論文 CES 付帯柱で補強された既存 RC 柱の構造性能に及ぼす あと施工アンカーの影響

福池 章平*1·松井 智哉*2·北村 敏也*3·倉本 洋*4

要旨:本研究では CES 付帯柱を用いた RC 柱の補強工法の開発を目的として、曲げ降伏先行型の RC 柱に補強を施した試験体を対象に構造実験を実施した。実験変数は鉛直接合面へのあと施工アンカー量とし、既存 RC 部材と CES 補強部材の一体性を高めた場合の補強効果を明らかにするとともに、既往の研究において提案した終局曲げ強度評価法の妥当性について検討を行った。実験結果より、あと施工アンカー量を増やすことで既存 RC 柱と CES 補強部との一体性が増し、最大耐力の上昇に寄与することを確認した。終局曲げ強度評価法については既往の評価式では過小評価となり、新たな評価法の検討が必要である。

キーワード: CES 構造, 耐震補強工法, 静的加力実験, 接着接合, アンカー量

1. はじめに

既存建築物の耐震補強において、従来型の鉄骨ブレースや耐震壁などの増設は出入り口や窓を塞いでしまう場合が多く、採光や通風などの開口機能を損なうという問題点が挙げられる。この問題の解決策として開口機能を維持でき、高耐震性を有する鉄骨と繊維補強コンクリートによって構成される CES (Concrete Encased Steel) 部材を用いた補強工法を提案してきた。

これまでの研究 ¹⁾⁴⁾では、開口機能を維持したまま強度と靭性を向上させることを主たる目的とし、口形および門形 CES 造フレームで補強された既存 RC フレームの加力実験、さらに CES 付帯柱のみで補強された RC 柱の加力実験を実施してきた。そこでは、当該補強フレームおよび補強柱の履歴特性や破壊性状などを把握するとともに、終局耐力の評価法についても検討してきた。ま

表一1 試験体一覧

衣一 武嶽体一見					
試験体			No.15	No.16	No.17
内法長さ [mm]			1200 (シアスパン比 1.5)		
既	b×D [mm]		400×400		
存	主筋		10-D19 (SD295), p _t =0.83%		
	補強筋		4-D10@80 (SD295), p _w =0.95%		
部	破壊形式		曲げ降伏先行		
	b×D [mm]		180×180		
補強部	内臓鉄骨*		H-120×100(320)×9×9(4.5) (SS400)		
	アンカー	種類	D16,	L=176mm=1	1d (SD295)
		鉛直 接合面	8本	12 本	20 本
		端部	16	本(上下合わ	せて)

*()内の寸法は接合面側のフランジ寸法

た,上記の補強工法は,アンカー工事による騒音,振動, 粉塵の問題を低減することを優先して,補強部材の端部 のみなどの最小限のあと施工アンカーとエポキシ樹脂 による接着工法の併用としている点に特徴がある。その ため,アンカーがない接合面において生じるずれは許容 した上で耐力上昇および変形性能の向上(脆性破壊の防 止)について検証してきた。

一方で、本補強工法の次の目標として、耐力をさらに 向上させることが挙げられる。方法としては、補強部材 の断面を大きくすること、あと施工アンカーにより既存 部材と補強部材の一体性を高めることが考えられる。

そこで、本研究では既存RC柱にCES付帯柱を用いた補強工法を対象にあと施工アンカー量を実験変数として静的加力実験を実施し、補強柱の構造性能について明らかにする。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を**表**-1に示す。また, \mathbf{Z} -1, \mathbf{Z} -2に 試験体概要図および配筋図を示す。

試験体は既存RC柱にコ字形の補強CES部材を接合した計3体である。既存RC柱の断面は400×400mm,柱内法高さを1200mmとし、靭性保証型設計指針のせん断強度式のB法5つで評価すると曲げ降伏先行型となるように計画している。実験変数は、CES補強部材と既存RC柱の鉛直接合面のアンカー本数とし、8本、12本および20本とし、接合面の一体性の向上による耐力増大効果の検討を行う。ここでアンカー本数20本が、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に示さ

^{*1} 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系(正会員)

^{*2} 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 助教 博士(工学) (正会員)

^{*3} 名工建設(株) 建築本部建築技術部 修士(工学)

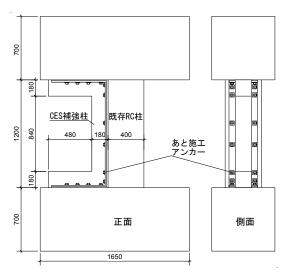
^{*4} 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士(工学) (正会員)

れる構造規定(ピッチ \geq 7.5d, d: アンカー筋径)を満たす最大本数である。

CES 補強部の基本断面は 180×180mm としているが, あと施工アンカーによる取り付けのため, 内蔵鉄骨の接合面側のフランジの幅を 320mm としている。なお, CES 部材の接合方法はあと施工アンカー工法とエポキシ樹脂による接着工法の併用工法を用いた。

2.2 使用材料

コンクリート, 鉄筋および鉄骨の材料特性を表-2 および表-3 に示す。なお, 普通コンクリートおよび繊維補強コンクリートの設計強度はそれぞれ Fc=18N/mm²,



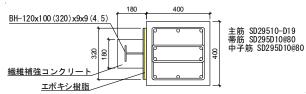


図-1 試験体概要(試験体 No. 16)

Fc=30 N/mm² である。補強繊維はビニロンファイバー (RF4000) を使用し、体積混入率を 1.0%としている。また、接着接合には圧縮強度 60N/mm² 以上および引張せん断接着強度 10N/mm² 以上の規格値を有する注入用エポキシ樹脂を用いる。

2.3 載荷方法

図-3に試験装置を示す。試験体には一定軸力 825 kN (N=0.2bD σ_B , 既存 RC 部の軸力比で 0.2) を加えた後, 正負逆対称曲げせん断加力を行った。水平力載荷は、柱内法高さ h に対する柱上下端の相対水平変位 δ の比で与えられる層間変形角($R=\delta/h$)による変位制御とした。

表一2 コンクリートの材料特性

普通コンクリート

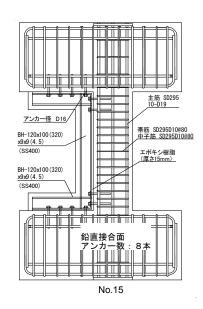
試験体	No.15	No.16	No.17		
圧縮強度 [N/mm²]	25.3	27.1	25.3		
弹性係数 [N/mm²]	24432	24890	25353		
圧縮強度時ひずみ [µ]	2466	2698	2695		
材齢 [日]	92	98	107		

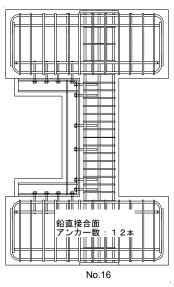
繊維補強コンクリート

111121112111111111111111111111111111111					
試験体	No.15	No.16	No.17		
 圧縮強度 [N/mm²]	34.0	35.0	33.9		
弹性係数 [N/mm²]	27500	26837	25847		
圧縮強度時ひずみ [μ]	2088	2162	2466		
材齢 [日]	47	53	62		
-					

表一3 鉄筋および鉄骨の材料特性

	降伏強度	引張強度	弾性係数
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
D10 (SD295)	315	428	161000
D16 (SD295)	342	523	176000
D19 (SD295)	388	548	179000
PL-4.5 (SS400)	336	460	209300
PL-9 (SS400)	312	447	199800





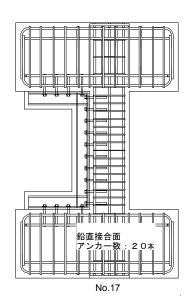


図-2 配筋図

載荷プログラムは、変形角 R=1/400rad.を 1 サイクル、 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25rad.を 2 サイクルず つ行った後、1/20rad.まで一方向載荷することとした(図 -4参照)。

2.4 計測計画

計測変位は、制御変位となる水平変位、軸方向変位および既存部と補強部のずれ・開閉量とした。また、鉄骨フランジおよび鉄筋のひずみをひずみゲージにより計測した。また、繰り返し載荷における第1サイクルのピーク時と除荷時においてクラックスケールを用いてひ

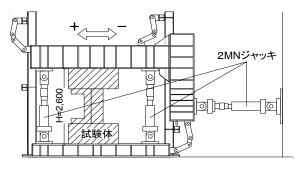
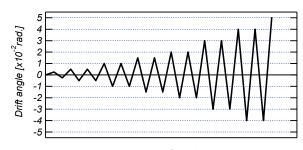


図-3 載荷装置



図ー4 載荷プログラム

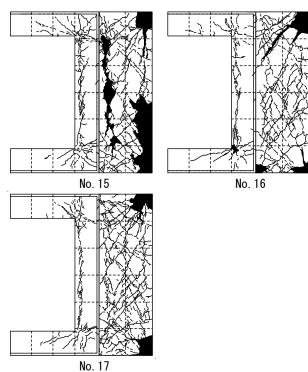


図-5 最終破壊状況

び割れ幅を計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状と荷重-変形関係

図-5に柱試験体の載荷終了時の破壊状況を、図-6 に水平荷重-変形関係と曲げ耐力の計算値を示す。

鉛直接合面のアンカーボルトの本数が 8 本の試験体 No.15 は 1/400rad.のサイクルにおいて柱既存部,補強部 ともに曲げひび割れが観察された。また,柱既存部と補 強部の境界面に開きが生じた。1/200rad.のサイクルにおいて柱既存部にせん断ひび割れの発生が確認できた。1/100rad.のサイクルにおいてひび割れの進展と共に柱既存部の補強部のついていない側でコンクリートの圧壊の兆候が見られた。1/67rad.のサイクルにおいては変形の増大とともにコンクリートの圧壊が見られた。1/50rad.のサイクルで補強部にせん断ひび割れの発生が見られ、最終的に既存部では補強部のない東側端部での圧壊,付着せん断ひび割れでの損傷が顕著に見られた。

アンカーボルト本数が 12 本の試験体 No.16 は, 試験体 No.15 とほぼ同様の破壊経過を示した。試験体 No.15 に比べ, 柱既存部での付着せん断ひび割れによる損傷は軽 微なものであった。

アンカーボルト本数が 20 本の試験体 No.17 も試験体

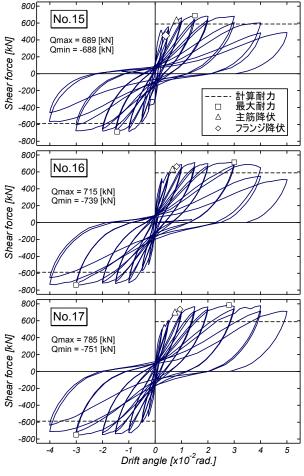
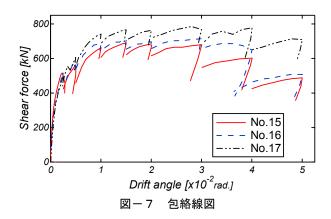


図-6 水平荷重-変形関係図



No.15, No.16 とほぼ同様の破壊経過を示しているが,前2 体の試験体が1/400rad.のサイクルにおいて柱既存部と補強部との境界面にずれが生じたのに対し,試験体No.17 では1/200rad.においてずれが生じている。アンカーボルトの本数を増やすことにより,柱既存部と補強部との一体性が増していると考えられる。柱既存部の損傷も他の試験体と比べると最も軽微なものとなっている。

試験体 No.15 は補強部のフランジは 1/200rad.のサイクルで降伏し、1/100rad.のサイクルで主筋が降伏、1/67rad.のサイクルにおいて最大耐力に達した。その後変形が進むと共に緩やかに耐力の低下が見られた。試験体 No.16は 1/100rad.のサイクルで主筋、補強部フランジが降伏した。1/33rad.のサイクルにおいて最大耐力に達し、1/20rad.のサイクルでは試験体 No.15とほぼ同様の耐力となった。試験体 No.17においては試験体 No.16 同様 1/100rad.のサイクルで主筋、補強部フランジが降伏、1/33rad.のサイクルにおいて最大耐力に達したが、1/20rad.のサイクルにおいて最大耐力に達したが、1/20rad.のサイクルにおいての耐力の低下が他の試験体に比べ微少であった。

図-7の包絡線に示すように、耐力はアンカーボルト本数を増やすごとに上昇し、最も少ない試験体 No.15 と最も多い試験体 No.17 の最大耐力を比較するとおよそ15%上昇している。

3.2 補強部のずれおよび開き

図-8に各試験体の正載荷のピーク時におけるずれ 量と開き量の推移状況を示す。ずれ量は既存RC部材と 補強CES部材の軸方向の相対変位量とし、開きはその直 交方向の相対変位量とした。計測位置は図-9の左図中 の記号(A~C)の位置である。ずれ量、開き量は図中の矢 印の方向を負として表示している。

開き量はデータを見ると圧縮側に出ており、開きは生じていないといえる。値が圧縮側に増加しているのはコンクリートの損傷が計測値に含まれたことが原因である。

ずれの増加の傾向は、ずれが発生した後直線的に増加しており、どの試験体も同じ様な挙動を示しているが、ずれAとずれBを見るとアンカーボルト本数を増やすほど減少していくことが見て取れる。アンカーボルトを増

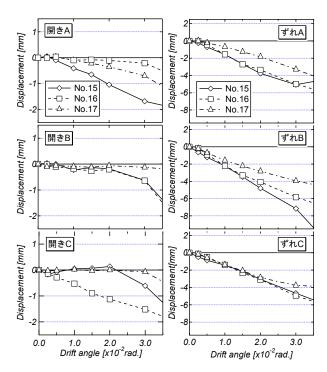


図-8 補強部の開き及びずれ

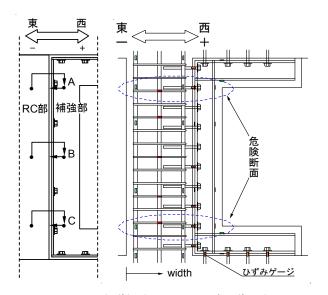


図-9 開きずれ計測位置およびひずみ計測位置

やす事で変位量の抑制効果が認められた。

3.3. 応力分布

(1) 高さ方向の応力分布

図-10および図-11に正載荷ピーク時の主筋および補強部鉄骨の高さ方向の応力分布をそれぞれ示す。まず主筋の柱脚、柱頭付近に着目するとどの試験体も1/100rad.で降伏しており大きな違いは見られなかった。

基本的にはどの分布も直線的な分布となっているが、 1/100rad.の分布を見ると端部より内側の位置の応力が大 きくなっていることがわかる。このことから内側の位置 を危険断面と扱うことができると考えられる。

フランジの降伏応力は、内側のフランジではアンカー

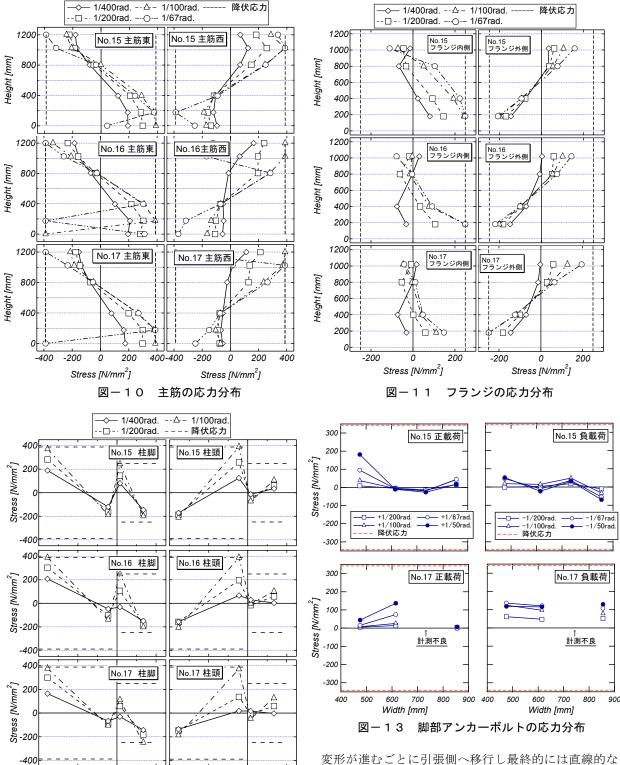


図-12 危険断面付近の応力分布

600 0

200

400

Width [mm]

0

200

Width [mm]

ボルトの本数が少ないほど早く降伏しているが、外側のフランジではアンカーボルトが多いほど早く降伏している。アンカーボルトを増やすことにより内側より外側のフランジに力がかかることがわかる。外側のフランジは直線的な分布となっているが、内側のフランジは1/400rad.では危険断面付近が圧縮側に大きくなっている。

変形が進むごとに引張側へ移行し最終的には直線的な分布となっている。

(2) 危険断面付近の応力分布

図-12に正載荷ピーク時の危険断面付近における 応力分布を示す。ここで表す危険断面は図-9に示す位 置とした。

柱脚側の応力分布に着目すると 1/400rad.のサイクルに おいて試験体 No.15 の分布は柱既存部と補強部の境界面 で応力の反転が起きておりそれぞれが独立してモーメントを負担していることがわかる。しかし、アンカーボ

600

ルト本数の多い試験体 No.16, 17の 1/400rad.のサイクルでは応力が反転せずほぼ RC 既存部と補強部が一体となって応力負担しており、アンカー量を増やすことにより接合面の一体性が増していることが確認できる。柱頭においても同様のことが言える。ただし、その後のサイクルでずれが生じ、境界面で反転する応力の差は試験体 No.15 に比べると小さいものの最大耐力付近である1/100rad.のサイクルになるとモーメントを独立して負担するようになる。

(3) アンカーボルトの応力

図-13に正載荷ピーク時の脚部のアンカーボルトの応力分布を示す。試験体 No.16 はゲージに計測不良があったためここでは示していない。

図を見ると試験体 No.15 の外側(右端)のアンカーが 負載荷において圧縮応力が生じている。これは、アンカーに小さいレベルではあるが曲げが生じていたと考え られる。ただし、全てのアンカーボルトは降伏していな いことが確認できる。よって4章では、図-9に示す危 険断面位置において補強部の終局耐力の算定を行う。

4. 終局耐力の評価

各試験体の最大耐力の実験値と終局耐力計算値を表 - 4 に示す。既存 RC 部材の曲げ耐力は文献 5)に示される曲げ耐力式により算定し, せん断耐力は荒川 min 式 5), 荒川 mean 式 5)および靭性保証指針 B 法によるせん断耐力式のを用いた。

試験体の耐力は、補強部 CES 造断面の終局曲げ耐力を 部材断面が一様に歪むとした平面保持の仮定から求め、 既存 RC 部材のそれぞれの耐力に単純に累加させること によって算出した。

いずれの試験体においても実験値が計算値を上回っており、曲げ耐力計算値に対する実験値の耐力比を見るとアンカーボルト本数の多い試験体 No.17 では 1.4 程度となっており、やや大きな誤差となっている。このことから、ここで用いた評価法は、鉛直接合面のあと施工アンカーを多くした場合には、精度の面で適切であるといい難く合理的な設計を行うためには新たな評価法について検討する必要があるといえる。

5. まとめ

既存RC柱にCES部材で補強を施した柱の構造実験を行い、その補強効果について検証するとともに耐力の評価法の適用性について検討を行った。得られた知見を以下に要約する。

1) 各試験体の柱既存部の破壊性状はほぼ同様であったが、アンカー量を増やすことによりずれの発生が遅れることが確認できた。

表-4 計算値と実験値の比較

試験体			No.15	No.16	No.17
実験値 [kN]		689	715	785	
計算値	既存部	M _u [kNm]	274	276	274
		曲げ耐力 [kN]	457	460	457
		荒川 mean 式 [kN]	418	425	418
		荒川 min 式 [kN]	377	383	377
		B法 [kN]	579	597	579
	補強部耐力 [kN]		131	131	131
	累加耐力	曲げ耐力 [kN]	588	591	588
		荒川 mean 式 [kN]	549	556	549
		荒川 min 式 [kN]	508	514	508
		B法 [kN]	710	728	710
	完全平面保持耐力[kN]		983	996	983
実験値/曲げ耐力の計算値		1.17	1.29	1.43	

- 2) 鉛直接合面へアンカー量を増やすことにより最大耐力に15%程度の上昇が見込める。
- 3) アンカー量を増やすことで変形が小さい間は一体性の 向上が見られるが、最大耐力付近では既存部と補 強部がモーメントを独立して負担するようになる。
- 4) 試験体の曲げ耐力計算は、アンカー量が多い場合現 行の単純累加式では過小評価となり適切とはいい難 い。そのため、新たな評価法について検討する必要が ある。

謝辞

本研究は、名工建設(株)および(株)飯島建築事務所との 共同研究として実施された。関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 山口敏和, 北村敏也, 松井智哉, 倉本 洋: CES フレームを挿入した補強 RC フレームの耐震性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1177-1182, 2007.7
- 2) 倉本 洋,山口敏和,山本直樹,松井智哉:CES 門 形フレーム補強を施したRCフレームの耐震性能,日 本建築学会構造系論文集,No.636,pp.351-358,2009.2
- 3) 金子 慶一,松井 智哉,福池 章平,倉本 洋: CES 付帯柱で補強されたせん断破壊型 RC 柱の挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1009-1014, 2010.7
- 4) 福池 章平, 松井 智哉, 倉本 洋: CES 付帯柱で補 強された曲げ破壊型 RC 柱の挙動, コンクリート工学 年次論文集, Vol.32, No.2, pp.967-972, 2010.7
- 5) 日本建築学会:建築耐震設計における保有耐力と変形 性能,1990
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建築物の靭性保 証型耐震設計指針・同解説,2001