

# 論文 CES 構造を利用した架構増設型耐震補強工法の開発

田口 孝\*1・倉本 洋\*2・神谷 隆\*3・深津 尚人\*4

**要旨:** 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の中で、架構を増設するタイプの補強工法を確立するために静的載荷実験を実施した。本論では 1 層 1 スパンの既存架構に、CES 構造による補強架構を、増設スラブを介して接合した試験体を用いて、補強柱の曲げ耐力を変数とした実験を行った。その結果から、破壊性状、復元力特性、応力状態および終局耐力等に関する検討を行うとともに、架構増設型の補強工法の実用化に向けて基礎的データの蓄積を行った。

**キーワード:** CES, 繊維補強コンクリート, 外付耐震補強, 架構増設型補強

## 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からなる鉄骨コンクリート合成構造(以下、CES 構造)<sup>1)</sup>を既存建築物の耐震補強に適用する外付耐震補強工法を提案してきた<sup>2)</sup>。この補強工法は従来の外付耐震補強の特徴に加え、鉄筋を配さないことにより施工性を向上できること、および 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メリットとして挙げられる。

これまでの研究<sup>3)4)</sup>において、既存 RC 柱や RC フレームに CES 補強を施すことによって優れた耐震補強効果が得られることを確認するとともに、CES 補強を施した柱の耐力が既存 RC 柱の終局強度と CES 補強柱の終局強度の単純累加によって評価できることを示した。

一方、この工法では CES 補強部材を既存建築物に直接的に接合しなければならないため、バルコニーや廊下を有する集合住宅等に適用する場合には、バルコニーの居住空間の減少等が問題となる。そこで CES 構造を利用した新たな補強工法として、図-1 に示すような、バルコニー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

補強工法の開発を行うこととした。

本論文では、CES 補強柱の曲げ耐力をパラメータとした実験を行い、その変化が破壊性状、復元力特性等にかぼす影響、並びに終局耐力の評価に関して示す。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

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 OF1-1 と、試験体 OF1-1 に対して CES 構造による架構増設型の補強を行った補強試験体 OF1-2 および OF1-3 の合計 3 体とし、それらの縮尺は 1/2 スケールとした。試験体 OF1-2 と試験体 OF1-3 の主要な違いは、CES 補強柱の内蔵鉄骨の寸法を変化させてその曲げ耐力を変化させていることであり、そのため、あと施工アンカーや増設スラブの配筋も異なっている。また、試験体 OF1-3 に関しては、既存架構と補強架構(増設スラブ)の接合部において、接合部耐力が固着強度で 35%程度不足するように設計されており、最大耐力付近では接合部に微小変位(ずれ等)が発生することが想定されている。ただし、外観形状はすべて同一である。表-1 に試験体一覧を、図-2 に試験体の形状をそれぞれ示す。

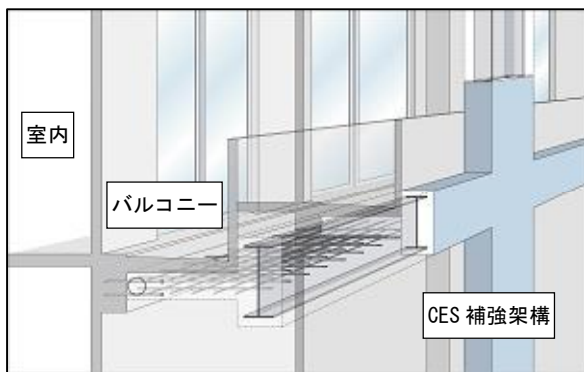


図-1 CES を利用した架構増設型補強工法の採用例

表-1 試験体一覧

試験体名	OF1-1	OF1-2	OF1-3
既存架構	内法高さ(mm)	985	
	スパン(mm)	3000	
	柱寸法(mm)	$b \times D = 700 \times 350$	
	柱主筋	8-D16	
補強架構	内法高さ(mm)	1000	
	スパン(mm)	3000	
	柱寸法(mm)	$b \times D = 200 \times 350$	
	柱内蔵鉄骨(mm)	H-250×100×6×9	H-250×100×12×19
	梁寸法(mm)	$b \times D = 200 \times 400$	
	梁内蔵鉄骨(mm)	H-300×100×16×19	
あと施工アンカー	本数-径	22-D10	38-D10
	ピッチ(mm)	255	140
増設スラブ	スラブ厚(mm)	150	
	スラブ筋	D10(あと施工アンカーと兼用)	
	ピッチ(mm)	255	140
	スラブ筋比(%)	0.37	0.68
直交梁	梁寸法(mm)	$b \times D = 200 \times 150$	
	主筋	4-D19	

\*1 矢作建設工業(株) 地震工学技術研究所首席研究員 博士(工学)(正会員)

\*2 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)

\*3 矢作建設工業(株) 地震工学技術研究所副所長(正会員)

\*4 矢作建設工業(株) 地震工学技術研究所主任研究員(正会員)

無補強試験体 OF1-1 は、既存柱部分の形状が内法高さ  $h_0=985\text{mm}$ 、断面  $b \times D=700\text{mm} \times 350\text{mm}$  となっており、その配筋は、主筋に 8-D16 (SD295)、帯筋に 4-D10@150 (SD295) を配し、曲げ降伏が先行するように設計されている。梁部分の形状は、スパン  $l=3,000\text{mm}$ 、断面  $b \times D=700\text{mm} \times 700\text{mm}$  となっており、主筋には 6-D32 (SD390) を、帯筋には 2-D10@100 (SD295) をそれぞれ用い、加力スタブを兼ねている。

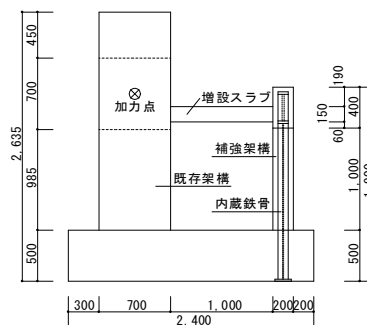
補強試験体 OF1-2 および OF1-3 は、無補強試験体 OF1-1 に対して、増設スラブ（厚さ 150mm、スラブ筋 D10 (SD295)）と直交梁（ $b \times D=200\text{mm} \times 150\text{mm}$ 、主筋 4-D19 (SD345)）を介して CES 補強架構（柱断面  $b \times D=200\text{mm} \times 350\text{mm}$ 、梁断面  $b \times D=200\text{mm} \times 400\text{mm}$ ）を施したものである。CES 補強柱の内蔵鉄骨には、試験体 OF1-2 では H-250  $\times$  100  $\times$  6  $\times$  9 (SN400B) を、試験体 OF1-3 では H-250  $\times$  100  $\times$  12  $\times$  19 (SN400B) の H 形鋼をそれぞれ用いており、CES 補強梁の内蔵鉄骨は共通で H-300  $\times$  100  $\times$  16  $\times$  19 (SN400B) の H 形鋼とした。また、本実験ではあと施工アンカーをそのままスラブ筋として用いた。

試験体の製作は、既存 RC 架構部を先行して製作し、その後、CES 補強架構を施工した。手順としては既存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埋め込み深さ 15da (150mm) で打設した。その後、スラブ筋を内蔵鉄骨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 補強架構には繊維補強コンクリートを打設した。

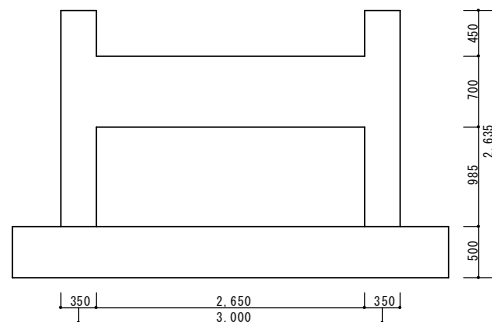
## 2.2 使用材料

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 CES 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、増設スラブで使用した普通コンクリートおよび CES 補強架構で使用した繊維補強コンクリートの材料試験結果をそれぞれ示す。

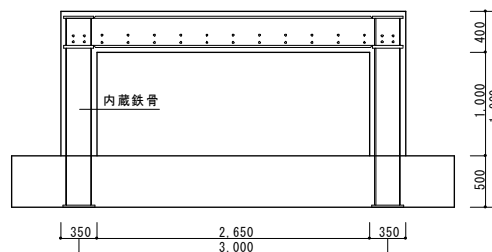
本実験で用いた繊維補強コンクリートは、最大寸法 10mm の粗骨材、最大寸法 5mm の細骨材を使用した。混入した補強繊維は直径が 0.66mm および長さが 30mm のビニロンファイバー (RF4000) であり、体積混入率で 1.0% とした。



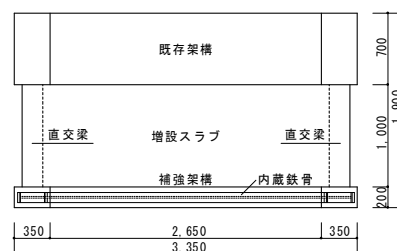
a) 側面図



b) 既存架構側立面図



c) 補強架構側立面図



d) 平面図

図-2 試験体概要図 (OF1-2, OF1-3)

表-2 鉄筋材料試験結果

試験片	降伏点	引張強さ	ヤング係数	使用部位
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	
D10(SD295A)	346.9	487.7	182.3	あばら筋、帯筋、アンカー筋、スラブ筋
D16(SD295A)	347.9	517.7	187.2	既存柱主筋
D19(SD345)	363.8	576.5	185.2	直交梁主筋
D22(SD345)	373.1	583.8	193.5	スタブ主筋
D32(SD390)	407.4	586.0	189.4	既存梁主筋

表-3 鉄骨材料試験結果

試験片	降伏点	引張強さ	ヤング係数	使用部位
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	
PL6(SN400B)	283.6	443.8	186.6	柱ウェブ(OF1-2)
PL9(SN400B)	298.2	445.5	203.7	柱フランジ(OF1-2)
PL12(SN400B)	289.0	423.6	202.4	柱ウェブ(OF1-3)
PL16(SN400B)	287.4	428.5	192.8	梁ウェブ
PL19(SN400B)	270.1	429.9	180.1	柱フランジ(OF1-3), 梁フランジ, パネルゾーン(OF1-2)
PL28(SN490B)	341.3	499.6	208.3	パネルゾーン(OF1-3)

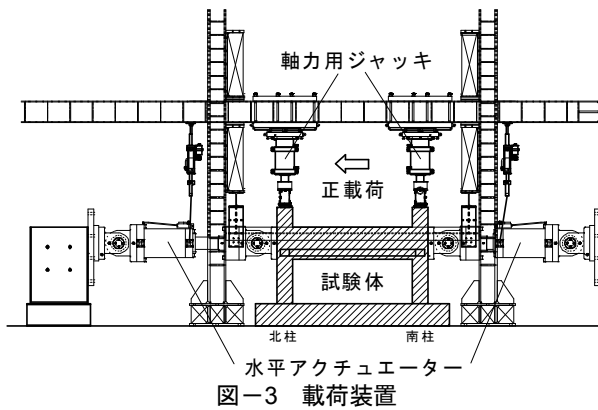
表-4 コンクリート材料試験結果

試験体名	圧縮強度	ヤング係数	材齢	使用部位
	N/mm <sup>2</sup>	kN/mm <sup>2</sup>	日	
OF1-1	13.5	24.1	67	既存架構
	12.8	27.2	81	既存架構
OF1-2	29.5	26.8	57	増設スラブ
	58.1	34.3	57	補強架構
OF1-3	12.7	21.1	83	既存架構
	29.2	27.5	59	増設スラブ
	58.0	31.2	59	補強架構

### 2.3 荷重方法

図-3 に本実験で用いた荷重装置を示す。各試験体とも、既存柱に対する軸力比 ( $N/bD\sigma_B$ ) で概ね0.1に相当する331kNの一定軸力を作用させた状態で正負交番繰り返し加力を行った。

水平力の荷重は、既存柱の内法高さ  $h_0$  に対する相対水平変位  $\delta$  の比で与えられる相対部材角  $R (= \delta / h_0)$  による変位制御とした。荷重プログラムは、 $R=0.001$  および  $0.002\text{rad}$  を1サイクル、 $R=0.004, 0.0067, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03$  および  $0.04\text{rad}$  を2サイクルずつ行い、最後に  $R=0.05\text{rad}$  を半サイクルとした。



## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状

写真-1 から写真-3 に各試験体の既存柱、補強柱および増設スラブの最終破壊状況をそれぞれ示す。写真中の矢印の方向は正荷重方向を表している。

無補強試験体 OF1-1 では、相対部材角  $R=0.002\text{rad}$  のサイクルで既存柱に曲げひび割れが発生し、 $R=0.004\text{rad}$  のサイクルで柱主筋の降伏が認められた。 $R=0.0067\text{rad}$  のサイクルで柱の主筋に沿って付着割裂ひび割れの兆候が現れ、 $R=0.01\text{rad}$  のサイクルでは柱脚の圧壊が確認された。 $R=0.02\text{rad}$  のサイクルで最大耐力 566kN、-555kN を記録した。

補強試験体 OF1-2 では、相対部材角  $R=0.002\text{rad}$  のサイクルで既存柱に曲げひび割れが発生し、補強柱および補強梁でも曲げひび割れが発生した。また、補強柱の柱頭および補強梁の下面には鉄骨に沿ってひび割れが発生した。一方、負荷時には、既存柱の主筋が降伏した。 $R=0.004\text{rad}$  のサイクルの正荷重時に既存柱の主筋が降伏し、スラブにひび割れが発生した。 $R=0.0067\text{rad}$  のサイクルでは補強柱の内蔵鉄骨が降伏した。 $R=0.01\text{rad}$  のサイクルでスラブ中央部においてせん断ひび割れが発生し、 $R=0.02\text{rad}$  のサイクルで既存柱の柱脚および既存柱と既存梁の付け根部分で圧壊が確認された。そして、 $R=0.03\text{rad}$  のサイクルで最大耐力 1137kN、-1110kN を記録した。

このとき、既存柱と既存梁の付け根部分のかぶりコンクリートが剥落し、既存柱ではねじれによるひび割れが発生した。その後、スラブのせん断ひび割れ、かぶりコンクリートの剥落、既存柱のねじれによるひび割れが進展した。

補強試験体 OF1-3 では、 $R=0.002\text{rad}$  のサイクルの正荷重時に既存柱の主筋が降伏した。このとき、既存柱、補強柱および補強梁に曲げひび割れが発生した。 $R=0.004\text{rad}$  のサイクルの正荷重時にそれらのひび割れが伸展し、スラブでもひび割れが発生した。一方、負荷時には、既存柱の主筋が降伏した。 $R=0.0067\text{rad}$  のサイクルでそれらのひび割れが伸展し、スラブの中央部にせん断ひび割れが発生した。 $R=0.01\text{rad}$  のサイクルでは補強柱の内蔵鉄骨が降伏し、鉄骨フランジに沿う方向にひび割れが発生した。 $R=0.015\text{rad}$  のサイクルで既存柱の柱脚および既存柱と既存梁の付け根部分で圧壊が確認された。

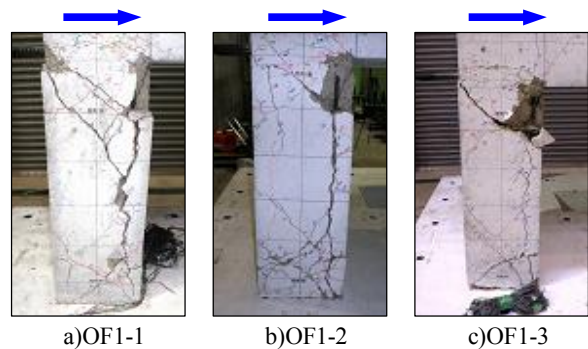


写真-1 既存南柱の破壊状況

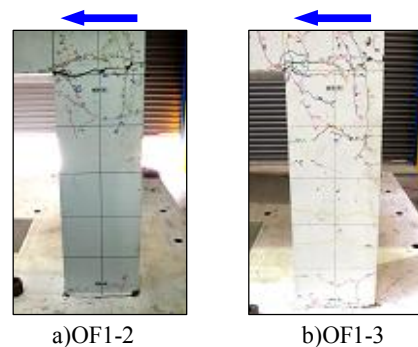


写真-2 補強南柱の破壊状況

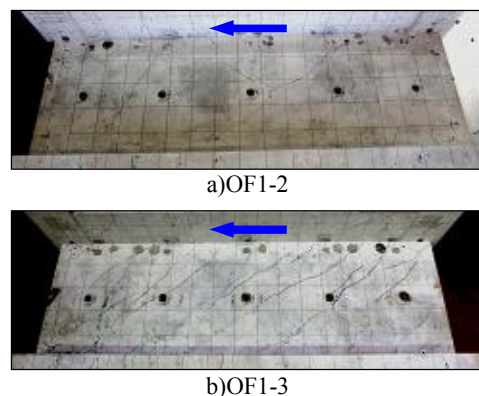


写真-3 増設スラブ上面の最終状況

$R=0.02\text{rad}$ のサイクルでは、圧壊が進展し、既存柱には、ねじれによるひび割れが発生した。 $R=0.03\text{rad}$ のサイクルで最大耐力 1487kN、-1504kN を記録した。そして、圧壊がさらに進展してコンクリートが剥落し始めた。既存柱においては、ねじれによるひび割れがさらに増加した。その後、かぶりコンクリートの剥落、既存柱のねじれによるひび割れが進展した。

### 3.2 水平荷重－水平変位関係

図-4 に水平荷重－水平変位関係を示す。ここで、図の横軸は既存柱の相対部材角  $R$  で表しており、図中の◆印、○印、▲印および■印は、最大耐力および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および補強柱の内蔵鉄骨が最初に降伏した時点を表している。破線は各試験体の計算による終局耐力を示している。この計算値は、既存柱の曲げ終局耐力  ${}^5)E_cQ_{mu}$  に、補強柱の軸力  $N=0\text{kN}$  の条件下における一般化累加強度理論<sup>6)</sup>により算定した曲げ終局耐力  $RQ_{mu}$  を単純累加した曲げ終局耐力  $Q_{cal}$  で表している。なお、一般化累加強度理論が成立する範囲においては繊維補強コンクリートの引張靱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。表-5 に耐力計算結果を示す。

水平荷重－水平変位関係から、補強試験体は無補強試験体に比べ、その耐力が十分大きくなっており、紡錘形の履歴を描いていることが分かる。

無補強試験体OF1-1は $R=0.01\text{rad}$ のサイクルで計算による終局耐力に達し、 $R=0.02\text{rad}$ のサイクルで最大耐力を記録した。その後も急激な耐力低下は見られず、最終部材角まで逆S字形の履歴ループを描いた。

補強試験体OF1-2も同様に $R=0.015\text{rad}$ のサイクルで計算による終局耐力に達し、 $R=0.03\text{rad}$ のサイクルで最大耐力を記録した。その後も急激な耐力低下は見られず、最終部材角まで紡錘型の履歴ループを描いた。

補強試験体OF1-3は $R=0.03\text{rad}$ のサイクルで計算による終局耐力に達し、同サイクルで最大耐力を記録した。

試験体の終局耐力に関しては、試験体 OF1-2、試験体 OF1-3 とも、既存架構の終局耐力に一般化累加強度理論による CES 補強架構の曲げ耐力を単純累加することによって、十分評価できていることが分かる。

### 3.3 既存架構と補強架構の変位関係

図-5 に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。これは、各一回目のサイクルの最大変位時の差を計算したものである。

この結果によると、部材角が大きくなるに従い、または補強量が大きくなるに従ってその差が大きくなる。すなわち、既存架構の変位量に対して補強架構の変位量が

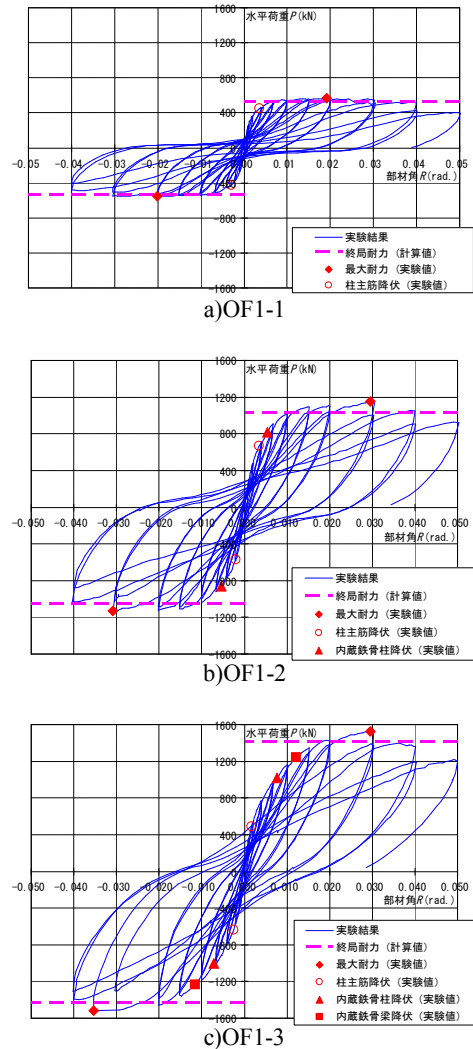


図-4 水平荷重－水平変位関係

表-5 計算値と実験結果の比較

試験体	既存架構	補強架構	既存+補強	実験結果	
	$E_c Q_{mu}$ (kN)	$R Q_{mu}$ (kN)	$Q_{cal}$ (kN)	$P_{max}$ (kN)	$P_{max} / Q_{cal}$
OF1-1	527		527	566	1.07
OF1-2	525	518	1043	1151	1.10
OF1-3	525	896	1421	1528	1.08

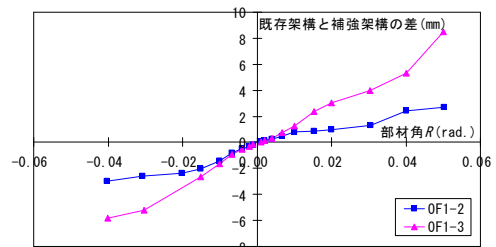


図-5 既存架構と補強架構の水平変位の差

一定の割合で小さな履歴を示す結果となった。この変位量の差が発生した主な原因としては、増設スラブの曲げおよびせん断変形成分、既存架構と補強架構の境界面が離れることによるスラブの回転成分、増設スラブ接合部のずれ成分などの、実際の架構増設型の耐震補強工法において特有な変形によるものと推測される。

### 3.4 増設スラブの応力状態

図-6に増設スラブの鉄筋に貼付した歪ゲージの位置を、図-7に最大荷重時におけるその応力状態をそれぞれ示す。

図-7より、試験体 OF1-3 の短辺方向のスラブ筋では、正荷重、負荷重ともに最大荷重時の応力が降伏応力に近い値であったことが分かる。長辺方向のスラブ筋では、正荷重時は既存架構側より補強架構側の応力が大きくなる傾向が見られ、負荷重時には逆に既存架構側の応力が大きくなる傾向が見られた。しかし、最大荷重時には、増設スラブ鉄筋の全計測箇所ともに降伏応力に達していないことが確認された。

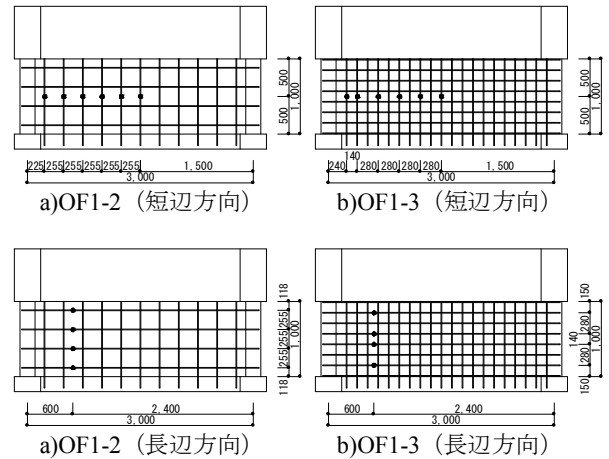


図-6 増設スラブの歪ゲージ位置

### 3.5 既存架構と直交梁の接合部

図-8に直交梁の主筋に貼付した歪ゲージの位置を、図-9に最大荷重時におけるその応力状態をそれぞれ示す。

図-9より、補強量の大きな試験体 OF1-3 の方が、より大きな応力が生じていることが分かる。これは、既存架構の中央に水平力を載荷しているのに対し、その水平力を負担する補強架構はその片側のみ取り付けられていることによる偏心曲げの影響によるものと推測される。しかし、直交梁の主筋 (D19, SD345) は降伏応力には達していないことが併せて確認された。

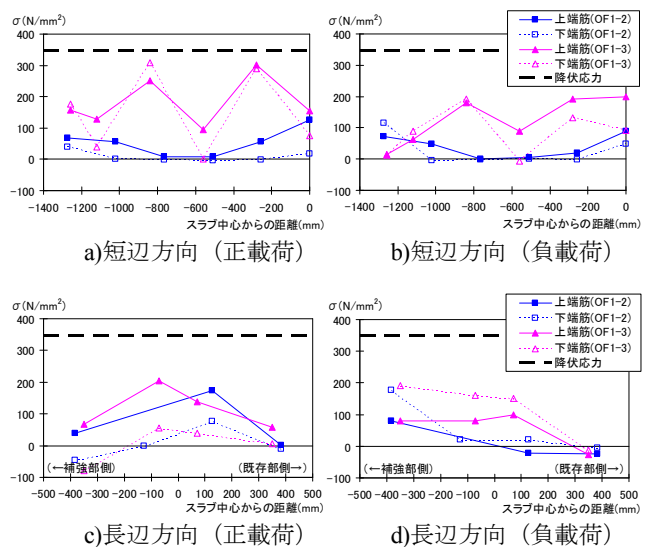


図-7 増設スラブ鉄筋の応力状態

### 3.6 既存架構と増設スラブの接合部

図-10に既存架構に打設したあと施工アンカーの位置と貼付した歪ゲージの位置を、図-11に最大荷重時におけるその応力状態をそれぞれ示す。

図-11より、端部のアンカー筋ほど大きな引き抜き力が作用しており、最も端部のアンカー筋では降伏応力に達している。補強量の大きい試験体 OF1-3 の方がその傾向が強く見られることから、3.5節と同様に偏心曲げの影響によるものと考えられる。したがって、偏心による引き抜き力に対しては直交梁の主筋だけで抵抗するのではなく、端部のアンカー筋もその応力を負担しているといえる。

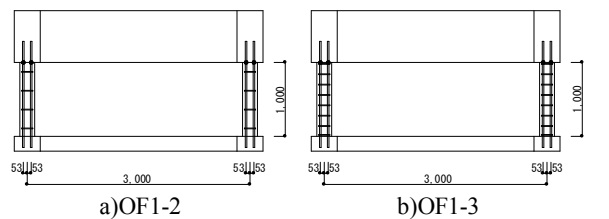


図-8 直交梁の歪ゲージ位置

図-12に既存架構と増設スラブの接合部に設置した変位計の位置と番号を、図-13および図-14にそれぞれの変位計で計測された変位量を示す。ここで、同図における変位量がそれぞれの箇所、それぞれの方向のずれ量を直接表している。

既存架構と増設スラブの接合部耐力が十分にある試験体 OF1-2 に関しては、最大荷重時までの最大変位量として水平方向で 0.25mm 程度、面外方向の変位量で 0.3mm 程度であり、変位量が大きく現れる現象は中心部より端部で顕著に見られた。一方、接合部耐力が不足するよう

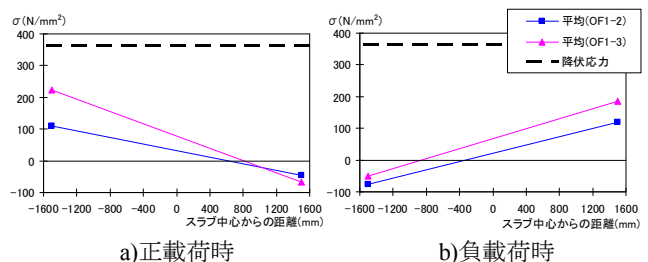


図-9 直交梁主筋の応力状態

に設計された試験体 OF1-3 では、水平方向の最大変位量として 0.4mm 程度、面外方向の変位量で 0.95mm 程度であった。また、試験体 OF1-3 に関しては、最大荷重時に

降の加力によっても、水平方向の変位量が進んでいる状況が顕著に現れた。このことから、接合部の設計耐力を十分に確保することで、既存架構と補強架構が大きくずれることなく一体となって変形するのに対し、設計耐力が不十分であると大変形時にはずれが発生する可能性があることが示唆されている。

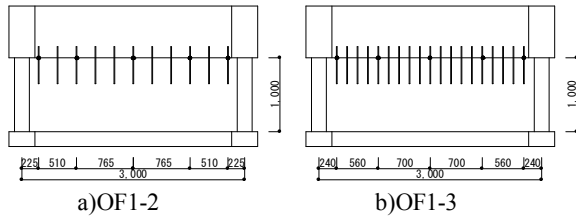


図-10 あと施工アンカーと歪ゲージ位置

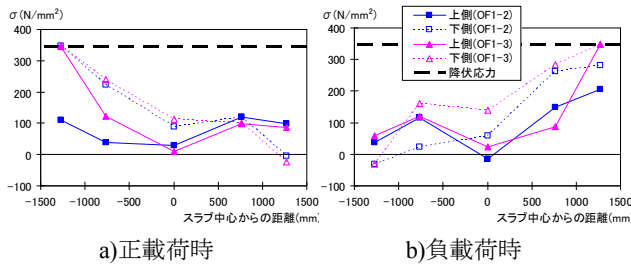


図-11 あと施工アンカーの応力状態

#### 4. まとめ

本論では架構増設型の耐震補強工法の開発を目的として、静的載荷実験を行った。本研究で得た知見は以下のように要約できる。

- (1) CES 構造による補強架構では、大変形時にもコンクリートの剥落等はほとんどない。
- (2) 既存架構に対して CES 構造による架構増設型の補強工法を施すことによって、最大耐力を増加させることができるとともに、建物に安定した耐震的な挙動を付与することができる。
- (3) 補強架構の変位量は、既存架構の変位量に対して若干小さくなる傾向が見られ、その傾向は補強架構の耐力が大きいほど、大きくなる傾向がある。
- (4) 補強後の架構の終局耐力は、既存架構の耐力に一般化累加強度理論による CES 補強架構の曲げ耐力を単純累加によって評価することができる。
- (5) CES 補強架構の耐力 (補強量) を増加させるに従い、増設スラブの鉄筋応力、直行梁の主筋応力、あと施工アンカーの応力は大きくなる傾向がある。
- (6) 既存架構と補強架構 (増設スラブ) の接合面は、接合部の設計耐力を十分に確保することで、ずれ変位としては 0.3mm 程度といった極めて小さな変位しか発生しない。

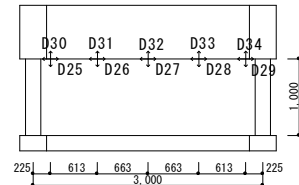


図-12 変位計設置位置

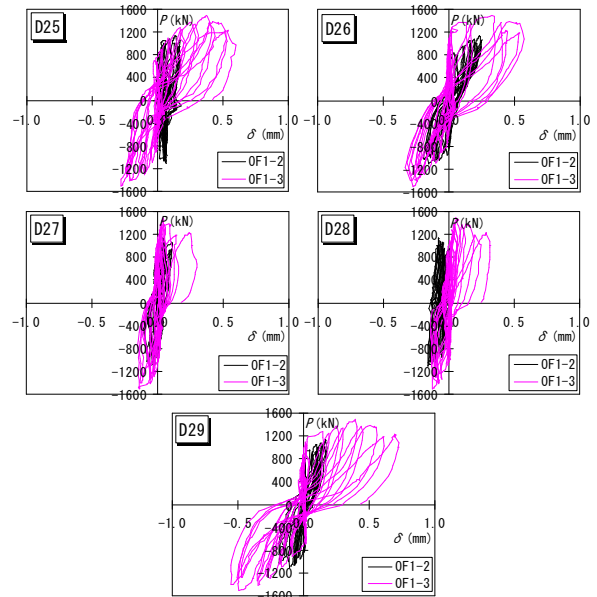


図-13 水平方向の変位量

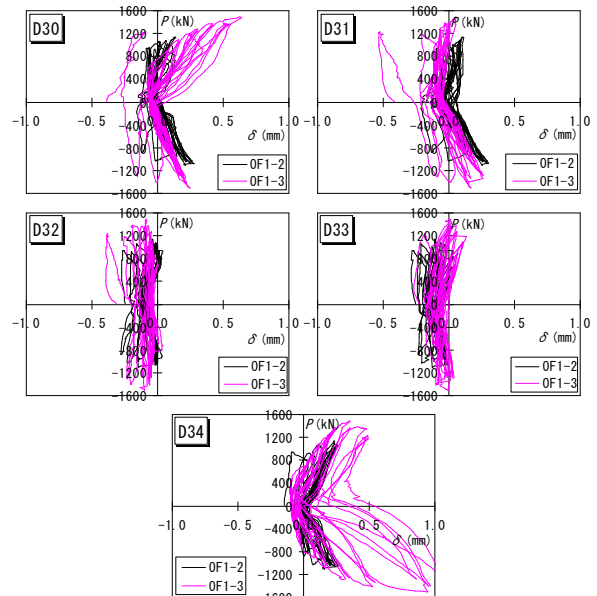


図-14 面外方向の変位量

#### 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，松井智哉：CES 外付耐震補強 RC 柱の耐震性能に及ぼす CES 柱形状の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.1045-1050，2009.7
- 4) 倉本洋，芳賀亮介，松井智哉，田口孝：CES 外付耐震補強 RC フレームの動的載荷実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.630，pp.1265-1272，2008.8
- 5) 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
- 6) 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