

論文 間柱型制振ダンパーを用いた CES 架構増設型耐震補強工法の開発

深津 尚人^{*1}・奥林 泰昭^{*2}・田口 孝^{*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の中高層建築物を対象として、CES 架構を増設する外付け耐震補強工法を確立するために、間柱に履歴型のパネルダンパーを設置した補強試験体を用いて増設スラブ厚さを変数とした動的漸増載荷実験を実施した。その結果、パネルダンパーは性能を発揮し、スラブ厚さに関係なく建物に安定した履歴挙動を付与することを確認した。また、解析用に既存架構、補強架構をそれぞれモデル化した後、それらを弾性ばねとしてモデル化した増設スラブで接合する解析モデルを用いることで、実験で得られた水平荷重－変形関係を概ね評価できることを確認した。

キーワード：CES 構造、架構増設型補強、動的漸増載荷実験、外付け耐震補強、パネルダンパー

1. はじめに

これまで筆者らは、鉄骨と繊維補強コンクリートのみで構成される鉄骨コンクリート合成構造（以下、CES 構造）¹⁾を既存建築物に適用する耐震補強工法を提案してきた²⁾。この補強工法は、従来の建物を使用しながら施工できるといった外付け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の短縮、CES 構造の優れた構造性能により一般的な外付け耐震補強で用いられるブレースを設置する必要がないことなどがメリットとして挙げられる。

これまでの研究^{3)~5)}において、既存 RC 柱や RC フレームに直接 CES 部材を取り付ける直付け補強型や、バルコニーおよび廊下に干渉しない外側の位置に CES 補強架構を設置し、既存梁と補強梁を増設スラブでつなぐ架構増設型の耐震補強を施すことにより、十分な耐震補強効果が得られることを示してきた。また、中高層建築物を対象とし、CES 補強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した場合においても同様に、優れた耐震補強効果が得られることを確認している⁶⁾。こうした結果により、外付け耐震補強のみでは補強構面数が多くなり補強設計が困難になりがちな中高層集合住宅等の強度型補強が不向きな建物などに対しても耐震補強が適用可能となっている。

本研究では、文献 6)で検討したオイルダンパーによる制振ブレースを適用した架構増設補強型と比較して、より安価に施工でき、かつ、開口部を閉塞する範囲の小さい新たな架構増設型の耐震補強工法を開発することを目的とし、CES 補強架構のエネルギー吸収部材に履歴型のパネルダンパーを採用した。

本論では、増設スラブ厚さを実験変数とし、パネルダンパーを取り付けた間柱を有する CES 架構増設補強型

の試験体に対して動的漸増載荷実験を行い、その破壊性状や履歴特性、補強した架構全体の水平耐力に関する検討を行うとともに、既存架構と補強架構の変位関係等について示す。また、各試験体に対して弾塑性解析を行い、実験で得られた水平荷重－変形関係と比較することで、その解析モデルの妥当性について確認する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

実験に用いた試験体は、既存架構のみをモデル化した無補強試験体 OF3-1⁶⁾と、OF3-1 に対してパネルダンパー

表－1 試験体一覧

試験体名		OF3-1	OF4-1	OF4-2
既存 架構	スパン(mm)	2500		
	内法高さ(mm)	1200		
	柱躯体(mm)	b×D=700×350		
	柱主筋	8-D16(SD295A)		
	破壊形式	柱曲げ破壊		
補強 架構	スパン(mm)	—	2500	
	内法高さ(mm)		1200	
	側柱(mm)		b×D=200×275 BH-175×80×6×9 (SN400B)	
	間柱(mm)		b×D=200×400 BH-300×80×12×16 (SN400B)	
	梁(mm)		b×D=200×400 BH-300×80×16×19 (SN400B)	
	制振装置		鋼材パネルダンパー 150×150×6 (LY225) 降伏荷重： $P_{Qy}=161\text{kN}$, 最大荷重： $P_{Qmax}=334\text{kN}$	
増設 スラブ	出寸法(mm)	—	1250	
	厚さ(mm)		200	125
	あと施工 アンカー		44-D10@100 ダブル(SD295A) 埋込 10da	
	スラブ筋		D10@100 ダブル(SD295A)	D6@75 ダブル(SD345)
直交 梁	寸法(mm)	—	b×D=175×200	b×D=175×150
	主筋		4-D19(SD390)	
	帯筋		D10@100(SD295A)	

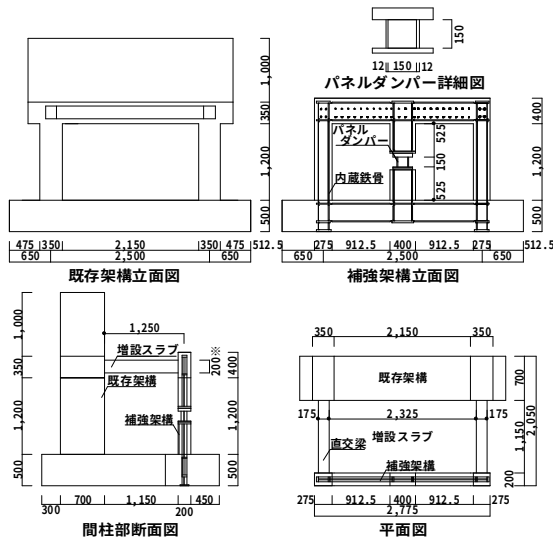
*1 矢作建設工業（株） 地震工学技術研究所（正会員）

*2 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）

*3 矢作建設工業（株） 地震工学技術研究所 博士(工学)（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）

を取り付けた間柱を有する CES 補強架構によって耐震補強された試験体 OF4-1 および OF4-2 の計 3 体である。ここで、パネルダンパー単体の性能等に関しては文献 7) による。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。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。



OF4-2:※の寸法が 125 の試験体、他の形状は同様

図－1 試験体形状 (OF4-1)

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	361	554	189	スラブ筋 (OF4-2)
D10	SD295A	377	511	183	スラブ筋 (OF4-1)
D16	SD295A	352	500	184	あばら筋, 帯筋, アンカー筋
D19	SD390	426	586	180	既存柱, 梁主筋
					直交梁主筋

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	LY225	246	332	213	パネルダンパーウェブ
PL6	SN400B	349	450	215	補強側柱ウェブ
PL9	SN400B	303	442	211	補強側柱フランジ
PL12	SN400B	304	446	212	パネルダンパーフランジ
PL12	SN400B	292	445	210	補強間柱ウェブ
PL16	SN400B	288	437	210	補強間柱ウェブ
PL19	SN400B	290	451	208	補強梁ウェブ
PL25	SN400B	276	446	205	補強梁フランジ
					補強柱梁接合部

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
OF4-1	21.4	25.5	51	既存架構
	33.8	29.3	35	増設スラブ
	52.3	28.6	35	補強架構
OF4-2	20.7	23.6	37	既存架構
	30.8	25.5	21	増設スラブ
	48.4	26.6	21	補強架構

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 OF4-1 の形状を示す。ここで、補強試験体 OF4-2 は、増設スラブ厚さのみが異なることから、図は省略している。

各試験体の既存架構は柱内法高さが $h=1,200\text{mm}$ (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 (SD295A)、せん断補強筋に 4-D10@150 (SD295A) を配し、柱の曲げ破壊が先行するように設計されている。

補強試験体は、既存架構に対して増設スラブと直交梁を介して CES 補強架構 (柱断面 $b \times D=200 \times 275\text{mm}$, 梁断面 $b \times D=200 \times 400\text{mm}$) を施したものである。CES 補強側柱および間柱、梁の内蔵鉄骨にはそれぞれ BH-175 $\times$ 80 $\times$ 6 $\times$ 9 および BH-300 $\times$ 80 $\times$ 12 $\times$ 16, BH-300 $\times$ 80 $\times$ 16 $\times$ 19 の H 形鋼を用いた。補強架構には間柱を設け、その中央部に極低降伏点鋼 (LY225) を用いたパネルダンパー (150 $\times$ 150 $\times$ 6) を設置し、制振構造とした。また、既存架構の梁表面と補強架構の梁芯の距離は 1250mm とした。

本研究では、増設スラブ厚さを実験変数とし、試験体 OF4-1 をスラブ厚さ 200mm、試験体 OF4-2 をスラブ厚さ 125mm とした。ここで、増設スラブは補強架構の保有水平耐力を伝達できるように配筋量およびコンクリート強度などの設計を行っている。試験体 OF4-1 は既存部と補強部が一体となって変形するように接合部の設計を行っている。また、CES 架構の間柱部材の剛性および耐力は、パネルの部材剛性の 1.3 倍および最大耐力の 1.25 倍程度とし、パネルの最大耐力発現時においても間柱部材が降伏しないように設計している。

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、二液性のエポキシ系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、補強架構には繊維補強コンクリートを打設した。そして最後に、パネルダンパーを設置した。

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繊維補強コンクリートの材料試験結果を示す。混入した補強繊維は直径 0.66mm、長さ 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。

表-5 実験結果と計算値の比較

試験体	荷重 方向	既存柱主筋降伏時		補強側柱鉄骨降伏時		パネル降伏時		最大耐力時		計算値				比較
		水平力	部材角	水平力	部材角	水平力	部材角	水平力	部材角	既存架構	補強架構	制振装置	合計	
		$E Q_v$	$E R_v$	$R Q_v$	$R R_v$	$P Q_v$	$P R_v$	$E Q_{max}$	$E R_{max}$	$E Q_{cal}$	$R Q_{cal}$	$P Q_{max}$	Q_{cal}	
		(kN)	(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	
OF3-1	正荷重	517	0.003					822	0.015	728			728	1.13
	負荷重	-522	-0.003					-954	-0.020	-728			-728	1.31
OF4-1	正荷重	773	0.003	1148	0.005	884	0.003	1530	0.022	855	263	334	1452	1.05
	負荷重	-746	-0.002	-1222	-0.005			-1713	-0.023	-855	-263	-334	-1452	1.18
OF4-2	正荷重	649	0.002	1111	0.005	806	0.003	1654	0.023	808	260	334	1401	1.18
	負荷重	-862	-0.003	-1018	-0.004			-1501	-0.022	-808	-260	-334	-1401	1.07

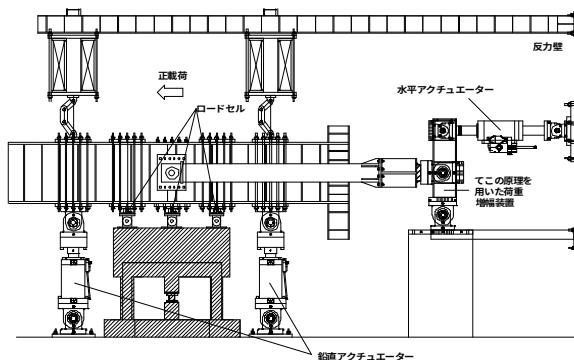


図-2 動的荷重装置

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本あたりに441kN（既存RC柱部に対する軸力比 $N/(bD\sigma_B)$ で0.1に相当）の一定軸力を試験体に導入した後、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荷重能力が試験体耐力に対して不足しているため、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 δ と内法高さ h で与えられる相対部材角 $R (= \delta/h)$ で制御し、 $R=0.001, 0.002, 0.003, 0.005, 0.01, 0.015, 0.02\text{rad.}$ 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 以外の試験体では、 $R=0.015\text{rad.}$ に対して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て再加振を行い、これを $R=0.015 (2) \text{ rad.}$ とした。加振周波数は中高層建物の固有周期を考慮し、 $R=0.015\text{rad.}$ までを 1.0Hz 、 $R=0.02\text{rad.}$ では 0.5Hz とした。

3. 実験結果

3.1 水平荷重-水平変形関係と試験体耐力

図-3 に水平荷重-既存部材角関係を示す。ここで、図中の横軸は既存柱の相対部材角 R を表しており、図中の◆印は最大耐力を、○印、▲印、△印および●印は試験体に添付したひずみゲージによって計測された既存柱、補強架構の側柱、間柱およびパネルダンパーが最初に降伏した時点を表している。破線は各試験体の最大耐力を

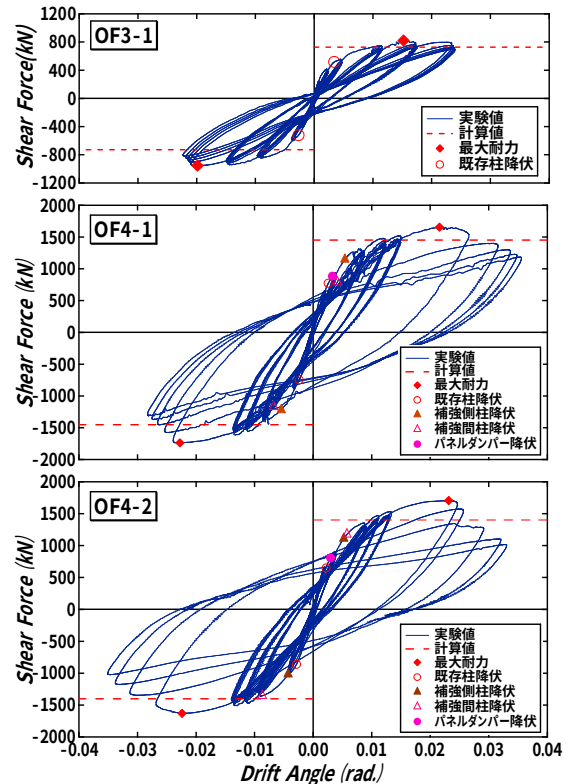


図-3 水平荷重-既存部材角関係

発揮したサイクルにおける計算値を示している。この計算値は既存柱の曲げ終局耐力 $E Q_{cal}$ に補強側柱の軸力 $N=0$ の条件下における一般化累加強度理論により算定した曲げ終局耐力 $R Q_{cal}$ および別途行ったパネルダンパーの単体実験による最大耐力 $P Q_{max}$ を単純累加した終局耐力 Q_{cal} を示している。ただし、既存柱には加力形式の問題から、変動軸力が作用しているため、 $E Q_{cal}$ は最大耐力を発揮したサイクルにおいて、試験体上部に設置したロードセルで計測された最大軸力の値を用いて計算を行っている。

表-5 に実験結果と終局耐力計算値の比較を示す。この結果、無補強試験体の終局耐力計算値は、実験値との比が1.13から1.31となったが、各補強試験体では1.05から1.18程度の値を示し、精度よく評価できていることがわかる。

水平荷重-既存部材角関係から、無補強試験体ではエネルギー吸収量の少ない履歴を描いているのに対し、各補強試験体は $R=0.005\text{rad.}$ のサイクルでパネルダンパー

が降伏するとともに安定した紡錘形の履歴を描いた。また、 $R=0.015\text{rad}$ のサイクルで計算耐力を上回り、 $R=0.02\text{rad}$ のサイクルで試験体 OF4-1 では正負最大耐力 1530kN 、 -1713kN を、試験体 OF4-2 では正負最大耐力 1654kN 、 -1501kN を記録した。その後、既存柱がせん断破壊したことによって、耐力が低下した。

3.2 ひび割れおよび破壊性状

図-4 に増設スラブの上面について、 $R=0.02\text{rad}$ のサイクルの载荷終了時におけるひび割れ発生状況を示す。

試験体 OF4-1 では、 $R=0.002\text{rad}$ のサイクルで、既存柱および補強側柱、間柱に曲げひび割れが、 $R=0.005\text{rad}$ のサイクルで既存柱にせん断ひび割れが発生した。 $R=0.010\text{rad}$ のサイクルでは増設スラブにせん断ひび割れが発生するとともに、既存柱のせん断ひび割れが伸展した。 $R=0.015\text{rad}$ のサイクルでは既存柱の柱脚部において圧壊、コンクリートの剥落が生じた。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。

試験体 OF4-2 では、 $R=0.005\text{rad}$ のサイクルで、増設スラブのせん断ひび割れが発生した。これは試験体 OF4-1 と比較して若干早い段階での発生であり、スラブ厚さが薄いことに起因したものと考えられる。既存架構および補強架構については試験体 OF4-1 とほぼ同様な破壊性状を示した。

3.3 既存架構と補強架構の変位関係

図-5 に各载荷サイクル 1 波目の最大変位時の既存架構で計測された水平変位 δ_E と、補強架構で計測された水平変位 δ_R 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、既存架構の水平変位が増加することに従い、変位差についても比例的に増加する傾向が確認できた。また、スラブ厚さの薄い試験体 OF4-2の方が変位差が大きくなっていることがわかる。

この変位は、増設スラブの変形などの架構増設型補強において特有なものであると推測される。しかし、耐震補強として実用的に用いられる $R=0.01\text{rad}$ 程度の部材角においては、両試験体ともに発生した変位差は 1mm 以下であり、補強架構は既存架構の変形に対して比較的よく追従し、その補強性能を十分に発揮していると評価できる。

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の接合部中央で計測された水平ずれ変位量の推移を示す。同図(b)には変位計測位置を示している。

水平ずれ変位量は、最大でも試験体 OF4-1 で 0.1mm 以下、試験体 OF4-2 で 0.3mm 以下の変形しか生じていない。よって、既存架構と増設スラブの接合部では、ほとんどずれ変形は生じていないことが確認できた。

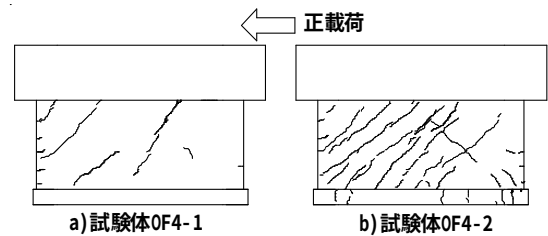


図-4 増設スラブ上面破壊状況 ($R=0.02\text{rad}$.)

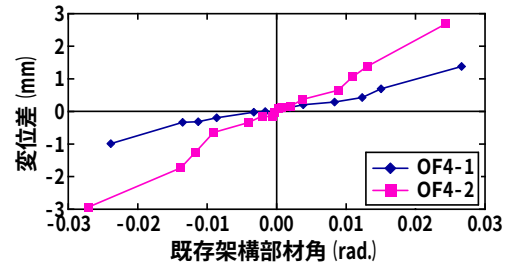
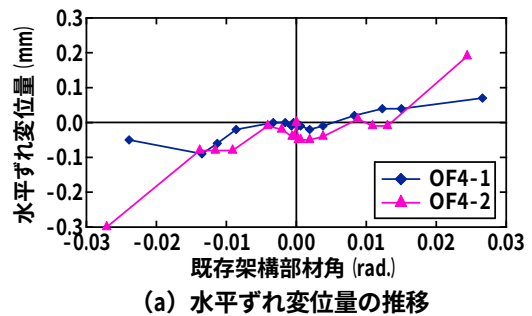
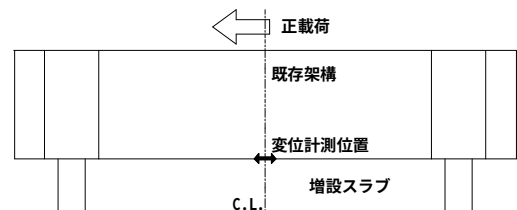


図-5 既存架構と補強架構の水平変位差



(a) 水平ずれ変位量の推移



(b) 接合部の変位計測位置

図-6 水平ずれ変形

3.5 間柱部材角

図-7(a)に試験体 OF4-1 における最終サイクルまでの間柱上下およびパネルダンパーの部材角を示す。パネルおよび間柱部材の部材角は、水平変形により発生する角度と回転によって発生する角度を累加することで評価する。同図(b)には水平変位計測位置を示す。間柱下、パネルおよび間柱上の部材角は式 (1) ~ (9) により算出した。

$$\text{間柱下部材角: } \theta_1 = R_1 \quad (1)$$

$$\text{パネル部材角: } \theta_2 = R_2 - (R_a + R_b)/2 \quad (2)$$

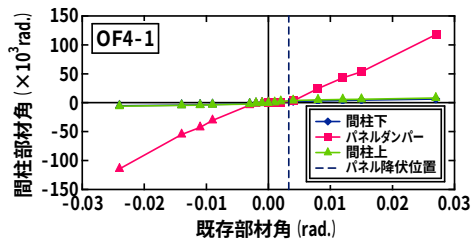
$$\text{間柱上部材角: } \theta_3 = R_3 + R_c \quad (3)$$

1) 水平変位による角度

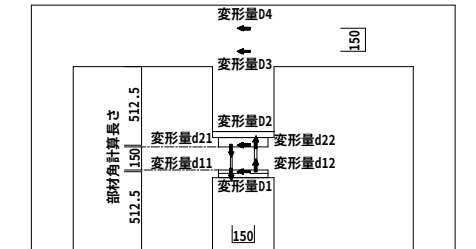
$$R_1 = D_1/512.5 \quad (4)$$

$$R_2 = (D_2 - D_1)/150 \quad (5)$$

$$R_3 = ((D_4 + D_3)/2 - D_2)/512.5 \quad (6)$$



(a) 間柱部材角



(b) 間柱の変位計測位置

図-7 間柱部材角 (OF4-1)

2) 回転による角度

$$R_a = (d_{11} - d_{12}) / 150 \quad (7)$$

$$R_b = (d_{21} - d_{22}) / 150 \quad (8)$$

$$R_c = (D_4 - D_3) / 150 \quad (9)$$

同図(a)より、パネルダンパーの降伏が確認できた $R=0.005\text{rad.}$ まではパネルおよびCES間柱部の部材角に大きな差はなく、パネルに変形が集中していないことがわかる。しかし、パネルが降伏した $R=0.01\text{rad.}$ 以降では、パネルに変形が集中しており、パネルダンパーが有効に機能している。試験体OF4-2においても同様の傾向が見られ、パネル部材に対して間柱部材の剛性および耐力を確保して設計することで、パネルダンパーが十分に性能を発揮していると言える。

4. 解析

4.1 解析概要

解析を行うために、各試験体の既存架構、補強架構をそれぞれモデル化した後、増設スラブを弾性バネとしてモデル化を行い、弾塑性解析を行った。解析には、弾塑性解析ソフト「SNAP」(株式会社構造システム, Ver.6.0.0.4)を使用した。図-8に解析モデルを示す。

このモデルに対し、試験体OF3-1では $R=0.015\text{rad.}$ のサイクルまで、試験体OF4-1, OF4-2では $R=0.015$ (2) rad. のサイクルまでの実験で得られた変位(各サイクル1波目の正負最大変位の平均値を振幅とする正弦波)を既存架構柱頭に入力し、実験値と解析値を比較することで、モデル化の妥当性を検証した。

4.2 既存架構のモデル化

既存架構の梁は、柱と比較し高い剛性および耐力を有しているためスタブとしてモデル化を行った。よって、既存架構の剛性および耐力については柱モデルとして評

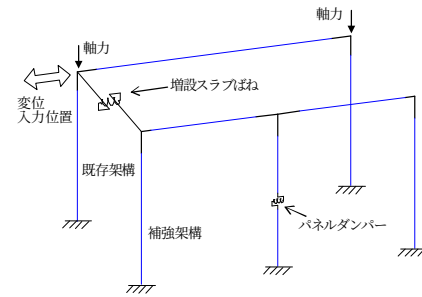


図-8 解析モデル

価している。また、解析モデルでは、既存柱頭に変位を入力し、両柱頭に同一変位となる条件を与えている。既存架構には変動軸力が作用するためMSモデルを用いた。ただし、既存架構のMSモデルでは、実験で得られた剛性を再現できるように鉄筋およびコンクリートの剛性の調整を行っている。

4.2 補強架構のモデル化

CES補強架構では、CES梁部材には軸力が作用しないため単軸ばねモデルを用い、CES柱部材には変動軸力が作用するためMSモデルを用いた。それぞれのモデル化はCES柱実験^{8),9)}で得られた結果を用いて行った。単軸ばねモデルでは、トリリニアモデルを用い設計耐力と部材角の関係を入力することで実験結果を再現した。MSモデルではCES柱実験の剛性を再現できるように鉄骨およびコンクリートの剛性の調整を行った。

パネルダンパーについてはせん断ばねモデルとし復元力特性にはトリリニア型のスケルトン曲線を用い、文献7)で示された履歴特性を再現できるように設定した。

4.3 増設スラブのモデル化

増設スラブの変形を主要因とする既存架構と補強架構の変位差については、増設スラブをせん断ばねモデルに置換した。モデル化において増設スラブに作用する水平力については、実験結果から直接データを得ることができないため、補強架構のみの解析を行うことで増設スラブに作用する水平力を評価した。すなわち、実験で得られた補強架構の変位(各サイクル第1波目の正負最大変位の平均値を振幅とする正弦波)を用い、補強架構のみの弾塑性解析を行い、解析から得られた補強架構の水平力を増設スラブに作用する水平力とする。そして、実験から得られた既存架構と補強架構の変位差を増設スラブの水平変位として、増設スラブの水平力と水平変位の関係を導いた。そして、その結果を用いて弾性ばねとして、せん断ばねモデルにモデル化した。

4.4 解析結果

表-6および図-9に、各試験体の実験結果と解析結果の比較を示す。

既存架構のみをモデル化した試験体OF3-1では、 $R=0.002\text{rad.}$ 程度の剛性について過大評価とする結果と

なったが、補強試験体をモデル化した試験体 OF4-1 および OF4-2 では、同程度の剛性について過小評価とする結果となった。しかし、各試験体ともに $R=0.005\text{rad.}$ 以降については剛性、最大耐力および履歴特性を精度良く評価できている。このことから、解析モデルとして既存柱および CES 補強部材に MS モデルを用い、増設スラブを弾性ばねとして既存架構と補強架構を接合したモデル化を用いて解析を行うことで、実験結果は概ね再現可能であり、解析モデルの妥当性が示された。

5. まとめ

本論では、間柱型のパネルダンパーを用いた CES 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重実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 既存 RC 架構に間柱型のパネルダンパーを用いた CES 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、補強効果を得ることができる。
- (2) 補強後の架構の終局耐力は、既存架構、補強架構、パネルダンパーの3要素の耐力を単純累加することで概ね評価できる。
- (3) 増設スラブを厚くすることで、せん断ひび割れ等の損傷が軽減する。
- (4) CES 補強架構の変位量は、既存架構の変位量に比べて若干ではあるが小さくなる傾向がある。
- (5) 間柱部材の剛性および耐力を十分に確保して設計を行うことで、パネルダンパーは有効に機能する。
- (6) 既存架構と増設スラブの接合面では、ほとんどすれ変位は生じていない。
- (7) 既存架構、補強架構をそれぞれモデル化した後、増設スラブを弾性ばねとしてモデル化し、既存部と補強部を接合した解析を行うことで、荷重-変形関係は概ね評価できる。

謝辞

実験の実施、データ整理に関しては、矢作建設工業地震工学技術研究所 神谷隆氏、清水啓介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：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
- 3) 田口孝, 倉本洋ほか：CES 外付耐震補強フレームの開発研究（その 1～13）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2007.8～2011.8
- 4) 倉本洋, 芳賀亮介, 松井智哉, 田口孝：CES 外付耐震補強 RC フレームの動的荷重実験, 日本建築学会構造

表-6 実験値と解析値の比較

試験体	荷重方向	実験値	解析値	実験値/解析値
		$E Q_{\max}$ (kN)	$A Q_{\max}$ (kN)	$E Q_{\max} / A Q_{\max}$
OF3-1	正荷重	822	759	1.08
	負荷重	-943	-761	1.24
OF4-1	正荷重	1520	1534	0.99
	負荷重	-1612	-1528	1.06
OF4-2	正荷重	1608	1536	1.05
	負荷重	-1435	-1530	0.94

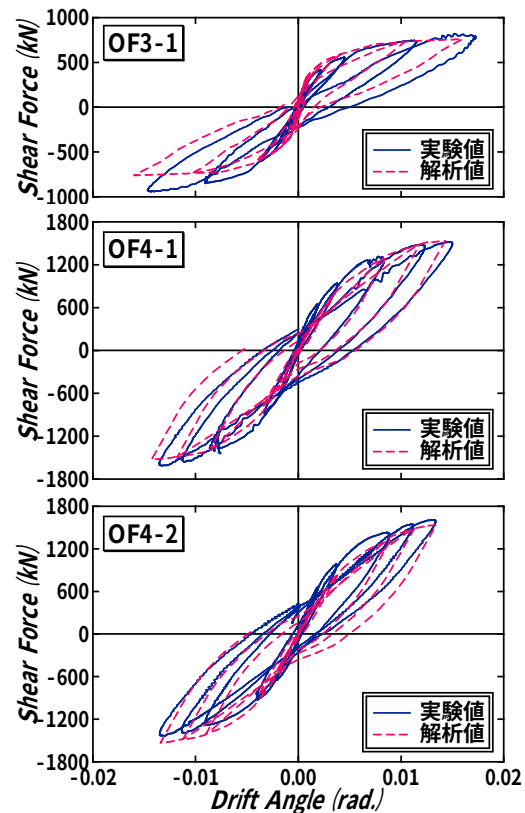


図-9 解析結果

系論文集, Vol.73, No.630, pp.1265-1272, 2008.8

- 5) 田口孝, 倉本洋ほか：CES 構造を利用した架構増設型耐震補強工法の開発研究（その 1～2）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C1, pp.1255-1258, 2010.9
- 6) 奥林泰昭, 田口孝, 長塚典和, 倉本洋：制振装置を用いた架構増設型耐震補強工法の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.949-954, 2012.7
- 7) 萩野谷学ほか：せん断抵抗型パネルダンパーの静的履歴特性に関する実験的研究（その 1）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C1, pp.869-870, 2012.9
- 8) 松井智哉, 溝端博己, 藤本利昭, 倉本洋：シアスパン比が異なる CES 柱の静的荷重実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1165-1170, 2009.7
- 9) 田口孝, 神谷隆, 倉本洋：CES 外付耐震補強フレームの開発研究（その 11）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C1, pp.1151-1152, 2009.8