

論文 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

磯 雅人*1・小川 敦久*2・中野 克彦*3・松崎 育弘*4

要旨：本論文は既存の無開口耐震壁に PVA 繊維補強モルタルを吹付けて増打ち補強する工法を提案し、そのせん断性状及びせん断補強効果を構造実験により明らかにしたものである。試験体は既存不適格の無開口耐震壁を想定した無補強試験体、増打ち壁の壁縦・横筋の補強量を 2 水準変動させた補強試験体の計 3 体である。実験の結果、本補強工法により、せん断耐力は向上し、増打ち壁の横補強筋量の増加とともに耐力が上昇する傾向が認められ、せん断補強に効果があることが示された。また、RC 耐震診断基準および RC 耐震改修指針に示された終局強度計算値と最大耐力を比較した結果、安全側に評価できることが分かった。

キーワード：耐震補強, 既存耐震壁, 増打ち補強, PVA 繊維補強モルタル, 吹付け, 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、特に耐震性能が不足する建物は、今後、発生するであろう大地震に対して、早急に補強を施し、財産、生命を守るための備えが必要である。一方、耐震補強工事では、工事に伴う騒音・粉塵の発生、工事期間中での建物の使用制限、ケースによっては退去が必要となる場合もある。そのため、建物の利用者や住民の負担は極めて大きいと言える。以上のことから、それらを軽減するための耐震補強工法の開発が望まれている。そこで筆者らは、住民等の負担を軽減できる一つの要素技術として、プレミックスのポリビニルアルコール繊維補強モルタル（以下、PVA-FRM）を吹付けて耐震補強する工法を開発し、現在は建物の一部に適用した段階である。今後は、本補強工法を様々な部材に適用できるように、継続的に実験を行い、適用範囲の拡大を図っているところである。現段階では、既存の RC 柱に

袖壁を増設する補強工法¹⁾、既存の RC 柱・梁フレーム内に壁を増設する補強工法²⁾、既存の袖壁付き RC 柱に増打ちする補強工法³⁾、既存の有開口耐震壁に開口閉塞および増打ちする補強工法⁴⁾へ適用するための実験をすでに終了しており、本補強工法がせん断補強に効果を発揮することの知見を得ている。しかしながら、既存の無開口耐震壁に増打ち補強した実験は行っておらず、その構造性能は不明である。

そこで本研究では、新たに既存の無開口耐震壁に PVA-FRM を吹付けて増打ちした時のせん断挙動を明らかにするため、増打ち部のせん断補強量を変化させた試験体を製作し、その挙動を明らかにすることを目的とした。

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1 に試験体一覧を、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。試験体形状および配筋仕様は既報²⁾の増設耐震壁の試験体を参考にした。試験体形状は柱断面が 300mm 角、内法スパン

表-1 試験体一覧

No.	試験体名	補強構法	既存部			補強部(PVA繊維補強モルタルの吹付け)			
			壁厚 t(mm)	壁縦・横筋の 配筋仕様	壁縦・横筋比 $p_{sh}=p_{ev}(\%)$	壁厚 t(mm)	壁縦・横筋の 配筋仕様	壁縦・横筋比 $p_{sh1}=p_{ev1}(\%)$	あと施工アンカー
1-1	RC253	既存耐震壁 (基準試験体)	125	2-D6@200(SD295A, ダブル配筋)	0.253				
1-2	RC253+A253	増打ち補強	62.5	1-D6@200(SD295A, シングル配筋)	0.253	62.5	1-D6@200(SD295A, シングル配筋)	0.253	・四周の接着系アンカー(回転・打撃型): D13@200(SD345, シングル, ナット付) ・新旧壁の接合筋(インジェクション式): D10(SD345, ナット付直棒形状)
1-3	RC253+A571						1-D10@200(SD295A, シングル配筋)	0.571	

■共通要因■
 柱の形状: $B \times D \times h_0 = 300\text{mm} \times 300\text{mm} \times 1100\text{mm}$
 柱主筋: 12-D13(SD490) $p_g = 1.69\%$
 柱帯筋比: $p_w = 0.141\%$ (2-D6@150, SD295A, 135° フック型)
 既存コンクリートの強度: $f_c = 18\text{N/mm}^2$ (普通18-18-13-N)
 軸力: $N = 1/6 F_c \times B \times D \times 2 = 540\text{kN}$

■試験体名称■
 RC 253+A 571
 ① ② ③ ④
 ①既存部耐震壁の種類 RC: 無開口耐震壁
 ②既存部の壁縦・横筋比: $p_{sh}(\%) \times 1000 = p_{ev}(\%) \times 1000$
 ③補強工法 A: 増打ち補強
 ④増打ち部の壁縦・横筋比: $p_{sh1}(\%) \times 1000 = p_{ev1}(\%) \times 1000$

*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)

*3 千葉工業大学 創造工学部建築学科教授 博士(工学) (正会員)

*4 東京理科大学名誉教授 工学博士 (正会員)

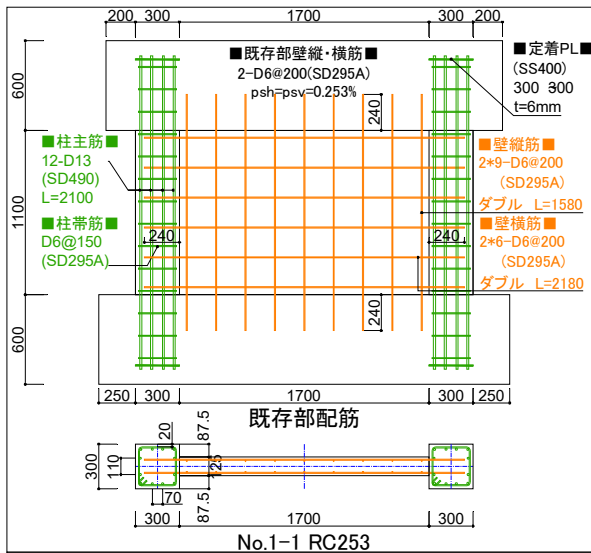


表-2 鉄筋の力学的特性

使用部分	鉄筋の種類	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	D13(SD490)	559	713	2910	1.94	16.8
アンカー筋	D13(SD345)	385	547	2090	1.87	26.3
シアコネクター	D10(SD345)	383	556	2230	1.86	20.1
増打ち壁部 壁縦・横筋	D10(SD295A)	354	492	1880	1.87	29.0
柱帯筋, 既存部 壁縦・横筋, 増打ち壁部壁縦・横筋	D6(SD295A)	440*	552	2340*	1.91	21.3
スパイラル筋	Φ4(SWM-B)	522	552	4690	1.94	16.0

*0.2%オフセット法により、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

試験体	材齢 (日)	養生方法	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)	圧縮強度時のひずみ度(μ)	ポアソン比
No.1-1 コンクリート	45	封緘	21.7	2.21	2.38	1810	0.199
No.1-2 コンクリート	53	封緘	23.5	2.21	2.24	2180	0.165
No.1-3 コンクリート	69	封緘	27.1	2.30	2.32	2400	0.169
No.1-2 PVA-FRM	28	封緘	57.3	2.67	3.02	2720	0.246
No.1-3 PVA-FRM	42	封緘	67.3	3.20	3.09	2980	0.231

コンクリートの種類: 普通18-18-13-N PVA-FRM:PVA繊維補強モルタル

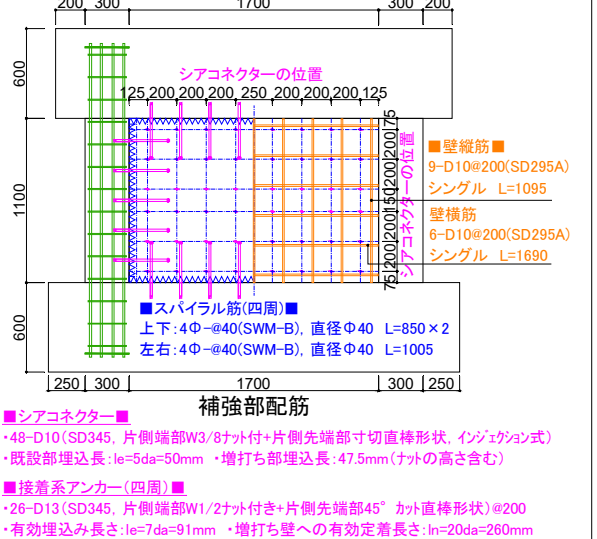
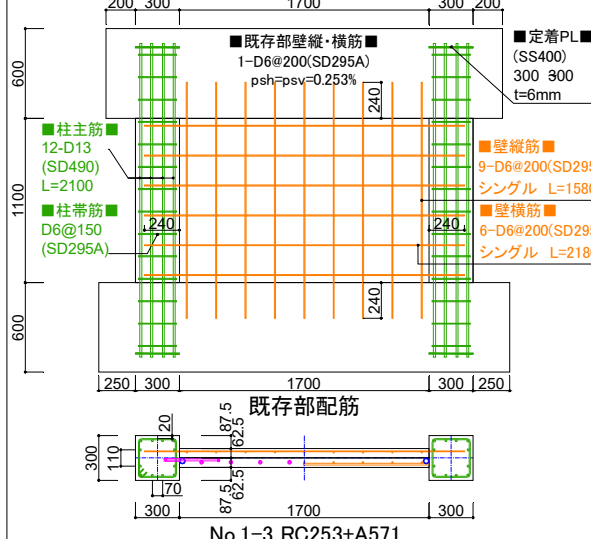
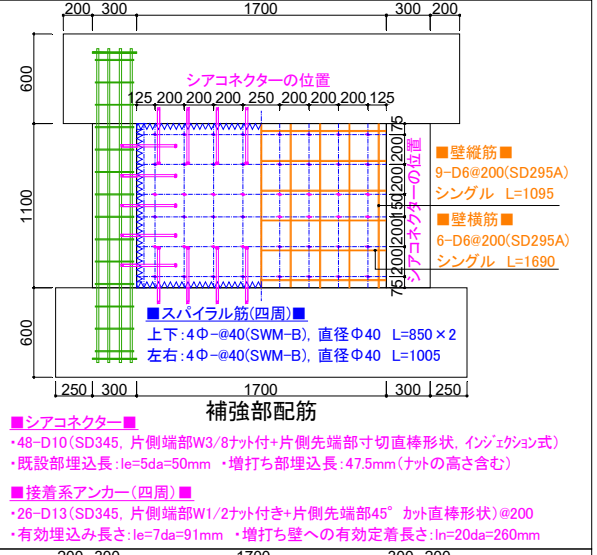
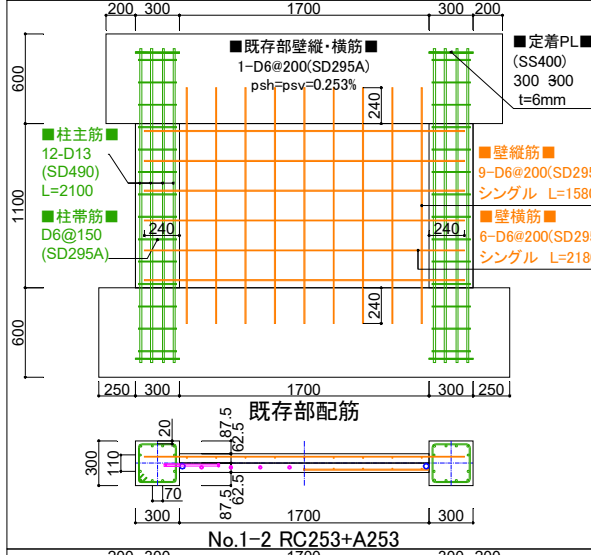


図-1 配筋図

$h_0=1100\text{mm}$, 柱主筋比 $p_g=1.69\%$ (12-D13(SD490)), せん断補強筋比 $p_w=0.141\%$ (2-D6@150) とし, 既存不適格の建物を想定した。壁部の内法寸法は高さ 1100mm, 長さ 1700mm である。既存部のコンクリートは普通 18-18-13-

N を使用した。以上の仕様は全ての試験体で共通である。変動要因は補強の有無, 増打ち壁部の補強量の 2 要因である。No.1-1 は無補強の基準試験体である。壁厚は 125mm, 壁縦・横筋は 2-D6@200 (壁縦・横筋比:



No. 1-1 RC253 No. 1-2 RC253+A253 No. 1-3 RC253+A571

写真-1 各試験体の-6サイクル (R=-1/250rad., F=1.0) 時のひび割れ状況



No. 1-1 RC253 No. 1-2 RC253+A253 No. 1-3 RC253+A571

写真-2 表面 (増打ち面) 側の最終破壊状況



No. 1-1 RC253 No. 1-2 RC253+A253 No. 1-3 RC253+A571

写真-3 裏面 (既存面) 側の最終破壊状況

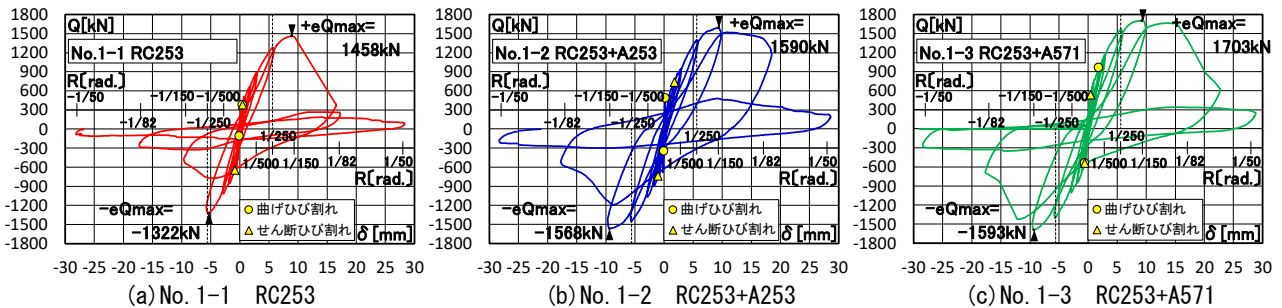


図-3 せん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 関係

の違いによる影響は認められず、いずれの試験体も柱、壁部を貫くせん断ひび割れが大きく口開き、「柱、壁部のせん断破壊」の様相を示した。ただし、No.1-3に比較して、壁部の補強量が小さいNo.1-1, No.1-2は壁部の中央に発生したスリップのひび割れも顕著であり、やや損傷状況が異なる。

最後に、写真-3に示した裏面 (既存面) 側の最終破壊状況は、写真-2に示した増打ち側の面とほぼ同様な損傷状況であることから、既存部と補強部の一体性は確保できていたと推察される。

3.2 変形性状

図-3に各試験体のせん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 関係を示す。全ての試験体において、最大耐力以前の性状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)の発生により、剛性は徐々に低下する性状を示した。最

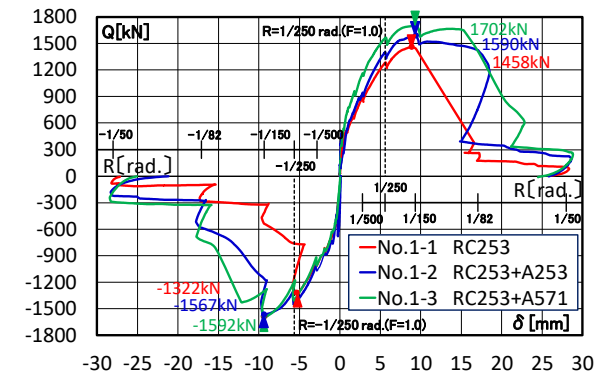


図-4 せん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 関係包絡線の比較

大耐力以降は、徐々に耐力を低下させる性状を示したが、補強または補強量の増加により、その耐力の低下の割合は小さくなる傾向が認められた。

図-4にせん断力 (Q) - 相対変位 (δ) 関係包絡線の比較を示す。No.1-2, No.1-3の補強試験体の弾性剛性は、正側、負側ともにNo.1-1の無補強試験体に比べて、やや

表-4 計算結果一覧表

No.	試験体名	計算結果					実験結果			比較値 eQmax cQmax
		wQmu (kN)	wQsu1 (kN)	wQsu2 (kN)	wQsu3 (kN)	最大耐力 cQmax(kN)	破壊 モード	最大耐力 eQmax(kN)	破壊モード	
1-1	RC253	1779	759	/	/	759	せん断 破壊	1458 -1322	壁部にスリップ破壊 を伴う柱、壁部のせん断破壊	1.92 -1.74
1-2	RC253+A253	1879	780	941	851	780	せん断 破壊	1590 -1568	壁部にスリップ破壊 を伴う柱、壁部のせん断破壊	2.04 -2.01
1-3	RC253+A571	1893	868	1076	885	868	せん断 破壊	1703 -1593	柱、壁部のせん断破壊	1.96 -1.84

■記号の説明■
wQmu: 曲げ終局強度(= $a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot I_w + 0.5 \sum (a_{wv} \cdot \sigma_{wy}) \cdot I_w + 0.5N \cdot I_w$)/a) cQmax=min(wQmu, wQsu1, wQsu2, wQsu3)
wQsu1: 一体とみなした場合のせん断終局強度
wQsu2: 「既存壁のせん断終局強度」と「増設壁板(内のり部分)のせん断終局強度(wQ'su)」の和
wQsu3: 「既存壁のせん断終局強度」と「梁下面にある増打ち接合部材のせん断耐力の和(Qj)」の和

剛性が高くなる傾向が認められた。これは、増打ち部の PVA-FRM のヤング係数が、既存部のコンクリートのヤング係数よりも高いためと考えられる。ひび割れ発生後の剛性は、補強または補強量の増加により高くなる傾向が認められた。また、No.1-2, No.1-3 の補強試験体の最大耐力は、No.1-1 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.1-2 と No.1-3 の補強試験体の変形状態および最大耐力は、補強量の増加により、剛性および最大耐力は上昇した。また、最大耐力後の耐力低下も小さくなる傾向が認められた。

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 (eQmax) と 2017 年版の RC 耐震診断基準⁵⁾および RC 耐震改修設計指針⁶⁾に示された既存耐震壁の増打ち補強による最大耐力計算値 (cQmax) との比較を示す。また、その計算結果一覧表を表-4 に示す。本増打ち補強構法の最大耐力計算値の算出方法は、1.曲げ終局強度 (表-4 中の wQmu)⁵⁾、2.一体とみなした場合のせん断終局強度 (表-4 中の wQsu1)⁶⁾、3.「既存壁のせん断終局強度」と「増設壁板(内のり部分)のせん断終局強度(wQ'su)」の和 (表-4 中の wQsu2)⁶⁾、4.「既存壁のせん断終局強度」と「梁下面にある増打ち接合部材のせん断耐力の和(Qj)」の和 (表-4 中の wQsu3)⁶⁾の 1.~4.の計算のうち、最も小さい強度を本補強工法の最大耐力計算値とした。以下に 1.~4.の各計算式を示す。

1.曲げ終局強度 wQmu⁵⁾

下式(1)によった。ただし、No.1-2, No.1-3 の曲げ終局強度の計算に際しては、アンカー筋が負担する引張力は、アンカー筋の引抜き強度を採用した。

$$wQmu = \{a_t \cdot \sigma_{sy} \cdot I_w + 0.5 \sum (a_{wv} \cdot \sigma_{wy}) \cdot I_w + 0.5N \cdot I_w\} / a \quad (1)$$

ここに、a : せん断スパン (=1400mm)

その他の記号の意味は、文献 5)を参照のこと。

2.一体とみなした場合のせん断終局強度 wQsu1⁵⁾

下式(2)によった。ただし、Fc は既存部分のコンクリー

ト強度を採用し、壁厚は既存部と補強部の壁厚を合計した壁厚で計算を行った。

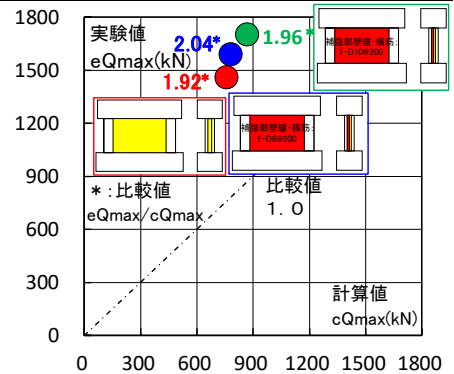


図-5 最大耐力の実験値と計算値との比較

$$wQsu1 = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (18 + F_c)}{M^{0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} b_e \cdot j_e \quad (2)$$

ただし、 $p_{se} \cdot \sigma_{wy} = p_{se1} \cdot \sigma_{wy1} + p_{se2} \cdot \sigma_{wy2}$

ここに、Fc : 既存部分のコンクリート強度

$p_{se1} = a_{h1} / (b_e \cdot s_1)$: 補強後の既存部の壁横筋比

a_{h1} : 既存部の壁横筋の断面積 s_1 : 既存部の壁横筋の間隔

$p_{se2} = a_{h2} / (b_e \cdot s_2)$: 補強後の増打ち部の壁横筋比

a_{h2} : 増打ち部の壁横筋の断面積 s_2 : 増打ち部の壁横筋の間隔

σ_{wy1} : 既存部の壁横筋の降伏点強度 σ_{wy2} : 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 5)を参照のこと。

3.「既存壁のせん断終局強度」と「増設壁板(内のり部分)のせん断終局強度(wQ'su)」の和によるせん断終局強度 wQsu2⁶⁾

下式(3)によった。ただし、式(3)中の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 の圧縮強度を採用した。

$$wQsu2 = Q_{u0} + wQ'su \quad (3)$$

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

ここに、 Q_{u0} : 既存壁のせん断終局耐力(式(2))参照

$wQ'su$: 増打ち壁板(内のり部分)のせん断終局耐力

その他の記号の意味は、文献 6)を参照のこと。

4.「既存壁のせん断終局強度」と「梁下面にある増打ち

接合部材のせん断耐力の和(Q_j)」の和によるせん断終局強度 wQ_{su3} ⁶⁾

下式(4)によった。接着系アンカー 1 本当当たりの負担できるせん断力 Q_A は、鋼材で決定し、34.15kN/本であった。

$$wQ_{su3} = Q_{u0} + Q_j \quad (4)$$

ただし、 $Q_j = n \cdot Q_A$

ここに、 Q_{u0} : 既存壁のせん断終局耐力(式(2))参照)

Q_j : 梁下面にある増打ち接合部材のせん断耐力の和

n : 梁側面に打たれたアンカーの本数 (8-D13 (SD345))

Q_A : 接合面における接着系アンカー 1 本当当たりの負担できるせん断力 (計算式は文献 6)を参照)

その他の記号の意味は、文献 6)を参照のこと。

以上より、式(1)～式(4)の曲げおよびせん断終局強度の計算の結果、2.の一体とみなした場合のせん断終局強度 wQ_{su1} (表-4 中の赤数値) で決定された。以上の結果より、 wQ_{su1} の計算値と最大耐力実験値との比較を行う。

比較値 (=実験値/計算値= eQ_{max}/cQ_{max}) は 1.74~2.04 の範囲であり、全て安全側の評価となった。なお、比較値の平均値は 1.92 であり、約 2 倍の安全率を有することが分かった。

3. 4 増打ち壁によるせん断補強効果

図-6 に最大耐力実験値 (eQ_{max}) と増打ち壁横補強筋量 ($p_{se2} \cdot \sigma_{wy2}$) との関係を示す。比較のため、同図中に、式(2)によるせん断終局強度計算値と増打ち壁横補強筋量との関係を示しておく。最大耐力実験値は、増打ち壁横補強筋量の増加とともに上昇する傾向が認められた。また、No.1-2 の最大耐力 1590kN に対して No.1-3 の最大耐力は 1703kN となり、113kN の耐力上昇があり、せん断補強に効果があることが認められた。また、式(2)も同様に増打ち壁横補強筋量の増加とともにせん断終局強度は上昇する傾向が認められ、おおむね実験値の上昇の傾向をとらえている。また、No.1-2 の最大耐力計算値 780kN に対して、No.1-3 の最大耐力計算値は 868kN となり、88kN の耐力上昇があったが、実験値に比べて、やや耐力の上昇割合は小さい傾向が認められた。

4. まとめ

既存の無開口耐震壁に PVA-FRM を吹付けて増打ち補強する工法を提案し、実験によりその構造性能を確認した。その結果、以下に示す知見を得た。

- ・本補強工法により、既存の無開口耐震壁のせん断耐力を向上でき、せん断補強に効果を発揮することがわかった。また、その耐力は増打ち壁横補強筋量の増加とともに上昇する傾向が認められた。
- ・本補強工法に関して、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曲げおよび

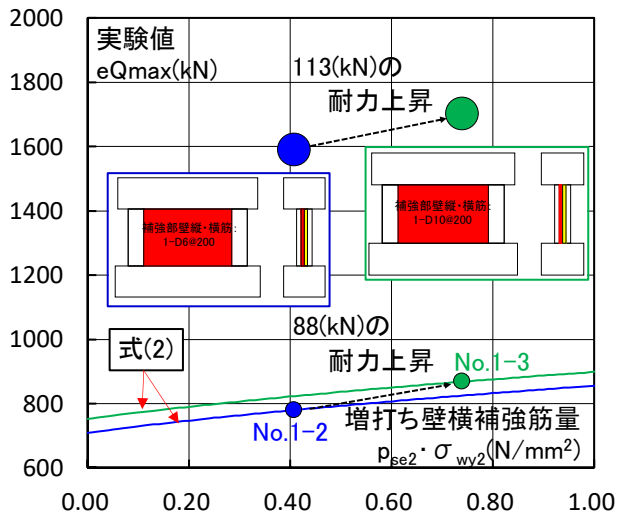


図-6 最大耐力実験値と増打ち壁横補強筋量との関係

せん断終局強度式を適用して評価した結果、安全側に評価できることがわかった。その比較値 (=実験値/計算値) は 1.74~2.04 の範囲であった。

謝辞 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) 小川敦久, 磯雅人, 鶴勝彦: 湿式吹付け耐震補強工法用 PVA 繊維補強プレミックスモルタルの開発, 「繊維補強セメント系複合材料の新しい利用法」に関するシンポジウム, pp.1-6, 2012.9
- 2) 小川敦久, 磯雅人, 鶴勝彦, 矢幡秀介, 秋山友昭, 中野克彦: PVA 繊維補強吹付モルタルを用いた増設耐震壁の開発 その 1 実験概要, その 2 実験結果および検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.305-308, 2013.8
- 3) 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
- 4) 小川敦久, 磯雅人, 鶴勝彦, 高橋講暢, 秋山友昭, 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有開口耐震壁の開口閉塞補強および増打ち補強に関する実験的研究 その 1 実験概要, その 2 実験結果および検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.402-404, 2018.9
- 5) 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
- 6) 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