘	43.6	3.18	2330	2.57	0.250
No.2-3 PVA-FRM	73	封緘	50.2	4.07	2490	2.75	0.252

コンクリートの種類: 普通18-18-13-H

た、鉄筋格子と既存躯体とを一体化させるためのマトリクスはポリビニルアルコール（以下、PVA）繊維補強モルタルを使用し、それを吹付けて増打ちする。以上により、型枠は不要となり、通常のコンクリート打設に比べて機材もコンパクトとなる。以上が本補強構法の概要である。しかしながら、そのせん断補強効果は不明であるため、2017年度に、梁が付いていない袖壁付きRC柱の試験体を製作し、実験により、そのせん断補強効果を確認した。既存部とPVA繊維補強モルタルとの界面は、施工を簡略化するために、あと施工アンカーを設けずに、界面の接着力のみにより一体性を確保するものとした。2017年度の実験結果では、補強により、若干のせん断耐力の向上は見られたものの、予想したほどの効果は得られなかった。この大きな要因として、既存部と補強部材との一体性が十分確保できていないことが挙げられた<sup>1)</sup>。そこで、本研究では上記問題を解決するために、梁型を設けた袖壁付きRC柱を製作し、その梁側面にあと施工アンカーを設置し、既存部と補強部の一体性を確保できるように改良を加えた。以上、本研究の目的は、改良を加えた補強構法の構造性能を明らかにすることである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

表-1に試験体および実験結果一覧を、図-1に配筋図を、表-2、表-3に鉄筋、コンクリートの力学的特性を示す。試験体の共通要因は既存袖壁付き柱の仕様であり、柱断面はB×D=300×300mm、柱の内法長さ $h_0$ =700mmである。柱の柱頭、柱脚部の両側には梁型があり、梁断面はb×D=200×250mmである。袖壁は柱の両側に均等に配置されているが、袖壁の柱への接続は柱断面の面合わせで配置されており、袖壁が偏心して取り付けられた両側均等

袖壁付き柱である。袖壁の片側長さ $L_w$ は300mm、厚さ $t$ は柱幅 $B$ の1/6を想定し50mmとした。既存袖壁付き柱の配筋は、1971年以前のI期建築物を想定して、帯筋はΦ6@160(SR235,  $p_w=0.12\%$ , フック形状: 135°, 90°の併用型)とした。梁型の補強筋はΦ6@190(SR235,  $p_w=0.15\%$ )である。袖壁横筋はΦ6@160(SR235,  $p_{shl}=0.35\%$ )のシングル配筋とした。主筋および壁縦筋は高強度鉄筋を使用し、せん断破壊が先行するように設計を行った。また、コンクリートの設計基準強度 $F_c$ は、その年代の強度を想定し18N/mm<sup>2</sup>とした。

一方、変動要因は増打ち補強の有無とその補強量である。本増打ち補強構法は住みながらの補強を想定し、既存袖壁付き柱の壁側（外部側）のみを増打ち補強するもので、以下の順で施工される。1.壁部の目荒らし、2.梁側面へのあと施工アンカーの打込み、3.補強のための配筋、4.PVA繊維補強モルタルの吹付けの順である。ただし、

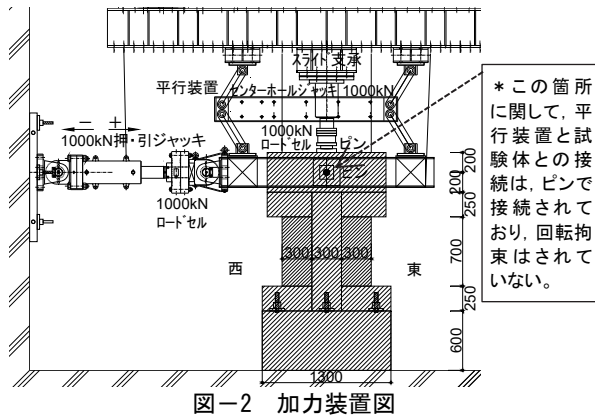


図-2 加力装置図

本試験体の目荒らしは、袖壁が50mmと薄いために、既存の袖壁付きRC柱の打設後に、補強範囲のコンクリート表面部分に凝結遅延剤を散布し、翌日、ブラシによる水洗いにより、未硬化部分を除去して、骨材表面の凹凸を浮き出させて、目荒らしを模擬させた。

増打ち壁に生じるせん断力を既存柱および梁型に伝達させるあと施工アンカーの工事は、コンクリート打設後18日目に実施し、柱頭、柱脚部の柱と梁型にそれぞれM12六角ナット付きのD13(SD345)のアンカー筋を各16本ずつ、注入方式により埋込んだ。アンカー筋の先端形状は平先寸切とした。既存躯体への埋込長さは、梁型の外側に配置した4本×2=8本のアンカー筋の有効埋込み長さは $l_e=10d_a=130\text{mm}$ 、内側の8本は $l_e=7d_a=91\text{mm}$ とした。増打ち壁側の埋込み長さはナットの高さを含めて45mmとした。次に、補強鉄筋であるが、施工の合理化、省力化を目的に鉄筋格子を使用した。No.2-2はD10(SD295A、横筋@100、 $p_{sh2}=1.43\%$ )を、No.2-3はD13(SD295A、横筋@100、 $p_{sh2}=2.53\%$ )の鉄筋格子を用いた。また、鉄筋格子の縦筋4本の定着は上下の梁型側面の増打ち部分に定着した。次に、PVA繊維補強モルタルの吹付けであるが、吹付けは行わず、試験体を寝かせた状態で打設し施工した。ただし、実施工では縦面の壁にPVA繊維補強モルタルを吹付けて施工するため「ダレ」や「沈降」が生じる可能性がある。そのため実施工では、まず、鉄筋のかぶり部分を除いて、下から上に向かって高さ1mまで本モルタルを徐々に積み重ねる。次に、打継ぎに問題のない範囲で、一旦、時間を置き、落ち着かせて「ダレ」や「沈降」を防止する。その後は、同じ作業を繰り返して、所定の高さになるまで積み重ねる。最後は、被り部分を吹付けて表面を左官で仕上げる。以上のように、実施工では横打ちの品質とほぼ同等となるように配慮した施工がなされる。そのため、打設方向に与える構造性能への影響は少ないと判断して、横打ちとした。

また、打設前には目荒らしした面にモルタル接着増強

剤を塗布し、接着の強化と既存部分への吸水を調整するように配慮した。使用したPVA繊維補強モルタルは繊維添加量が0.3体積%混入され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。また、柱頭・柱脚部のスタブと増打ち壁の境界は12mmの隙間を設けて打設し、PVA繊維補強モルタルとスタブが接触して応力伝達が行われない様に配慮した。以上、試験体総数は補強量を変化させた補強試験体2体と比較用の無補強試験体1体の計3体であり、増打ち補強によるせん断補強効果を確認した。

## 2.2 加力方法

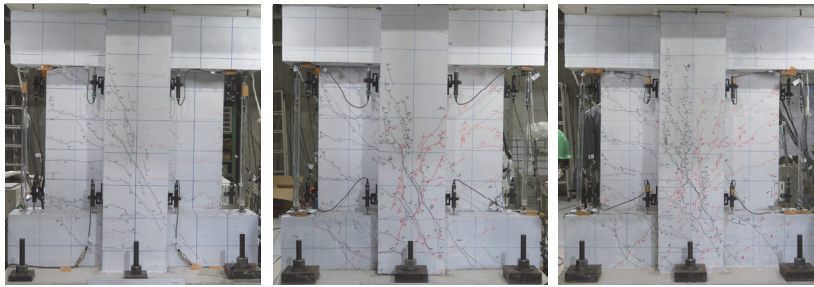
図-2に加力装置図を示す。加力はモーメント分布が三角形分布となるように片持ち型式とし、正負交番漸増繰り返し载荷とした。水平力は1000kNの押・引きジャッキにより、軸力は1000kNセンターホールジャッキにより導入した。軸力は $N=360\text{kN}$ の一定軸力とし、3層建物の連層壁付き柱の下層階中柱を想定した。加力履歴は $\pm 3$ サイクルまでは荷重制御とし、その後は部材角 $R(=\delta/h_0)$ ここに、 $\delta: h_0=700\text{mm}$ 位置での相対変位  $h_0$ : 柱脚から柱頭までの距離で700mm)で制御した。荷重制御の領域ではRC規準<sup>2)</sup>に示されている壁部材の長期許容せん断力、短期許容せん断力の2/3倍、短期許容せん断力の各耐力で1サイクルずつ正負繰り返しした。なお、上記許容せん断力の計算に際しては補強筋の降伏点は規格値を、コンクリート強度は実験時に行った圧縮強度試験の結果を用いて計算を行った。変位制御の領域では、無補強試験体は $R=1/200, 1/100$ を各2サイクル、 $R=1/67$ を各1サイクル行い、補強試験体は $R=1/200, 1/100, 1/67, 1/50$ を各2サイクル、 $R=1/25, 1/15$ サイクルを各1サイクル行い、加力を終了した。

## 3. 実験結果および検討

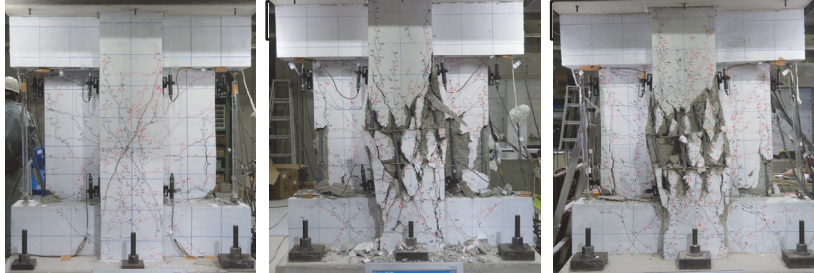
### 3.1 破壊状況

写真-1に損傷状況写真を示す。(a)に各試験体の最大耐力時の損傷状況を示す。いずれの試験体も袖壁脚部の圧縮端部に圧壊が生じることにより最大耐力を迎えた。破壊モードは袖壁圧縮端部のせん断圧壊破壊であった。

(b)に最終サイクル時の損傷状況を示す。無補強試験体は、モーメントが大きくなる柱脚部側で、袖壁圧縮端部の圧壊範囲が拡大し、袖壁および柱のせん断ひび割れが大きく口開く性状であった。一方で、柱頭部側の袖壁圧縮端部の圧壊は認められない。これは、モーメント分布が三角形分布となっているためと考えられる。補強試験体は柱部がせん断破壊し、無補強試験体と同様に、モーメントが大きくなる柱脚部側で袖壁端部が圧壊した。それと同時に柱主筋、壁縦筋の座屈が生じると同時に、柱の帯筋および壁横筋のフックがはじけ飛び性状を示し



(a) 最大耐力時の損傷状況



(b) 最終サイクル時の損傷状況



No.2-1 RC-B-E/LR10-012-035 No.2-2 PVA-B-E/LR10-012-178 No.2-3 PVA-B-E/LR10-012-289

(c) 裏面の最終破壊状況  
写真-1 損傷状況写真

た。(c)に裏面の最終破壊状況を示す。無補強試験体は袖壁全体にせん断ひび割れが複数生じると同時に、袖壁端部とそれに取合う梁型が圧壊し、袖壁端部縦筋の付着による破壊が確認された。一方、補強試験体は、増打ち壁に複数の曲げおよびせん断ひび割れが生じた。これは、増打ち壁がせん断力の一部を負担できており、梁側面に打込んだアンカー筋と増打ち壁との間で、せん断伝達が行われていた証拠でもある。また、最終破壊状況は、増打ち壁の脚部が、梁側面から面外方向に肌分かれする性状を示した。本試験体は、施工を簡略化するため、アンカー筋の周辺に割裂防止筋をあえて配置しなかった。そのため、PVA 繊維補強モルタルが割裂し、増打ち壁が面外方向にはらんだと推察される。今後の課題であるが、アンカー筋の周辺に割裂防止筋を配置して、定着部の破壊を防止するための配筋方法を今後、考えたいと思う。

### 3.2 変形状

図-3に各試験体のせん断力(P)—相対変位( $\delta$ )関係を示す。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(○印)、せん断ひび割れ(△印)、袖壁圧縮端部の圧壊(□印)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、徐々に耐力を

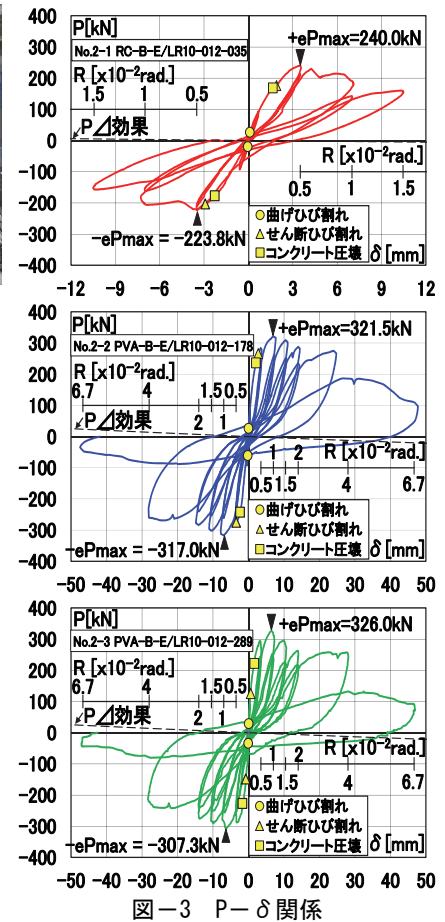


図-3 P- $\delta$ 関係

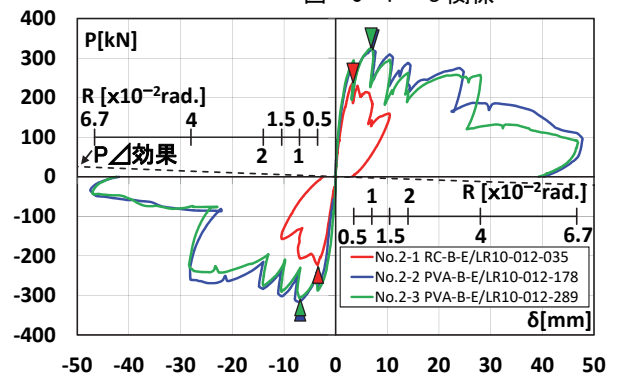


図-4 P- $\delta$ 関係包絡線の比較

低下させる性状であった。

図-4にせん断力(P)—相対変位( $\delta$ )関係包絡線の比較を示す。No.2-1の無補強試験体の弾性剛性は、正側、負側ともにNo.2-2とNo.2-3の補強試験体に比べて、やや剛性が低くなる傾向が認められた。これは、No.2-1の無補強試験体の袖壁厚さが50mmに対し、No.2-2とNo.2-3の補強試験体は増打ち部分の厚みが60mm、既存部分の厚みが50mmであり、袖壁の総厚さは計110mmである。そのことが大きく影響したと考えられる。また、No.2-2、No.2-3の補強試験体の最大耐力は、No.2-1の無補強試験体に比べて高くなり、せん断補強に効果を発揮することが確認された。

次に、増打ち壁部分の補強量を変化させたNo.2-2と

表-4 計算結果一覧表

No.	試験体名	実験結果		計算値(比較値=最大耐力実験値*/計算値)							
		最大耐力 +ePmax -ePmax (kN)	破壊モード	曲げ終局強度 2017年版 耐震診断基準式 Qmu(kN)	1. 一体とした場合の せん断終局強度 等価壁厚置換 分割累加 Qsu1(kN) Qsu2(kN)		増打ち部のせん断終局強度 増打ち壁板の せん断終局耐力 wQ'su(kN) 増打ち部接合部材の せん断耐力の和 Qj(kN) rQ=min {wQ'su,Qj} (kN)			2. 既存部+増打ち部のせん断終局強度 等価壁厚置換 分割累加 No.2-1のQsu1 +rQ(kN) No.2-1のQsu2 +rQ(kN)	
2-1	RC-B-E/LR10 -012-035	240.0 -223.8	袖壁圧縮端部の せん断圧縮破壊	284.1 (0.84)	201.1 (1.19)	198.3 (1.21)				201.1 (1.19)	198.3 (1.21)
2-2	PVA-B-E/LR10 -012-178	321.5 -317.0	袖壁圧縮端部の せん断圧縮破壊	399.4 (0.80)	310.6 (1.04)	330.1 (0.97)	232.8	577.1	232.8	433.9 (0.74)	431.1 (0.75)
2-3	PVA-B-E/LR10 -012-289	326.0 -307.3	袖壁圧縮端部の せん断圧縮破壊	408.6 (0.80)	341.9 (0.95)	366.3 (0.89)	251.8	577.1	251.8	452.9 (0.72)	450.2 (0.72)

\* : 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

No.2-3 の補強試験体の変形性状および最大耐力は、補強量の違いによる影響は認められず、ほぼ同様であった。これは、袖壁端部の圧壊により、最大耐力が決定されたために、補強量による明確な差異が見られなかったと推察される。

### 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 (ePmax) と 2017 年版の耐震診断基準<sup>3)</sup>に示された一体とした場合の袖壁付き RC 柱部材のせん断終局強度式による計算値との比較を示す。また、その計算結果一覧を表-4 に示しておく。本補強方法のせん断終局強度の算出方法は、1. 一体とした場合のせん断終局強度 (表-4 中の Qsu1, Qsu2)<sup>3)</sup>、2. 既存の袖壁付き RC 柱のせん断終局強度 (No.2-1 の Qsu1, Qsu2) に増打ち壁板のせん断終局耐力 (表-4 中の wQ'su)<sup>4)</sup> と増打ち部接合部材のせん断耐力 (表-4 中の Qj)<sup>4)</sup> のどちらか小さい方を累加して算出したせん断終局強度を求め、1., 2. の小さい方を本補強構法のせん断終局強度とした。

1. 一体とした場合のせん断終局強度は、文献 3) に示された既存袖壁付き RC 柱のせん断終局強度の Qsu1, Qsu2 の式を補強用に拡張、修正したものである。下式(1)に等価壁厚置換による袖壁付き RC 柱のせん断終局強度 Qsu1 を拡張、修正したものを示す。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M / (Q \cdot d_e) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{we}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} b_e \cdot j_e \quad (1)$$

ただし、

$$p_{we} \cdot \sigma_{we} = \{ p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot (b+t) \cdot D + p_{sh1} \cdot \sigma_{sy1} (t_w+t) L_w + p_{sh2} \cdot \sigma_{sy2} (t_w+t) L_w \} / (b_e \cdot L'_e)$$

ここに、Fc: 既存部分のコンクリート強度 be=(b・D+t\_w・L\_w+t・L')/L'\_e: 袖壁付き柱 (引張側無視) の等価断面幅 t: 増打ち壁の厚さ (=60mm) p\_w=a\_w/{(b+t)・s\_w}: 補強後の帯筋比 a\_w: 帯筋一組の断面積 s\_w: 帯筋の間隔 p\_sh1=a\_sh1/{(t\_w+t)・s\_sh1}: 補強後の既存部の壁横筋比 a\_sh1: 既存部の壁横筋の断面積 s\_sh1: 既存部の壁横筋の間隔 p\_sh2=a\_sh2/{(t\_w+t)・s\_sh2}: 補強後の増打ち部の壁横筋比 a\_sh2: 増打ち部の壁横筋の断面積 s\_sh2: 増打ち部の壁横筋の間隔 σ\_sy1: 既存部の壁横筋の降伏点強度 σ\_sy2: 増打ち部の壁横筋の降伏点強度 その他の記号の意味は、文献 3) を参照のこと。

次に、下式(2)に分割累加による袖壁付き RC 柱のせん断終局強度 Qsu2 を拡張、修正したものを示す。

$$Q_{su2} = Q_{suw} + Q_{suc} + 0.1N \quad (2)$$

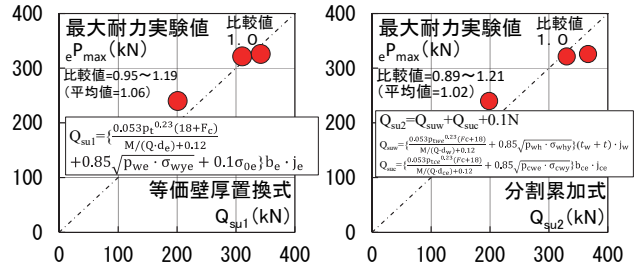


図-5 最大耐力の実験値と計算値との比較

ただし、

$$Q_{suw} = \left\{ \frac{0.053 p_{twe}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \cdot \sigma_{why}} \right\} \times (t_w + t) \cdot j_w$$

$$Q_{suc} = \left\{ \frac{0.053 p_{tce}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d_{ce}) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{cwe} \cdot \sigma_{cwy}} \right\} b_{ce} \cdot j_{ce}$$

ここに、p\_twe=a\_tw/{(t\_w+t)d\_w}×100

$$p_{wh} \cdot \sigma_{why} = p_{sh1} \cdot \sigma_{sy1} + p_{sh2} \cdot \sigma_{sy2}$$

$$= a_{sh1} / \{ (t_w+t) \cdot s_{sh1} \} \sigma_{sy1} + a_{sh2} / \{ (t_w+t) \cdot s_{sh2} \} \sigma_{sy2}$$

その他の記号の意味は、文献 3) を参照のこと。

増打ち壁板のせん断終局耐力 (wQ'su) は下式(3)により計算を行った。

$$wQ'su = \max(p_w \cdot w \sigma_y, F_{cw} / 20 + 0.5 p_w \cdot w \sigma_y) t_w \cdot l_{w0} \quad (3)$$

ただし、各記号の詳細は文献 4) を参照のこと。

なお、式(3)中の増打ち壁の壁筋比 p\_w は 1.2% 以下に制限することとした。また、増打ち壁板のコンクリート強度 F\_cw は表-3 に示した PVA-FRM の圧縮強度を入力した。

増打ち部接合部材のせん断耐力 (Qj) は下式(4)により計算を行った。

$$Q_j = n \cdot Q_A \quad (4)$$

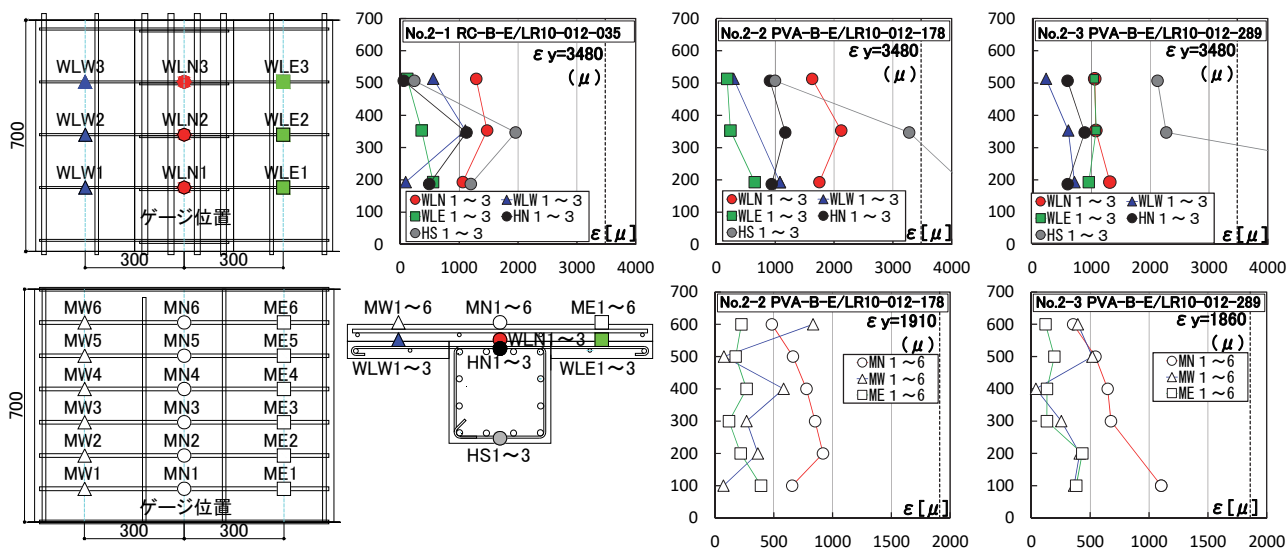
ここに、

n: 梁側面に打たれたアンカーの本数 (16-D13 (SD345))  
ただし、接合面における接着系アンカー 1 本当たりの負担できるせん断力 (Q\_A) の計算式は文献 4) を参照のこと。

以上より、式(1)~式(4)のせん断終局強度の計算の結果、2. のせん断終局強度では決定されず、1. の一体とした場合のせん断終局強度 (Qsu1, Qsu2) で決定された。以上の結果より、1. の Qsu1, Qsu2 の計算値と実験値との比較を示す。

図-5 (a) の等価壁厚置換式による比較値 (= 実験値 / 計算値 = ePmax / Qsu1) は 0.95~1.19、平均値は 1.06 であった。実験値の傾向を概ねとらえているが、補強量の増加とともに、やや危険側に評価される傾向が認められた。

図-5 (b) の分割累加式による比較値 (= 実験値 / 計算値 = ePmax / Qsu2) は 0.89~1.21 の範囲であり、平均値は 1.02



図一六 最大耐力時のせん断補強筋のひずみ度分布図 (上段：既存部補強筋 下段：補強部鉄筋格子)

であった。等価壁厚置き換式に比較して、やや危険側にシフトする傾向が認められた。また、等価壁厚置き換式の傾向と同様に、補強量の増加とともに、やや危険側に評価される傾向が認められた。

参考までに、文献3)の袖壁付き柱の曲げ終局強度 ( $Q_{mu}$ )の式により算出された値を表一4に示しておく。これより、本試験体の  $Q_{mu}$  は  $Q_{su1}$ 、 $Q_{su2}$  よりも高く、計算上の破壊モードはせん断破壊先行型となっている。実験による破壊モードも袖壁圧縮端部のせん断圧縮破壊であり、本試験体の範囲内では本提案式により、その破壊モードも推定できている。

### 3.4 せん断補強効果に関する考察

図一六に最大耐力時のせん断補強筋のひずみ度分布図を示す。上段の図は既存部補強筋のひずみ度分布を、下段は補強部組立鉄筋のひずみ度分布図を示している。上段 No.2-2 の WLW2、下段 No.2-3 の MN2 は、実験前よりゲージが破断しており計測できていない。

無補強試験体は帯筋、壁横筋ともに降伏に達しておらず、せん断補強効果を十分に発揮できていない。これは、破壊性状でも述べているが、袖壁圧縮端部の圧壊により最大耐力が決定したためと推察される。

次に、D10、D13の鉄筋格子で補強された No.2-2、No.2-3 試験体は、既存部分の帯筋の一部 (HS1) で降伏したものの、壁横筋は降伏に至っていない状況であった。また、補強部の鉄筋格子の横筋のひずみ度は、両試験体ともに最大でも  $1000\mu$  付近であり、降伏に至っておらず、せん断補強効果を十分に発揮できていない状況であった。無補強試験体と同様に、袖壁圧縮端部の圧壊により最大耐力が決定したことに起因していると推察される。

## 4. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- ・本補強構法により、せん断耐力が向上でき、せん断補強に効果を発揮することがわかった。ただし、補強量を2水準変化させた補強試験体の破壊性状は両者ともに袖壁の圧壊により決定されたため、最大耐力はほぼ同等となり、補強量の違いによる影響は認められなかった。
  - ・本補強構法に関して、2017年版 RC耐震診断基準およびRC耐震改修設計指針に示されている袖壁付き柱の各種強度式を拡張、修正したものを提案し、その妥当性を示した。
- 今後の課題であるが、増打ち壁を厚くする、あと施工アンカーの本数を増やす、割裂防止筋を配置するなどの他の対策によって、せん断耐力を向上できる可能性もあり、今後の課題としたい。

**謝辞** 本報は、平成27、28、29年度科学研究費助成事業基盤研究(C)研究課題名「既存袖壁付きRC柱のPVA繊維補強吹付けモルタルを用いた革新的増厚補強構法の開発 (課題番号15K06289)」により行われたものである。また、本試験体の製作に関しては、東京鉄鋼(株)様より鉄筋を、(株)ノックス様よりコンクリート表面凝結遅延剤のご提供頂きました。ここに、感謝の意を表す。

### 参考文献

- 1) 中村嘉彦, 磯雅人, 熊谷直哉: PVA繊維補強吹付けモルタルにより増打ち補強された既存袖壁付きRC柱のせん断補強効果, コンクリート工学, Vol.39, No.2, pp.931-936, 2017.7
- 2) 日本建築学会: 2010年版 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.274-276, 2010.2
- 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