

論文 CES 外付耐震補強 RC 柱の耐震性能に及ぼす既存柱の破壊モードとせん断スパン比の影響

佐藤 美郷^{*1}・倉本 洋^{*2}・田口 孝^{*3}・松井 智哉^{*4}

要旨：鉄骨と繊維補強コンクリートのみからなる CES 構造を利用した外付耐震補強工法を確立するために、その耐震補強効果を把握することを目的とし、CES 外付補強 RC 柱の静的載荷実験を実施した。本論では既存 RC 柱の破壊モードおよびせん断スパン比を変数とした柱試験体の実験結果を比較検討し、CES 外付耐震補強工法を用いることにより、RC 柱の耐震性能を向上させることができること、終局耐力を累加強度理論によって評価できることを示す。

キーワード：CES, 繊維補強コンクリート, 外付耐震補強, RC 柱, 破壊モード, せん断スパン比

1. はじめに

鉄骨コンクリート合成構造（以下、CES 構造と略記）は、鉄骨とコンクリートのみからなる合成構造である¹⁾。これまでの研究によって、繊維補強コンクリート（以下、FRC と略記）を使用した CES 構造は従来の SRC 構造と同等以上の復元力特性および損傷軽減効果が得られることが明らかにされている^{2)~4)}。

筆者らはこの CES 構造を既存 RC 建築物の耐震補強に適用することを計画し、CES 部材の内蔵鉄骨をあと施工アンカーを介して既存建築物に取り付け、その後 FRC を打設する外付耐震補強工法を提案した⁵⁾。この工法のメリットとしては、従来の外付耐震補強の特徴に加え、鉄筋を配さないことにより施工性を向上できること、および CES 構造の優れた構造性能によりブレースを設置する必要がないことなどが挙げられる。すなわち、ブレースの無いフレーム型の補強が可能となるため、これまで遅々として進んでいなかった集合住宅や事務所建築物、

百貨店などの耐震補強に適した工法といえる。

これまでの研究では、破壊モードがせん断破壊型（せん断スパン比 $M/QD=1.5$ ）の既存 RC 柱に CES 補強を施すことによって、優れた耐震補強効果が得られることが確認されている⁶⁾。本研究では、既存 RC 柱の破壊モードおよびせん断スパン比が変化した場合においても当該工法の耐震補強効果を得られることを確認するため、これらを変数とした実験を実施した。

本論では実験概要について述べると共に、実験結果を比較検討し、既存 RC 柱の破壊モードおよびせん断スパン比が CES 補強柱の耐震性能に及ぼす影響、並びに終局耐力評価に関する検討結果を示す。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

実験に用いた試験体は無補強試験体（P-Type）2 体および補強試験体（C-Type）2 体の計 4 体であり、それぞれ文献 6) で示した試験体 P および C1 を基本とし設計されている。表-1 に試験体計画を、図-2 に各試験体の形状をそれぞれ基本試験体 P および C1 と共に示す。

試験体は上下に加力スタブを有し、既存 RC 柱部分は断面 $b \times D=400\text{mm} \times 400\text{mm}$ である。

実験変数において基本とした試験体 P は無補強試験体であり、内法高さ $h=1,200\text{mm}$ （せん断スパン比 $M/QD=1.5$ ）、主筋に 10-D19、帯筋に 2-D6@200 を配し、せん断破壊が曲げ降伏よりも先行するように設計されている。一方、試験体 PF は内法高さ $h=1,200\text{mm}$ （ $M/QD=1.5$ ）、主筋に 10-D19、帯筋に 4-D10@75 を配し、曲げ降伏がせん断破壊よりも先行するように設計されている。試験体 PS は、内法高さ $h=800\text{mm}$ （ $M/QD=1.0$ ）、



図-1 CES 外付耐震補強工法の採用例

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻教授 博士 (工学) (正会員)

*3 矢作建設工業 (株) 地震工学技術研究所主席研究員 博士 (工学) (正会員)

*4 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系助教 博士 (工学) (正会員)

表-1 試験体計画

試験体	P-Type			C-Type		
	P	PF	PS	C1	CF	CS
破壊モード	せん断破壊型	曲げ降伏型	短柱-せん断破壊型	補強-せん断破壊型	補強-曲げ降伏型	補強-短柱-せん断破壊型
柱内法高さ: h (mm)	1200		800	1200		800
せん断スパン比(M/QD)	1.5		1.0	1.5		1.0
既存部	コンクリート種類	普通コンクリート				
	断面 $b \times D$ (mm)	400×400				
	主筋	10-D19(SD295)				
	帯筋	2-D6@200(SD295)	4-D10@75(SD295)	2-D6@200(SD295)	2-D6@200(SD295)	4-D10@75(SD295)
補強部	コンクリート種類	FRC				
	断面 $b \times D$ (mm)	200×400				
	内蔵鉄骨断面(mm)	H-300×130×6×9(SS400)				
軸力比	0.2					

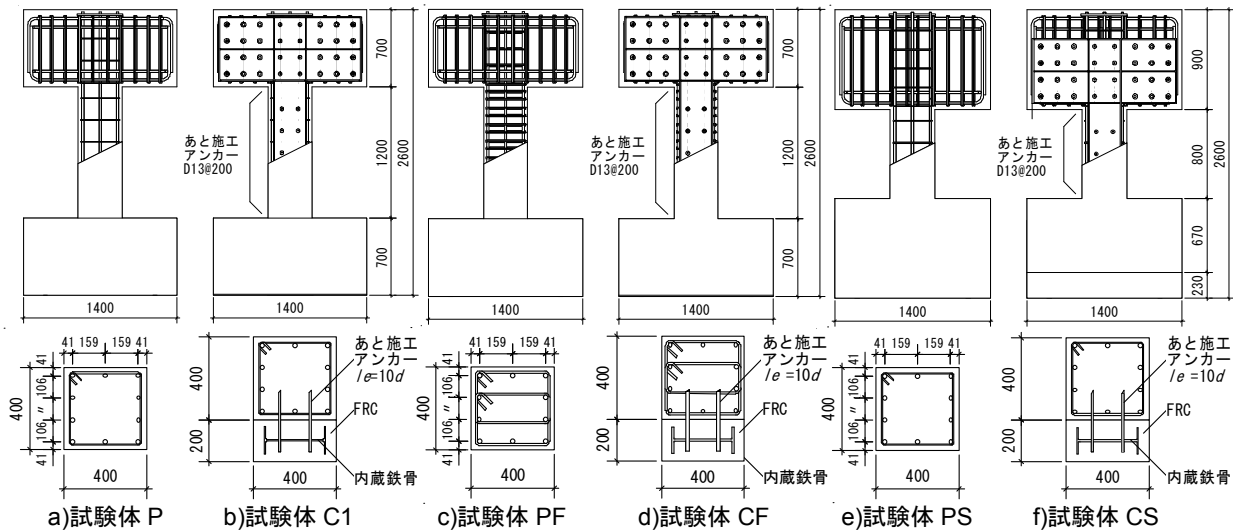


図-2 試験体形状

主筋に 10-D19, 帯筋に 2-D6@200 を配し, せん断破壊が曲げ降伏よりも先行するように設計されている。

試験体 C1, CF および CS は無補強試験体 P, PF および PS に対してそれぞれ断面 $b \times D=200\text{mm} \times 400\text{mm}$ で, H-300×130×6×9 の H 形鋼を内蔵した CES 補強を施したものである。

なお, 試験体は既存 RC 部分を製作し, その後 CES 補強部を施工した。手順としてはコンクリート硬化後, 既存 RC 部分に対し目荒し処理を行い, ドリルにて穿孔し, 二液性のエポキシ系樹脂を用いてあと施工アンカーを打設した。その後, ウェブにボルト貫通孔を設けた H 型鋼を取り付け, 型枠を設置し FRC を打設した。

2.2 使用材料

表-2 および表-3 に本実験で使用した鉄筋および鉄骨の材料試験結果を, 表-4 に既存部に使用した普通コンクリートおよび補強部に使用した FRC の材料試験結果を示す。普通コンクリートおよび FRC の調査に関しては, 基本試験体 P および C1 と本実験で用いた各試験体とは同様である。試験体 P, C1 の実験で使用した材料試験結果および調査表については文献 6) を参照されたい。

FRC に使用した補強繊維は直径が 0.66mm および長さ

表-2 鉄筋材料試験結果

試験片	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	備考
D6	320.9	494.3	160.0	帯筋
D10	330.3	468.4	185.7	
D13	321.4	465.0	181.3	アンカー 主筋
D19	337.9	508.8	188.8	

表-3 鉄骨材料試験結果

試験片	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	備考
PL-6	315.5	456.8	208.3	ウェブ
PL-9	336.9	442.8	207.6	フランジ

表-4 コンクリート材料試験結果

試験体名	普通コンクリート		FRC	
	圧縮強度 (MPa)	材齢(日)	圧縮強度 (MPa)	材齢(日)
PF	16.7	55		
PS	17.5	51		
CF	16.7	59	36.3	27
CS	18.7	66	36.3	34

が 30mm のビニロンファイバー (RF4000) であり, 体積混入率で 1.0% とした。

2.3 荷重方法

実験は図-3 に示す荷重装置を用いて行った。各試験体は既存 RC 柱に対する軸力比 ($N/bD \sigma_B$) で概ね 0.2 に相当する 535kN の一定軸力を作用させた状態で正負逆対

称曲げせん断加力を行った。なお、各補強試験体ともに補強部の加力スタブ上下端にクリアランス（30mm）を設けることによって、軸力が既存部のみに作用するようにしている。

水平力荷重は、柱内法高さ h に対する柱上下端の相対水平変位 δ の比で与えられる相対部材角 $R (= \delta/h)$ による変位制御とした。

荷重プログラムは、 $R=0.002$ および $0.004rad.$ を 1 サイクル、 $R=0.0067, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03$ および $0.04rad.$ を 2 サイクルずつ行い、最後に $R=0.05rad.$ を半サイクルとした。

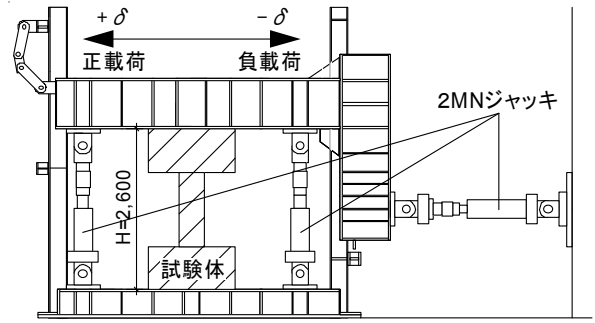


図-3 荷重装置

3. 実験結果

3.1 破壊性状

写真-1 に各試験体の最終破壊状況を示す。無補強試験体に関しては荷重方向の表面のみを、補強試験体に関しては荷重方向の既存部面および補強部面を示す。なお、試験体 PS に関してはせん断破壊を生じた $R=0.004rad.$ での写真となっている。

無補強試験体 PF は $R=0.002rad.$ のサイクルで柱端部に曲げひび割れが発生した。また、 $R=0.0067rad.$ のサイクルでは表面に主筋に沿ったひび割れが発生した。その後、これらのひび割れが進展し、 $R=0.015rad.$ のサイクルで柱端部のコンクリートの剥落が確認された。 $R=0.03rad.$ のサイクルでは、柱端部のコンクリートの圧壊が進行した。なお、破壊モードは曲げ降伏の様相を呈した。

無補強試験体 PS は $R=0.002rad.$ のサイクルにおいて表面にせん断ひび割れが発生し、 $R=0.004rad.$ でせん断破壊が生じ、軸力を保持できなくなったため荷重を終了した。

補強試験体 CF における既存部の破壊性状は、試験体 PF とほぼ同様な傾向を示した。

補強試験体 CS の既存部は、 $R=0.004rad.$ においてせん断ひび割れが生じ、その後、変位振幅の増加に伴ってせん断ひび割れの増加および拡幅が顕著となり、 $R=0.01rad.$ 以降ではコンクリートの剥落も認められた。

補強試験体 CF および CS における補強部の破壊性状は、試験体 C1 とほぼ同様な傾向を示した。荷重初期段階において端部に曲げひび割れが発生し、 $R=0.01$ および $0.015rad.$ のサイクルで内蔵鉄骨のフランジ位置に沿ったひび割れが発生および進行するが、コンクリートはほとんど剥落せず大きな損傷は確認されなかった。

各補強試験体は、既存部と補強部の境界面にひび割れが認められたが、最終破壊状況においても大きなずれおよび開きは確認されなかった。

3.2 水平荷重-水平変形関係

表-5 に実験結果一覧を、図-4 に水平荷重-水平変形関係をそれぞれ示す。図中の▼印および▽印は、試験

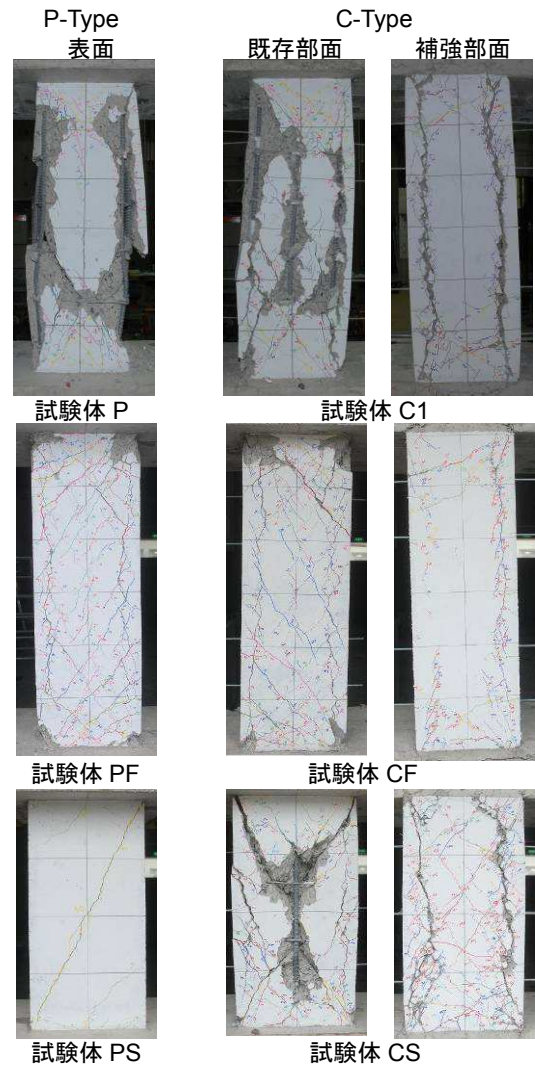


写真-1 最終破壊状況

体に貼付したひずみゲージによって計測された主筋および内蔵鉄骨の柱頭および柱脚部が最初に降伏した時点を表している。点線は各試験体の耐力計算値を示している。なお、耐力計算においては既存部に関してはそれぞれ曲げ終局耐力 Q_{mu} を一般化累加強度理論⁷⁾に、せん断耐力 Q_{su} を荒川式⁸⁾によった。補強部については曲げ終局耐力 Q_{mu} を実験と同様に軸力 $N=0kN$ の条件下で一般化累加強度理論により算定した。なお、一般化累加強度理論が成立する範囲においては FRC の引張靱性は期

表-5 実験結果一覧

試験体	載荷方向	主筋降伏時		鉄骨降伏時		最大耐力時	
		R_y (rad.)	P_y (kN)	R_y (rad.)	P_y (kN)	R_{max}	P_{max} (kN)
P	正負	0.005	377.3			0.0067	404.4
		-	-			-0.004	-327.1
PF	正負	0.006	382.6			0.03	440.4
		-0.007	-365.3			-0.03	-425.4
PS	正負	0.004	232.6			0.002	358.6
		-	-			-0.002	-337.6
C1	正負	0.004	526.6	0.004	515.4	0.0067	653.4
		-0.005	-527.4	-0.003	-431.4	-0.010	-633.9
CF	正負	0.005	568.6	0.005	606.9	0.04	827.5
		-0.005	-576.1	-0.006	-605.4	-0.04	-826.0
CS	正負	0.014	743.4	0.007	679.7	0.01	814.0
		-0.015	-784.7	-0.007	-688.7	-0.015	-845.5

表-6 耐力算定結果

試験体	既存部		補強部	全体	Q_{exp}/Q_{cal} (%)
	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{mu} (kN)		
	累加強度	荒川式	累加強度	既存+補強	
P	364.5	288.0			140.4
PF	349.5	388.3			126.0
PS	526.6	329.1			109.0
C1	364.9	290.1	280.4	570.6	114.5
CF	349.5	388.3	338.6	688.1	120.2
CS	526.6	329.1	507.9	837.0	101.0

待できないと判断し、計算においては引張強度を無視している。また、補強試験体の耐力は既存部の耐力に補強部の曲げ耐力を単純累加し算定した。ここで、既存部の耐力は試験体 C1 および CS では荒川式によるせん断耐力を、試験体 CF は一般化累加強度理論による曲げ終局耐力をそれぞれ採用した。表-6 に耐力算定結果を示す。

試験体 PF においては、紡錘型の履歴ループを描いている。試験体 P のように急激な耐力低下は見られず、最終変形角まで耐力を保持したまま載荷を終了した。

試験体 PS は、 $R=0.004rad.$ で最大耐力を記録した後、せん断破壊し軸力を保持できなくなり載荷を終了した。

CES 補強を施した試験体 CF は、試験体 PF に比べ最大耐力が増加し、最終変形角まで紡錘型の大きな履歴ループを描いている。また、最大耐力時の変形角が増幅したことから靱性の改善が認められる。

試験体 CS では、試験体 PS 同様に既存部が $R=0.004rad.$ のサイクルにおいてせん断ひび割れが生じたが、最終変形角まで軸力を保持しており、耐力増加および靱性の改善が見られる。試験体 C1 と比較すると、せん断スパン比が小さくなったことによって最大耐力は増加し、変位振幅の増加に伴い若干の耐力低下が認められるが、既存試験体 P と PS との履歴曲線ほどの差異はなく、CES 補強の効果が顕著に認められる。

3.3 補強部のみの水平荷重-水平変形関係

図-5 に試験体 C1 および CF の補強部のみの水平荷重-水平変形関係を示す。この結果は、各試験体の水平荷重-水平変形関係のデータ間隔を $R=0.001rad.$ になるように修正し、試験体 C1 および CF と試験体 P および PF のそれぞれの同水平変形時における水平力の差分から

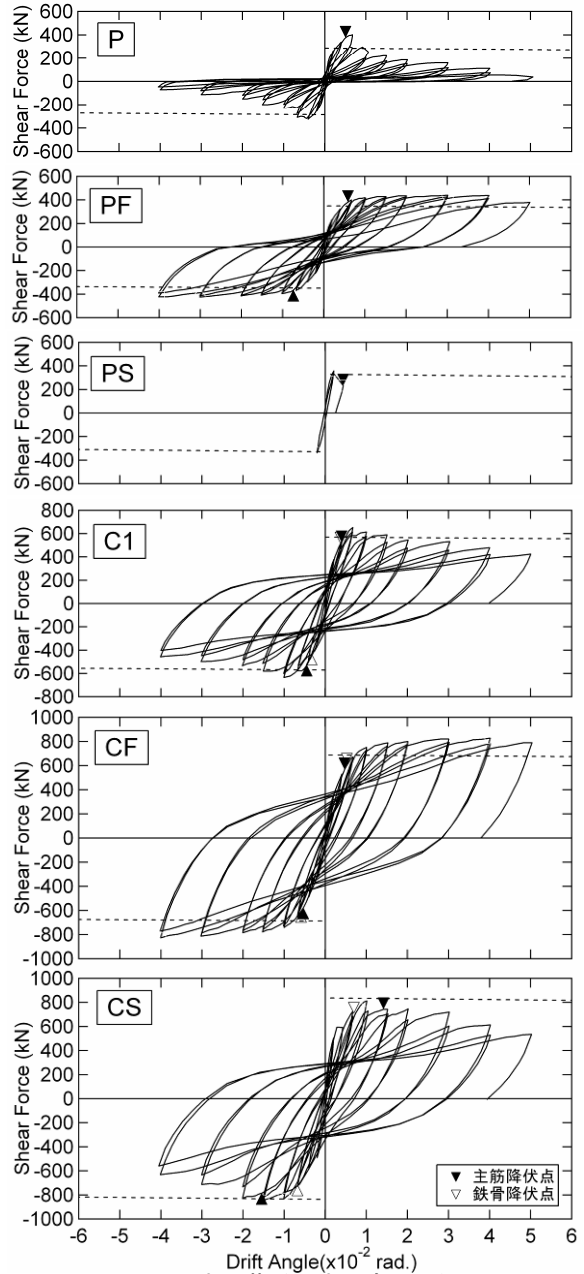


図-4 水平荷重-水平変形関係

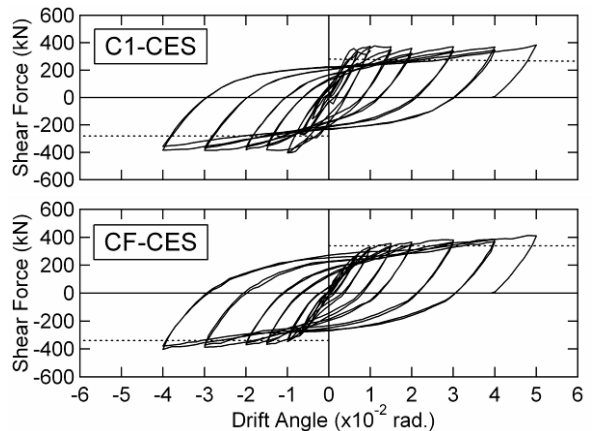


図-5 水平荷重-水平変形関係

求めたものである。また図中の点線は耐力算定結果より、補強部のみの耐力を示している。

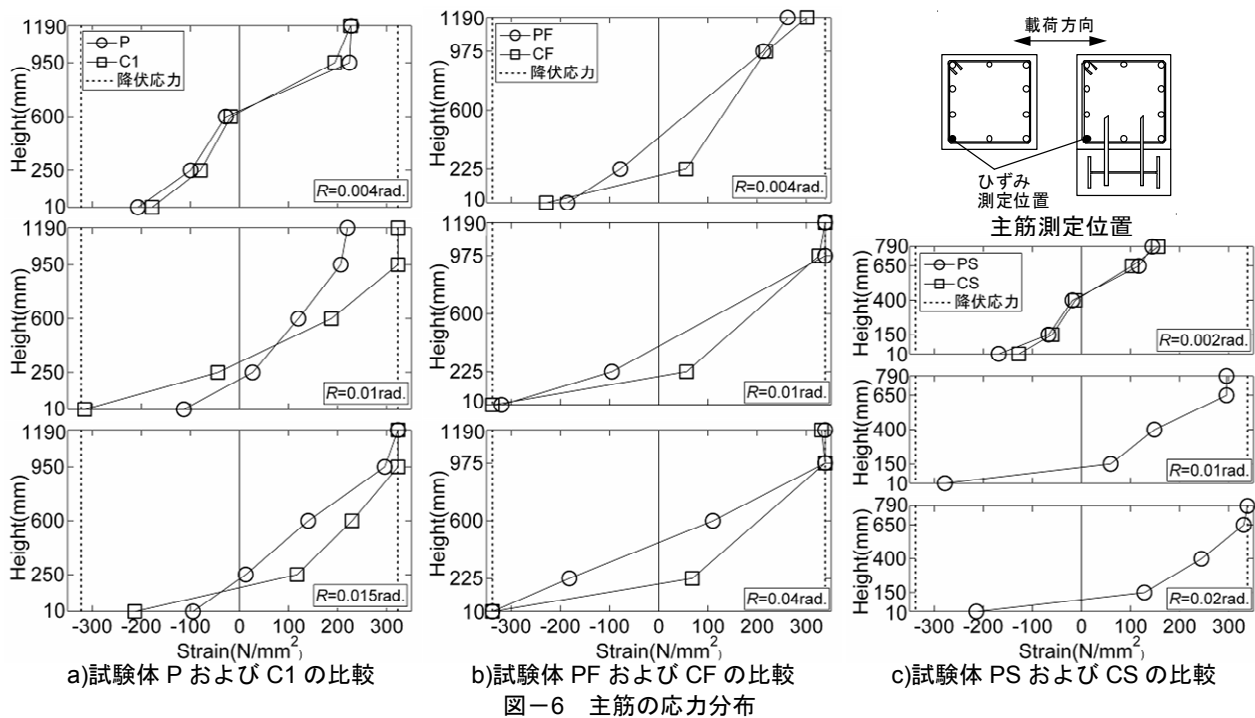


図-6 主筋の応力分布

試験体 C1 および CF の補強 CES 部分は共に紡錘型の安定した履歴ループを描いており、最大耐力以降も耐力低下のない安定した挙動を示している。

試験体 C1 は既存部の耐力低下が顕著となる $R=0.0067\text{rad}$ 以降において、補強部の耐力が曲げ耐力計算値を大きく上回っている。これは実験において既存部のせん断破壊が進行し、軸力が加力スタブを通じて補強部にも作用したため、補強部の耐力が軸力の増加に伴って上昇したものと推察される。

一方、試験体 CF は実験において既存部の破壊モードが曲げ降伏型であるため、既存部の損傷が少なく変形角が進行しても軸力を保持したままであった。そのため補強部に作用する軸力も試験体 C1 に比べ少なかったものと推察され、初期剛性が試験体 C1 に比べて若干小さくなる傾向が見てとれる。また、補強部の負担強度に関しては $R=0.01\text{rad}$ 以降において曲げ耐力計算値に達しており、以降の変位振幅の増加に伴い若干ではあるが耐力上昇が認められる。これは既存部の損傷に伴って軸力が徐々に既存部から補強部に移行したためと考えられる。

3.4 主筋の応力分布

図-6 に各試験体の主筋の材軸方向の応力分布を示す。ひずみゲージの値は同図右上に示す主筋位置のものを用いた。なお、応力の計算は鉄筋に貼付したひずみゲージの値および材料試験結果の値を用いて、鋼材の応力-ひずみ関係を完全バイリニアにモデル化して行った。

試験体 P および C1 については、荷重初期において差異は見られない。変位振幅が増加するに従って、試験体 P に比べて試験体 C1 では応力が増加しており、柱頭および柱脚部近傍においては主筋が降伏している。試験体 C1

の既存部における破壊状況はせん断破壊の様相を呈したが、主筋の応力推移状況から見て CES 補強を施すことによって既存部がせん断破壊型から曲げ降伏型に移行したものと考えられる。

試験体 PF および CF については、両試験体ともに同様の傾向を示しており、最大耐力を記録する以前に柱頭および柱脚部近傍において主筋が降伏している。

試験体 PS および CS については、 $R=0.002\text{rad}$ のサイクルにおいて差異は認められない。試験体 CS は最大耐力時である $R=0.01\text{rad}$ のサイクルにおいて、主筋は降伏していないがかなり応力が増加しており、最大耐力以降に柱頭および柱脚部近傍において降伏している。試験体 CS に関しては、試験体 C1 のように既存部をせん断破壊型から曲げ降伏型に移行させるまでには至らなかったと推察される。

4. CES 補強 RC 柱の最大耐力の評価について

図-7 に各試験体の計算値と実験値の関係を $N-Q_c$ 相関曲線上で比較したものをそれぞれ示す。図中の実線は、既存柱 (RC) では一般化累加強度理論⁷⁾により求めた曲げ耐力の相関曲線を荒川式⁸⁾によるせん断耐力で頭打ちした相関曲線を示しており (ただし、試験体 PF では曲げ耐力の相関曲線のみ)、CES 補強柱 (Retrofitted by CES) については既存柱の耐力に CES 補強柱の一般化累加強度理論による曲げ耐力 (軸力 $N=0\text{kN}$) を単純累加したもので表している。また、同図 a) および c) の点線は既存柱および CES 補強柱の曲げ耐力をせん断耐力で頭打ちせず示した相関曲線である。

試験体 C1 に関しては、実験における最大耐力が理論

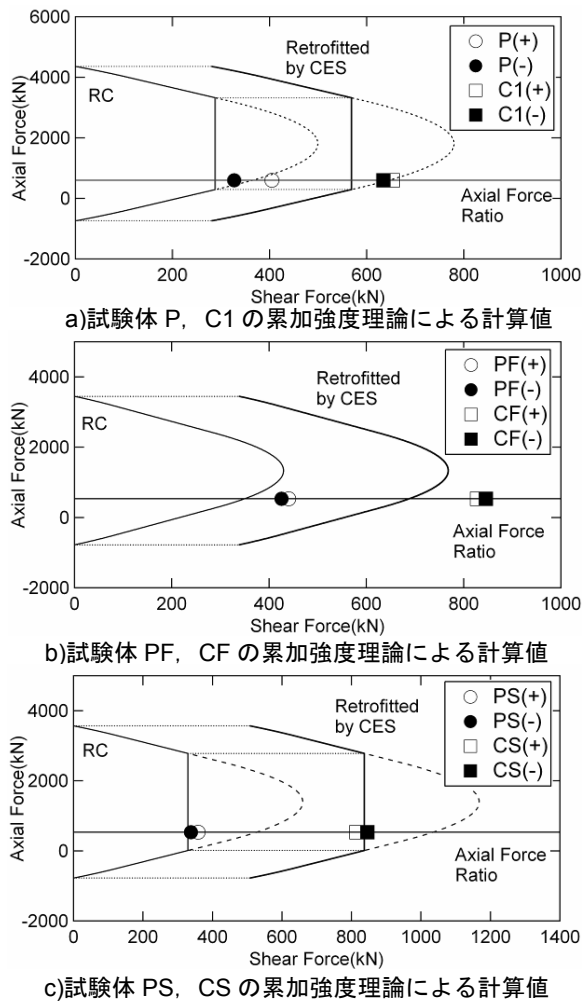


図-7 終局耐力評価

上の相関曲線とはほぼ一致しており、CES 補強柱の終局耐力はせん断耐力で頭打ちした相関曲線によって評価できるといえる。また、3.4 節でも述べたように CES 補強を施すことによって、既存柱の破壊モードがせん断破壊型から曲げ降伏型に移行している傾向が認められる。このことから、既存柱も曲げ降伏すると仮定しせん断耐力で頭打ちせず、既存柱の曲げ耐力に CES 補強柱の耐力を単純累加して算出した相関曲線でも概ね評価が可能であることが分かる。

試験体 CF に関しては、既存部の破壊モードが曲げ降伏型であるため、既存柱の耐力に補強部の耐力を単純累加した相関曲線で耐力評価が可能である。

試験体 CS に関しては、3.4 節でも述べたように試験体 C1 の様に既存部がせん断破壊型から曲げ降伏型に移行している傾向は認められないことから、CES 補強柱の終局耐力はせん断耐力で頭打ちした相関曲線によって評価できるといえる。

5. まとめ

本論では当該工法の開発を目的として、CES 補強 RC

柱の耐震性能に及ぼす既存柱の破壊モードおよびせん断スパン比の影響を静的載荷実験により検討した。

本研究で得た知見は以下のように要約できる。

- (1) 破壊モードが曲げ降伏型である既存 RC 柱は、CES 補強を施すことによって、靱性を損なうことなく最大耐力を増加することができ安定した挙動を示す。
- (2) せん断スパン比が 1.0 の既存 RC 柱は、CES 補強を施すことによって、既存 RC 部において顕著なせん断ひび割れが生じた後も軸力を保持することができ、最大耐力も増加し安定した挙動を示す。
- (3) 既存 RC 柱の破壊モード（せん断破壊型および曲げ破壊型）に拘わらず、CES 補強部の FRC は大変形時においてもほとんど剥落せず大きな損傷はみられなかった。このことから震災時におけるコンクリートの落下による被害を防ぐことが可能な耐震補強工法であるといえる。
- (4) CES 補強を施した RC 柱の終局耐力は、軸力 $N=0\text{kN}$ の条件において算定した一般化累加強度理論による CES 補強部の曲げ耐力と既存部の耐力の単純累加によって評価することができる。

参考文献

- 1) 倉本洋：今伝えたいトピックス CES 合成構造システム、建築雑誌、Vol.120, No.1535, pp.34-35, 2005.7
- 2) 足立智弘、倉本洋、大池孝治、川崎清彦：繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の弾塑性性状に関する研究（その 1～2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、Vol.C1, pp.1025-1026, 2002.9
- 3) 柴山豊、足立智弘、川崎清彦、倉本洋：繊維補強コンクリート-鋼合成構造柱の構造性能に関する研究（その 1～2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、Vol.C1, pp.1053-1056, 2003.9
- 4) 佐々木隆浩、田口孝、河本孝紀、永田諭、松井智哉、倉本洋：CES 柱の構造性能に関する実験的研究（その 1～2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、Vol.C1, pp.1067-1070, 2006.9
- 5) 田口孝：CES の既存建物の耐震補強への適用、日本建築学会大会（関東）構造部門（SCCS）パネルディスカッション資料、pp.41-44, 2006.9
- 6) 芳賀亮祐、田口孝、松井智哉、倉本洋：CES 外付耐震補強を施した RC 柱の耐震性能、コンクリート工学年次論文集、Vol.29, No.3, pp.1183-1188, 2007.7
- 7) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2001
- 8) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2001