(32) 形状の異なるCES付帯柱で補強されたRC柱の 構造性能

小島 佑太¹・松井 智哉²・福池 章平²・倉本 洋³ 金子 慶一⁴・北村 敏也⁵

1豊橋技術科学大学工学部 建築・都市システム学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: fukuike.shohei@rc.ace.tut.ac.jp, kojima.yuta@rc.ace.tut.ac.jp

> ²正会員 豊橋技術科学大学助教 工学研究科建築・都市システム学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: matsui@ace.tut.ac.jp

³正会員 大阪大学教授 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871大阪府吹田市山田丘2-1) E-mail: kuramoto@arch.eng.osaka-u.ac.jp

> ⁴(株) 飯島建築事務所(〒461-0004愛知県名古屋市東区葵1-25-1) E-mail: kaneko.keiichi@iijima-sd.co.jp

⁵名工建設(株) 建築本部建築技術(〒452-0037愛知県清須市枇杷島駅前東1-1-1) E-mail: toshiya kitamura@meikokensetsu.co.jp

本研究では、既存RC柱にCES付帯柱を用いた耐震補強工法の開発を目的とし、その耐震補強効果を確認 するために補強RC柱の載荷実験を行った.実験変数は補強部材の断面形状と補強部材の接合に用いるあ と施工アンカー量とした.本論では、補強RC柱の構造特性を把握するとともに、断面形状の変化および あと施工アンカー量が破壊性状、復元力特性および終局耐力に及ぼす影響について明らかにする.また、 補強RC柱の耐力評価方法の適用性について示す.

Key Words : Concrete Encased Steel, Seismic Retrofitting, Bond Jopint, Anchor Joint Static Loading Test

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¹⁴⁹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、ロ形およ 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および補強部材の断 面形状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.

| | 表-1 試験体一覧 | | | | | | | | | | |
|-----------|------------------|----------|----------------------------|--|----------------|--------------|-----------|-------------------|-------------------------------|--|--|
| | 1 | 試験体 | No.15 | No.16 | No.17 | No.18 | No.19 | No.20 | No.21 | | |
| 内法長さ (mm) | | | | 1200(シアスパン比 1.5) | | | | | | | |
| | | bxD (mm) | | | | | | | | | |
| 既 | | 主筋 | 10-D19,pt=0.83% (SD295) | | | | | | 10-D22 (SD345), pt=1.12% | | |
| 存 部 | 補強筋 | | 4-D10@80, pw=0.95% (SD295) | | | | | | 2-D10@200, pw=0.18%(SD295) | | |
| | 破壊形式 | | 曲げ | | | | | | せん断 | | |
| | bxD (mm) | | | 180x180 | i0x180 180x230 | | | | 180x330 | | |
| 補 | 内臓鉄骨* | | H-120x | 100(320)x9x9(4.5) H-175x100(320)x12x12(9) H-275x | | | | 100(320)x19x19(9) | | | |
| 強部 | ק | 種類 | | | | D16, L=176mm | 6mm(=11d) | | | | |
| | シカ | 鉛直接合面 | 8本 | 12本 | | 20本 | | | 8本 | | |
| | Ĩ | 脚部 | | | 16 7 | * | | | 20本 | | |

*()内の寸法は接合面側のフランジ寸法



2. 実験概要

(1) 試験体

試験体一覧を表-1に示す.また,図-1,図-2および図-3に試験体概要図,断面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7体である.既存RC柱の断面は400×400mm,柱内法高 さを1200mmとし,試験体No.15からNo.20は靭性保証型設 計指針のせん断強度式のB法⁹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.

主な実験変数は補強部鉛直接合面におけるアンカー本数とCES補強部材の断面寸法である. 試験体No.15, 16, 17は同一の補強部材とし,補強部鉛直接合面のアンカー本数がそれぞれ8, 12, 20本であり,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れる構造規定(ピッチ≧7.5d)を満たす最大本数である. 試験体No.17, 18及びNo.19は補強部鉛直接合面のアンカー本数を20本とし,補強部鉛直接合面の断面寸法が異なる. 試験体No.20は試験体No.19



と補強部断面を同じにして、アンカー本数を8本にした ものである.試験体No.21は試験体No.20に対して既存RC 柱の破壊形式をせん断破壊先行型としたものである.

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) 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, 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.

(3) 載荷方法

図-4に試験装置を示す. 試験体には一定軸力825 kN (N=0.2bDo_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&の比で与えら れる層間変形角 (R=&h) による変位制御とした. 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.

(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び割 れ幅を計測した.

3. 実験結果

(1) 破壊経過

図-5に柱試験体の載荷終了時の破壊状況を示す.

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RC柱部,補強部とも に曲げひび割れが観察された.また,RC柱端部にせん 断ひび割れが発生し,RC柱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RC柱中央部にせ

表-2 コンクリートの材料特性

| 普通コンクリ | -h |
|--------|----|
|--------|----|

| 試験体 | No.15 | No.16 | No.17 | No.18 | No.19 | No.20 | No.21 |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 圧縮強度 [N/mm ²] | 25.3 | 27.1 | 25.3 | 27.7 | 28.4 | 25.7 | 25.7 |
| 弾性係数 [kN/mm²] | 24.4 | 24.9 | 25.4 | 16.9 | 17.6 | 23.8 | 23.6 |
| 圧縮強度時 ひずみ[J] | 2466 | 2698 | 2695 | 2352 | 1795 | 2462 | 2733 |

繊維補強コンクリート

| 試験体 | No.15 | No.16 | No.17 | No.18 | No.19 | No.20 | No.21 |
|-------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 圧縮強度 [N/mm ²] | 34 | 35 | 33.9 | 33.4 | 36.2 | 34.5 | 33 |
| 弹性係数 [kN/mm ²] | 27.5 | 26.8 | 25.8 | 27.3 | 28.6 | 29.5 | 26.0 |
| 圧縮強度時 ひずみ[µ] | 2088 | 2162 | 2466 | 2420 | 2338 | 2423 | 2333 |

表-3 鋼材の材料特性

| | 降伏強度 [N/mm ²] | 引張強度 [N/mm ²] | 弹性係数 [N/mm ²] |
|----------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| D10 (SD295) | 315 | 428 | 161000 |
| D16 (SD295) | 342 | 523 | 176000 |
| D19 (SD295) | 388 | 548 | 179000 |
| D22 (SD345) | 383 | 551 | 188000 |
| PL-4.5 (SS400) | 336 | 460 | 209300 |
| PL-9 (SS400) | 312 | 447 | 199800 |
| PL-12 (SS400) | 307 | 443 | 204200 |
| PL-19 (SS400) | 262 | 429 | 204100 |



図-4 載荷装置

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伸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.

アンカーボルト本数が20本の試験体No.17も試験体 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RC柱部と補 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, RC柱部と補強部との一体性が増していると考えられる. RC柱部の損傷は試験体No.15およびNo.16と比べると端部に集中している.

補強部の断面寸法を大きくした試験体No.18, No.19お よびNo.20は、最終的なコンクリートの剥落状況(RC柱 部の端部コンクリートの圧壊による損傷、あるいは付着 せん断ひび割れによる損傷)に差異があるものの基本的 には、試験体No.15~No.17とほぼ同様な破壊経過を辿っ た.ただし、補強部柱の断面を大きくしたため、試験体 No.15~No.17と比較すると補強部の梁部に斜めひび割れ が多く発生している.また、試験体No.20はアンカー本 数が少ないため、試験体No.19 よりも早い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 ている.また、最終的な損傷状況を見ると、RC柱部の 補強部側の端部においてコンクリートの剥落が著しいこ となどが観察される(試験体No.19は逆側の端部のコン クリートが剥落).

試験体No21は、他の試検体と異なり、せん断破壊先 行型である.1/400radのサイクルにおいて、柱頭にせん 断ひび割れが発生した.1/67radのサイクルで補強部の鉛 直方向に大きな付着ひび割れが発生.それと共に、軽度 な圧壊が見られた.1/33radでそのひび割れと圧壊はさら に進行し、RC柱と補強部から剥落がみて取れた.最終 的には、RC柱では付着せん断破壊の様相を呈し、補強 部では梁部分のコンクリートの損傷と水平接合面の開き が顕著であった.

(2) 水平荷重-変形角関係

図-6に各試験体の水平荷重-変形関係を示す.





大局的に見て、水平荷重のレベルを無視すれば、どの 試験体も類似した復元力特性を示している. つまり、 1/400~1/200rad.のサイクルで鉛直接合面が離れることに より剛性が大きく低下し、1/200~1/100rad.のサイクルで 主筋、補強部鉄骨の降伏が見られてた後、最大耐力に達 するまでせん断力は緩やかに上昇し、その後、柱端部コ ンクリートの圧壊あるいは付着せん断ひび割れの拡幅の 進行とともに徐々に耐力が低下していく. なお、アンカ ー本数が少なく補強部断面が大きい試験体No20および No21では、補強部の梁部の鉄骨フランジが、柱部の鉄 骨フランジよりもわずかに先に降伏するなどの違いは見 られる.

図-7に水平荷重-変形関係の包絡線を示す.ここで, 既往の実験^{3,4}における無補強RC柱(せん断破壊型No.1お よび曲げ破壊型No.12)の包絡線も併せて示している.

図-7(a) から耐力はアンカーボルト本数を増やすごと に上昇していることが確認できる.最もアンカー本数が 少ない試験体No.15を基準として,試験体No.16の耐力は 1.07倍,最も多い試験体No.17の耐力は1.14倍に上昇して いる.無補強試験体と比べてみると,試験体No.15では 1.5倍程度に耐力が増大しており,補強効果が確認でき る. また, 図-7(0)からは, 補強部断面, 法の人きさに応じて耐力が上昇していることが確認できる. 図-7(c)は, せん断破壊型のRC柱試験体の実験結果の

比較である.ここで,試験体No.2は,試験体No.21と同様にせん断破壊型のRC柱の片側にのみ補強を施したものであるが,補強部材の端部はベースプレートとアンカーを4本(片側の端部)用いていて接合している点と補強部断面サイズが試験体No.21と異なる³⁾.試験体No.2は無補強試験体No.1と比べて変形性能は改善されているものの耐力の上昇効果は見られない.しかし,同じ片側補強でもNo.21になると無補強試験体よりも耐力は大きく,2.6倍程度の耐力の上昇を期待できることが確認できる.

(3) 鉛直接合面の開きとずれ

図-8に正載荷のピーク時における鉛直接合面のずれ量 と開き量の推移を示す.ずれ量はRC柱部材と補強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(B)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.

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、 ずれ量は、アンカーボルト本数を増やすほど減少してい



図-10 危険断面付近の応力分布

くことが見て取れる.アンカーボルトを増やす事で変位 量の抑制効果が認められた.

(4) 危険断面付近の応力分布

図-10に正載荷ピーク時における柱頭及び柱脚の危険 断面位置の応力分布を示す.ここで表す危険断面は図-9 の右図に示す位置とした.

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,アンカーボルトの本数が少ない試験体 No.15,No.20,No.21の分布はRC柱部とCES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.

一方で、アンカーボルトの本数が多い試験体No.17, No.18, No.19の同サイクルでは応力が反転することなく RC柱部と補強部がそれぞれ応力を負担していることが わかる.これはアンカー量を増やすことでRC柱部と CES補強部の一体性が増していることが確認できる.た だし、その後のサイクルでずれが生じることによって、 境界面で反転する応力の差は大きくなっており、断面の 一体性は低下することが確認できる.

試験体No.15において正載荷時の柱頭(補強部が引張

(側)と柱脚(補強部が圧縮側)の応力状態について見て みると、柱頭の応力レベルは柱脚と比較して小さいこと がわかる.負載荷の場合も同様に補強部が引張となる柱 脚の応力レベルは柱頭と比べて小さい傾向が見られてい る.また、この傾向は程度の差はあれ他の試験体におい ても見られる現象である.これは、補強部が引張側にな るときの固定度は圧縮側になるときと比べて小さいため であり、補強部柱に生じる引張力にアンカーが抵抗する のに対して、圧縮力に対してはコンクリートの支圧で抵 抗する違いによるものと考えられる.

次に補強部断面が大きい試験体No.19について見てみる.補強部柱の鉄骨フランジは、水平荷重がほぼ最大耐力に達する1/67rad.のサイクルまでに圧縮降伏をしているが引張降伏はしていないことが確認できる.これは、3.(5)節で示すが、補強部梁の鉄骨が先に降伏しているためである.

(5) CES柱フランジと梁部フランジの比較

図-11 に試験体 No.18 及び No.19 正載荷ピーク時の柱 フランジと梁部フランジの応力比較図を示す.

まず, 圧縮力を受ける柱脚部に着目してみると,



図-11 柱フランジと梁部フランジの応力比較

1/200rad のサイクルにおいて、それぞれの試験体共に柱 フランジが先に圧縮降伏し、その後 1/67rad のサイクル で梁部フランジが降伏した.

次に,引張力を受ける柱頭部に着目してみる. 試験 体 No.18 では,柱及び梁部フランジの引張降伏は生じな かったが,試験体 No.19 では,1/50rad のサイクルにおい て梁部フランジの降伏し,柱部のフランジは降伏して いない.これは,補強部断面が大きくなったことによ り,梁部の強度が相対的に小さく,大きい応力を負担 することになったためである.

(6) アンカーボルトの応力分布

図-12および図-13にそれぞれ正載荷ピーク時の脚部接 合面アンカーボルトと鉛直接合面アンカーボルトの応力 分布を示す.

まず、脚部接合面のアンカーボルトから着目していく と、アンカー量が鉛直・脚部と最大になる試検体No.19 は他の試検体に比べて応力が大きい結果となった.応力 が大きいことから、アンカーボルトによる一体性が確認 できる.ただし、全てのアンカーボルトは降伏していな いことが確認できた.

次に、鉛直接合面のアンカーボルトの応力分布につい て見てみる.試験体No.17は、変形角の進行と共に応力 は増大するが、1/50radのサイクルまで降伏は見られない. 一方で、補強部の断面が大きい試験体No.19では最大耐 力付近の1/100radのサイクルから降伏が見られるように なり、全体的に降伏応力度に近い大きい応力を負担して いることが確認できる.





図-14 アンカーボルトのひずみ計測位置

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⁹,荒川 mean式⁹および靱性保証指針B法によるせん断耐力式⁰を 用いた.試験体の耐力は,CES造補強部断面の終局曲げ 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.

試験体No.15, No.16, No.17の実験値/計算値は1.17~ 1.34であり,最大耐力は計算値を上回る結果が得られて いる.補強部断面を大きくした試験体No.18, No.19, No.20を見ると実験値/計算値は小さくなっていく傾向に あり,試験体No.19では0.98である.これは,3.(5)節の断 面の応力分布を見てわかるように補強部柱フランジの応 カレベルが小さくなっており,CES補強部が曲げ耐力に 達していないためと考えられる.したがって,断面サイ ズの大きいCES柱部の曲げ耐力を発揮させるためには, 脚部の固定方法について検討する必要がある.また,試

| 試験体 | | | No.15 | No.16 | No.17 | No.18 | No.19 | No.20 | No.21 | | |
|---------|--------------|---------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|----|
| 実験値 | | | 689 | 715 | 785 | 893 | 1000 | 914 | 944 | | |
| | 既存部 | 曲げ耐力 | 1 | 457 | 460 | 457 | 461 | 463 | 457 | 536 | |
| | | 荒川min式 | 2 | 377 | 383 | 377 | 385 | 387 | 378 | 294 | |
| | | 荒川mean式 | 3 | 417 | 425 | 417 | 428 | 431 | 419 | 337 | |
| | | B法 | 4 | 579 | 597 | 579 | 603 | 609 | 583 | 384 | |
| 計 | <u>才</u> 建 之 | 曲げ耐力 | 5 | 131 | 131 | 131 | 289 | 558 | 552 | 548 | |
| 算 | 18 기도 미가 | せん断耐力 | 6 | 250 | 251 | 249 | 460 | 983 | 974 | 966 | |
| 値 | | 曲げ耐力 | 1+5 | 588 | 591 | 588 | 750 | 1021 | 1009 | 1084 | |
| | 既存部+ 補強部 | 荒川min式 | 2+5 | 508 | 514 | 508 | 674 | 945 | 930 | 842 | 実験 |
| | | 荒川mean式 | 3+5 | 548 | 556 | 548 | 717 | 989 | 971 | 885 | せん |
| | | B法 | (4)+(5) | 710 | 728 | 710 | 892 | 1167 | 1135 | 932 | 3+ |
| | 完全平面保持耐力 ⑦ | | | 987 | 999 | 987 | 1332 | 1904 | 1850 | 2028 | げ而 |
| 実験値/計算値 | | | 1.17 | 1.21 | 1.34 | 1.19 | 0.98 | 0.91 | 1.07 | いた | |

表-4 耐力算定結果一覧

実験値/計算値における計算値には, せん断破壊型の試験体 No.21 では, ③+⑤式の値を用い,それ以外は,曲 げ耐力の累加である①+⑤式の値を用 いた.

験体No.17では,実験値/計算値が1.34とやや大きい差が 生じており,合理的な設計を行うためには,アンカー量 を考慮した評価方法について検討が必要と言える.

せん断破壊型の既存RC柱に補強を施した試験体No.21 の実験値/計算値は1.07であり、計算値を上回る耐力を発 揮していることから、既存RC柱とCES補強部の耐力の 単純累加で補強後の耐力を評価可能である.

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.

 アンカー量を増やすことで、接合効果が増して耐力 上昇とともにずれの発生を抑制出来ることが確認できた。
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。

3) CES補強部材の危険断面の応力状態から、補強部が 圧縮となる場合に比べて引張になるときの応力レベルは 小さくなる傾向が確認できた.

4) 今回用いた耐力の評価方法は、実験値と計算値に最

大1.4倍程の差が生じたため適切とは言い難く,新たな 評価方法を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, Vol29, 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
- 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靱性保証型耐震 設計指針・同解説,2001

STRUCTURAL PERFORMANCE OF RC COLUMNS RETROFITTED BY ADDITIONAL CES COLUMNS WITH DIFFERENT SHAPE

Yuta KOJIMA, Tomoya MATSUI, Shohei FUKUIKE, Hiroshi KURAMOTO, Keiichi KANEKO and Toshiya KITAMURA

The objective of this research is the development of seismic retrofitting method using additional CES column. Static loading test was conducted on seven RC columns retrofitted using additional CES column. The experimental valuables were cross section of CES column and the number of anchors. In this paper, the structural performance on the RC column retrofitted CES column was shown, and the effect of shape of CES column and the number of anchors on failure mode, restoring force characteristics and ultimate strength was investigated. In addition, validity of an evaluation method to calculate the ultimate strength of the retrofitted RC column was examined.