

# 論文 偏芯梁を有する RC 造架構の CFT 圧縮ブレースによる耐震補強に関する実験的研究

北島幸一郎\*1・中原 浩之\*2・崎野 健治\*3

**要旨:** 著者らが提案している圧縮抵抗型の CFT ブレースによる耐震補強法の実用化を目的として, RC 造学校校舎建築を想定した架構に提案している補強を施した試験体を 3 体作成し, 静的水平加力実験を行った。実際の補強対象建物においては, 柱芯に対して梁が偏芯して取り付く架構が多く, 本研究では, 梁の偏芯の有無を実験パラメータとして, 提案補強法により実用的な使用法について検討した。これまで実施してきた梁の偏芯のない試験体と同様に, 梁の偏芯を有する試験体等においても, 5 倍以上の剛性と 4 倍以上の耐力という補強効果が実験的に確認された。

**キーワード:** 圧縮抵抗型, 角形 CFT ブレース, 既存不適格, 学校建築, 支圧強度

## 1. はじめに

文部科学省では, 大規模地震で倒壊等の危険性の高い施設の耐震化を平成 23 年度までに完了することを目指しており, その予算措置を行っている。従って, 今後, 補強工事件数はさらに増大するものと考えられる。このような状況に対応するためには, より簡便かつ安価な補強法の開発が不可欠となる。著者らは, 文献<sup>1)2)</sup>において圧縮抵抗型のブレースを用いた RC 構造建物の耐震補強法を提案し, 従来から頻用されてきた鉄骨枠付ブレース補強に比して簡便に設置でき, 同等以上の補強効果を有することを確認した。本補強方法は, 架構の全体曲げ降伏(処女載荷時に引張側にある柱(以下, 風上柱という)の引張降伏)をブレースの座屈に先行させることで高い変形性能を示すが, そのためには局所的な破壊を防止するための, 架構とブレースの接合部ディテールが重要となる。しかし, 局部破壊耐力を過剰に上乘せするため, 簡便な補強という本来の目標・メリットを阻害してはならない。そこで, 本研究では, まず, 風上柱の柱頭部における接合部での支圧破壊性状を検討し, その結果から, より簡便な接合部について検討する。また, 実用化を想定すると, 柱芯と梁芯が一致していない場合もあるため, 柱・梁の偏芯架構に対する本補強方法の効果を確認する必要がある。以上の目的で, 既往の実験に加えて, 3 体の骨組試験体を作成し, 水平加力実験を実施した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は, 3 層多スパンの既存不適格 RC 造学校校舎の 1 層 1 スパン部分を取り出して, 1/2 に縮小したモデルとし, □ - 100×100×6.0 の角形鋼管に高強度コンクリートを充填して作成した CFT ブレースで補強するものである。試験体の一覧を表-1 に示す。

試験体の詳細を図-1 に示す。試験体のスパンは柱の芯-芯間距離で 2250mm, 高さは梁の芯-芯間距離で 1500mm とした。なお, 本補強法では, ブレースに引張力が働かないよう, 図-1 の接合部詳細としている。

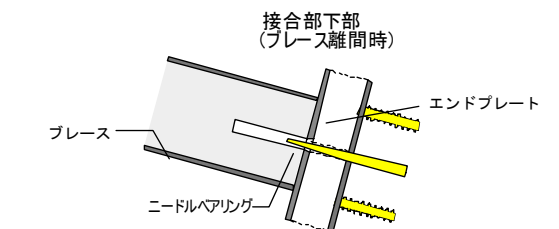
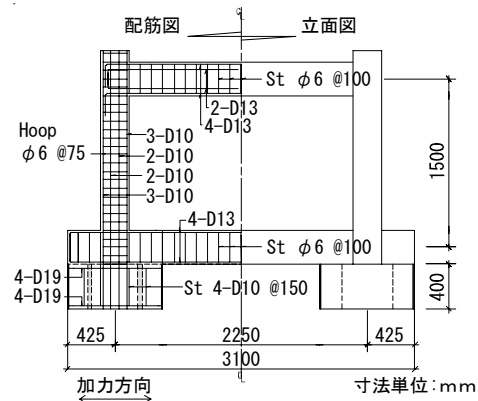


図-1 試験体フレーム詳細とブレース下部接合部

表-1 試験一覧

試験体名	ブレース	接合部	2 階梁
CJ-W	□ - 100× 100×6.0 CFT	高流動コンクリート	中央梁
EF-C		鋼板+高流動コンクリート	偏芯梁
EF-E		あと施工アンカー+鋼板+高流動コンクリート	

\*1 九州電力(株) 土木部 (正会員)

\*2 九州大学大学院 准教授 博士(工学) (正会員)

\*3 九州大学大学院 教授 工博 (正会員)

## 2.2 補強部材の設計

CJ-W 試験体は、柱・梁・ブレースの芯は一致している。EF-C 試験体及び EF-E 試験体は、2 階梁が柱中央から偏芯した架構となっており、EF-E 試験体はさらにブレースも梁と逆方向に偏芯して設置されている。

前述のとおり、本補強方法の目指す破壊形式は架構の全体曲げ降伏である。図-2 に全体曲げ降伏時の断面力図を示す。その水平耐力  ${}_{cal}Q$  は、加力点の力の釣合いから次式で求めることができる。

$${}_{cal}Q = (|N| + |N_c| - |Q_b|) \cdot \ell/h + |Q_c| \quad (1)$$

ここで、 $N$  は柱頭に載荷した軸力、 $N_c$  は柱の引張降伏軸力、 $Q_b$  は最大耐力時における梁のせん断力、 $\ell$  はスパン長さ、 $h$  は梁の芯-芯間距離、 $Q_c$  は風下柱の曲げ耐力である。図中の  $M_u$  は柱断面の曲げ終局強度で、文献<sup>3)</sup>の終局曲げ耐力式から求めた。

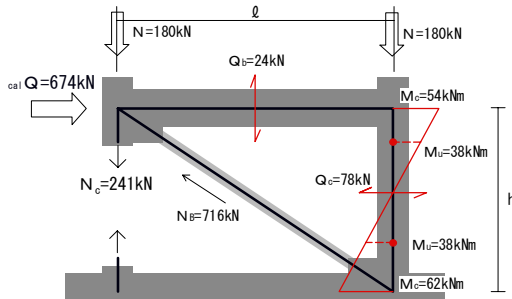


図-2 架構の全体曲げ降伏時の断面力図

この時のブレースの圧縮力  $N_B$  は 716kN となる。本論の試験体は、ブレースの座屈を先行させない架構とするため、CFT ブレースの座屈耐力が  $N_B$  を上回るように、文献<sup>4)</sup>の式より座屈耐力を求め断面を設計した。計算されたブレースの座屈耐力は 1165kN となった。

## 2.3 材料特性

試験体および CFT ブレースに用いた、コンクリートの諸元を表-2、鋼材の力学的性質を表-3 に示す。

表-2 コンクリートの諸元

		呼び強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	水セメント比 (%)	エア (%)
フレーム	CJ-W	18	34.8	32.5	70	3.0
	EF-C	21	33.0	35.0	63	4.5
	EF-E					
ブレース	CJ-W	60	65.8	45.8	35	4.0
	EF-C					
	EF-E					
接合部	CJ-W	60	63.5	43.4	35	—
	EF-C					
	EF-E					

表-3 鋼材の力学的性質

鋼材の種類	規格	降伏強度 (MPa)	降伏ひずみ (%)	引張強度 (MPa)	降伏比
6φ	-	290	0.14	392	0.74
D10	SD295	338	0.16	467	0.72
D13	SD345	387	0.19	536	0.72
□100×100×6.0	STKR400	400	0.20	445	0.90

## 3. 加力および測定方法

図-3 に加力装置の概略図を示す。試験体には、180kN の軸力  $N$  をそれぞれの柱に載荷し、実験中一定に保持した。その後、1000kN 油圧ジャッキにより正負交番で繰返し水平力を載荷した。漸増変位振幅として、層間変形角  $R=0.25/100\text{rad}$  ずつ  $R=1.25\sim 1.5/100\text{rad}$  まで各変位振幅で3回の繰返し載荷を行った(処女載荷の方向を正側加力、その反対を負側加力と呼ぶ)。柱に載荷した軸力は、軸力比  $(N/bD\sigma_B)$  は 0.14 となる。ここで  $b$  および  $D$  は柱の幅およびせい、 $\sigma_B$  はコンクリートシリンダーの圧縮強度である。試験体に作用する力は各油圧ジャッキに取り付けたロードセルにより測定し、試験体の水平および鉛直変位は、左右の柱梁接合部の中央の表裏に取付けた変位計によって測定した。また、ブレース、各柱主筋の柱頭・中央部・柱脚の内と外の6ヵ所の主筋に、ひずみゲージを貼付して主筋に生じるひずみを測定した。

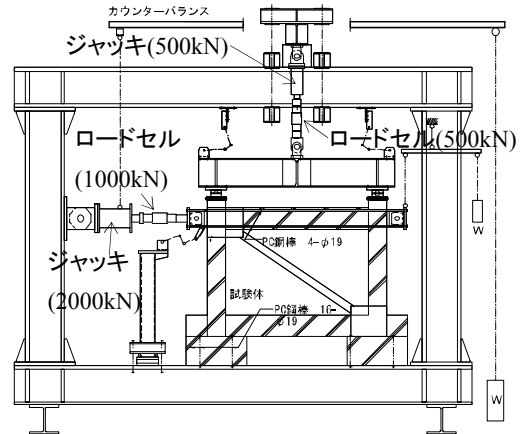


図-3 加力装置

## 4. 補強材の設置・施工状況

### 4.1 CJ-W 試験体

図-4 に CJ-W 試験体の詳細図を示す。CFT ブレースを試験体の対角線上に仮止めし、柱とブレースを挟み込むように鋼製型枠を設置(載加時には取り外して実験)し、その隙間に高流動コンクリートを流し込む接合とした。型枠設置のために、梁端部にあと施工アンカーを使用している。施工は従来の工法と比して非常に簡便であった。ただ、実際の構造物では、上部にスラブや直交梁があるため、より施工性に優れた接合部ディテールを考案する必要性も確認された。

### 4.2 EF-C 試験体および EF-E 試験体

実際の構造物では、梁が柱に対し偏芯している場合や、ブレースの芯も柱芯とずれて施工せざるを得ない場合も考えられる。EF-C 試験体および EF-E 試験体は2 階梁が柱に対し偏芯した試験体となっている。試験体の詳細を図-5、図-6 に示す。EF-C 試験体のブレースは柱芯に一致している。ブレースのエンドプレートと接合部鋼

板を突合せ溶接し、接合部鋼板に応力伝達の役割を付加させている。ブレースも偏芯配置している EF-E 試験体は、D13 のケミカルアンカーを 2 階梁に 24 本、1 階梁に 12 本打設した。次にアングルを溶接した外付け鋼板を 1 階および 2 階梁に仮留めした。ここで、アングルはスタッドアンカーを模擬している。この外付け鋼板の上部と、ブレースのエンドプレートは突合せ溶接されており、鋼板と試験体架構の隙間に高流動コンクリートを打設して一体化する施工を行った。なお、柱のケミカルアンカーは上記の鋼板を設置用で、設計上これらの耐力は考慮していない。それぞれの上部接合部の詳細を図-7 に示す。

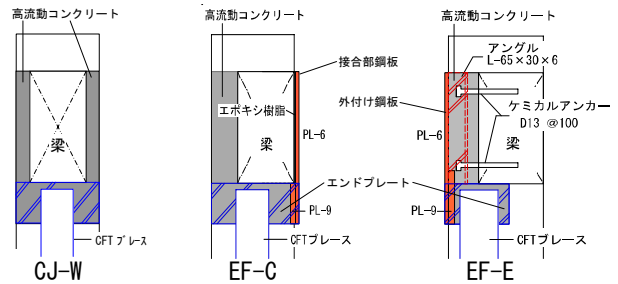


図-7 ブレース接合部詳細

## 5. 実験結果

実験で得られた各試験体の水平力  $Q$  - 層間変形角  $R$  関係を図-8、風上柱の軸方向ひずみ  $\varepsilon_{wc}$  - 層間変形角  $R$  関係を図-9 に示す。 $\varepsilon_{wc}$  は、変位計より得られた柱の鉛直変形を柱長さで除して算定した。また、各試験体の正側及び負側加力時の初期剛性と最大水平耐力を表-4 に示す。初期剛性は、最大耐力の 1/3 の点と原点とを結んだ割線係数とした。各々の試験体の破壊挙動について以下に詳述する。

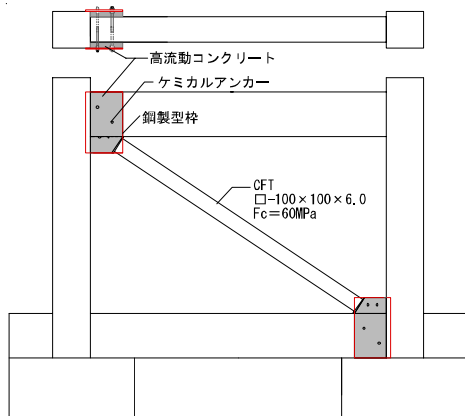


図-4 CJ-W 試験体詳細

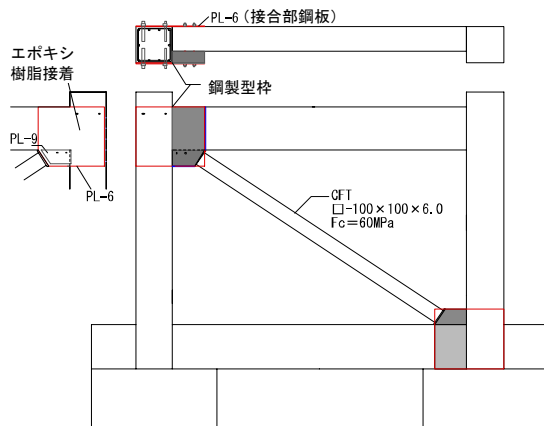


図-5 EF-C 試験体詳細

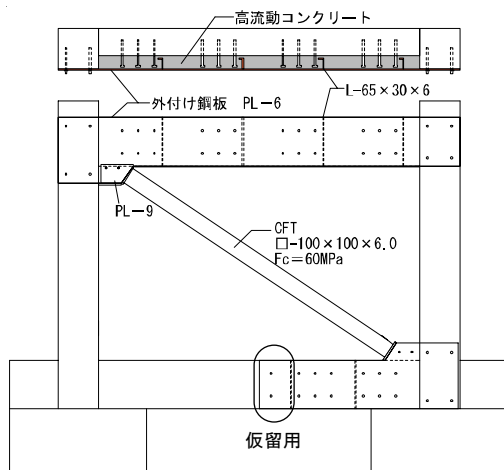


図-6 EF-E 試験体詳細

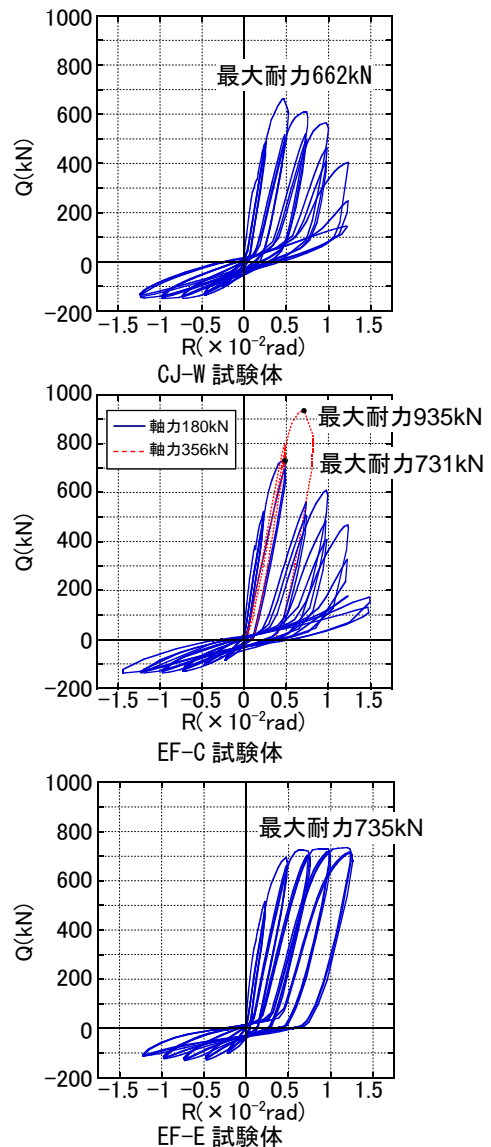


図-8 水平力-層間変形角関係

表-4 初期剛性及び最大耐力

試験体名	初期剛性(MN/m)		最大耐力 (kN)			
	正側	負側	正/負	正側	負側	正/負
CJ-W	213	34	6.3	662	149	4.4
EF-C	249	31	8.1	731	135	5.4
EF-E	270	52	5.2	735	130	5.7

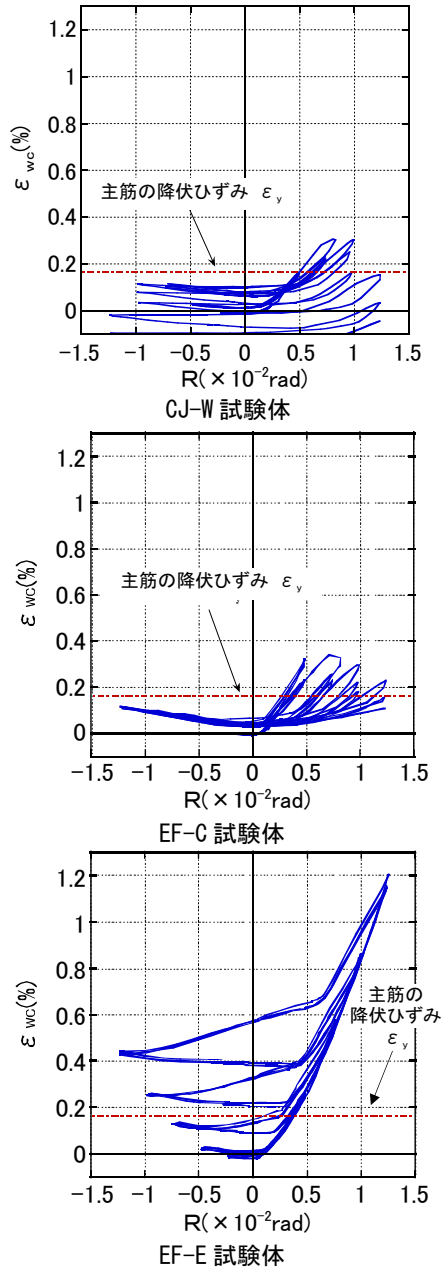


図-9 風上柱の軸方向ひずみ-層間変形角関係

5.1 CJ-W 試験体

図-8より、正加力時において、 $R=0.45/100\text{rad}$ で最大耐力662kNを発揮した。この時、ブレース接合部上部において接合部高強度コンクリートにひび割れが確認され、接合部コンクリートの局所的な支圧破壊(写真-1)が生じた。図-9より、風上柱の軸方向ひずみ $\epsilon_{wc}$ を見ると、柱主筋D10の降伏ひずみである0.16%を超えている。しかし、同柱主筋に貼付したひずみゲージは曲げ引張側

主筋のみ降伏ひずみに達しているものの、柱の全主筋は降伏ひずみに達していなかった。また、ブレース中央部に貼付したひずみゲージより、ブレースは弾性範囲にあることが確認されている。本試験体は、ブレースの軸力を接合部コンクリートに伝達する役割を持つエンドプレートが曲げ降伏し、その後接合部コンクリートの支圧破壊が起こり、最大耐力を発揮したものと考えられる(図-10参照)。従って、ブレースの断面を大きくすることや、エンドプレートにスチフナを設けるなどの詳細を改良すれば、局部破壊を生じない接合部の設計が可能となると思われる。最大耐力発揮後は接合部コンクリートが圧壊し、剥落したため、ブレースが軸力を負担しなくなり、大幅に水平耐力が低下した。表-4に示すように、正側と負側の初期剛性及び最大耐力を比較すると、6.3倍、4.4倍の値となった。



写真-1

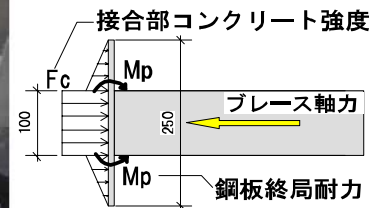


図-10 CJ-W 支圧破壊メカニズム

5.2 EF-C 試験体

図-8より、 $R=0.50/100\text{rad}$ で最大耐力731kNを発揮した。この時、図-9の $\epsilon_{wc}$ は0.32%に達しており、また、同柱の主筋に貼付したひずみゲージも全て降伏ひずみに達していたことから、架構の全体曲げ降伏による破壊メカニズムを形成したと考えられる。

この試験体は、 $R=0.50/100\text{rad}$ の正側3回目及び $R=1.00/100\text{rad}$ の正側1回目において、制御装置の不具合により、180kNで一定としていた鉛直軸力が大きくなってしまった。 $R=0.50/100\text{rad}$ の正側3回目には、軸力が356kNとなり、この時の水平耐力は935kNを示した(図-8)。この際、ブレース下部の接合部コンクリートで支圧破壊が確認された。以降、鉛直軸力を所定の値に戻したが、その後の载荷においては、上記支圧破壊を起因とする耐力劣化を生じる結果となった。制御装置の不具合があったものの、結果的に所定軸力に対応する最大耐力731kNのおよそ1.3倍の935kNの水平耐力に対してもブレース上部接合部の破壊は起きなかったことを実験的に示したことになる。表-4に示すように、初期剛性及び最大耐力の正負の比較では、それぞれ8.1倍、5.4倍の値となった。

5.3 EF-E 試験体

図-8より、 $R=1.20/100\text{rad}$ で最大耐力735kNを発揮し

た。図-9より、この時の $\varepsilon_{wc}$ は1.2%に達しており、最大耐力発揮時においては、EF-C試験体と同様の破壊メカニズムを形成した。本試験体では、ブレースを偏芯配置しているため、風上柱が最大で1.7%面外方向に傾いた。しかしながら、同じ破壊機構となった既往の実験結果と比較したところ、面外変形の影響は顕著でないことが分かった。表-4に示すように、初期剛性及び最大耐力の正側、負側を比較すると、それぞれ5.2倍、5.7倍の値となった。

## 6. 実験結果の評価

図-11、図-12に各試験体の水平力-層間変形角関係の包絡線を示す。図には、式(1)により求まる全体曲げ耐力を示している。図-11のCJ-Wの包絡線には、接合部のパンチングシア破壊の耐力および、後述の評価により求まる支圧破壊の耐力を示す。図-11からは、架構の全体曲げ降伏機構を先行させるために接合部を補強（パンチングシア耐力）したが、結果的に支圧耐力がこれらを下回り、支圧破壊が先行したことが分かる。図-12のEF-C試験体の包絡線は軸力が180kNに保たれている時（図-8実線）の水平荷重をつないで作成した。

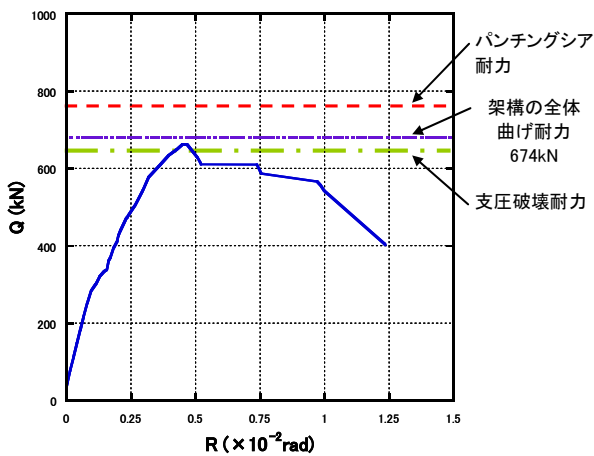


図-11 CJ-W試験体 包絡線

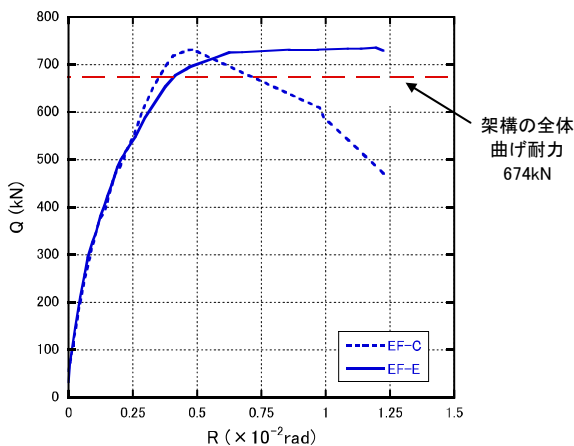


図-12 EF-C・EF-E試験体 包絡線

## 6.1 CJ-W 試験体

CJ-W試験体の接合部耐力 $Q_p$ は、図-13の応力状態を考え、文献<sup>1)</sup>に示す方法にて、次式により算定する。

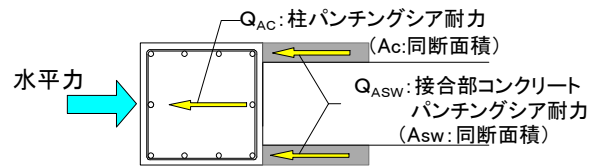


図-13 CJ-W 接合部応力図

$$Q_p = (Q_{Ac} + Q_{Asw}) \cdot k_{av} \quad (2)$$

$$Q_{Ac} = A_c \cdot (0.493\sigma_1 + 0.254F_{c1}) \quad (3)$$

$$Q_{Asw} = A_{sw} \cdot (0.493\sigma_2 + 0.254F_{c2}) \quad (4)$$

$$k_{av} = 0.72 / (0.76 + a/D) \cdot \phi \quad (5)$$

$$\sigma_1 = N / (A_c + A_{sw}) + A_s \cdot \sigma_y / A_c \quad (6)$$

$$\sigma_2 = N / (A_c + A_{sw}) \quad (7)$$

ここに、 $F_{c1}$ 、 $F_{c2}$ はそれぞれ既存躯体コンクリートおよび補強用高流動コンクリートの強度、 $A_s$ 、 $\sigma_y$ はそれぞれ柱主筋の全断面積、降伏強度、 $k_{av}$ はせん断スパン比( $a/D$ )による強度低減係数で、 $a=0$ とし、繰返し載荷による低減係数 $\phi=0.8$ で計算した。これは柱及び接合部コンクリートのパンチングシア耐力を合わせたもので、736kNとなり、架構の全体曲げ降伏によって決まる耐力の674kNを上回っている。実験で観察された接合部コンクリートの局所的な支圧破壊は、図-10で仮定した応力状態より支圧破壊耐力を計算する。この場合、ブレース上部のエンドプレートの曲げ抵抗分とブレースの断面積に接合コンクリート強度をかけた支圧抵抗分を足し合わせたブレースの軸力負担分は698kNとなる。この時の、架構全体の水平耐力は658kNとなり、実験結果と比較して1%程度の誤差となった。従って、上記の方法で支圧破壊耐力を評価できると考えられる。

## 6.2 EF-C 試験体

図-14にEF-C試験体の仮定した水平力の分担を示す。 $P_1$ 、 $P_2$ はそれぞれ柱、接合部コンクリートのパンチングシア耐力で、CJ-Wと同様に算定した。 $P_3$ は式(8)のブレースのエンドプレートと溶接された鋼板のせん断接着耐力 $cQ_a$ であり、文献<sup>5)</sup>を引用した。

ここに、 $A_b$ は鋼板の接着面積、 $c\tau_a$ はエポキシ樹脂のせん断接着強度で、繰返し載荷による低減係数 $\phi$ は0.8とした。

$$cQ_a = A_b \cdot c\tau_a \cdot \phi \quad (8)$$

$$c\tau_a = 0.39\sqrt{F_{c1}} \quad (9)$$

$P_3$ の値は、柱芯を中心とした力のモーメントが、 $P_2$ による値と釣り合うように定めた。 $P_1 \sim P_3$ の累加耐力は944kNとなる。即ち前述した架構の全体曲げ耐力に比して1.4倍程度の安全率で設計してある。また本試験体は、5.2節で述べた理由により軸力が変動しており、これに

対応する 935kN の水平力が作用した。この時、接合部には 2 階梁の軸力を引いた 818kN のせん断力が作用していたことになる。この値は上記の計算耐力 944kN を下回っており、接合部上部がパンチングシア破壊に至らなかった点も説明できる。

### 6.3 EF-E 試験体

図-15 に EF-E 試験体について仮定した水平力の分担を示す。P<sub>1</sub>、P<sub>2</sub> はそれぞれ柱、接合部コンクリートのパンチングシア耐力（柱のパンチングシア破壊面の有効幅は接合コンクリート接触幅）とした。P<sub>3</sub> はブレースが負担する応力の一部を、溶接された外付鋼板に伝え、鋼板に溶接されたアングルと高流動コンクリートを介し、ケミカルアンカーによって梁に負担させる間接接合耐力である。P<sub>3</sub> はケミカルアンカーのせん断耐力 Q<sub>a</sub> で評価できるように設計した。Q<sub>a</sub> は文献<sup>6)</sup>より以下の式で計算した。ここに、 $a_e$ 、 $\sigma_y$  はそれぞれアンカーの断面積および規格降伏点強度、E<sub>c</sub> は既存架構のコンクリートのヤング係数である。

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad (10)$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot s \cdot a_e \cdot \sigma_y \quad (11)$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot F_{ct}} \cdot s \cdot a_e \quad (12)$$

P<sub>1</sub>～P<sub>3</sub> の累加耐力は 1268kN となり、架構の全体曲げ耐力に対して 1.9 倍程度の安全率を設けており、計画している崩壊機構を実現できるような設計となっている。

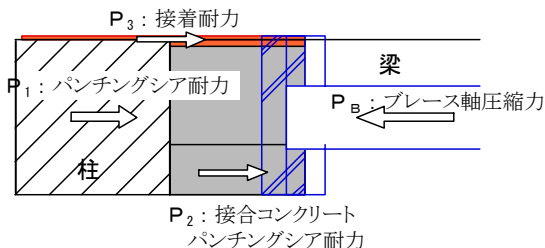


図-14 EF-C 試験体ブレース接合部詳細

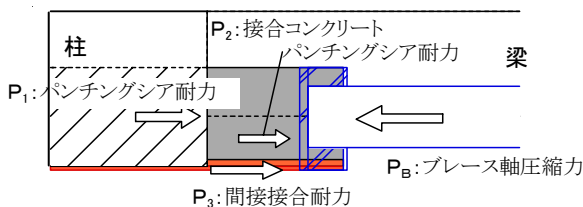


図-15 EF-E 試験体ブレース接合部詳細

## 7. まとめ

CFT ブレースによる既存鉄筋コンクリート造建物の簡易耐震補強法の実用化に向けて、水平加力実験を行った。得られた結論を以下に列挙する。

- (1) 提案補強法は、従来の補強法と比較して優れた施工性能を示すことがわかった。但し、さらなる施工性の向上を考えると、接合部ディテールは、より簡易なもの求められ、例えば乾式による接合部形成なども考えられる。
- (2) ブレース端部を極端に簡素化した CJ-W 試験体の場合、実験ではブレース端部の支圧破壊が先行したが、剛性で 6 倍、耐力で 4 倍以上の補強効果が得られた。今後、支圧強度を上げる事ができれば、架構の全体曲げ降伏が再現できると考える。
- (3) 梁芯が柱芯に対して偏芯している架構に、ブレースを設置した 2 つの試験体は、計画のとおり風上柱の全体曲げが先行し、想定どおりの破壊形式を実現することができた。なお、剛性、耐力ともに 5 倍以上の補強効果が得られている。これは、ブレースと架構の接合部部分におけるパンチングシア耐力が、設計どおり発揮されたものと考えられる。従って、柱と梁が偏芯した架構となっている場合、また、ブレースが柱芯に取り付けられない場合においても、本補強法は適用できるものとする。但し、接合部の更なる簡略化の可能性はある。

## 参考文献

- 1) 北島幸一郎, 中原浩之, 崎野健治: CFT 圧縮ブレースを用いた RC 造架構の耐震補強方法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1573-1578, 2008.7.
- 2) 北島幸一郎, 宮西紀彰, 下島啓志, 永瀬慎治, 中原浩之, 崎野健治: 圧縮ブレースによる既存 RC 造架構の耐震補強方法の開発研究(その 1-4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.781-788, 2008.8.
- 3) 日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2005.2.
- 4) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, 2008.
- 5) 毛井崇博: 接着接合した枠付き鉄骨系補強骨組に関する研究, 九州大学学位論文, 2002.1.
- 6) 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, 2001.