(37) CES外付耐震補強を施したRCフレームの動的挙動

芳賀 亮祐¹・倉本 洋²・佐藤 美郷¹・松井 智哉³ 田口 孝⁴・深津 尚人⁴

¹豊橋技術科学大学大学院 工学研究科 建設工学専攻(〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail:r043629@edu.imc.tut.ac.jp,m053623@ edu.imc.tut.ac.jp

²正会員 豊橋技術科学大学准教授 工学部建設工学系 (〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: kura@tutrp.tut.ac.jp

³豊橋技術科学大学助教 工学部建設工学系 (〒441-8580 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: matsui@tutrp.tut.ac.jp

⁴矢作建設工業 地震工学技術研究所 (〒480-1101 愛知郡長久手町熊張字茨ヶ廻間1533-74) E-mail: t-taguchi@yahagi.co.jp,n-fukatsu@yahagi.co.jp

筆者らは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提案してきた.当該工法のメリットには従来の外付耐震補強の特徴に加え,鉄筋を配さないため施工性が良好であること,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. 本研究では当該工法の耐震性能および既存RC部とCES補強部の挙動を確認することを目的として,あと施工アンカーをパラメーターとしたフレーム試験体による動的載荷実験を実施した.本論では実験概要を示すとともに,CES外付耐震補強工法を施すことにより耐震性能を向上させることが可能なこと,既存部

と補強部のずれは大変形時においてもほとんど発生しないこと,および当該工法を適用した際の終局耐力 を累加強度理論によって評価できることを示す.

Key Words : CES, FRC, external seismic retrofit, RC frame, dynamic loading test

1. はじめに

鉄骨コンクリート合成構造(以下, CES構造)は,鉄 骨とコンクリートのみからなる合成構造である¹⁾.既往 の研究によって,繊維補強コンクリート(以下, FRC) 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分かって いる²⁾⁻⁴⁾.

そこで、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を打設するだけの極めてシンプルな外付耐震補 強工法を提案した⁹. この工法は、居住者が生活しなが らの施工が可能であるという従来の外付耐震補強工法の 特徴に加え、鉄筋を配さないことによる施工性の向上や 工期短縮、さらにCES構造の優れた構造性能によってブ レースを設置する必要がないことが挙げられる.すなわ ち、図-1に示すようなブレースの無いフレーム型の補強 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.



図-1 CES外付耐震補強工法外観

これまでの研究により、RC柱およびRCフレームに CES補強を施すことで優れた耐震補強効果が得られるこ とが確認されている⁶⁷⁾.本論では、これまでの研究に引 き続き行った、既存部と補強部の接合面に打設するあと 施工アンカーの本数をパラメーターとしたRCフレーム 試験体の動的載荷実験の概要を述べると共に、破壊性状、 履歴特性、既存部と補強部のずれ量、RC柱部の曲率推 移状況および終局耐力に関する検討を行った.

2. 実験概要

(1) 試験体概要

実験に用いた試験体は4体であり、既存RCフレームを 1体(試験体FP3)と既存RCフレームにCES外付耐震補強 を施した補強RCフレームを3体(試験体FC31, FC32およ びFC33)とした、補強試験体は既存部と補強部の接合 部に打設するあと施工アンカーの本数をパラメーターと している. 各部材に打設するあと施工アンカーの本数は 次のように算定した. 試験体FC31においては梁の接合 部にCES柱部材の終局せん断耐力(水平力)を、柱の接 合部にCES梁部材の終局せん断耐力(鉛直力)をそれぞ れ伝達できるように算定している。また、試験体FC32 およびFC33ではそれぞれ試験体FC31のアンカー本数を 0.7および0.5倍に低減している.ここで、あと施工アン カーの一本あたりのせん断耐力Q。は、文献8)に従ってい る.補強試験体の試験体形状を図-2に、各補強試験体の あと施工アンカー本数を図-3に、試験体断面概要を表-1 にそれぞれ示す.

試験体は,柱内法高さが*h*=1,100mm(せん断スパン 比:*MlQD*=1.83)であり,柱断面*b*×*D*は既存部が 300×300mm,補強部が150×300mmである.また,梁内法 寸法は*h*=2,700mm(補強部に対するせん断スパン比: *MlQD*=3.375),梁断面*b*×*D*は既存部が300×710mm,補強 部が150×400mmであり,梁の既存部はスタブとして扱っ ている.柱および梁の補強部内蔵鉄骨は,H-250× 100×9×9およびH-300×100×9×9のH型鋼を用いた.CES補 強部の施工方法は,まず既存RC部分に対してビシャン 仕上げによる目荒し処理を行い,あと施工アンカーを打 設後,ウェブにアンカー貫通孔を設けたH型鋼を取り付 け,FRCを打設した.

(2)使用材料

表-2および表-3に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. また、普通コンクリートおよびFRCの調合表を表-5およ



図-3 あと施工アンカー本数

表-1 試験体断面概要	Ē
-------------	---

	試験体	柱断面	梁断面			
	コンクリート種	普通コンクリート				
旺方立	$b(mm) \times D(mm)$	300×300	300 × 710			
成1子可)	主筋	10-D16,SD295	12-D25,SD345			
	帯筋	2-D6@150,SD295	3-D13@85,SD345			
	コンクリート種	FRC				
補強部	$b(mm) \times D(mm)$	150 × 300	150 × 400			
	内蔵鉄骨	H-250 × 100 × 9 × 9	$H-300 \times 100 \times 9 \times 9$			
内	法寸法(mm)	1100	2700			
ť	F用軸力比	0.2	0.0			

び表-6に示す.FRCに使用した繊維は直径が0.66mmおよび長さが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.

(3)動的載荷概要

実験に用いた動的載荷装置を図-4に、載荷装置全景を 写真-1に示す.実験は2本の静的鉛直アクチュエーター により、柱一本当りに270kN(既存RC柱部に対する軸力 比: $NbDo_{B} \Rightarrow 0.2$)の一定圧縮軸力を負荷した後、動的水 平アクチュエーターによって変位制御による正弦波加振 を行った.載荷プログラムは表-7に示すように、相対水 平変位 δ と上下柱梁接合部間高さhで与えられる相対部材 変形角($R=\delta/h$)で制御し、R=0.002,0.0033,0.005,0.01, 0.015,0.02,0.025,0.03および0.04rad.の各サイクル5波ず つの加振とした.加振周波数は、RC造10階建て程度の 中高層住宅を想定して1.5Hzを基本とし、かつアクチュ エーターの性能限界(最大速度:50cm/sec)を考慮して R=0.025rad以降では1.0Hzとした.

表-2 鉄筋材料試験結果

試験片	鋼種 (MPa)		引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	部位
D6	SD295	348.8	519.5	182.4	柱帯筋
D10	SD295	333.7	469.6	182.0	アンカー筋
D16	SD295	345.7	515.8	185.2	柱主筋

衣马 获得材料码缺箱未									
試験片	鋼種	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	部位				
PL-9	SN400B	290.1	439.5	209.3	柱および梁				
PL-16	SN490C	364.7	537.2	207.8	柱梁接合部				

試験体名	種類	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	割裂強度 (MPa)	材齢
FP3	普通コンクリート	14.9	20.5	1.4	33
F021	普通コンクリート	14.6 20.6		1.9	50
FUST	FRC	29.9	21.8	3.4	33
EC22	普通コンクリート	15.0	20.9	1.5	47
FG3Z	FRC	28.0	22.7	3.4	30
5000	普通コンクリート	14.6	20.9	1.6	40
F033	FRC	26.8	22.5	3.4	23

表-4 鉄骨材料試験結果



図-4 動的載荷装置



写真-1 動的載荷装置全景

表-7 載荷プログラム										
<mark>変形角</mark> (rad.)	0.002	0.0033	0.005	0.01	0.015	0.02	0.025	0.03	0.04	
周波数 (Hz)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	

表-5 普通コンクリート調合表

水セメント比	所要量								
W/C	水	セメント	細骨材 粗骨材		混和剤				
(%)	$W(kg/m^3)$	$C(kg/m^3)$	$S(kg/m^3)$	$G(kg/m^3)$	(kg/m^3)				
83.3	196	236	960	803	2.3694				

表-6 繊維補強コンクリート調合表

水セメント比	繊維混入量	所要量							
W/C	Vf	水	セメント	細骨材	粗骨材	繊維	石灰石粉	混和剤	
(%)	vol(%)	$W(kg/m^3)$	$C(kg/m^3)$	$S(kg/m^3)$	$G(kg/m^3)$	$Vf(kg/m^3)$	(kg/m^3)	(kg/m^3)	
58	1.0	184	317	934	556	13	250	5.07	



3. 実験結果

(1)ひび割れおよび破壊状況

各試験体の表面および裏面のR=0.001radにおける破壊 状況を図-5に,最終破壊状況を図-6にそれぞれ示す.補 強試験体は試験体表面がCES補強面,試験体裏面が既存 面である.

無補強の試験体 FP3 では R=0.005rad.で柱にせん断ひび 割れが発生した. R=0.01rad.では柱の広範囲にわたって せん断ひび割れが伸展し、側面のコンクリートが浮き上 がった. R=0.015rad.ではせん断ひび割れの伸展に伴い、 試験体表面および裏面のコンクリートが剥落して主筋が 露出した.破壊モードはせん断破壊の様相を呈した.

CES 補強を施した試験体 FC31 では *R*=0.002rad.で補強 部の梁全体に複数の曲げひび割れ, *R*=0.033rad.で梁およ び柱梁接合部にフランジに沿ったひび割れが発生した. *R*=0.005rad.ではそれらのひび割れが伸展すると共に,補 強部の柱に曲げひび割れが発生した. *R*=0.01rad.では既 存部の柱にせん断ひび割れが発生し,柱梁接合部の補強 部と既存部の境界面にひび割れが確認された. R=0.015rad.および 0.02rad.において、補強部では梁の曲げ ひび割れおよびフランジに沿ったひび割れ、柱梁接合部 のフランジに沿ったひび割れおよび柱の曲げひび割れが それぞれ伸展した.既存部では柱のせん断ひび割れが広 範囲に伸展し、補強部との境界面にひび割れが確認され た.R=0.025rad.以降では既存部の柱において、せん断ひ び割れの伸展に伴い表面および裏面のコンクリートが剥 落し、また側面のコンクリートも浮き上って剥落した. 一方、補強部は最終破壊状況においても、コンクリート の大きな剥落は確認されなかった.また、梁の補強部と 既存部の境界面には、数箇所でひび割れの発生が確認さ れたが、大きなずれおよび開きは認められなかった.破 壊モードは補強部では柱の曲げ降伏、既存部では柱のせ ん断破壊の様相を呈した.

試験体FC32およびFC33のひび割れおよび破壊状況は 試験体FC31と比較すると, R=0.002rad.および0.033rad.など 初期のサイクルでは異なる性状を示したが, R=0.005rad. 以降はほぼ同様の傾向を示し,破壊モードも同じ様相を 呈した.

大の人気を見												
		降伏時									昌十武十대	
試驗体	載荷	柱主筋	降伏時	柱せん断補強筋		柱フランジ		梁フランジ		取入削力时		
武尚 失 144	方向	Ry	Py	Ry	Py	Ry	Py	Ry	Py	Rmax	Pmax	
		(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)	
FP3	н	0.007	370.1	0.006	351.1	/	/	/	/	0.008	392.6	
	負	-0.008	-177.3	-	-	/		/	/	-0.004	-285.7	
EC21	н	0.007	713.4	0.009	780.4	0.006	658.0	0.008	751.3	0.013	856.0	
FUST	負	-0.007	-758.8	-	1	-0.005	-646.2	-0.006	-702.1	-0.008	-788.3	
F033	正	0.007	691.3	0.009	685.5	0.006	623.8	0.008	732.4	0.013	886.9	
F032	負	-0.007	-750.9	-	1	-0.004	-617.7	-0.007	-782.0	-0.011	-899.5	
FC33	Ē	0.008	746.2	0.009	768.2	0.006	664.4	0.007	710.0	0.013	888.3	
	負	-0.007	-746.5	-	-	-0.004	-592.9	-0.006	-664.9	-0.011	-850.8	

表-8 実験結果一覧

(2)水平荷重一水平変形特性

実験結果一覧を表-8 に、水平荷重-水平変形関係を 図-7 にそれぞれ示す. ここで水平荷重は試験体に取り 付けたロードセルで計側した値を用いている. なお, 試 験体に貼付したひずみゲージによって計側された, 主筋 および内蔵鉄骨の柱頭および柱脚部, せん断補強筋, 柱 梁接合部に打ち込んだアンカー筋のそれぞれ降伏した時 点を,最大耐力点(▽印)とともに図中に示す. また履 歴曲線における実線および点線は,それぞれ加振周波数 1.5Hz および 1.0Hz における履歴を示しており, 図中の 一点鎖線は試験体 FP3 では荒川式⁹によるせん断耐力, 各補強試験体では後述する一般化累加強度理論¹⁰による 終局耐力計算値を示している.

試験体 FP3 では、正載荷側で柱のせん断補強筋および 主筋が R=0.006rad.および 0.007rad.で降伏し、R=0.008rad.で 最大耐力 392.6kN を記録した後は急激に耐力が低下した.

CES 補強を施した試験体 FC31 では, *R*=0.006rad.で柱鉄 骨フランジ, *R*=0.007rad.で柱主筋, *R*=0.008rad.で梁鉄骨フ ランジ, *R*=0.009rad.で柱のせん断補強筋がそれぞれ降伏 し, *R*=0.013rad.で最大耐力 856.0kN を記録した. その後 は, 試験体 FP3 のような急激な耐力低下はなく, 最終変 形角で 647.0kN (最大耐力の約 76%) と高い耐力を維持 したが, 正載荷側の *R*=0.03rad.以降の挙動に若干の乱れ を示した.

試験体 FC32 は試験体 FC31 とほぼ同様の変形角で各部材が降伏し, *R*=0.013rad.で最大耐力 886.9kN を記録した. その後の耐力低下は緩やかで最終変形角では 644.4kN (最大耐力の約 73%)を記録し,最終変形角まで 乱れのない安定した紡錘型の挙動を示した.

試験体 FC33 は R=0.006rad.で柱鉄骨フランジ, R=0.007rad.で梁鉄骨フランジ, R=0.008rad.で柱主筋, R=0.009rad.で柱のせん断補強筋がそれぞれ降伏し, R= 0.013rad.で最大耐力 888.3kN を記録した.その後の耐力 低下は緩やかで最終変形角では 638.3kN (最大耐力の約 72%)を記録し,試験体 FC32 と同様に安定した紡錘型の 挙動を示した.

各補強試験体はほぼ同様の履歴を描いたが,試験体 FC31はR=0.03rad.以降の挙動に若干の差異が確認された. これは試験体FC31のアンカー本数が最も多く,大変形





時に柱に打設したアンカーが既存部の損傷を促進させた ためと推察される.

図-8に水平荷重-水平変形関係の包絡線を比較したものを各試験体の最大耐力点(▽印),試験体FP3および FC31の柱の主筋およびせん断補強筋の降伏時点(○印および●印)とともに図中に示す.

各補強試験体の包絡線は試験体FP3と比較すると,高 い初期剛性,最大耐力および靭性能を示した.また柱の せん断補強筋の降伏時点が試験体FP3ではR=0.006rad.で あるのに対して,試験体FC31では柱主筋の降伏が先行 し,R=0.009rad.でせん断補強筋が降伏した.また試験体 FC32およびFC33でも同様に柱主筋の降伏が先行してい た.最大耐力時の水平変形は試験体FP3ではR=0.009rad. であるのに対して,各補強試験体ではR=0.013rad.であり, CES補強を施すことにより最大耐力時の変形角がより大 きくなる結果となった.これらの結果から,CES補強を 施すことにより,既存柱はせん断破壊型から曲げ降伏先 行型に移行し,その靭性能が改善されたと推察される.



図-12 各ずれ方向定義とずれ測定位置

(3)既存部と補強部のずれ量

図-9, 10および11に接合部, 柱および梁における既存 部と補強部の面内ずれXおよびY, 面外ずれ量を測定位 置別に示す.また各ずれ方向の定義および各部材の測定 位置を図-12に示す.ここで測定値は各サイクルでの最 大値を示しており, 面内ずれXおよびYはずれの方向を 無視した絶対値, 面外ずれは図中の矢印の向きを正方向 とした.

接合部におけるずれは, R=0.005rad.まではほとんど発 生せず, R=0.01rad.以降に面内ずれ Y および面外ずれが 発生し, *R*=0.03radにおいて最大で 3mm および 2mm に達した. 柱端部および中央部においては, *R*=0.01rad.までほとんど発生せず, *R*=0.015rad.以降に各ずれが急激に発生した. しかし, 梁端部および中央部においては最終変形角まで大きなずれは発生せず,最大で 0.6mm 程度であった.また,各補強試験体に発生するずれ量に大きな差異は確認されなかった.

本実験においては、載荷装置が既存部の材軸に沿って 加力しているのに対して補強部は偏心しており、補強部 の柱梁接合部に偏心曲げによる引き抜き作用が最も働く ため、柱梁接合部端部のずれが先行してずれが生じたと 考えられる.また柱端部において*R*=0.015rad.以降に大き なずれ量が確認されたが、これは3章(1)のひび割れ状況 からも明らかなように、*R*=0.015rad.以降では既存部の柱 のせん断破壊が進行し側面のコンクリートが浮き上り、 計測器を取り付けるために埋め込んだインサートも浮き 上がったために測定されたと推察される.

(4) 既存柱部の曲率推移

図-13に試験体既存部の正載荷時における曲率分布状況を示す. なお,曲率の計算は図-2に示す曲率検長の変位値を用いた.

試験体FP3は*R*=0.005rad.では柱頭および柱脚近傍での 変形が大きくなっているが,最大耐力点を越えた *R*=0.01rad.では端部から中央部へ直線的な曲率分布とな った.一方,各補強試験体はほぼ同様な傾向を示してお り,各サイクルで柱頭および柱脚近傍での変形が大きく, *R*=0.02rad.の大変形時においても変形のほとんどが部材 端部で発生する曲げ降伏型の曲率分布を示した.3章(2) と同様に,この結果からも既存柱がせん断破壊型から曲 げ降伏型に移行していることが見受けられる.

4. 計算値との比較

図-14 に各試験体の実験における最大耐力と計算値の 関係を N-Qc 相関曲線上で比較したものを示す. 図中に おける計算値は材料試験で得られた数値を用いて算出し ており,計算値および実験値をそれぞれ柱部材のせん断 力に換算して示している. 図中の実線は,既存試験体に ついては一般化累加強度理論¹⁰による曲げ耐力を荒川式 ⁹によるせん断耐力で頭打ちした相関曲線(RC),補強 試験体については既存試験体の相関曲線に CES 補強部 の一般化累加強度理論による曲げ耐力(軸力 N=0kN) を累加して算出した相関曲線(Retrofited by CES)を示し ている. また図中の点線は,既存試験体および補強試験 体の終局曲げ耐力をせん断耐力で頭打ちせずに示した相 関曲線である. ここで,累加強度理論が成立する範囲に



おいて, FRC の引張靭性は期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.

この結果,各試験体とも実験における最大耐力は,理 論上の相関曲線とほぼ一致している.無補強の試験体 FP3 では負載荷時は荒川式によるせん断耐力と概ね一致 しているが,正載荷時には最大耐力点以前に主筋が降伏 していることから,実験値が終局曲げ耐力を超える結果 となったものと考えられる.

補強試験体の終局耐力は、せん断耐力で頭打ちした既 存部の相関曲線に CES 補強部の曲げ耐力を累加するこ とで安全側に評価できるといえる.また3章(2)および3 章(4)で明らかなように、補強試験体では既存柱がせん 断破壊型から曲げ降伏型へ移行しているため、正載荷時 および負載荷時ともにせん断耐力で頭打ちせずに算出し た相関曲線で概ね評価が可能であることが確認できる.

5. まとめ

CES 構造を利用した耐震補強工法の基礎的実験として あと施工アンカーの本数をパラメーターとした RC フレ ーム試験体の動的載荷実験を実施し、その概要を述べる と共に、破壊性状、履歴特性、既存部と補強部のずれ量、 RC 柱部の曲率推移状況および終局耐力に関する検討を 行った.

あと施工アンカー本数を慣用されている設計に基いた 量(試験体FC31),その0.7倍および0.5倍(試験体FC32 およびFC33)として実験を行った結果,破壊性状,補 強部と既存部のずれ量および既存柱の曲率推移に大きな 差異は確認されなかった.各補強試験体の履歴特性も大 きな差異はなかったが試験体FC31はR=0.03rad.以降の挙 動に若干の乱れが発生した.また,柱のせん断補強筋の 降伏時点および既存柱の曲率推移などから,CES補強を 施すことで既存柱はせん断破壊型から曲げ降伏先行型に 移行しており,最大耐力の発生時点からも既存柱の靭性 能が改善されたことが確認できた. さらに, 既存部と補 強部のずれはR=0.015rad.まではほとんど発生せず, それ 以降も柱においては既存部のせん断破壊に起因するずれ は見られたが,梁においてはほとんど発生しないことが 確認された. そしてCES補強を施したRCフレームの終 局耐力は,軸力N=0kNの条件下で算定した一般化累加強 度理論によるCES補強部の曲げ耐力を,既存部の耐力に 累加することで安全側に評価が可能であることを示した.

参考文献

- 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, 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構造性能に関する実験的研 究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.2, pp.271-276, 2002.7
- 3) 足立智弘,倉本洋,川崎清彦,柴山豊:高軸力を受ける繊維 補強コンクリートー鋼合成構造の構造性能に関する研究,コ ンクリート工学年次論文報告集, Vol25, No.2, pp.289-294, 2003.7
- 田口孝,永田諭,松井智哉,倉本洋:H型鉄骨を内蔵した CES 柱の構造特性,コンクリート工学年次論文報告集, Vol.28, No.2, pp.1273-1278, 2006.7.
- 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報告集, Vol29, No.3, pp.1183-1188, 2007.7
- 7) 田口孝,芳賀亮祐,松井智哉,倉本洋: CES 外付耐震補強を 施した RC フレームの動的載荷実験,コンクリート工学年次 論文報告集, Vol.29, No.3, pp.1189-1194, 2007.7
- 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改 修設計指針・同解説,2001
- 9)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.
- 10)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.

Dynamic Behavior of RC Frame Externally Retrofitted by CES

Ryosuke HAGA, Hiroshi KURAMOTO, Misato SATO, Tomoya MATSUI Takashi TAGUCHI and Naoto Fukatsu

The authors proposed a seismic retrofitting method by attaching CES frames consisting of only steel and fiber reinforcement concrete to a RC existing building. This method has more advantage compared with previous proposed other seismic retrofitting method that is not necessary to install the brace because CES frames had been proved to have excellent hysteresis behavior.

The purpose of this study is to investigate the seismic performance of RC frame retrofitted by CES frames, particularly to examine the behavior of unified sections by existing RC and strengthening CES. The dynamic loading test was carried out on four frame specimens, one RC frame and three RC retrofitting frames, with the experimental parameter of the amount of anchor used to connect the CES member to the RC member. This paper outlines the experimental program. The test results showed that the seismic retrofitting method by attaching the CES member to RC member improved the seismic performance of the frames. It was observed that there is almost no gap at the connection between CES member and RC member until large deformation. In addition, the ultimate strength of the retrofitted frame from the experimental results showed a good agreement with the calculated ultimate strength.