

# 論文 制振装置を用いた架構増設型耐震補強工法の開発

奥林 泰昭\*1・田口 孝\*2・長塚 典和\*3・倉本 洋\*4

**要旨：**鉄筋コンクリートおよび鉄骨鉄筋コンクリート造中高層建築物を対象として、制振装置を用いた架構を増設する外付け耐震補強工法を確立するために動的漸増載荷実験を実施した。本論では、増設スラブを介して接合した補強架構に増幅機構を有する制振ブレースを取り付けた場合の、補強架構部材、スラブ厚さおよびスラブの出寸法等が補強効果に及ぼす影響を検討した。その結果、補強架構部材に関係なく制振ブレースが良好に作用し、安定した挙動を示すとともに、高い減衰効果が発揮できることを確認した。また、スラブは厚く、出寸法が短いほど、破壊性状や補強部の復元力特性、あと施工アンカーの応力負担にとって有効であることを明確にした。

**キーワード：**架構増設型補強、動的漸増載荷実験、外付け耐震補強、制振ブレース

## 1. はじめに

1995年12月に「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が施行されて以来、主に学校建築物、公共建築物を中心に耐震改修が実施されている。一方、集合住宅の耐震改修は、居住者の転居先の確保、転居の煩わしさ等の現実的困難さゆえ、実施例に乏しい傾向がある。したがって、居住者が生活しながら施工が可能である必要性が生じてくる。また、多くの集合住宅はバルコニーや廊下を有するため、補強部材を既存建物に直接的に接合する従来の外付け耐震補強工法を適用した場合には、バルコニー等の居住空間の減少等が問題となる。

このような中低層集合住宅等を対象とした補強工法として、筆者らは鉄骨と繊維補強コンクリート (FRC) のみからなる合成構造である CES 構造<sup>1)</sup>による補強架構を、バルコニーに干渉しない外側の位置に設置し、既存梁と補強梁を増設スラブで繋ぐ架構増設型の外付け耐震補強工法を提案し、その耐震補強効果が優れたものであることを示してきた<sup>2)</sup>。

しかし、中高層建築物を対象とした場合、外付け耐震補強のみでは補強構面数が多くなり採用が困難である等の問題が生じることも少なくない。そこで、バルコニーや廊下を有する低層から中高層までの集合住宅等や強度型補強が不向きな建物など広い範囲に渡って耐震補強が適用可能となるように、補強架構にエネルギー吸収部材を取り付けた新たな架構増設型の耐震補強工法の開発に着手した。

本研究では、補強架構に増幅機構を有する制振ブレース<sup>3)</sup>を取り付け、補強架構に CES 造を適用した試験体、および補強架構の性能や制振ブレースの性能などを検証するために、補強架構に性能が明確な鉄骨造を用いた

試験体に対して動的漸増載荷実験を行い、それぞれの特徴を把握することを目的とした。

本論では、その破壊性状や復元力特性、補強後の架構全体の水平耐力に関する検討結果を示すとともに、既存架構と補強架構の変位関係について示す。また、各補強試験体に対して、補強架構のみをモデル化した解析を行い、その解析モデルの妥当性や制振ブレースの挙動に関する検討を行う。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

実験に用いた試験体は、既存架構部のみをモデル化した無補強試験体 OF3-1 と、OF3-1 に対して CES 造の補強架構に増幅機構を有する制振ブレースを取り付けた

表-1 試験体一覧

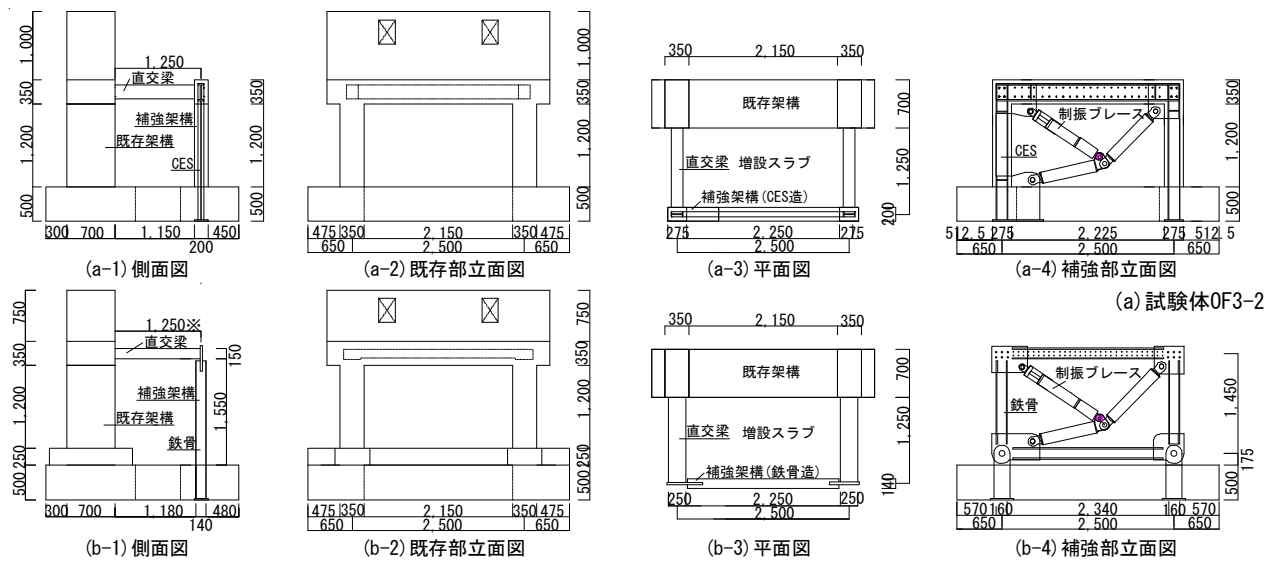
試験体名		OF3-1	OF3-2	OF3-3	OF3-4
既存部	スパン(mm)	2500			
	内法高さ(mm)	1200			
	柱躯体(mm)	b×D=700×350			
	柱主筋	8-D16			
	破壊形式	柱曲げ破壊			
補強部	構造	CES 造		S 造	
	スパン(mm)	2500			
	高さ(mm)	内法 1200		柱芯 1450	
	柱	b×D=200×275 BH-175×80×6×9		BH-160×140×12×12	
		b×D=200×350 BH-250×80×16×19		BH-160×140×9×12	
	梁	増幅装置(倍率 1.8) 油圧ダンパー C1=5kN・mm/s, C2=0.4kN・mm/s, Fy=120kN			
増設スラブ	出寸法(mm)	1250		750	
	厚さ(mm)	200		125	
	あと施工アンカー	44-D10@100 ダブル 埋込 10da		58-D10@75 ダブル 埋込 12da	
		D10@100 ダブル		D6@75 ダブル	
直交梁	寸法(mm)	b×D=175×200		b×D=250×150	
	主筋	4-D19		6-D16	

\*1 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 大学院生 (正会員)

\*2 矢作建設工業 (株) 地震工学技術研究所 博士(工学) (正会員)

\*3 飛鳥建設 (株) 建設事業本部 トグル事業部 (正会員)

\*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)



OF3-4: ※が750の場合の試験体、他の形状は同様

図-1 試験体概要図 (OF3-2, OF3-3)

補強試験体 OF3-2 および補強架構に鉄骨造を用いた OF3-3, OF3-4 の計 4 体である。各試験体は 1 層 1 スパンとし、縮尺は実大の約 1/2 スケールとした。なお、試験体 OF3-1, OF3-2 はそれぞれ最下層を、OF3-3, OF3-4 はそれぞれ中間層を想定したものである。また、各試験体の既存架構は、多層多スパンの既存建築物を対象としてモデル化している。ただし、実験上の制約から、剛床を仮定し、面外方向に複数ある柱を 1 本の柱に縮約してモデル化しているため、面外方向に過大な形状となっている。表-1 に試験体一覧を、図-1 に補強試験体 OF3-2, OF3-3 の形状をそれぞれ示す。

無補強試験体 OF3-1 は、柱内法高さが  $h_0=1,200\text{mm}$  (せん断スパン比:  $M/QD=1.71$ ) で、柱断面  $b \times D=700 \times 350\text{mm}$  である。その配筋は、主筋に 8-D16 (SD295)、せん断補強筋に 4-D10@150 (SD295) を配し、柱の曲げ破壊が先行するように設計されている。

補強試験体 OF3-2 は、無補強試験体 OF3-1 に対して増設スラブ (厚さ 200mm, スラブ筋 D10 (SD295)) と直交梁 ( $b \times D=175 \times 200\text{mm}$ , 主筋 4-D19 (SD390)) を介して CES 補強架構 (柱断面  $b \times D=200 \times 275\text{mm}$ , 梁断面  $b \times D=200 \times 350\text{mm}$ ) を施したものである。CES 補強柱および梁の内蔵鉄骨には H-175  $\times$  80  $\times$  6  $\times$  9 および H-250  $\times$  80  $\times$  16  $\times$  19 の H 形鋼を用いた。

補強試験体 OF3-3 および OF3-4 は、無補強試験体 OF3-1 に対して増設スラブ (厚さ 125mm, スラブ筋 D6 (SD345)) と直交梁 ( $b \times D=250 \times 150\text{mm}$ , 主筋 6-D16 (SD345)) を介して鉄骨架構 (柱 H-160  $\times$  140  $\times$  12  $\times$  12, 梁 H-160  $\times$  140  $\times$  9  $\times$  12 の H 形鋼) を施したものである。

ここで、試験体 OF3-2, OF3-3 の出寸法 (既存梁端から補強梁芯間の距離) は標準的なバルコニー等を想定し、

1250mm としたのに対し、試験体 OF3-4 では出寸法を 750mm と短くし、その影響を検証する試験体とした。また、各補強試験体は既存部と補強部が大きくずれることなく一体となって変形するように、接合部の設計耐力を十分に確保している。

各補強試験体の補強架構には、いずれにおいても 1.8 倍の増幅率を有する制振ブレースを取り付けた。ダンパー部分には初期減衰係数およびリリース後の減衰係数がそれぞれ  $C1=5$  (kN  $\cdot$  mm/s),  $C2=0.4$  (kN  $\cdot$  mm/s), リリース荷重が  $F_y=120$  (kN) の減衰力特性を持つ油圧ダンパーを用いた。

試験体の製作は、既存鉄筋コンクリート (RC) 架構を先行して製作し、その後、補強架構を施工した。手順としては既存 RC 架構のコンクリート硬化後に目荒し処理を行い、ドリルにて穿孔し、二液性のエポキシ樹脂を用いてあと施工アンカーを打設した。その後、スラブ筋を H 形鋼のウェブ貫通孔に挿入するように配筋した。増設スラブには普通コンクリートを、CES 補強架構には FRC を打設した。

## 2.2 使用材料

表-2 に既存架構および増設スラブで使用した鉄筋の材料試験結果を、表-3 に補強架構で使用した鉄骨の材料試験結果を、表-4 に既存架構、増設スラブおよび補強架構で使用した普通コンクリートおよび FRC の材料試験結果をそれぞれ示す。混入した補強繊維は直径が 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。

## 2.3 荷重方法

本実験に用いた動的荷重装置を図-2 に示す。実験は 2 基の鉛直アクチュエーターを用いて、柱 1 本当たりに

表-2 鉄筋材料試験結果

試験片	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	使用部位	
D6	SD345	394	539	182	スラブ筋(OF3-3,OF3-4)
D10	SD295	371	512	175	柱 Hoop・梁スタラップ・アンカー(全試験体)
D16	SD295	352	514	180	スラブ筋(OF3-2)
	SD345	349	518	180	柱主筋・梁主筋(全試験体)
D19	SD390	400	578	179	直交梁主筋(OF3-3,3-4)
					直交梁主筋(OF3-2)

表-3 鉄骨材料試験結果

試験片	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	使用部位	
PL6	SN400	281	438	200	柱ウェブ(OF3-2)
PL9	SN400	329	463	206	柱フランジ(OF3-2)
PL9	SN490	393	548	206	柱ウェブ・梁ウェブ(OF3-3,OF3-4)
PL12	SN490	378	534	208	柱フランジ・梁フランジ(OF3-3,OF3-4)
PL16	SN400	271	435	206	梁ウェブ(OF3-2)
PL19	SN400	296	437	209	梁フランジ(OF3-2)

表-4 コンクリート材料試験結果

試験体名	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	材齢 (日)	使用部位
OF3-1	17.2	21.4	40	既存架構
OF3-2	17.1	23.6	47	既存架構
	28.9	26.3	27	増設スラブ
	52.6	29.5	27	補強架構(FRC)
OF3-3	16.9	29.6	54	既存架構
	30.0	30.5	34	増設スラブ
OF3-4	16.3	20.5	68	既存架構
	29.6	26.5	48	増設スラブ

441kN (既存 RC 柱部に対する軸力比  $N/(bD\sigma_B)$  で 0.1 に相当) の一定軸力を全試験体へ導入した後、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を用いた漸増繰り返し荷重を行った。また、本実験では水平アクチュエーターの能力が試験体耐力に対して不足しているため、てこの原理を用いた荷重増幅装置を用いた。荷重プログラムは既存部の相対水平変位  $\delta$  と内法高さ  $h$  で与えられる相対部材角  $R (\delta/h)$  で制御し、 $R=0.001, 0.002, 0.003, 0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.025rad$  の各荷重サイクルにおいて 5 回の繰り返し入力を行った。ただし、試験体 OF3-1 以外の  $R=0.015rad$  に対しては設定した目標変位に達しなかったため、動的荷重の条件設定を変更し再加振を行い、これを  $R=0.015 (2) rad$  とした。加振周波数は中高層建物の固有周期を考慮し、1.0Hz とした。

### 3. 実験結果

#### 3.1 ひび割れおよび破壊性状

図-3 に各補強試験体の増設スラブの  $R=0.015 (2) rad$  の荷重サイクル終了時における破壊状況をそれぞれ示す。ここで、図中の矢印は正荷重方向を表している。

無補強試験体 OF3-1 では  $R=0.002rad$  のサイクルで柱

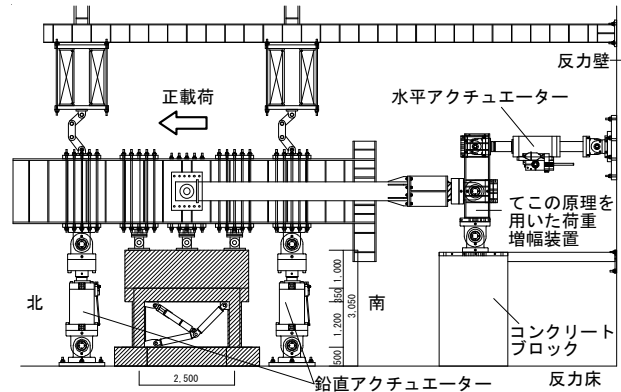


図-2 動的荷重装置

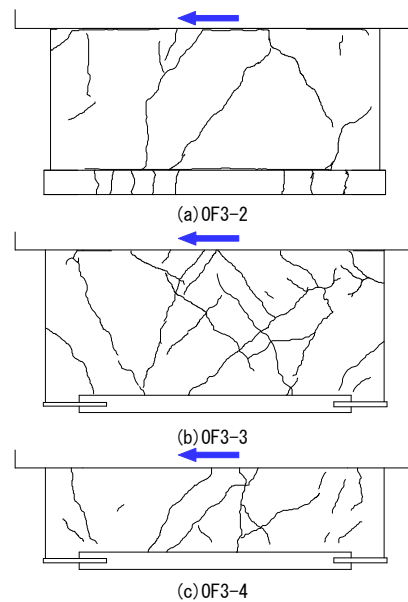


図-3 増設スラブ上面破壊状況 ( $R=0.015 (2) rad$ )

脚部に曲げひび割れが発生し、 $R=0.01rad$  のサイクルでは柱脚部にせん断ひび割れが発生した。その後、 $R=0.015rad$  のサイクルで柱のせん断ひび割れが広範囲に渡って伸展し、柱頭部では圧壊によりコンクリートが剥落した。

補強試験体 OF3-2 では  $R=0.002rad$  のサイクルで補強柱に複数の曲げひび割れが発生し、 $R=0.005rad$  のサイクルではそのひび割れが伸展すると共に、補強梁にも曲げひび割れが発生した。 $R=0.01rad$  のサイクルでは既存柱脚部および増設スラブにもせん断ひび割れが発生した。 $R=0.015rad$  のサイクルでは既存柱のせん断ひび割れが伸展すると共に、増設スラブのせん断ひび割れが広範囲に渡り伸展し、既存梁および補強梁と増設スラブの境界面においてもひび割れが確認された。その後、 $R=0.015 (2) rad$  のサイクルで、既存柱頭部で圧壊によりコンクリートが剥落した。一方、CES 補強架構ではコンクリートの剥落は最後まで見られなかった。

補強試験体 OF3-3 では  $R=0.002rad$  のサイクルで既存柱脚部に曲げひび割れが発生し、 $R=0.005rad$  のサイク

表-5 実験結果と設計値の比較

試験体	荷重方向	既存柱主筋降伏時		鉄骨降伏時		最大耐力時		設計値				比較
		水平荷重	部材角	水平荷重	部材角	水平荷重	部材角	既存架構	補強架構	制振装置	合計	
		$E Q_y$ (kN)	$E R_y$ (rad.)	$R Q_y$ (kN)	$R R_y$ (rad.)	$Q_{max}$ (kN)	$R_{max}$ (rad.)	$E Q_{cal}$ (kN)	$R Q_{cal}$ (kN)	$D Q_{cal}$ (kN)	$Q_{cal}$ (kN)	
OF3-1	正荷重	517.4	0.0034			821.8	0.0152	728.1			728.1	1.13
	負荷重	-522.4	-0.0027			-953.5	-0.0199	-728.0			-728.0	1.31
OF3-2	正荷重	975.1	0.0041	1118.5	0.0052	1470.8	0.0195	721.5	322.7	235.0	1279.2	1.15
	負荷重	-963.6	-0.0031	-1041.3	-0.0037	-1535.2	-0.0211	-724.8	-322.7	-235.0	-1282.5	1.20
OF3-3	正荷重	788.9	0.0035	1276.9	0.0099	1360.4	0.0118	669.9	422.1	227.8	1319.8	1.03
	負荷重	-900.8	-0.0037	-1285.1	-0.0137	-1316.9	-0.0136	-702.0	-422.1	-222.8	-1346.9	0.98
OF3-4	正荷重	813.8	0.0034	1383.3	0.0110	1570.0	0.0188	722.0	422.1	227.6	1371.6	1.14
	負荷重	-1003.0	-0.0046	-1278.4	-0.0113	-1511.2	-0.0166	-710.4	-422.1	-227.6	-1360.1	1.11

ルでは増設スラブおよび既存梁と増設スラブの境界面にひび割れが確認された。R=0.01rad.のサイクルでは既存柱のせん断ひび割れが発生すると共に、増設スラブのせん断ひび割れが広範囲に渡り伸展した。その後、R=0.015 (2) rad.のサイクルで既存柱のせん断ひび割れが伸展すると共に、増設スラブのせん断ひび割れが広範囲に渡り伸展し、既存柱頭部で圧壊によるコンクリートの剥落が確認された。

試験体 OF3-3 と比較して寸法が短い試験体 OF3-4 では R=0.003rad.のサイクルで増設スラブにひび割れが発生し、OF3-3 に比べて1サイクル分早くひび割れが発生したが、基本的には OF3-3 とほぼ同様の傾向を示した。

増設スラブの破壊状況より、試験体 OF3-2 に比べて試験体 OF3-3, OF3-4 により多くのせん断ひび割れが見られるが、これは試験体 OF3-3, OF3-4 のスラブ厚さが OF3-2 に比べて薄いことが一因であると推察される。

### 3.2 水平荷重－水平変形関係と試験体耐力

図-4 に水平荷重－既存部材角関係を示す。試験体 OF3-3 は、R=0.015 (2) rad.のサイクル3波目で、OF3-4 は R=0.02rad.の1波目で、上加力スタブにおいてせん断破壊が生じ、それ以降の加力が不可能となったため、そのサイクルで加力を終了している。ここで、図の横軸は既存柱の相対部材角 R を表しており、◆印は最大耐力を、○印、▲印および□印はそれぞれ試験体に貼付したひずみゲージによって計測された既存柱の主筋、補強架構の鉄骨柱フランジおよび鉄骨梁フランジが最初に降伏した時点を表している。また、点線は各試験体の最大耐力を発揮したサイクルにおける設計値を示している。補強試験体の計算耐力は、既存架構、補強架構および制振装置の3要素の合計とした。既存 RC 架構は柱の曲げ終局耐力  $E Q_{cal}$  を、補強架構の耐力は試験体 OF3-2 では CES 造柱での曲げ終局耐力  $R Q_{cal}$  とした。一方、試験体 OF3-3 および OF3-4 における  $R Q_{cal}$  は、鉄骨架構の弾性解析結果において実験時の最大耐力時部材角に相当するせん断力とした。また、制振装置のせん断力  $D Q_{cal}$  は、ダンパーをマクスウェル要素にモデル化し、最大耐力を発揮したサイクルでの計算結果において、実験時の最大耐力時部

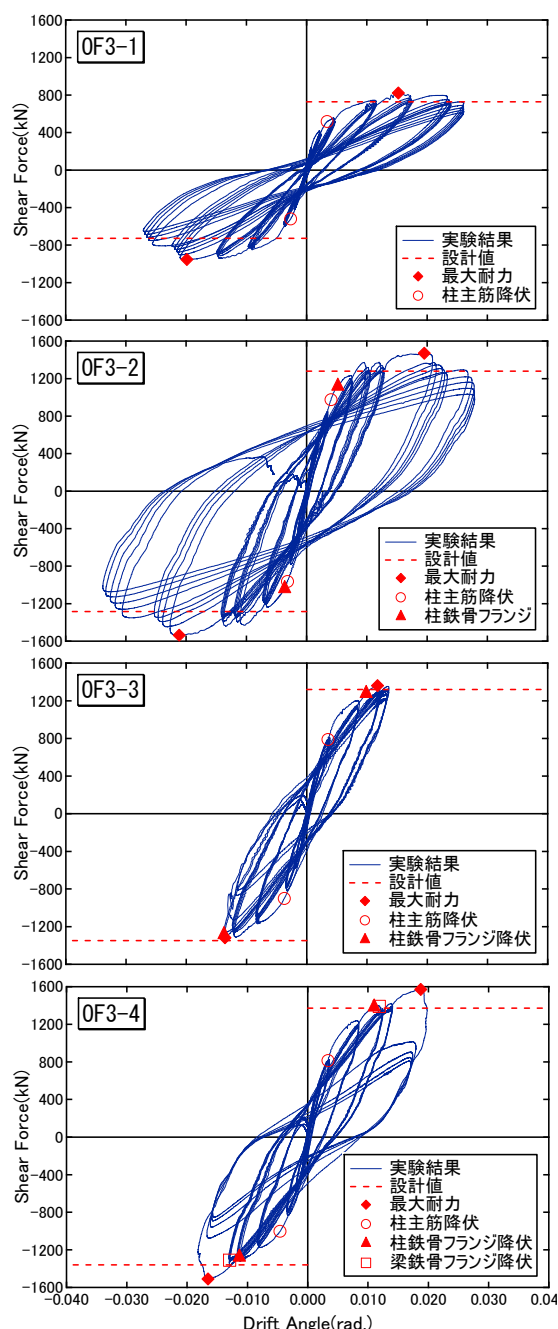


図-4 水平荷重－既存部材角関係

材角に相当するせん断力とした。表-5 に実験結果と終局耐力設計値の比較を示す。この結果、試験体の水平耐

力設計値は、各試験体において実験値と設計値の比は1.0 から 1.3 程度の値を示し、精度よく評価できていることがわかる。

無補強試験体 OF3-1 では、 $R=0.005\text{rad}$  のサイクルの正載荷時に柱主筋が降伏し、 $R=0.015\text{rad}$  のサイクルで正載荷側の最大耐力  $822\text{kN}$ 、 $R=0.02\text{rad}$  のサイクルで負載荷側の最大耐力  $954\text{kN}$  を記録した。

補強試験体 OF3-2 では、 $R=0.01\text{rad}$  のサイクルの正載荷時に既存柱主筋および補強柱鉄骨フランジがそれぞれ降伏し、その後  $R=0.02\text{rad}$  のサイクルで正負最大耐力  $1471\text{kN}$ 、 $-1535\text{kN}$  をそれぞれ記録した。なお、既存柱のせん断補強筋、補強梁鉄骨フランジの降伏は認められなかった。

補強試験体 OF3-3 では、 $R=0.005\text{rad}$  のサイクルの正載荷時に既存部柱主筋が降伏し、 $R=0.015\text{rad}$  のサイクルで補強柱鉄骨フランジが降伏した。またこのサイクルで、正載荷側の最大耐力  $1360\text{kN}$  を記録した。一方、負載荷側の最大耐力は  $R=0.015$  (2)  $\text{rad}$  のサイクルで  $-1317\text{kN}$  を記録した。

試験体 OF3-4 では、 $R=0.005\text{rad}$  のサイクルの正載荷時に既存柱主筋が降伏し、 $R=0.015\text{rad}$  のサイクルで補強柱鉄骨フランジおよび補強梁鉄骨フランジが降伏した。その後、 $R=0.02\text{rad}$  のサイクルで正負最大耐力  $1570\text{kN}$ 、 $-1511\text{kN}$  をそれぞれ記録した。

また、水平荷重-水平変形の関係から制振ブレースを用いた補強試験体は無補強試験体に比べ、その耐力は十分に大きくなり、安定した紡錘型の履歴を描いた。

### 3.3 既存架構と補強架構の変位関係

図-5 に各載荷サイクル 1 波目の最大変位時の既存架構で計測された水平変位と、補強架構で計測された水平変位の差を示す。同図では試験体の回転によるねじれ成分を除去している。図より、水平変位差は補強架構の方が既存架構に比べて変形が小さいことが示されており、試験体 OF3-2 の変位差が最も大きく、試験体 OF3-4 の変位差が最も小さい結果となった。これは、試験体 OF3-2 が OF3-3、OF3-4 と比較して補強部の剛性が高いこと、試験体 OF3-4 は OF3-3 と比較して寸出法が小さいことより生じたと考察できる。

こうした変位差が発生した主な原因は、増設スラブの曲げおよびせん断変形、既存架構と補強架構の境界面が離れるスラブの回転など、微小な変形成分の累加によるものであり、架構増設型の耐震補強工法において特有なものである。

### 3.4 既存架構と増設スラブの接合部

図-6(a) に既存架構と増設スラブ接合部で計測された水平ずれ変位量の分布を示す。同図は、

$R=0.015$  (2)  $\text{rad}$  のサイクルの正載荷変位時のものである。なお、同図(b) に微小ずれを計測するための変位計位置 (図中 A~C) を示し、図中の矢印は正載荷方向を表している。

同図(a) より、増設スラブの水平ずれ変位量は、最大でも試験体 OF3-3 で  $0.4\text{mm}$  程度の変形しか生じていない。また、この変形は部分的 (A および B 点) にしか発生していないことから、既存架構と増設スラブの接合部全体としてはずれ変形は生じていないと言える。

このことから、制振装置を用いた架構増設型の耐震補強工法であっても、接合部の耐力を十分に確保して設計することで、水平ずれ変形が生じないことがわかる。

### 3.5 あと施工アンカー筋の応力状態

図-7(a) に既存架構に打設したあと施工アンカーの応力分布を示す。同図は、 $R=0.01\text{rad}$  のサイクルの正載荷最大変位時のものである。同図(b) には、ひずみゲージ貼付位置を示し、図中の矢印は正載荷方向を表している。

同図(a) より、いずれの試験体においても鉄筋の応力は降伏点の半分程度しか達しておらず、弾性の範囲であることがわかる。また、スラブ端部のアンカー筋ほど大きな応力が発生する傾向にある。これは、既存架構中央に水平力を載荷していることによる偏心曲げによる応力を

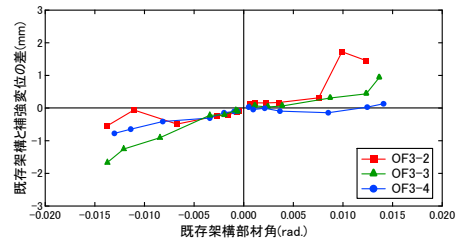


図-5 既存架構と補強架構の水平変位の差

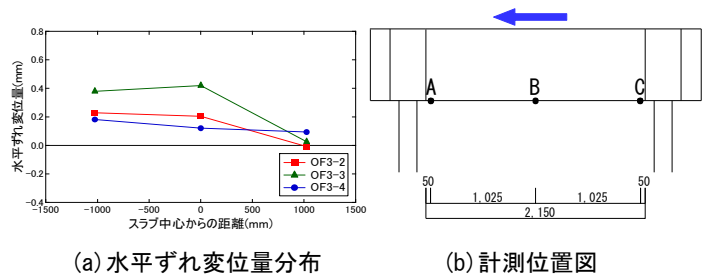


図-6 水平ずれ変形 ( $R=0.015$  (2)  $\text{rad}$ .)

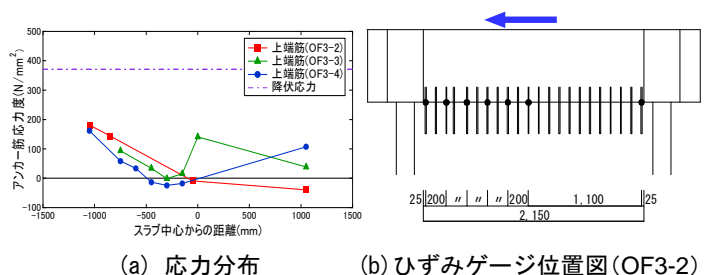


図-7 あと施工アンカー筋の応力状態 ( $R=0.01\text{rad}$ .)

負担しているものと推察される。また、出寸法の短い試験体 OF3-4 は試験体 OF3-2, OF3-3 に比べてアンカー筋に発生する応力は小さい傾向にある。

#### 4. 補強架構の解析

##### 4.1 解析概要

各補強試験体の補強架構のみをモデル化し、解析を行った。図-8 に解析モデルを示す。構成要素である腕部材の復元力特性は端部ピンのクリアランスを考慮したスリップ型のモデルを使用し、スリップ量はピン部のクリアランス量から  $\delta y = \pm 0.4\text{mm}$  とした。油圧ダンパーはマクスウェルモデルとし、ダッシュポットは折れ線形モデルとした<sup>4)</sup>。試験体 OF3-2 では、CES 柱の  $M-\theta$  関係をトリリニアに置換し、復元力特性に武田モデルを用い、CES 梁は弾性としモデル化した<sup>5)</sup>。また、柱梁の端部は腕部材が取り付けプレート端までを剛域とした。一方、試験体 OF3-3, OF3-4 では鉄骨架構を弾性とした。解析は図に示すように補強架構柱頭に変位入力を行い、変位の大きさは実験で計測された各サイクル2波目の補強架構水平変位の正負最大値の平均値を用いた。

##### 4.2 解析結果

図-9 に、試験体 OF3-2 では  $R=0.025\text{rad}$  のサイクルまで、試験体 OF3-3, OF3-4 では  $R=0.015\text{rad}$  のサイクルまでの解析結果を示す。同図は横軸にダンパー変位、縦軸にダンパー荷重を示している。図中の実験結果は、油圧ダンパーの取り付けブレース材に貼付した歪ゲージと同部材に取り付けた変位計によって計測された値を用いている。

同図に示すように、解析結果と実験結果は概ね一致しており、図-8 の解析モデルを用いることで補強架構に取り付けたダンパーの荷重-変位関係が評価できると判断できる。また、実験結果および解析結果から各補強試験体ともにエネルギー吸収機構が良好に作用し、高い減衰効果を発揮していることが確認できる。

#### 5. まとめ

本論では、制振装置を用いた架構増設型の耐震補強工法の開発を目的とした動的漸増荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1)CES 構造による補強架構では、大変形時においてもコンクリートの剥落等は見られない。
- (2)増設スラブを厚くすることで、せん断ひび割れ等の損傷の軽減が可能である。
- (3)既存 RC 架構に制振ブレースを取り付けた架構増設型の耐震補強を施すことで、最大耐力を増加させると共に、安定した挙動を得ることができる。

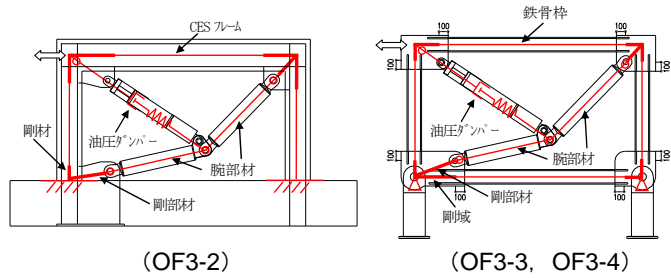


図-8 補強架構のモデル化

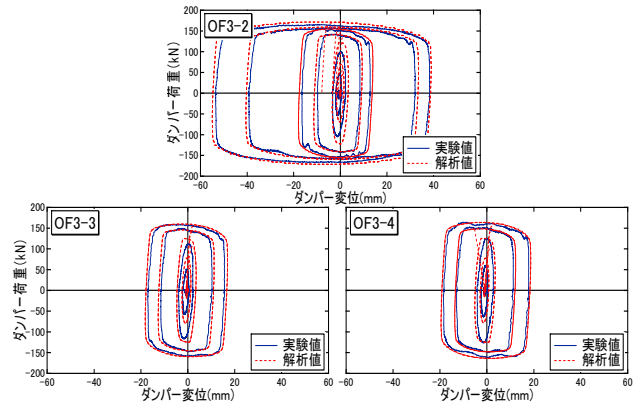


図-9 ダンパー荷重-ダンパー変位関係

- (4)補強後の架構の水平耐力は、既存架構、補強架構、制振装置の3要素の合計で概ね評価することができる。
- (5)補強架構の変位量は、既存架構の変位量に比べて若干小さくなる傾向がある。
- (6)接合部の耐力を十分に確保して設計することで、既存架構と増設スラブの水平ずれ変形は発生しない。
- (7)ダンパーにマクスウェルモデルを用い、腕部材にスリップ型の弾性モデルを用いた解析によって、ダンパーの荷重-変位関係は概ね再現可能である。

#### 謝辞

実験の実施、データ整理に関しては、矢作建設工業(株) 神谷隆氏、深津尚人氏、清水啓介氏、飛鳥建設(株) 宮里豪氏の協力を得ました。ここに深く謝意を表します。

#### 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) 田口孝, 神谷隆, 石鈞吉, 倉本洋：架構増設型 CES 耐震補強工法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.57B, No.2, pp.543-550, 2011.3
- 3) 久保田雅春, 秦一平, 石丸辰治ほか：増幅機構を用いた制震構造システムに関する基礎的研究(その 1~4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1997.9~1998.9
- 4) 株式会社 E&CS：トグル制震装置の設計・施工に関する技術指針, 2010.2
- 5) 矢作建設工業株式会社：CESRet 工法 設計・施工マニュアル, 2011.1