

# 論文 CFT 圧縮ブレースを用いた RC 造架構の耐震補強法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:既存不適格の鉄筋コンクリート造建物の耐震補強法として,圧縮抵抗型のCFTブレースによる補強法を提案し,その補強効果を検証するために4体の骨組試験体を用いた静的水平加力実験を行った。補強した試験体の破壊モードは,それぞれ,風上側柱のパンチングシア,ブレースの座屈,風上側柱の引張降伏を想定しており,全ての破壊モードにおける耐力と変形性能を実験的に考察した。

キーワード:角形CFTブレース,柱の軸引張降伏,パンチングシア,座屈

## 1. はじめに

1995年の阪神・淡路大震災を契機に「建築物の耐震改修の促進に関する法律」が制定された後,「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」<sup>1)</sup>(以下,診断基準と呼ぶ)に基づく耐震診断・改修が急速に普及した。診断対象建築物の中には構造耐震指標 $I_s$ の値が構造耐震判定指標 $I_{so}$ の値を下回り,耐震補強が必要な建物が少なからず存在していることが示されている。<sup>2)3)</sup>

ここでは,福岡県で行われた教育施設178棟の耐震診断結果を纏めた文献<sup>4)</sup>のデータを引用して,福岡において提案されている補強法について示す。文献<sup>4)</sup>では補強が必要と判定された建物に対して図-1のような内訳の補強法が提案されている。図より,鉄骨ブレースによる補強が最も多く提案されていることが分かる。「鉄骨ブレース」は,そのほとんどが鉄骨枠付きブレースによる補強法である。

「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針」<sup>5)</sup>(以下,改修指針と呼ぶ)によると,鉄骨枠付きブレースの典型的な補強工法例が次のように示されている。

- 1) 鉄骨枠付きブレースを作成する。
- 2) 鉄骨枠に頭付きスタッドを配置する。
- 3) 既存RCフレーム内のたれ壁,腰壁,そで壁を除去する。
- 4) 既存RCフレームに,頭付きあと施工アンカーを埋め込む。
- 5) 鉄骨架をRCフレームにはめ込み,隙間に無収縮モルタルを圧入して一体化する。

改修指針では,2)と4)のスタッドとアンカーは,D16もしくは16以上のものとして,ピッチは250mm以下とすると規定されている。このように鉄骨枠付きブレースは,施工性に優れた補強法とは言い難く,この煩雑さは,ブレースに引張力が作用した状態での鉄骨部とコンクリート部の応力伝達の難しさが起因していると考えられる。ブレースに圧縮力が作用していれば,RC部と鉄

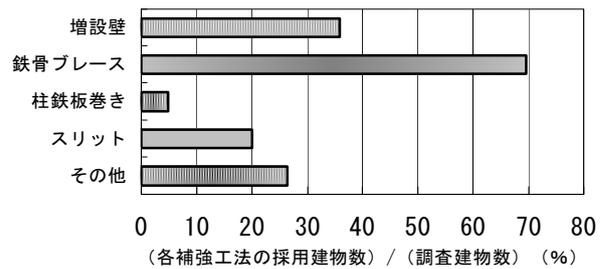


図-1 補強計画に見る補強方法の割合

骨部は圧着した状態になるので,スタッドやアンカーが不要となり,結果的に鉄骨枠も不要となる。つまり,ブレースに圧縮力のみが作用するようにすれば,施工面で大幅な改善が得られると考えられる。施工面での改善は,コスト削減や居ながら施工を可能として,耐震補強の更なる普及が期待できる。

上記のことを踏まえ,著者らは文献<sup>6)</sup>において,軸圧縮剛性と耐力が大きい角形CFTブレースを用いた耐震補強試験体を製作し,この補強法の構造特性を実験により検討してきた。しかしながら,これまでの研究では,試験体数が1体で載荷軸力が通常の建物に比して小さいものとなっていた。本研究では,試験体数を4体に増やし,載荷軸力を3階建の建築物に対応するレベルまで引き上げて実験を実施した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

実験に用いた試験体は,桁行方向スパン4.5mのRC造学校校舎の1層1スパン部分を取り出して1/2に縮小したモデルである。試験体の一覧を表-1に示す。試験体名07NS試験体は,柱-梁からなる純フレームで,補強前の性状を確認するために作成した。07RP試験体および08RF試験体は,07NS試験体に150×150×6.0角形鋼管にコンクリートを充填して作成したCFTブレースを取り付けたものである。07RP試験体は風上柱の柱

\*1 九州電力土木部原子力グループ 九州大学社会人大学院生 (正会員)  
 \*2 九州大学大学院人間環境学研究院 准教授 博士(工学)(正会員)  
 \*3 九州大学大学院人間環境学研究院 教授 工博 (正会員)

頭部でのパンチングシア破壊時に最大水平力を発揮するものとして計画した。08RF 試験体は、風上柱の引張降伏時に最大水平力を発揮するものとして計画した。07RB 試験体は、07NS 試験体に 100 × 100 × 3.2 の CFT プレースを取り付けたものであり、プレースの座屈によって最大耐力を発揮するものとして計画した。

07RP 試験体の詳細を図 - 2 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。柱は 250mm × 250mm の正方形断面で、2 階及び 1 階梁のせいはいずれも 300mm とした。一方で、梁幅は、2 階で 200mm、1 階で 170mm とした。1 階梁幅を狭めている理由は、加力装置と試験体を緊結するための孔の間隔が 300mm しかないため、実験装置上の条件により決定した。加力スタブは、せい 400mm × 幅 490mm であり、これに PC 鋼棒を貫通させて試験体を試験装置に固定している。

柱の配筋は、主筋 10-D10 とし、主筋比  $p_g$  は 1.1% である。帯筋は 6 @75 で帯筋比  $p_{wc}$  = 0.3% とした。これは実大の柱では、13 @150 となり、1971 年から 1981 年の間に建設された建物の配筋を模擬したのもである。梁の配筋は、上端筋および下端筋ともにそれぞれ 4-D13 で、引張鉄筋比  $p_t$  = 1.1% とした。あばら筋は 6 @100 で、あばら筋比  $p_{wb}$  = 0.28% とした。

## 2.2 材料特性

コンクリートの力学的性質を表 - 2 に示す。実験実施時のシリンダー強度は 07NS が 20.2MPa、07RP 及び 07RB が 20.5 MPa、08RF が 15.2MPa であった。RC フレーム

のコンクリートは耐震診断の対象となる建物を意図して、シリンダー強度が 15 ~ 25MPa 程度となるように計画した。07RP と 07RB のプレースに充填したコンクリートは、フレームと同じコンクリートで、08RF のそれは圧縮強度が 30MPa 程度のコンクリートを別途打設した。プレースとフレームの接合には、高強度かつ高流動のコンクリートを使用した。これらは 80MPa 以上の圧縮強度が得られている。表 - 3、表 - 4 には使用した鋼材の材料特性を示す。D10 と D13 は SD295 で、鋼管は STKR400 を使用した。

## 2.3 補強部のディテール

補強材の設置手順は、プレースをフレームの対角線上に仮留めし、接合部分の柱とプレースを同時に挟み込むように PL6 もしくは PL9 の鋼板を取付け、その後、柱と梁の隙間から高流動コンクリートを流し込んだ。プレース接合部の詳細を図 - 3 に示す。(a) は、07 シリーズの試験体で、(b) は 08 試験体の接合部を示している。(a) の接合部鋼板は設置したまま実験を行ったが、鋼板は応力を負担せず、高流動コンクリートの型枠としてのみ機能することを意図している。一方で、(b) の 08 試験体では、プレースのエンドプレートと接合部鋼板を突合せ溶接している。さらに、鋼板にはリブを設けており、鋼板が負担する応力を高流動コンクリートを介して柱梁接合部に伝達させることを意図している。これは、後述する柱上端のパンチングシア破壊を防止するための補強法である。

本実験では、プレースの圧縮力が消失するとプレース

表 - 1 試験体一覧

試験体名	補強プレース	破壊形式
07NS	なし	柱の曲げ降伏
07RP	□-150 × 150 × 6.0	風上柱のパンチングシア
07RB	□-100 × 100 × 3.2	プレースの座屈
08RF	□-150 × 150 × 6.0	風上柱の軸引張降伏

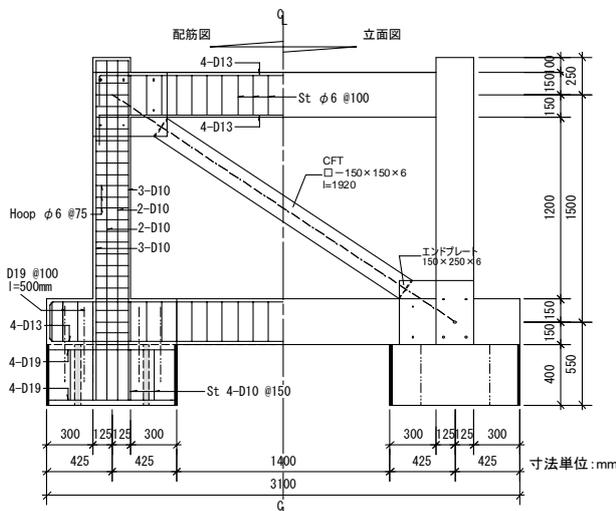


図 - 2 試験体形状及び配筋図

表 - 2 コンクリートの力学的性質

	呼び強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	水セメント比 (%)	エアータンク (%)
07NS	18	20.2	25.1	76	5.0
07RP	18	20.5	24.6	76	4.3
07RB					
07RP プレース					
07RB プレース					
07RP 接合部	60	84.2	41.3	33	1.5
07RB 接合部	60	84.2	41.3	33	1.5
08RF	15	15.2	26.1	76	6.5
08RF プレース	30	33.6	38.7	48	5.5
08RF 接合部	60	104.2	50.0	33	6.0

表 - 3 07NS, 07RP, 07RB 試験体の鋼材の機械的性質

鋼材の種類	降伏強度 (MPa)	降伏ひずみ (%)	引張強度 (MPa)	降伏比
6φ	378	0.18	547	0.69
D10	348	0.17	486	0.72
D13	348	0.17	498	0.71
□100 × 100 × 3.2	413	0.20	469	0.88
□150 × 150 × 6.0	369	0.18	436	0.85

表 - 4 08RF 試験体の鋼材の機械的性質

鋼材の種類	降伏強度 (MPa)	降伏ひずみ (%)	引張強度 (MPa)	降伏比
6φ	402	0.20	570	0.71
D10	370	0.18	528	0.70
D13	349	0.17	491	0.71
□150 × 150 × 6.0	390	0.19	473	0.82

とRCフレームが離れるためブレースの落下が危惧される。これを防止するため、図 - 4 に示すブレースの脱着防止装置を設けた。接合部上部は、ニードルベアリングによって実験中のブレースの図芯位置を保持している。一方で、接合部下部は、D16の異形鉄筋をブレースのコンクリート打設時に挿入しておき、高流動コンクリートでRCフレームと接合している。但し、図 - 4 の端部詳細は、08RF 試験体には取り付けしていない。

### 2.4 加力方法

本実験に用いた加力装置を図 - 5 に示す。試験体には、500kN油圧ジャッキにより、柱1本あたり180kNの鉛直軸力を載荷し、実験中一定に保持した。水平方向の加力は水平変位によって制御した。載荷プログラムは、正負交番漸増振幅で、層間変形角 $R = 0.25/100\text{rad}$ ずつ $R = 2.0/100\text{rad}$ まで各変位振幅ごとに3回の繰返しとした。処女載荷は、図 - 5 において水平ジャッキが圧縮、フレームが右に変形する方向であり、以降、この方向を正側とする。

## 3. 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 - 6 に、正側加力時の初期剛性と最大水平耐力を表 - 5 に示す。図 - 6 の層間変形角 $R$ は、左右の柱の柱頭で観測した水平変位の平均値を試験体高さ(1500mm)で除したものである。各試験体の破壊状況を以下に示す。

### 3.1 07NS 試験体

$R = 0.5/100\text{rad}$ で柱脚に $R = 1.0/100\text{rad}$ で柱頭に曲げひび割れが生じ、正側加力時において、 $R = 1.25/100\text{rad}$ で最大耐力135kNを発揮している。最大耐力時における柱端部の引張側主筋に添付したひずみゲージの値より、主筋の降伏が確認され、想定したとおり柱の曲げ破壊によって最大耐力を発揮しているものと考えられる。荷重 - 変形関係は、通常のRC柱の曲げせん断挙動と同じで、スリッ

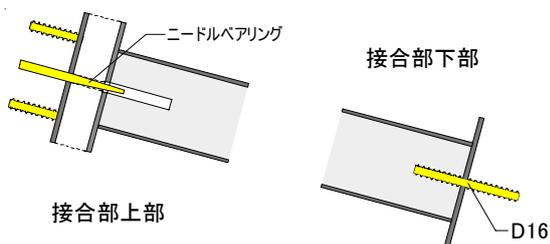


図 - 4 ブレース端部の詳細

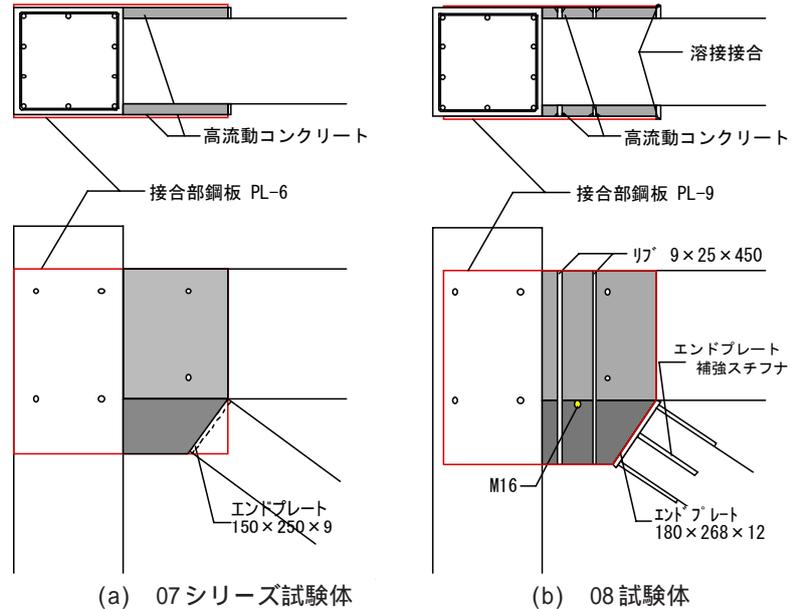


図 - 3 ブレース接合部の詳細

プ型の履歴特性を示している。軸力比は、0.14と小さいため最大耐力発揮後も安定した履歴ループを描いており、実験終了時まで脆性破壊は発生しなかった。

### 3.2 07RP 試験体

以降の試験体は、正側加力時のみにブレースが圧縮力を保持するため、補強効果は正側のみに現れる。負側は基本的に07NSと同様の挙動となる。 $R = 0.75/100\text{rad}$ で最大耐力634kNを発揮した。最大耐力時には、写真 - 1 のように風上柱の上部におけるパンチングシア破壊が確認された。パンチング破壊発生後、水平耐力は漸減するものの顕著な耐力低下は観測されなかった。表 - 5 に示すように最大耐力及び初期剛性は、07NS 試験体と比較して、それぞれ4.7倍、10.7倍の値となった。ブレースによる耐震補強により大幅な耐力と剛性の増大が期待できることが分かる。負側は07NS 試験体と同様の荷重 - 変形関係が得られており、負側加力時のフレームの変形に

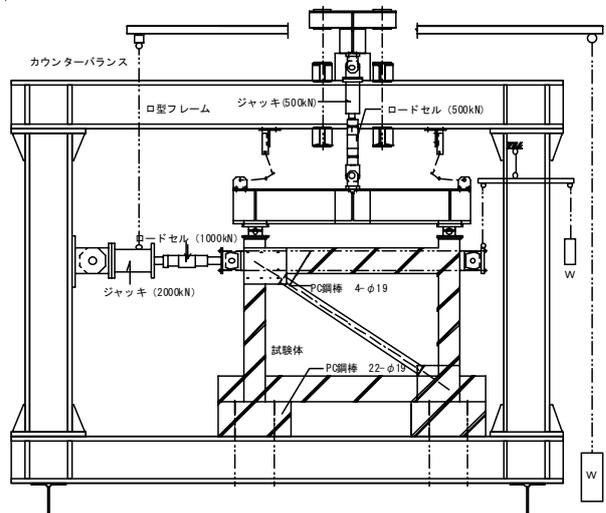


図 - 5 試験装置

表 - 5 初期剛性と最大耐力

試験体	初期剛性		最大耐力			
	実験値 (MN/m)	07NSとの比	実験値 (kN)	07NSとの比	計算値 (kN)	実験値/計算値
07NS	19	—	135	—	127	1.07
07RP	208	10.7	634	4.7	474	1.34
07RB	116	6.0	574	4.2	567	1.01
08RF	295	15.2	734	5.4	709	1.04

補強ブレースが関与していないことが分かる。

### 3.3 07RB 試験体

正側加力時において、 $R=0.8/100\text{rad}$ でブレースが曲げ座屈を生じ、574kNの最大耐力を発揮している。表 - 5に示すように、最大耐力と初期剛性は07NS試験体と比較して、それぞれ4.2倍、6.0倍の値となっている。ブレースの断面が小さい分、最大耐力と初期剛性の増大は、07RPほど期待はできないが、両者とも4倍以上の構造的な向上が見られる。ブレース座屈後は、徐々に水平耐力が小さくなるが、実験終了後も400kN程度の水平力を負担できていることが分かり、 $R=2.0/100\text{rad}$ の大変形時においても07NSの3倍以上の水平耐力を保持することが可能であることが示された。07RPと07RBを比較すると、最大耐力発揮後の挙動では、07RPの方が耐力低下は小さい。従って、避けるべき破壊とされているパンチングシアであっても、水平耐力保持の観点からはブレースの座屈よりも有利であると考えられる。一方で、震災後の補修の観点からは、パンチングシアよりもブレースの座屈の方がRCフレームに及ぼす影響が小さいため、ブレースの座屈が有利であると考えられる。

### 3.4 08RF 試験体

正側加力時において、 $R=0.5/100\text{rad}$ の時点で風上柱の全長にわたって層状のひび割れが確認できた。これは柱が引張破壊する際の典型的なひび割れ状況である。この時の柱中央部の主筋に添付したひずみゲージの値は降伏ひずみに達しており、ひび割れ状況とともに、風上柱全体が引張降伏したことを示している。 $R=0.5/100\text{rad}$ の時点で既に水平耐力は728kNとなり、 $R=0.75/100\text{rad}$ の時点で732kNを記録した。最大耐力は、これらとほぼ同じ734kNで $R=0.9/100\text{rad}$ の時に発揮した。風上柱の引張降伏後、耐力低下のない安定した



写真 - 1 07RP 試験体の破壊状況 (実験終了後)

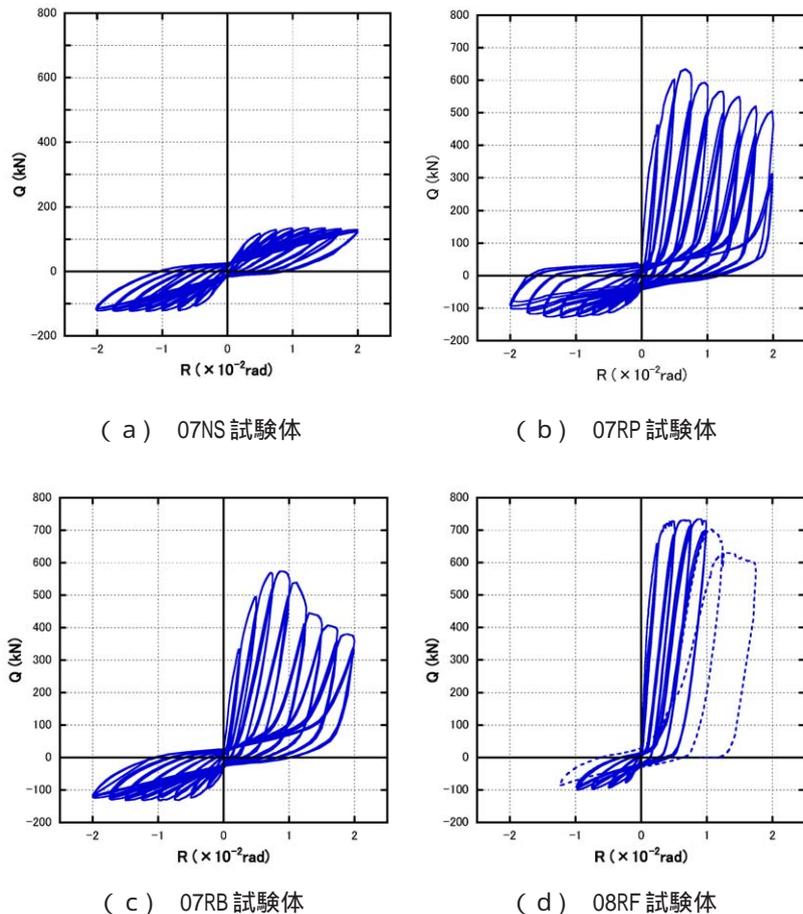


図 - 6 水平力 Q - 層間変形角 R 関係

挙動が得られていることが分かる。

最大耐力発揮後、07RPにおいて破壊が観測された風上柱の柱頭部に、複雑なパンチングシア破壊が観測され、 $R=1.0/100\text{rad}$ より徐々に耐力劣化を起こした。 $R=1.25/100\text{rad}$ の1回目の正側加力時に、柱頭部の接合鋼板がずれて変位計を保持するために試験体に埋め込んだM16のボルトに接触した。この為、 $R=1.25/100\text{rad}$ の载荷スケジュールを変更して1回に留め、続く $R=1.5/100\text{rad}$ の正側加力を1度行い実験を終了した。 $R=1.25/100\text{rad}$ の加力サイクルからは、水平変位の測定が正確でないことを鑑み、この部分の荷重-変形関係は点線で示している。

#### 4. 実験結果の評価

図-7の断面力図に基づき、実験で得られた水平耐力の評価法について考察する。 $Q_c$ 、 $Q_b$ は、それぞれ柱と梁のせん断力で、 $M_c$ は柱の節点曲げモーメントである。 $Q_{cal}$ は図-7で仮定した崩壊メカニズム時の水平耐力の計算値である。

##### 4.1 07NS 試験体

このフレームは柱の曲げ降伏により崩壊メカニズムが決定されていると考えられるので、柱断面の曲げ終局強度 $M_u$ が分かれば、 $Q_{cal}$ を算定できる。 $M_u$ は診断基準の終局曲げ耐力式<sup>1)</sup>で算定した。実験終了後の破壊状況の観察から柱のヒンジ領域は $D/2$ ( $D$ は柱せいを示す)であったため、 $M_u$ は柱端部から $D/4$ 離れた断面の終局耐力とした。線材モデルの節点曲げモーメント $M_c$ は、 $M_u$ を幾何的に増加させた値としている。 $M_u$ の算定に当たっては、柱軸力が必要となるが、 $M_c$ との釣り合いから順次梁の曲げモーメント $M_b$ と $Q_b$ を定める収束計算を行って、崩壊メカニズム時の断面力図を決定した。この結果 $Q_{cal}=127\text{kN}$ となり、実験値を7%の誤差で評価できた。

##### 4.2 07RP 試験体

この試験体の $Q_{cal}$ は、風上柱柱頭のパンチングシア破壊と風下柱の曲げ破壊に対応する値から算出している。風下柱のせん断力は、 $Q_c=80\text{kN}$ となる。一方、パンチングシア耐力 $Q_p$ は改修指針<sup>5)</sup>を元に次式により求める。

$$Q_p = (Q_{Ac} + Q_{Asw}) \cdot k_{min} \quad (1)$$

ここに

$$Q_{Ac} = A_c \cdot (0.22F_{cl} + 0.49\sigma_1) \quad (2)$$

$$Q_{Asw} = A_{sw} \cdot (0.98 + 0.1F_{c2} + 0.85\sigma_2) \quad (3)$$

$$k_{min} = 0.34 / (0.52 + a/D) \quad (4)$$

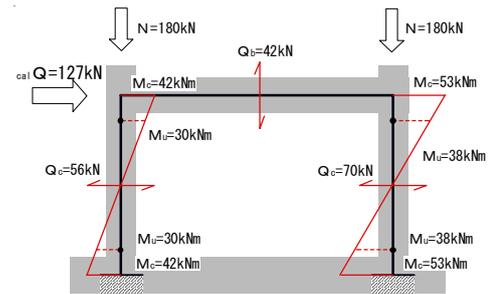
この試験体は、図-8に示すように、パンチングシア破壊部において、柱部とプレースの接合コンクリート部の2つの部分でせん断力に抵抗している。式(1)の $Q_{Ac}$ 、 $Q_{Asw}$ は、それぞれ柱部と接合コンクリートのパンチングシア耐力で、 $A_c$ 、 $A_{sw}$ はそれぞれ柱部と接合コンクリ

ートの断面積、 $F_{c1}$ 、 $F_{c2}$ はそれぞれ柱部と接合コンクリートのコンクリート強度である。 $\sigma_1$ と $\sigma_2$ は、軸圧縮応力で次式によって算定した。

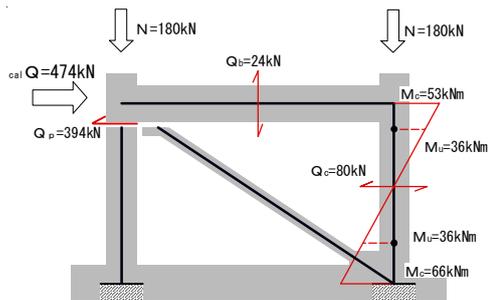
$$\sigma_1 = N / (A_c + A_{sw}) + A_s \cdot \sigma_y / A_c \quad (5)$$

$$\sigma_2 = N / (A_c + A_{sw}) \quad (6)$$

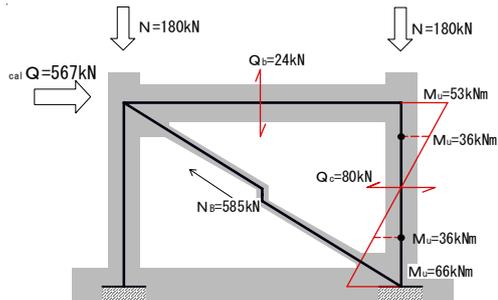
ここに、 $N$ は柱頭における载荷軸力、 $A_s$ は柱主筋の全断面積、 $\sigma_y$ は柱主筋の降伏強度である。このように柱部分の軸圧縮応力は、主筋の影響を考慮している。この計算では、図-7に示す梁と接合コンクリートの接触面積



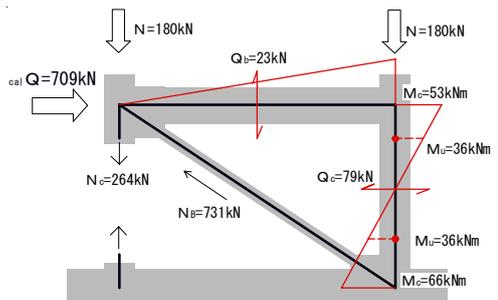
(a) 07NS 試験体



(b) 07RP 試験体



(c) 07RB 試験体



(d) 08RF 試験体

図-7 水平耐力時の断面力図

$A_b$ 部分におけるせん断力の伝達はないものと仮定している。 $k_{min}$ はせん断スパン比  $a/D$  による強度低減係数であり、 $a/D$ の増加に反比例する傾向にある。写真 - 1 に示すように、本試験体は梁の直下においてすべり破壊が生じているため、せん断スパン比を0として $k_{min}$ を算定している。

以上より07RP試験体の水平耐力を計算すると、 ${}_{cal}Q$ は474kNとなり、実験値は計算値より34%大きい。上記の方法によるとパンチングシア耐力を過小評価することになるが、この破壊モードを選択しない場合は安全側の評価であり問題はない。しかしながら、積極的にこの破壊モードを実現させるためにはパンチングシア破壊強度を精度良く評価する手法の開発が必要で、これについては今後の課題としたい。

#### 4.3 07RB 試験体の計算結果

崩壊メカニズム時の水平耐力は、ブレースの曲げ座屈により決定している。ブレースの軸圧縮耐力 $N_B$ は「コンクリート充填鋼管構造設計施工指針」<sup>7)</sup>のCFT長柱の軸圧縮耐力式を使用して算定した。ここで、ブレースの座屈長さをブレース材の0.7と仮定すると、 ${}_{cal}Q$ が567kNとなり、実験値の574kNを1%の誤差で推定できる。但し、ブレースの座屈長さを決定する要因となる両端の固定度については、接合部詳細によって大きく変動する可能性があるため、ブレースの座屈を崩壊モードとして選択する場合には、ブレースの接合部端部の力学性状について詳しく検討する必要がある。

#### 4.4 08RF 試験体

この試験体は、風上柱の引張降伏によって崩壊メカニズムが形成され、その水平耐力 ${}_{cal}Q$ は、加力点の力の釣り合いから次式で求めることができる。

$${}_{cal}Q = (|N| + |N_c| - |Q_b|) \cdot l/h + |Q_c| \quad (7)$$

ここで、 $N$ は柱頭に載荷した軸力、 $N_c$ は柱の引張軸力、 $l$ はスパン長さ、 $h$ は梁の芯 - 芯間距離である。 ${}_{cal}Q$ は709kNで実験値より4%小さい値となった。

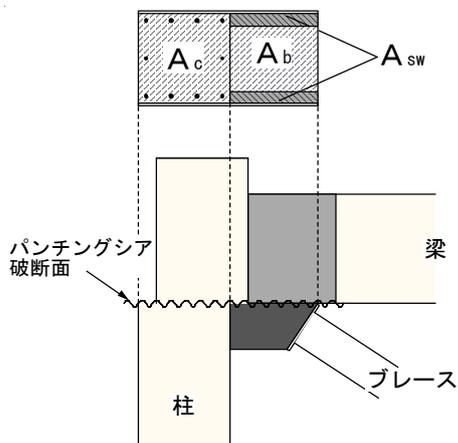


図 - 8 パンチングシア耐力算定時のせん断力負担部分

## 5. まとめ

本論では、スタッドやアンカーを必要としない、圧縮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提案を行い、想定する崩壊メカニズムを変えた複数の試験体を作成し、一定軸力下における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) 同一のRCフレームの補強に際して、ブレースの寸法とブレースの接合詳細を変更することで、風上柱の引張降伏、風上柱のパンチングシア破壊、ブレースの座屈の3通りの崩壊メカニズムを実現させることができた。
- 2) いずれの崩壊メカニズムを呈した場合でも、耐力・剛性ともに補強前の4倍以上の性能が確認できた。
- 3) 各破壊モードにおける水平耐力を本論で示す簡便な計算法でほぼ評価できることが示された。但し、パンチングシア耐力とブレースの座屈長さの評価に関しては更なる検討が必要な事が分かった。
- 4) 崩壊メカニズム形成以降の変形性能は、風上柱の引張降伏、風上柱のパンチングシア破壊、ブレースの座屈の順に優れていることが分かった。但し、風上柱の引張破壊モードは、更に変形が進むと風上柱のパンチングシア破壊に移行するので、ブレースとフレームの接合詳細に関して更なる改良が必要であることが示された。

## 謝辞

実験にあたっては、川口晃氏、窪寺弘顕氏、久島昭久氏の協力を得た。ここに記して関係各位に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 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.
- 2) 文部科学省ホームページ，<http://www.mext.go.jp/>
- 3) 日経BP社：日経アーキテクチャ特別編集版，2007.5.
- 4) 日本建築学会：2005年福岡県西方沖地震被害調査報告，2005.9.
- 5) 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改修設計指針・同解説，2005.2.
- 6) 北島幸一郎，下島啓志，中原浩之，崎野健治：圧縮抵抗ブレースを用いたRC骨組の耐震補強方法に関する研究(その1・その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.549-552，2007.8
- 7) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，1997.10.