

乾式吹付け工法と炭素繊維グリッドを併用した 既存 RC 柱の耐震補強効果

宮内 克之*・清水 健蔵**

Strengthening Effect of Existing RC Columns with Carbon Fiber
Grid and Dry Sprayed Polymer Cement Mortar

Katsuyuki MIYAUCHI* and Kenzou SHIMIZU**

ABSTRACT

The authors developed a new seismic strengthening method for existing RC columns. In this new method, carbon fiber grid was mounted around the column, and special polymer cement mortar was sprayed over the carbon fiber grid by dry spray system.

Seismic strengthening effect of existing RC columns with the new method was estimated based on the results of reversed cyclic loading test for the strengthened RC columns. It was cleared that the new method was very applicable for seismic strengthening of existing RC columns from the points of both displacement ductility and equivalent dumping constant.

キーワード：耐震補強，補強，せん断補強，乾式吹付け，炭素繊維グリッド

Key Words : Seismic Strengthening, Strengthening, Shear Strengthening, Dry Splay System, Carbon Fiber Grid

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート (RC) 構造物の耐震せん断補強方法としては、鋼板巻き立て工法、コンクリート巻き立て工法、連続繊維シート貼付け工法などが主に用いられている¹⁾。また最近では、コンクリートセグメントと鋼より線を用いた工法²⁾や鋼製パネルを用いた工法³⁾なども開発されている。筆者らは、これらの耐震せん断補強方法に替わる補強方法の開発研究を2004年度より実施してきた。2004年度には、特殊ポリマーセメントモルタル (以下、PCM) の乾式吹付け工法と炭素繊維グリッド (以下、CFG) を併用した耐震せん断補強工法 (以下、提案工法) の可能性に関して検討を行い、その可能性を明らかにした⁴⁾。

続いて2005年度には、提案工法による補強設計に必要な基礎資料整備のための実験を行い、提案工法による補強設計において炭素繊維グリッドの引張強度の有効率として2/3が採用できることを明らかにした⁵⁾。本論文は、旧基準に準拠して設計された、断面寸法600mm×600mmのRC柱を提案工法によってせん断補強した試験体に対して、正負交番繰返し載荷試験を行い、CFGのせん断挙動を検討するとともに、提案工法の耐震せん断補強方法としての有効性について論じたものである。

本論文で対象としている耐震せん断補強方法で使用している乾式吹付け用ポリマーセメントモルタルの標準的な力学的特性⁶⁾を表-1に示す。また、図-1

*建築・建設学科，**アキタ建設株式会社

に提案工法の施工方法の概略を示す。

提案工法は、従来の耐震補強工法に比べて以下のような特徴を有している。

①良好な施工性：PCM の乾式吹付け工法を用いており、機材が小型で小回りが利き、施工性が非常に良好である。また、長時間の作業中断によるモルタルの閉塞がないことなど施工性が極めて良い。②断面の増し厚量が非常に少ない：炭素繊維グリッドは、縦横の筋が同一平面内に配置されているため、グリッドそのものの厚さが5～10 mm と薄いうえに、グリッドが錆びない、モルタルの耐久性が良いためかぶり厚が少なく、補強に伴う断面の増し厚が非常に少ない。③優れた耐久性：グリッドが錆びないことに加えて、ポリマーセメントモルタルは中性化速度や塩化物イオンの拡散係数が小さい。したがって、海岸付近の構造物の補強に対して非常に効果的である。④補修と補強の同時施工：提案工法は、約150 mm の厚付けが可能な乾式吹付け工法を採用していることより、長年の共用によって劣化した部分を除去した後の断面修復と耐震補強との同時施工が可能である⁷⁾。⑤コストダウン：主に作業日程の短縮および仮設費用の削減により大幅なコスト削減が可能である。従来の鋼板巻き立て工法と比較して、約30%のコストダウンが可能である。さらに、耐久性が極めて良好であるため、ライフサイクルコストの低減にもつながる。

本論文では、提案工法による耐震せん断補強設計において、設計補強せん断耐力は土木学会コンクリート標準示方書[構造性能照査編]⁸⁾ (以下、標準示方書) に従うことを基本とし、式(1)で表されるものとしている。また、高強度炭素繊維グリッドにより受け持たれる棒部材の設計せん断耐力 V_{gd} に関しては、既往の補強工法の補強設計式⁹⁾ を参考にして、圧縮斜材が部材軸となす角度 $\theta = 45^\circ$ とした式(2)で算定するものとした。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{gd} \quad (1)$$

ここに、 V_{yd} ：棒部材の設計補強せん断耐力

V_{cd} ：せん断補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力

V_{sd} ：既設のせん断補強鋼材により受け持た

表-1 PCM の標準的な力学的特性

項目	試験結果	備考
圧縮強度	62.5 N/mm ²	材齢 : 28 日
弾性係数	29.6 kN/mm ²	養生温度 : 20±2 °C
付着強度	2.2 N/mm ²	相対湿度 : 60±10%
中性化深さ	0.5 mm	促進中性化試験 期間 : 6 ヶ月 室温 : 20±2 °C 相対湿度 : 60±10% CO ₂ 濃度 : 5±0.2%
見掛けの拡散係数	1.51×10 ⁻⁸ cm ² /s	浸漬期間 : 6 ヶ月
相対動弾性係数	100.2 %	凍結融解試験 サイクル数 : 300 回

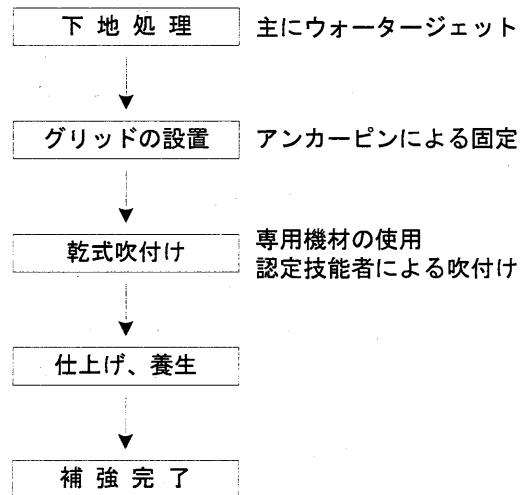


図-1 施工方法の概略

れる棒部材の設計せん断耐力

V_{gd} ：高強度炭素繊維グリッドにより受け持たれる棒部材の設計せん断耐力

$$V_{gd} = \frac{A_{gw} \cdot f_{gw} \cdot k_e \cdot z}{s_g \cdot \gamma_b} \quad (2)$$

A_{gw} ：区間 s_g における高強度炭素繊維グリッド横筋の総断面積

f_{gw} ：高強度炭素繊維グリッドの引張強度の特性値

k_e ：高強度炭素繊維グリッドの有効率

s_g ：高強度炭素繊維グリッド横筋の間隔

z ：偶力のアーム長で、 $z = d/1.15$

d ：有効高さ

γ_b ：部材係数で、 $\gamma_b = 1.10$

2. 実験計画

2.1 実験方法

表-2 に実験計画を、表-3~5 に使用材料の特性を示す。また、試験体の概要を図-2 に示す。

試験体 N1 は、1979 年以前の基準（以下、旧基準）に準拠して設計され、せん断補強が十分でない既存の RC 柱を想定したものである。試験体 N2 は、標準示方書⁸⁾（以下、新基準ともいう）に準拠して設計され耐震性に富む柱を想定したものである。試験体 G1, G1_S, G2 は、旧基準に準拠して設計された試験体 N1 を、提案工法により補強したものである。試験体 G1, G2 は、CFG の重ね継手部分を引張圧縮面に配置したものであり、試験体 G1_S は継手部分をせん断面に配置している。なお、本論文は耐震せん断補強を想定したものであることから、補強によって曲げ耐力が増加しないように、補強部下端と基礎との間に 10 mm のスリットが設けてある。試験体 N1 の断面特性等は、過去に他の機関で実施された同様の研究^{2), 10)}を参考にして、耐力比が 1.0 以下になるように計画されている。試験体 N2, および試験体 N1 を提案工法によって耐震せん断補強した試験体 G1, G1_S, G2 は、耐力比がほぼ同程度（1.6~1.8）となるように計画されて

いる。

表-2 において、曲げ耐力およびせん断耐力は、標準示方書に基づいて計算したものである。CFG の負担するせん断耐力は前出の式(2)を用いて算出した。その際 CFG の引張強度に対する有効率は、過去の実験結果⁵⁾を参考にして 2/3 を用いた。実構造物の補強を考えた場合、せん断耐力に及ぼす断面増の影響はそれほど大きくないと考えられるため、補強前の既存断面に関して計算を行い、PCM のせん断耐力負担分は考慮していない。

CFG はあらかじめコの字型（隅角部 $r=30\text{ mm}$ ）に加工したものを使用した。重ね継手の長さは、継手をせん断面に設置した場合でも、想定されるせん断破壊面を境に少なくとも交差点 2 点を含むように、CFG-8 で 250 mm（交差点 5 個分）、CFG-10 で 400 mm（交差点 4 個分）とした。提案工法において、既存断面と CFG は PCM を介して一体性が保たれる。すなわち柱部への CFG の固定は、PCM 吹付けに支障が無い程度の仮留で十分である。したがって、CFG は重ね合わせ部で $\phi 6$ のアンカーピンを用い、200 mm 間隔×8 箇所縦 1 列に固定した。

表-2 実験計画

試験体	既設帯鉄筋	CFG の種類	CFG 補強量(%)	CFG の継手位置	曲げ耐力 Pa (kN)	せん断耐力 Va (kN)	耐力比 Va/Pa	備考
N1	$\phi 9-150\text{ mm}$	—	—	—	361	243	0.67	旧基準に準拠
N2	D13-75 mm	—	—	—	361	583	1.61	新基準に準拠
G1	$\phi 9-150\text{ mm}$	CFG-8	0.18	引張圧縮面	361	664	1.84	N1 を補強
G1_S	$\phi 9-150\text{ mm}$	CFG-8	0.18	せん断面	361	664	1.84	N1 を補強
G2	$\phi 9-150\text{ mm}$	CFG-10	0.13	引張圧縮面	361	555	1.54	N1 を補強

表-3 鋼材の機械的特性

種類	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
D25 : SD295A	398	589	200
D13 : SD295A	343	495	195
$\phi 9$: SR235	324	443	192

表-4 CFG の機械的特性

種類	公称断面積 (mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	格子間隔 (mm)
CFG-8	26.4	1,400	100	50
CFG-10	39.2	1,400	100	100

メーカーのカタログ値

表-5 コンクリートおよび PCM の強度特性

種類	材齢	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	適用
コンクリート	105 日	27.8	23.2	1.76	N1, G1, G1_S, G2
コンクリート	50 日	38.3	28.3	3.29	N2
PCM	69 日	82.7	36.5	5.95	G1, G1_S, G2

・材齢：RC 柱試験時材齢

・コンクリート：呼び強度「24」のレディーミクストコンクリート使用

2.2 実験方法

写真-1 に実験の様子を示す。実験は建研式加力装置を用いて行い、試験体上端をピン機構とした状態で載荷した。載荷方法は、最外縁の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時点の載荷点変位 δy (実際には、柱基部より 1,460 mm の位置に設置した変位計の計測値；以後便宜上、載荷点および載荷点変位と表記) を基準として、 $\pm 1\delta y$, $\pm 2\delta y$, $\pm 4\delta y$, $\pm 6\delta y$, ... と変位を増大させながら正負交番繰返し載荷を行った。試験体 N1 においては、早い段階でのせん断破壊が予測されることから、 $\pm 1\delta y$, $\pm 2\delta y$, $\pm 3\delta y$, ... の載荷とした。なお、同一変位での繰返し回数は原則 3 回とし、軸方向圧縮力として 720 kN ($\sigma = 2 \text{ N/mm}^2$) を載荷した。試験中は、載荷点変位を変位計により測定した。また、軸方向鉄筋、帯鉄筋、CFG のひずみを電気抵抗線式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 各試験体の破壊状況

荷重～変位関係を図-3 に、ひび割れの進行過程を図-4 に示す。また、実験終了後における試験体の破壊状況を写真-2 に示す。

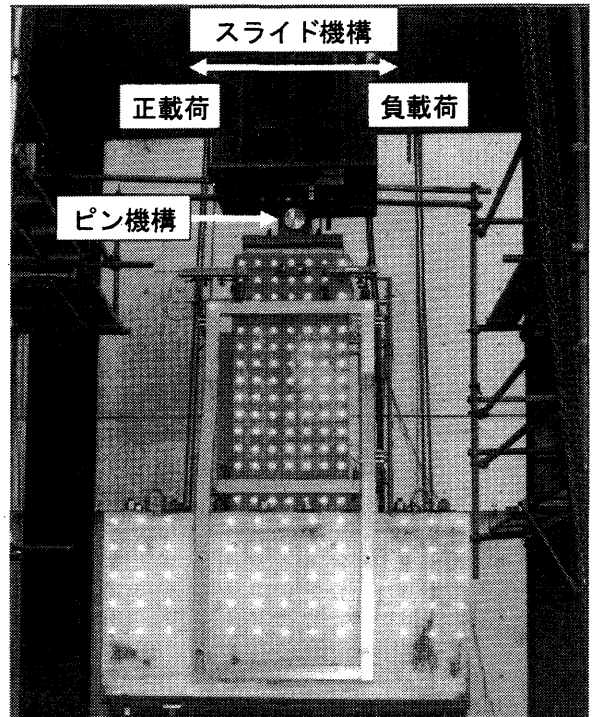


写真-1 柱試験体の実験の様子
(試験体: G2)

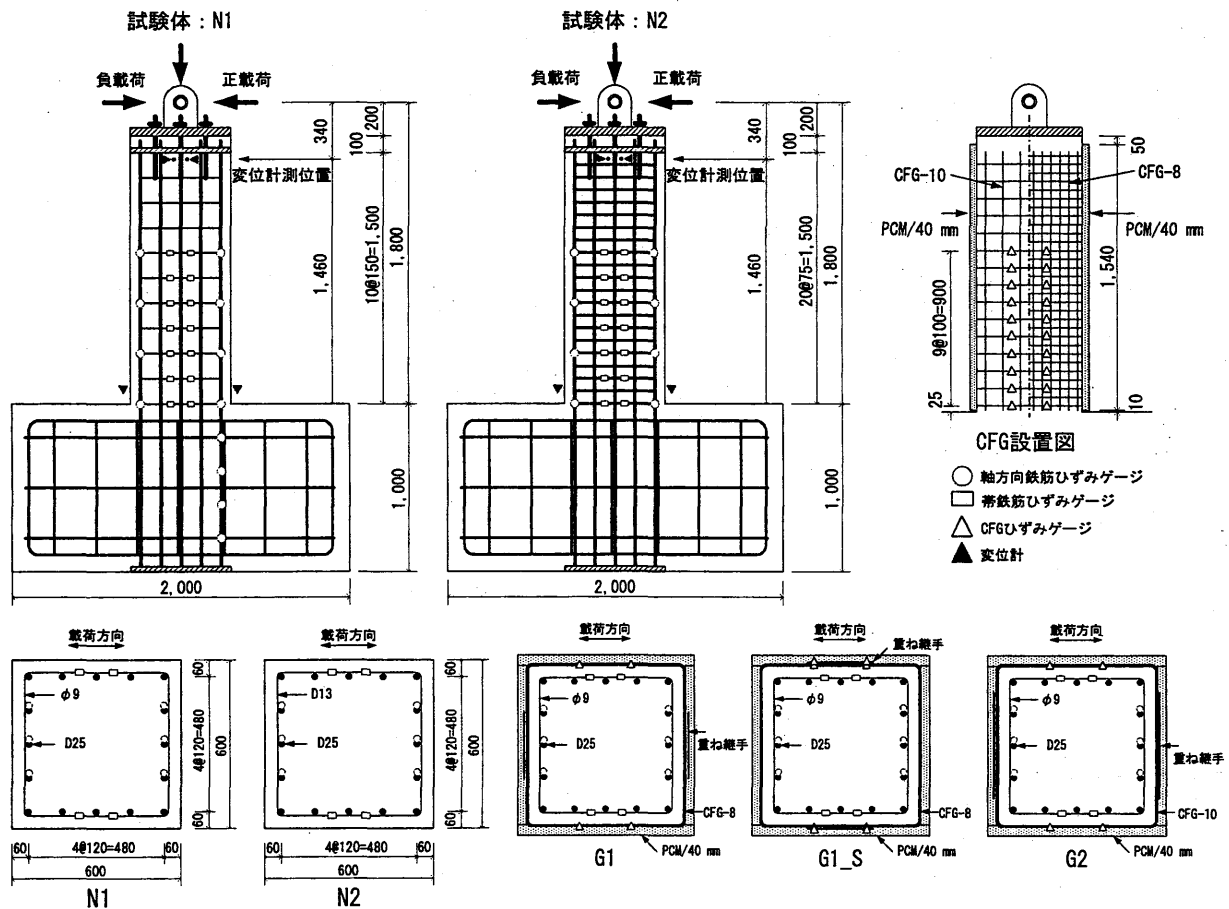


図-2 試験体の概要

(1) 試験体 N1 : 旧基準に準拠して設計

±1δy の 1 回目の載荷時に X 形のせん断ひび割れが発生し、±2δy での載荷時にはせん断ひび割れの幅が拡大した。+3δy の 1 回目の載荷途中で、せん断ひび割れの幅が大きく拡大したのに伴って荷重が急激に低下し破壊した。破壊形式は、正負交番載荷に伴いせん断ひび割れが X 形に発達した典型的なせん断破壊であった。

(2) 試験体 N2 : 新基準に準拠して設計

±1δy の載荷終了時点でせん断ひび割れが発生したが、±2δy での載荷終了時点まで曲げひび割れ幅は拡大するものの、せん断ひび割れ幅が大きく拡大することはなかった。+4δy の 1 回目のピーク時における最大曲げひび割れ幅は 3 mm 程度、最大せん断ひび割れ幅は 0.8 mm 程度であった。

+6δy の 1 回目の載荷で、圧縮側下部コンクリートが一部剥落した。-6δy の 1 回目載荷の際、圧縮側柱基部から 400 mm の位置にかぶりコンクリートの剥離と思われる段差が発生した。その後±6δy の 2, 3 回目の載荷で、圧縮側のかぶりコンクリートが柱基部から約 550 mm の範囲において剥落した。

±7δy での載荷時には、せん断補強筋のはらみ出しと共に、圧縮側軸方向鉄筋の座屈が観察された。±8δy になると軸方向鉄筋の座屈が更に顕著となった。また、実験終了後に確認したところ、軸方向鉄筋は柱基部から約 550 mm の範囲で座屈していた。破壊形式は、典型的な柱基部での曲げ破壊であった。

(3) 試験体 G1 : 提案工法による補強

±1δy の 1 回目の載荷では、目視で確認できるせん断ひび割れは発生しなかった。±1δy の 2 回目以降せん断ひび割れが発生し、±2δy~±4δy の載荷にかけてせん断ひび割れが発達していった。±4δy での載荷時には、引張側の下部においてグリッド位置に縦ひび割れが発生した。

±8δy の 1 回目の載荷時に、圧縮面下部においてかぶりコンクリートの剥離が観察された。±8δy の 2 回目の載荷時に、柱基部におけるコアコンクリートのはらみ出しが顕著となり、CFG が重ね部において、はじける様な音がした。+8δy の 3 回目の載荷時に、CFG の重ね部が大きくはじけ、荷重も最大荷重の約半分に低下した。

しかし、図-3 の荷重～変位関係を見てもわかるとおり、履歴ループの形状は紡錘形をしており、せん断破壊が進行していないことがわかる。また写真-2 からも、せん断破壊ではなく、柱基部の曲げ破壊であることがわかる。

実験終了後、CFG の重ね部がはじけた部分のコンクリートを除去して軸方向鉄筋の状況を観察したと

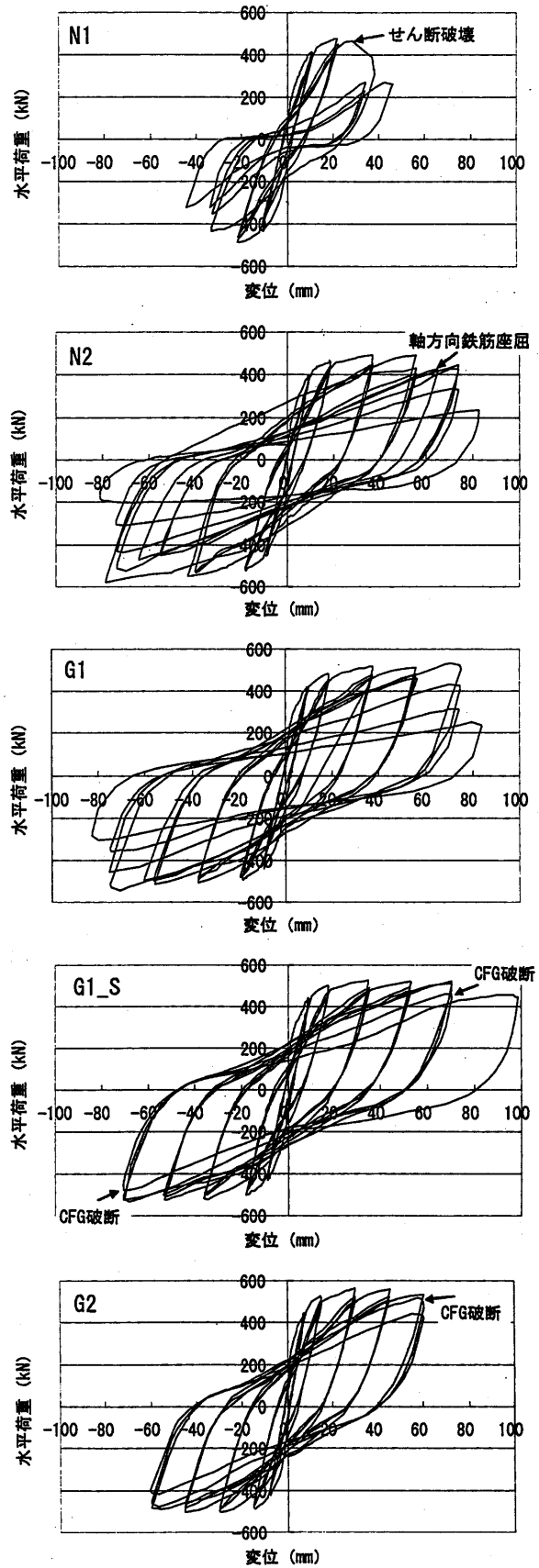


図-3 荷重～変位関係

ころ、柱基部から約 450 mm の範囲において軸方向鉄筋の座屈が確認された。

(4) 試験体 G1_S : 提案工法による補強

±1δy の荷重終了時点でせん断ひび割れが発生し、その後の荷重でせん断ひび割れの数が増加するものの、±4δy での荷重終了時点までせん断ひび割れ幅が目だった拡大は観察されなかった。途中、-4δy の 1 回目の荷重時に左側引張面下部において、CFG 縦筋の位置に縦ひび割れが発生した。

±6δy の荷重においても、せん断ひび割れの数が増加するものの、せん断ひび割れ幅の増大はほとんどなく、±6δy の荷重を終了し、荷重点変位を 0 に戻した段階でのせん断ひび割れの最大幅は約 0.2 mm で

あった。

±8δy の 2 回目の荷重で、柱基部から約 600 mm の範囲でコアコンクリートのはらみ出しが拡大し、かぶりコンクリートの剥離が観察された。その後±8δy の 3 回目の荷重で、コアコンクリートの圧縮破壊に伴う柱基部の横方向へのはらみ出しが更に顕著になり、かぶりコンクリートが剥落した。また、隅角部において CFG 横筋の破断が確認された。

その後、+10δy の 1 回目まで荷重をした後、実験を終了した。+10δy の 1 回目の荷重時における荷重もほぼ降伏時の荷重を維持した。破壊形式は、柱基部の曲げ破壊であった。

実験終了後確認したところ、柱基部から約 300 mm

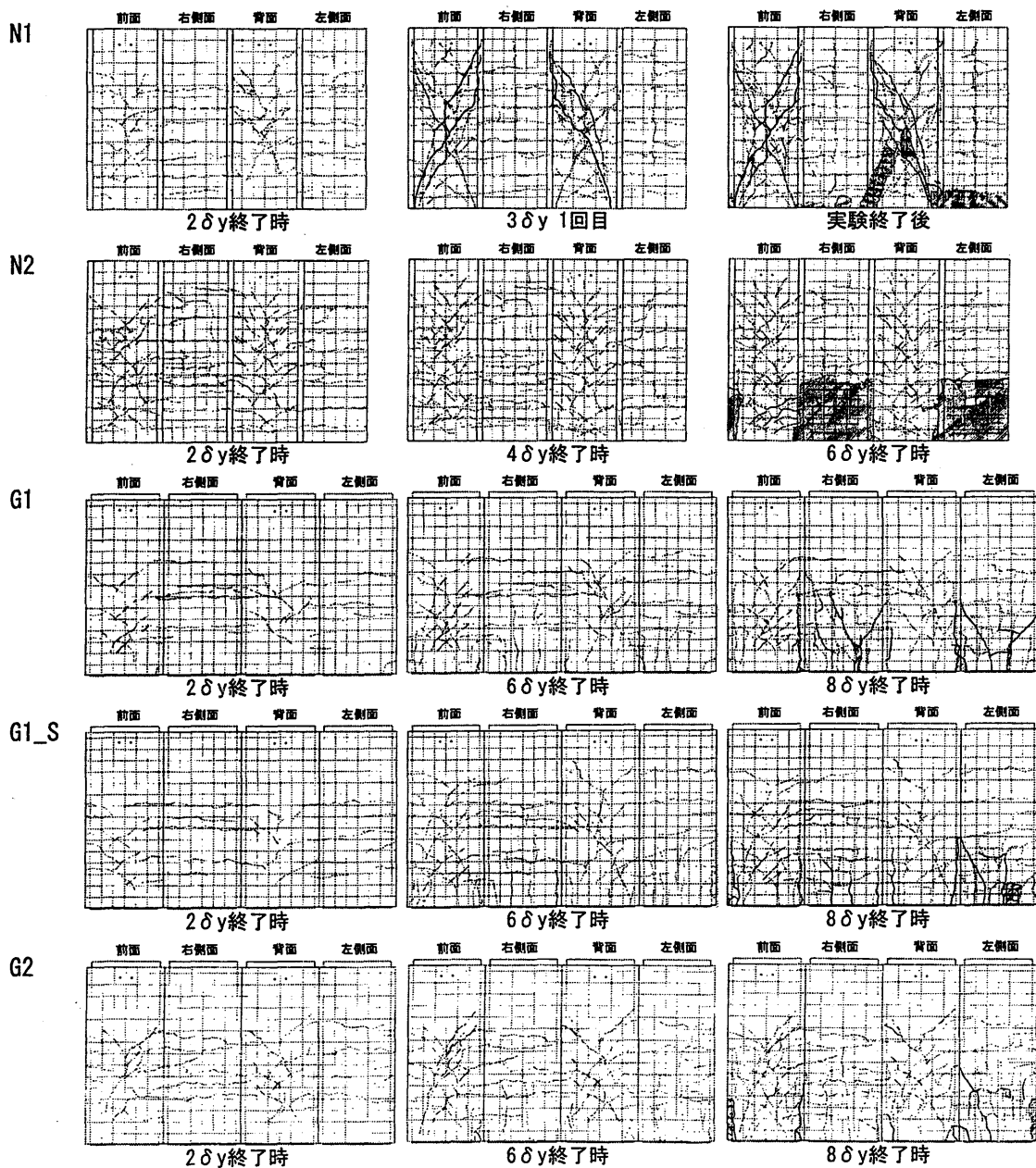


図-4 ひび割れの進行過程

の範囲において軸方向鉄筋が座屈していた。

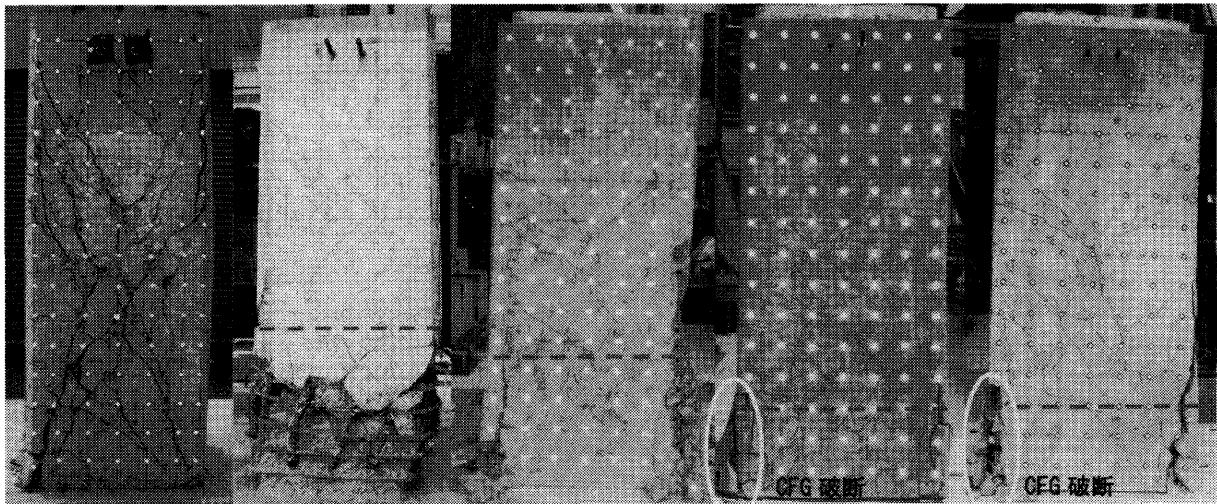
(5) 試験体 G2：提案工法による補強

±1δy の荷重終了時点で X 形のせん断ひび割れが発生するものの、±6δy での荷重終了時点までせん断ひび割れ幅が大きく発達することはなく、最大荷重を維持した。±8δy の 1 回目の荷重で、かぶりコンクリートの剥落に伴い荷重がわずかに低下した。その後±8δy の 2, 3 回目の荷重で、コアコンクリートの圧縮破壊に伴う柱基部の横方向へのはらみ出しが大きくなり荷重が低下した。+8δy の 2 回目の荷重時に、正面左下隅角部 CFG 横筋の破断が確認された。しかし、図-3 の荷重～変位関係を見てもわかるとおり、履歴ループの形状は紡錘形をしており、せん断破壊が

進行していないことがわかる。荷重が低下する前兆が現れたので、実験の都合により試験は±8δy で打ち切った。

写真-2 からせん断破壊ではなく、柱基部の曲げ破壊であることがわかる。試験終了後におけるせん断ひび割れ幅は、最大でも 0.4 mm 程度であった。

実験終了後、軸方向鉄筋の状況を観察したところ、柱基部から約 300 mm の範囲において座屈が確認された。試験を±8δy で打ち切っているため、最終的な座屈範囲は 300 mm よりも多少広くなるものと思われる。



N1 N2 G1 G1_S G2

写真-2 破壊状況 (実験終了後)：破線；軸方向鉄筋の座屈範囲

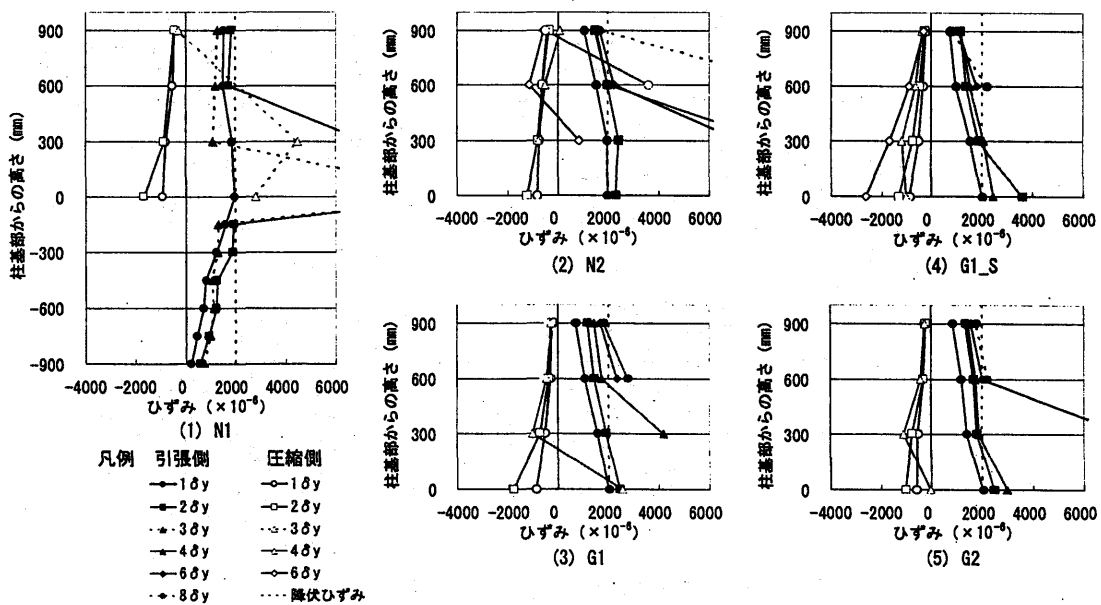


図-5 軸方向鉄筋のひずみ分布 (1 回目正載荷時)

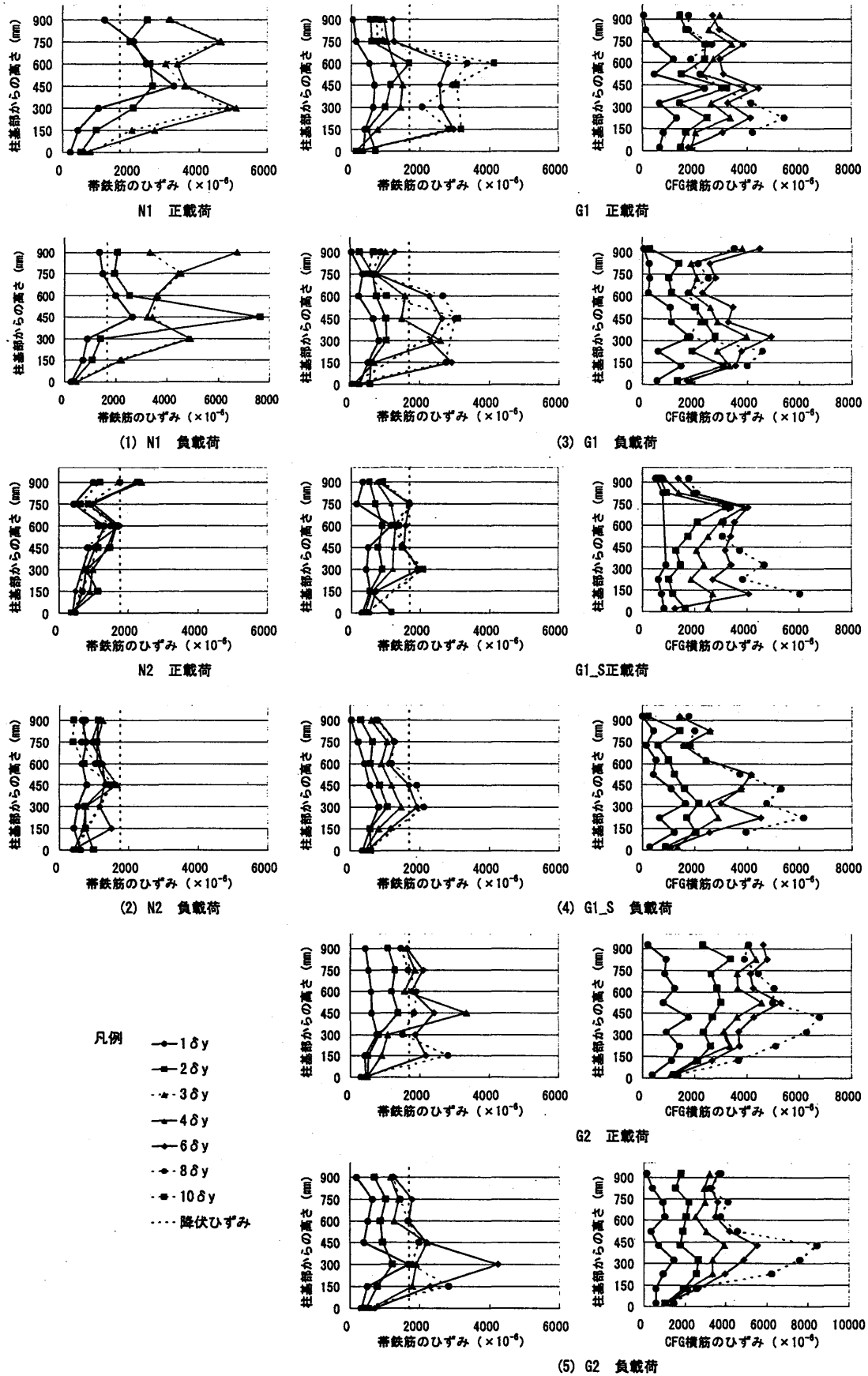


図-6 せん断補強筋のひずみ分布 (3回目正載荷時)

3.2 軸方向鉄筋のひずみと軸方向鉄筋の座屈状況

図-5 は各試験体の軸方向鉄筋のひずみ分布を示している。ひずみは各変位の正載荷 1 回目について示してある。図-5 より、各試験体は変位の増大に伴って、軸方向鉄筋の降伏範囲が上方に拡大して行くことがわかる。終局時における軸方向鉄筋の降伏範囲は、試験体 N2 で 600~900 mm (1.0~1.5D, D: 試験体の部材高さ)、補強試験体ではほぼ 600 mm (1.0D) 以下であった。

実験終了後、軸方向鉄筋の状況を観察した結果を表-6 に示す。補強した試験体の軸方向鉄筋の座屈範囲は、試験体 N2 の座屈範囲よりも多少小さい値となった。CFG を配置したことが軸方向鉄筋の座屈の拘束につながったものと考えられる。

補強試験体におけるコンクリートののらみ出しの範囲は、試験体により差はあるものの、基礎から 1.0D 程度の範囲に及んでいる。

3.3 せん断補強筋のひずみ

図-6 は、各試験体の各変位での繰返し回数 3 回目に

おける帯鉄筋のひずみの分布を示したものである。提案工法によって補強した試験体に関しては、CFG 横筋のひずみの分布も併せて示した。

(1) 試験体 N1: 旧基準に準拠して設計

1 δy の載荷で 450~750 mm の範囲で帯鉄筋が降伏している。2 δy の載荷では帯鉄筋の降伏範囲が 300~900 mm へと拡大している。最終的には 150~900 mm の範囲の帯鉄筋が降伏した。なお、試験体は 3 δy の 1 回目の載荷時にせん断破壊している。

(2) 試験体 N2: 新基準に準拠して設計

2 δy の載荷で 900 mm の位置の帯鉄筋が降伏した。その他の帯鉄筋は、変位の増大に伴ってひずみが増大するものの終局時まで降伏することはなかった。

(3) 試験体 G1: 提案工法による補強

4 δy の負載荷のとき 300 mm の位置の帯鉄筋が降伏した。最終的には 150~600 mm の範囲の帯鉄筋が降伏していることが確認された。CFG でせん断補強することにより、試験体 N1 と比べて帯鉄筋の降伏開始時期が遅くなり、降伏範囲も明らかに狭くなっていることがわかる。CFG 横筋のひずみは、変位の増大

表-6 実験結果の一覧

試験体		N1	N2	G1	G1_S	G2
実験値	降伏荷重 P_y (kN)	417	423	429	437	437
	降伏変位 δy (mm)	10.8	9.2	9.4	8.8	7.7
	最大荷重 P_m (kN)	483	522	514	523	530
	最大荷重時変位 δm (mm)	21.9	40.1	56.0	52.9	45.3
	終局変位 δu (mm)	30.4	75.1	77.5	94.6	60.0*
	じん性率 $\delta u / \delta y$	2.8	8.2	8.2	10.7	7.8*
	軸方向鉄筋の座屈範囲 (mm)	450	550	450	300	300
計算値	降伏荷重 P_{ycal} (kN)	418	431	418	418	418
	P_y / P_{ycal}	1.00	0.98	1.03	1.05	1.05
	最大荷重 P_{mcal} (kN)	520	541	520	520	520
	P_m / P_{mcal}	0.93	0.98	0.99	1.01	1.02

*: 途中で実験を打ち切った際の値。実際は表の値よりも大きくなるものと思われる。

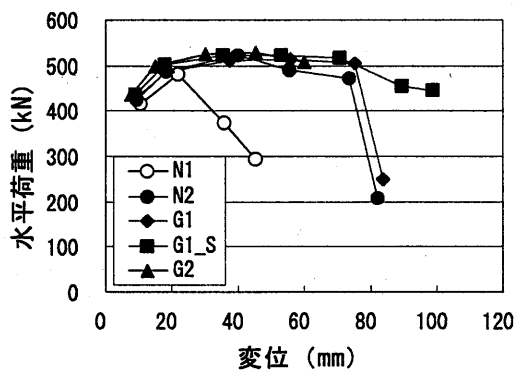


図-7 荷重～変位曲線の包絡線

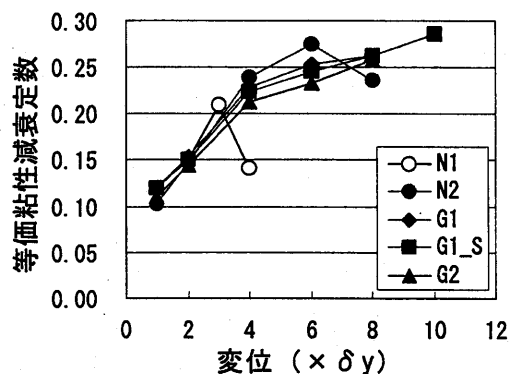


図-8 等価粘性減衰定数の推移

とともに徐々に増大し、最終的には $5,000 \times 10^{-6}$ 程度に達している。

(4) 試験体 G1_S : 提案工法による補強

$6\delta_y$ のとき $300 \sim 750$ mm の範囲の帯鉄筋が降伏した。その後もあまりひずみが増加することはなかった。試験体 G1 に比べると、全体的に帯鉄筋のひずみは小さかった。これは試験体 G1_S では、CFG をせん断面で重ね合わせていることから、CFG の見かけ上のせん断補強量が増加したためであると思われる。CFG 横筋のひずみは、変位の増大とともに徐々に増大し、最終的には $6,000 \times 10^{-6}$ 程度に達している。

(5) 試験体 G2 : 提案工法による補強

$4\delta_y$ の負荷荷のとき $150 \sim 750$ mm の範囲の帯鉄筋が降伏した。CFG 横筋のひずみは、変位の増大とともに徐々に増大し、最終的には $8,000 \times 10^{-6}$ 程度に達している。試験体 G1 に比べて CFG 横筋のひずみが大きくなったのは、試験体 G2 の CFG 補強量が少ないためだと考えられる。

3.4 じん性率による耐震補強効果の評価

表-6 に実験結果の一覧を、図-7 に各試験体における荷重～変位曲線の包絡線の比較を示す。実験値および包絡線は、いずれも正負荷荷の平均値で示してある。計算値は表-3～5 の値を使用し、材料係数および部材係数をいずれも 1.0 として標準示方書に基づいて計算した値である。終局変位 δ_u は、荷重～変位曲線の包絡線において、荷重が降伏荷重を下回らない最大の変位とした。

提案工法で補強した試験体の降伏荷重および最大荷重の実験値は、どちらも計算値とほぼ同程度の結果が得られている。また、補強試験体のじん性率は新基準に準拠して耐震設計された試験体 N2 よりも、同等もしくはそれを上回る値を示しており、提案工法で補強することによって、破壊形式をせん断破壊から曲げ破壊に移行させることにより、じん性が大きく改善され、耐震性が向上していることがわかる。

3.5 等価粘性減衰定数による耐震補強効果の評価

図-8 は、各試験体の等価粘性減衰定数の推移を表したものである。等価粘性減衰定数は、各繰返し変位の 1 回目のループに関して示している。

無補強の試験体 N1 は、 $4\delta_y$ になると大きく値が低下し、耐震性が低いことがわかる。一方、提案工法によって補強された試験体は、 $8\delta_y$ の大変形における繰返しによっても等価粘性減衰定数が低下しておらず、新基準に準拠して耐震設計された試験体 N2 と同等以上の等価粘性減衰定数の値を示した。したがって、等価粘性減衰定数の観点からも、提案工法によって補

強することにより耐震性が大きく向上することがわかる。

4. 結論

乾式吹付け工法と高強度炭素繊維グリッドを併用した方法によってせん断補強した柱試験体に対して、正負交番繰返し載荷試験を行い、CFG のせん断挙動を検討するとともに提案工法の耐震せん断補強方法としての有効性の評価を行った。その結果、以下の結論を得た。

- (1) せん断補強が十分でない既存の RC 柱を、提案工法によって補強した試験体は、大変形の正負交番繰返し載荷を受けても履歴ループの形状は紡錘形をしており、最終的な破壊形式も、せん断破壊ではなく柱基部の曲げ破壊であった。
- (2) じん性率および等価粘性減衰定数からみる限り、提案工法によって補強することにより耐震性が大きく向上し、新基準に準拠して耐震設計された試験体と同等以上の耐震性能を付与できることが確認された。
- (3) 乾式吹付け工法と高強度炭素繊維グリッドを併用した補強方法は、既存 RC 構造物の耐震せん断補強方法として極めて効果的である。
- (4) 提案工法により既存 RC 構造物をせん断補強する場合、高強度炭素繊維グリッドにより受け持たれる棒部材の設計せん断耐力は、高強度炭素繊維グリッドの引張強度に対する有効率を $2/3$ として、式(2)を用いて算定が可能である。

謝辞：本研究で使用した高強度炭素繊維グリッドは日鉄コンポジット（株）小林朗氏よりご提供いただきました。ここに記して感謝の意を表します。また、試験体の作製およびポリマーセメントモルタルの乾式吹付けに際しては、日本コンクリート補修・補強協会の会員会社および会員の皆様にご協力を得ました。紙面をお借りしまして厚くお礼申し上げます。

参考文献

- (1) (社) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の震災復旧・耐震補強技術と事例，1998.8
- (2) 松田好史，中村敏晴，宮川豊章：コンクリートセグメントと鋼より線を用いた既設 RC 柱の耐震補強，土木学会論文集，No.763/VI-63，pp.185-203，2004.6
- (3) 岡野素之，長縄卓夫，小松 章，相京博幸：鋼製パネル組立による RC 柱の耐震補強工法の開発，コンクリート工学，Vol.44，No.8，pp.30-38，2006.8
- (4) 宮内克之：乾式吹付け工法と炭素繊維グリッドを併用し

- た既存 RC 構造物の耐震補強の可能性について, 福山大学工学部紀要, 第 29 巻, pp. 59-66, 2005.12
- 5) 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
- 6) (株) クリテックジャパン: 断面修復材の性能評価試験結果 成績書 (乾式ポリマーセメントモルタル), 2006.9
- 7) 宮内克之, 黒石吉孝: 乾式吹付け工法により断面修復された RC 柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.1501-1506, 2005.6
- 8) (社) 土木学会: 2002 年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002
- 9) 例えば, (財) 鉄道総合技術研究所: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針, 1996.7
- 10) (財) 鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 [スパイラル筋巻立工法編], 1996.12