

論文 乾式吹付け工法を用いた既存 RC 造柱の耐震補強

宮内克之*1・清水健蔵*2・南 宏一*3

要旨：ポリマーセメントモルタルの乾式吹付け工法とせん断補強筋を併用した方法による、既存鉄筋コンクリート造柱の耐震補強効果について検討した。せん断補強筋として、フープ筋、溶接金網、高強度炭素繊維グリッドを設置し、 $h_0/D=2, 3$ の柱試験体に関して正負交番繰返し試験を行なった。その結果、提案工法で補強することによって、既存 RC 柱のせん断強度と変形能を大幅に増大させることができ、耐震性の向上を図ることができることが確認された。

キーワード：乾式吹付け、耐震補強、補強、耐震

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート (RC) 柱の耐震せん断補強を目的として、ポリマーセメントモルタル (以下、PCM) の乾式吹付け工法と高強度炭素繊維グリッド (以下、CFG) を併用した耐震補強方法の確立を目指した実験・研究を行ってきた。これまでに CFG が負担するせん断耐力を算定する際の、CFG の有効率を定量的に評価¹⁾するとともに、断面寸法 600 mm×600 mm の RC 柱試験体を用いた正負交番繰返し載荷試験を行い、主に土木構造物の耐震せん断補強方法としての有効性の評価を行ってきた²⁾。本論文は、せん断補強筋として CFG だけでなく、フープ筋または溶接金網を設置し、PCM を乾式で吹き付ける方法 (以下、提案工法) を用いて、既存 RC 造建築構造物の柱を補強する場合の補強効果について検討を行ったものである。

2. 実験概要

2.1 実験計画

表-1 に実験計画と実験時材齢における既存コンクリート、補強用 PCM およびモルタルの強度特性を示す。表-2 に鋼材および CFG の特性を示す。また、試験体の概要を図-1 に示す。既存の柱は、いずれも断面 300×300 mm とし、軸方向鉄筋として D13 を 16 本 ($p_f=0.70\%$)、帯鉄筋には D6 を 100 mm 間隔 ($p_w=0.21\%$) で配置してある。実験要因は、せん断補強筋の種類 (高強度炭素繊維グリッド: 試験体 G2, G13, フープ筋: 試験体 S3, S15, 溶接金網: 試験体 M4, M16) および柱高さ (内法高さ $h_0=900, 600$ mm, 柱断面せい $D=300$ mm, $h_0/D=3, 2$) である。比較のために RC (モルタル) 巻き立てを行った試験体 C5, C17 についても実験を行なった。

表-1 実験計画およびコンクリート等の特性

シリーズ	試験体	h_0/D	せん断補強			既存柱用コンクリート			補強用 PCM またはモルタル		
			補強筋	補強量 (%)**	PCM の厚さ (mm)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
A	N1	3	—	—	—	19.4	2.13	25.1	—	—	—
	G2		CFG-8	0.30	25				85.8	6.05	34.4
	S3		D10-100mm	0.38	40				87.3	6.12	35.3
	M4		φ 6-50mm	0.31	44				39.2	3.67	22.8
	C5		D10-100mm	0.36	50*						
D	N12	2	—	—	—	22.8	1.76	25.5	—	—	—
	G13		CFG-8	0.30	25				96.0	6.52	34.4
	S15		D10-100mm	0.38	40						
	M16		φ 6-50mm	0.31	44						
	C17		D10-100mm	0.36	50*				40.8	4.07	24.6

*: モルタルの巻き立て厚さ, **: 補強断面に対する値

*1 福山大学 工学部 建築・建設学科教授 博士 (工学) (正会員)

*2 アキタ建設 (株) 専務取締役

*3 福山大学 工学部 建築・建設学科教授 工学博士 (正会員)

本論文の対象としている補強は、せん断補強あるいは靱性補強であることから、補強によって曲げ強度が増加しないように、補強部上下端には25 mmのスリットが設けてある。

2.2 補強方法

(1) 高強度炭素繊維グリッド補強試験体：G2, G13

補強には格子間隔 50 mm で予めコの字型に加工された CFG を使用した。CFG の重ね継手は試験体の引張圧縮面に設置し、φ6 のアンカーピンで既存柱のコンクリートに固定した。重ね継手長は3格点を含む150 mm とした。PCM は厚さ 25 mm (重ね部分を考慮し、CFG の設計厚さ×2+15 mm) で吹き付けた。

(2) フープ筋補強試験体：S3, S15

補強筋として、予め 100 mm 間隔でコの字型に加工された D10 を設置した。フープ筋とするための重ね位置は引張圧縮面、重ね長は 120 mm とし、100 mm 以上のフレア溶接長を確保した。PCM の吹付け厚さは、40 mm (かぶり 20 mm) とした。

(3) 溶接金網補強試験体：M4, M16

補強筋として、予めコの字型に加工された φ6 の溶接

金網 (JIS G3551 WFP) を設置した。接合は引張圧縮面とし、重ね長は4格点を含む200 mm とした。PCM の吹付け厚さは、44 mm (かぶり 20 mm) とした。

(4) モルタル巻き立て補強試験体：C5, C17

フープ筋補強の場合と同様、補強筋として予め 100 mm 間隔でコの字型に加工された D10 を設置した。重ね位置は引張圧縮面、重ね長さ 120 mm とし、最低 100 mm のフレア溶接長を確保した。モルタルの厚さは、50 mm (かぶり 30 mm) とした。

2.3 実験方法

載荷方法は建研式の加力装置を使用し、一定軸方向圧

表-2 鋼材および CFG の機械的特性

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
D13:SD295A	329	505	186
D6:SD295A	424	628	180
D10:SD345	400	582	191
φ6:溶接金網	613	652	187
CFG-8	—	1,400	100

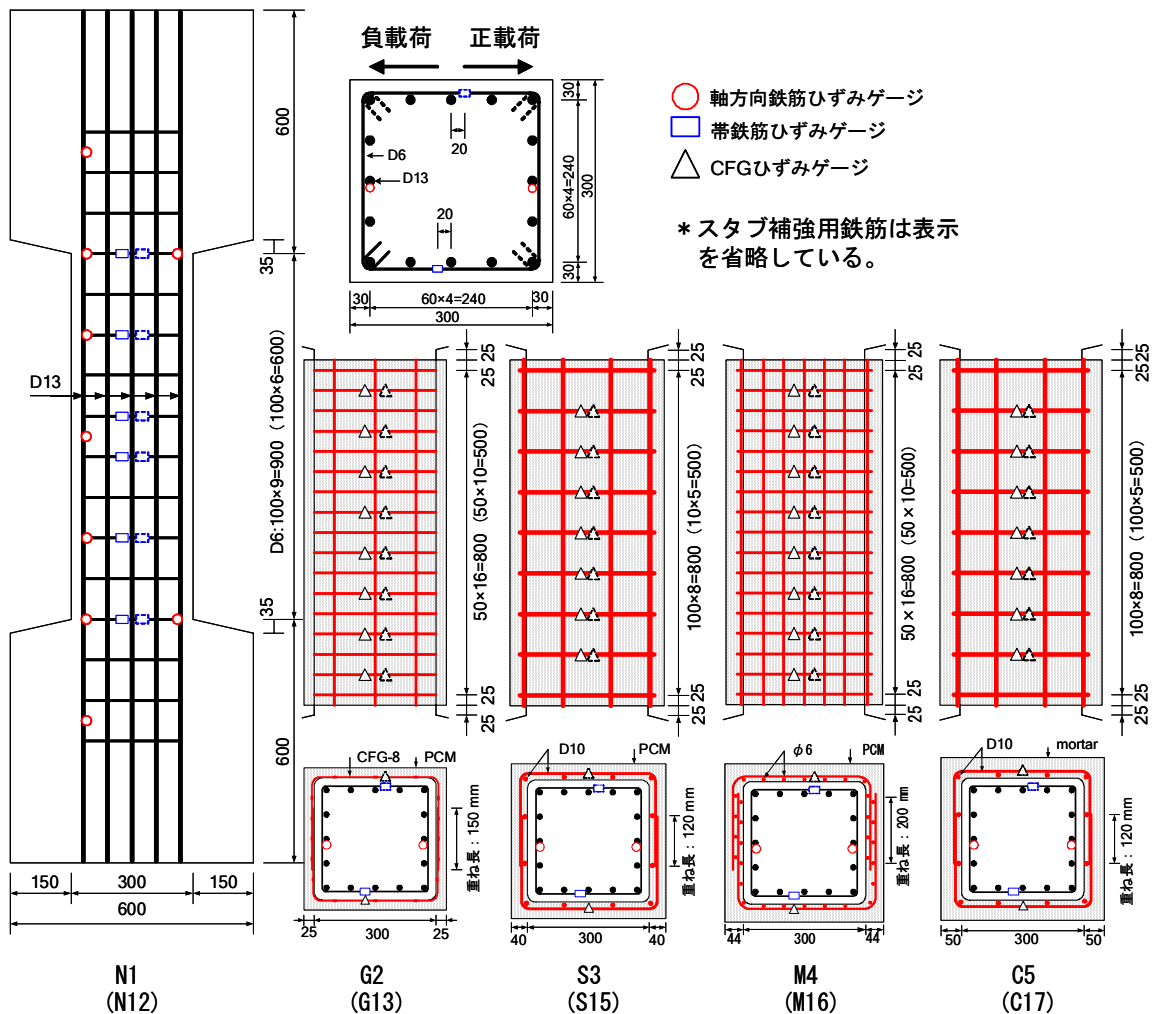


図-1 試験体の概要：()内は D シリーズ

縮力（軸力比 $\eta=0.3$ ）を载荷した状態で、部材角 1/500, 1/250, 1/150, 1/100, 1/67, 1/50, 1/40, 1/33, 1/25, 1/20, 1/17 で各 2 回の正負交番繰返しとした。実験中は、軸方向鉄筋、既設帯鉄筋、せん断補強筋のひずみ度をひずみゲージにより測定した。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊状況

図-2 に各試験体の水平荷重～部材角関係を示す。写真-1 に試験終了後の試験体の状況を示す。図-2 中には、耐震診断基準に示す式³⁾（以下、基準式）に基づいて計算した曲げ終局強度 Q_{mu1} およびせん断終局強度 Q_{su1} を示す。また、図中に示す最大荷重 Q_{max} の値は、P- δ 効果を加えた値である。

(1) A シリーズ： $h_0/D=3$ の試験体

無補強の試験体 N1 は、部材角-1/150 の 1 回目ピーク手前で軸方向鉄筋が圧縮降伏した。部材角 $\pm 1/150$ で最大荷重に達した後、部材角の増大とともにせん断ひび割

れの幅および長さが増大し荷重も徐々に低下した。部材角 $\pm 1/67$ のとき荷重が大きく低下し、最終的には付着割裂破壊を生じた。

CFG 補強試験体 G2 は、部材角-1/250 の 1 回目ピーク手前で圧縮降伏した。その後、部材角 $\pm 1/100$ で最大荷重に達した後、部材角 $\pm 1/33$ までは、概ね最大荷重を維持した。部材角 $\pm 1/25$ の 2 回目载荷の頃から荷重が低下し始めた。破壊形式は曲げ破壊であった。

フープ筋補強試験体 S3 は、部材角+1/250 の 1 回目ピーク手前で軸方向鉄筋が圧縮降伏した。その後、部材角 $\pm 1/25$ のとき最大荷重に達し、部材角 $\pm 1/17$ の繰返し载荷を終了するまで荷重はほとんど低下することなく、極めて良好な変形能を示した。破壊形式は曲げ破壊であった。

溶接金網補強試験体 M4 は、部材角+1/250 の 1 回目ピーク手前で軸方向鉄筋が圧縮降伏した。その後、部材角 -1/50 および+1/25 のとき最大荷重に達し、部材角 $\pm 1/17$ の 1 回目载荷を終了するまで荷重はほとんど低下するこ

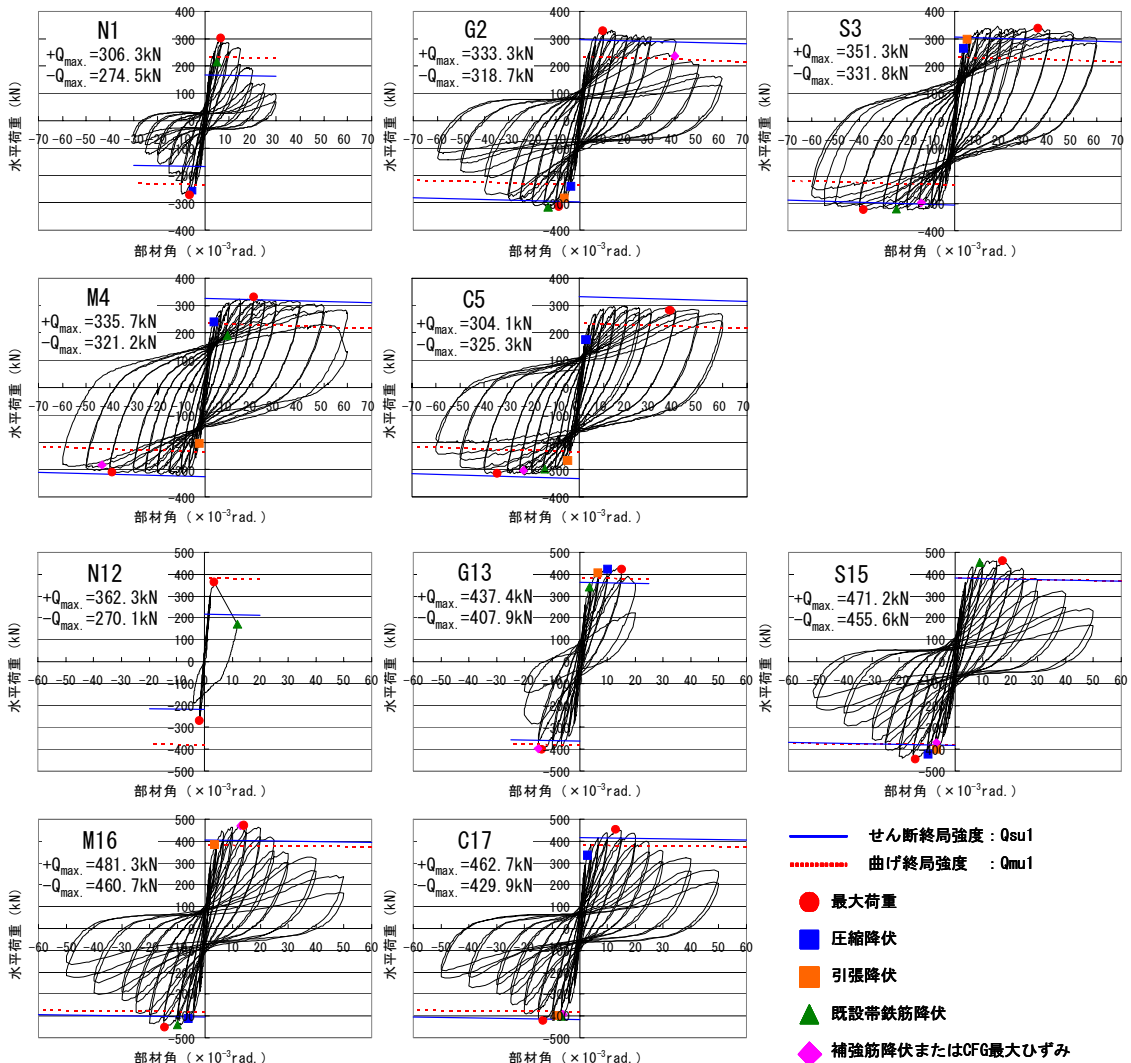


図-2 荷重～部材角関係

とはなく、極めて良好な変形能を示した。部材角+1/17の2回目に右面上部で溶接金網が継手部分ではらみ出し、PCMが剥落した。破壊形式は曲げ破壊であった。

モルタル巻き立て試験体 C5 は、部材角+1/250のピーク手前で圧縮降伏した。その後、部材角±1/25で最大荷重に達した後、部材角±1/20以降になると次第に荷重が低下した。破壊形式は曲げ破壊であった。

いずれの補強試験体においても、せん断ひび割れが大きく発達することはなかった。

(2) Dシリーズ： $h_0/D=2$ の試験体

無補強の試験体 N12 は、部材角 1/250 の1回目正載荷時にせん断ひび割れが一気に拡大して、せん断破壊を生じた。その際、軸方向鉄筋が圧縮降伏した。

CFG 補強試験体 G13 は、部材角+1/150の1回目ピーク時に軸方向鉄筋が引張降伏した。その後、部材角±1/67のとき最大荷重に達した後、部材角 1/50 の1回目正載荷

時までは、概ね最大荷重を維持した。部材角+1/25の1回目載荷の途中で荷重が低下し始め、2回目載荷時にはコーナー部でCFGが破断して荷重が低下した。

フープ筋補強試験体 S15 は、部材角-1/150の1回目ピーク手前で引張降伏した。その後、-1/67,+1/50のとき最大荷重に達し、部材角±1/50の繰返し載荷を終了するまで、ほぼ最大荷重を維持し、良好な変形能を示した。部材角±1/40の繰返し載荷時から荷重が徐々に低下した。

溶接金網補強試験体 M16 は、部材角-1/250の2回目ピーク手前で引張降伏の後、部材角±1/67のとき最大荷重に達した。その後、部材角 1/50 の繰返し載荷を終了するまで、ほぼ最大荷重を維持し、良好な変形能を示した。部材角±1/40の繰返し載荷時から荷重が徐々に低下した。

モルタル巻き立て試験体 C17 は、部材角+1/250の1回目ピーク手前で圧縮降伏した。部材角±1/67のとき最大荷重に達し、その後徐々に荷重が低下した。

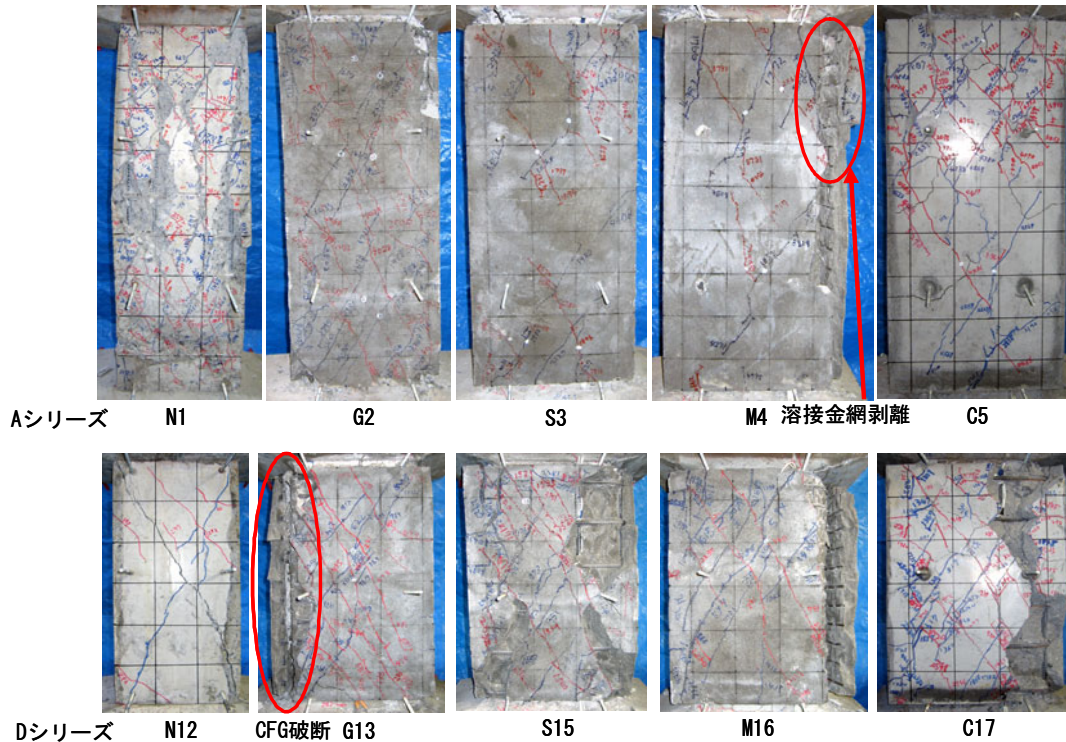


写真-1 破壊状況 (実験終了後)

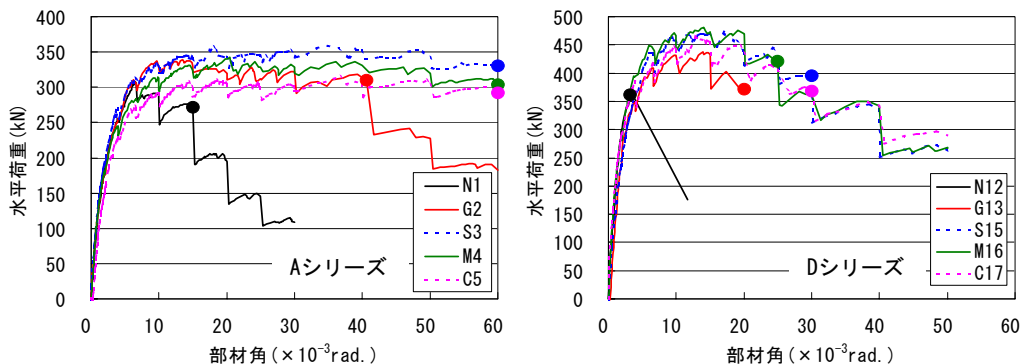


図-3 包絡線の比較 (丸印：終局時)

3.2 水平荷重～部材角関係

各試験体の水平荷重～部材角関係の包絡線を図-3に示す。包絡線は正載荷に関して示してある。

$h_0/D=2,3$ の試験体に関して、提案工法で補強することにより、せん断破壊を抑制し、確実に変形能力を高めることができ、終局時変形が大きくなることがわかる。また、水平荷重の下降域においても、荷重の低下の割合が無補強の試験体に比べて緩やかになっていることがわかる。特にフープ筋を設置した試験体 S3, S15, 溶接金網を設置した試験体 M4, M16 で、この傾向が顕著である。これは、せん断補強筋であるフープ筋や溶接金網による拘束効果のためであると考えられる。

3.3 せん断補強筋のひずみ度

図-4に既設の帯鉄筋および補強用せん断補強筋のひ

ずみ度の分布を、 $h_0/D=3$ の試験体に関して示す。ひずみ度は、1回目負荷荷時ピークに関してゲージ2枚の平均値で示してある。 $h_0/D=2$ の試験体に関して同様の結果が得られた。

無補強の試験体 N1 および N12 では、それぞれ部材角 $1/100, 1/250$ のときに既設の帯鉄筋が降伏している。これに対して、補強試験体では既設帯鉄筋の降伏時期が遅くなり、せん断補強を施したことの効果が現れている。

CFGで補強した試験体 G2, G13 においては、実験中に測定された最大のひずみ度は、それぞれ $7,200, 11,100 \times 10^{-6}$ であった。これは、CFGの破断ひずみ度 $14,000 \times 10^{-6}$ の約 $50 \sim 80\%$ であり、十分にその性能が発揮されていることがわかる。

3.4 耐力の検討

表-3に実験結果の一覧を示す。

表-3において、最大荷重の80%に荷重が低下した時点を終局時とした。また、基準式および多段配筋を考慮した式⁴⁾(以下、多段考慮式)で求めたせん断終局強度の計算値 Q_{su1} および Q_{su2} を示す。せん断終局強度の計算においては、表-1, 2に示す材料強度を使用した。CFGに関しては、強度の有効率を $2/3$ とした値を用いている。

表-3に、最大荷重 Q_{max} とせん断終局強度 Q_{su} との比を示す。無補強試験体 N1, N12 では Q_{max}/Q_{su} の値が大きくなった。提案工法で補強された試験体では $0.96 \sim 1.22$ であった。

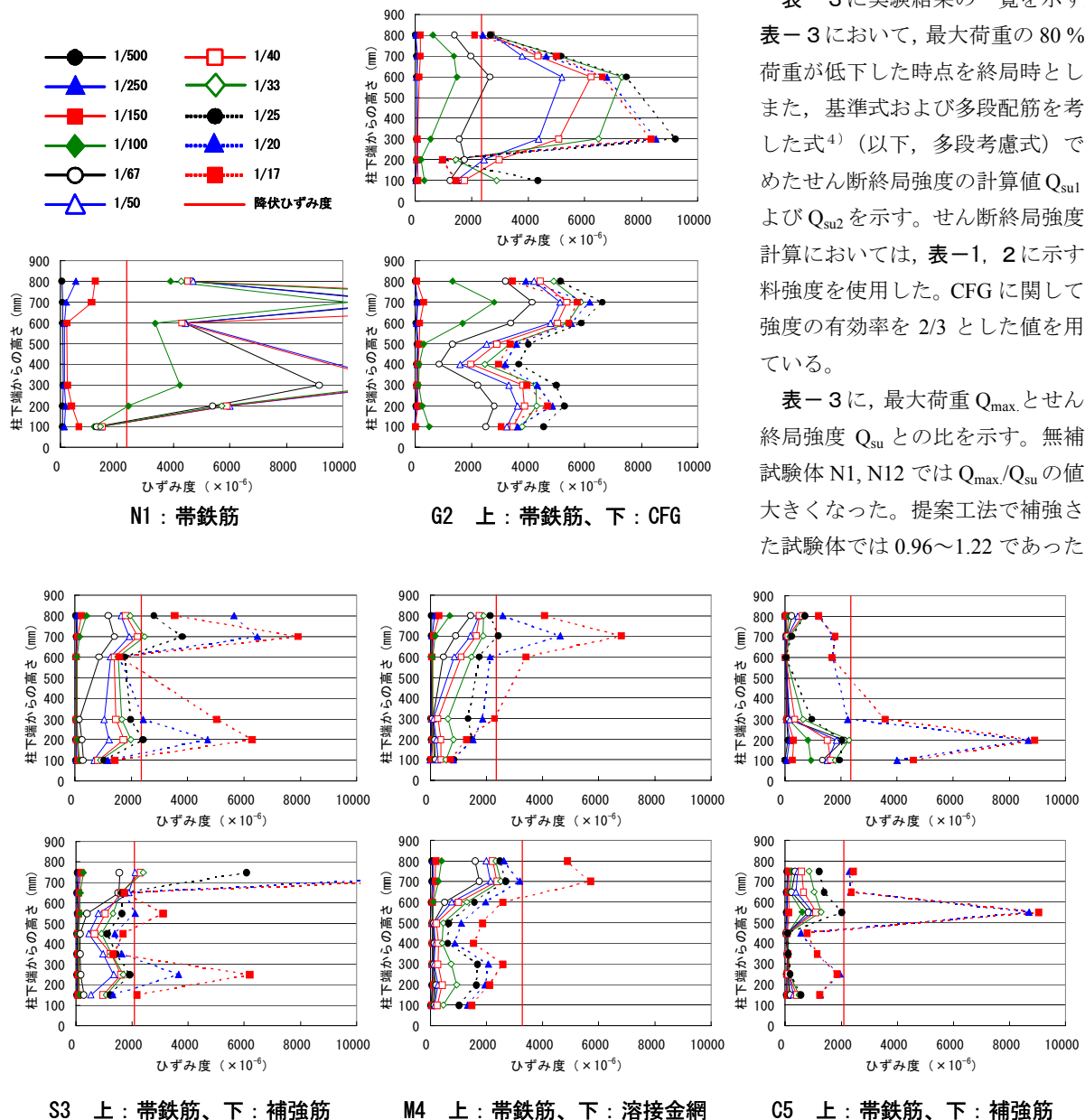


図-4 帯鉄筋および補強筋のひずみ度

表-3 実験結果一覧表

シリーズ	試験体	最大荷重 Q_{max} (kN)			最大荷重時部材角 (rad.)		終局時部材角 (rad.)		曲げ終局強度 Q_{mu1} (kN)	せん断終局強度 (計算値)				破壊形式
		正	負	平均	正	負	正	負		Q_{su1} (kN)	Q_{max}/Q_{su1}	Q_{su2} (kN)	Q_{max}/Q_{su2}	
A	N1	306.3	274.5	290.4	1/150	1/150	1/67	1/100	233.3	169.3	1.72	177.2	1.64	付着割裂
	G2	333.3	318.7	326.0	1/100	1/100	1/25	1/25		297.4	1.10	308.6	1.06	曲げ
	S3	351.3	331.8	341.6	1/25	1/25	1/17	1/17		305.5	1.12	318.9	1.07	曲げ
	M4	335.7	321.2	328.5	1/50	1/25	1/17	1/17		326.4	1.01	340.5	0.96	曲げ
	C5	304.1	325.3	314.7	1/25	1/25	1/17	1/20		331.5	0.95	346.6	0.91	曲げ
D	N12	362.3	270.1	316.2	1/250	1/500	1/500	1/500	382.1	217.5	1.45	230.1	1.37	せん断
	G13	437.4	407.9	422.7	1/67	1/67	1/50	1/67		361.9	1.17	379.6	1.11	曲げ
	S15	471.2	455.6	463.4	1/50	1/67	1/33	1/33		381.2	1.22	402.5	1.15	曲げ
	M16	481.3	460.7	471.0	1/67	1/67	1/40	1/40		405.3	1.16	427.6	1.10	曲げ
	C17	462.7	429.9	446.3	1/67	1/67	1/33	1/40		415.4	1.07	439.3	1.02	曲げ

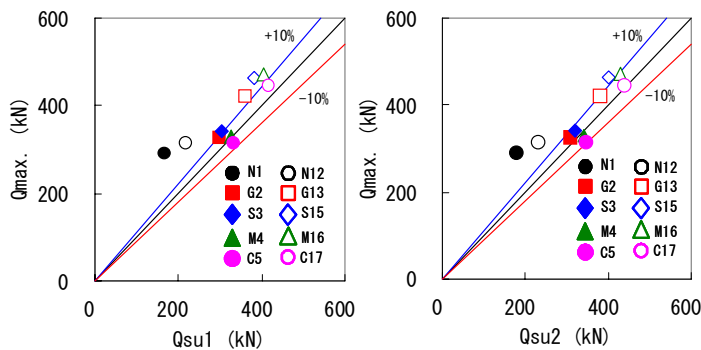


図-5 実験値と計算値との比較

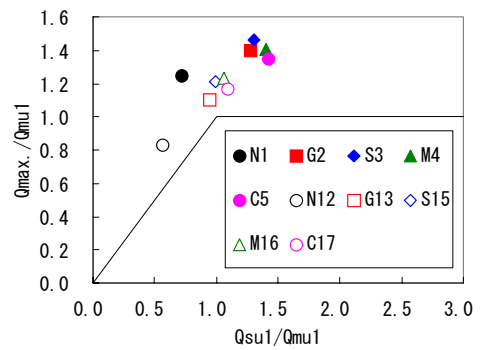


図-6 $Q_{max}/Q_{mu1} \sim Q_{su1}/Q_{mu1}$ 関係

しかし、モルタル巻き立ての試験体 C5 では、最大荷重 Q_{max} がせん断終局強度 Q_{su} を多少下回る結果となった。

図-5 は、せん断終局強度の実験値 (最大荷重 Q_{max}) と計算値 Q_{su} との比較を示したものである。基準式あるいは多段考慮式を適用すれば、提案工法で補強された RC 柱のせん断終局強度 Q_{su} を的確に評価できることがわかる。

図-6 は、 Q_{max}/Q_{mu1} と Q_{su1}/Q_{mu1} との関係を示したものである。いずれの補強試験体においても、計算値を上回るせん断終局強度が得られており、せん断補強筋を配置し、PCM を乾式で吹き付けるという提案工法の耐震補強方法としての効果が確認できる。

4. 結論

せん断補強筋として CFG、フープ筋または溶接金網を設置し、PCM を乾式で吹き付ける方法による、既存 RC 造建築構造物の柱の補強効果について検討した結果、以下のことが明らかとなった。

- (1) 提案工法によってせん断補強することにより、せん断終局強度を高めることができ、変形能の向上を図

ることができる。

- (2) せん断補強筋として、フープ筋または溶接金網を設置した試験体は、最大荷重後の荷重低下が緩やかとなり良好な靱性を示す。
- (3) 提案工法によってせん断補強された RC 柱のせん断終局強度は、耐震診断基準に示す式あるいは多段配筋を考慮した式で算定できる。

参考文献

- 1) 宮内克之, 清水健蔵: 乾式吹付け工法と炭素繊維グリッドを併用した RC 部材の耐震補強, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1507-1512, 2006.7
- 2) 宮内克之, 清水健蔵: 乾式吹付けと炭素繊維グリッドを併用した補強方法の耐震補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1597-1602, 2007.7
- 3) 日本建築防災協会: 2001 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, pp.31-32
- 4) 日本建築防災協会: 2001 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, pp.194-195