

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、文教施設を中心に耐震診断・改修が急速に普及した。しかし、現在の代表的な耐震補強法には施工面での煩雑さが問題となり、実際の普及を妨げる要因の一つになっている。このことを受けて当研究室では、簡易な設計・施工による耐震補強法の提案と開発を行っている。

提案する補強法は、ブレースに圧縮力のみを負担させる。ブレースは軸圧縮剛性と耐力が大きいCFT部材を採用し、これをRC架構内に挿入して端部にモルタルを充填して設置する。提案する補強法の力学的性状を図1に示す。耐震補強を必要とするRC造建物は、水平力が載荷された場合、図1(a)のように、柱の曲げ変形に伴い層としてはせん断変形を起す。そこで、図1(b)に示すようにブレースを設置すると、ブレースに圧縮力が作用し、層の耐力と剛性の増大を図ることが可能となる。一方、図1(c)のように水平力が反転すると、提案するブレースは応力を負担せず、フレーム全体としては(a)と同じ挙動を示す。

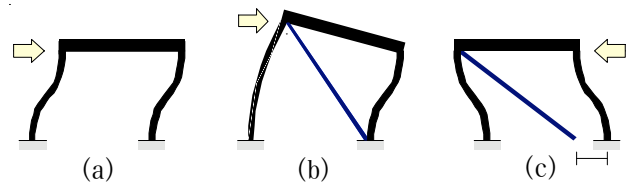


図1 フレームの力学的挙動

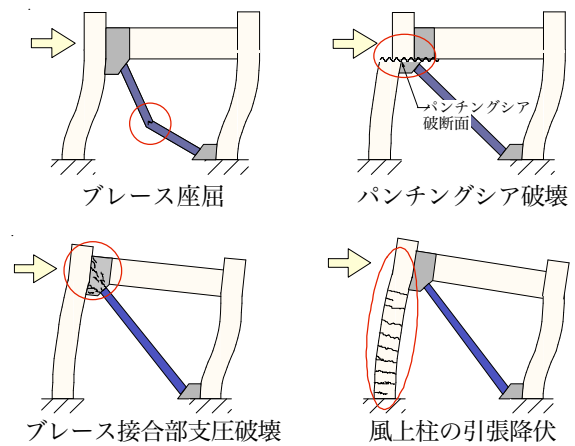


図2 補強フレームの破壊形式

補強架構の破壊形式としては、図2に示すようにブレースの座屈、パンチングシア破壊、接合部コンクリートの支圧破壊、風上柱の引張降伏が考えられる。本研究では、それぞれの破壊形式を計画した試験体を作成し、その補強効果また最大耐力後の変形性能を実験的に検証する。

2. 試験体

実験試験体は、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た。本研究では10体の試験体を作成し、静的加力実験を行ったが、本報では代表的な破壊形式が得られた5体の試験体について述べる。表1に試験体の一覧を示す。NS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。RB試験体はブレースの座屈、RP試験体は風上柱柱頭部でのパンチングシア破壊、RJ試験体はブレース接合部コンクリートの支圧破壊、RF試験体は風上柱の軸引張降伏によって最大耐力を発揮するものとして計画した。

表1 試験体一覧

試験体名	ブレース		破壊形式
	角形鋼管	充填コンクリート	
NS	なし	なし	柱の曲げ破壊
RB	□100×100×3.2	普通コンクリート (Fc=18MPa)	ブレースの座屈
RP	□150×150×6.0	普通コンクリート (Fc=18MPa)	パンチングシア破壊
RJ	□100×100×6.0	高強度コンクリート (Fc=60MPa)	ブレース接合部の支圧破壊
RF	□150×150×6.0	普通コンクリート (Fc=32MPa)	風上柱の軸引張降伏

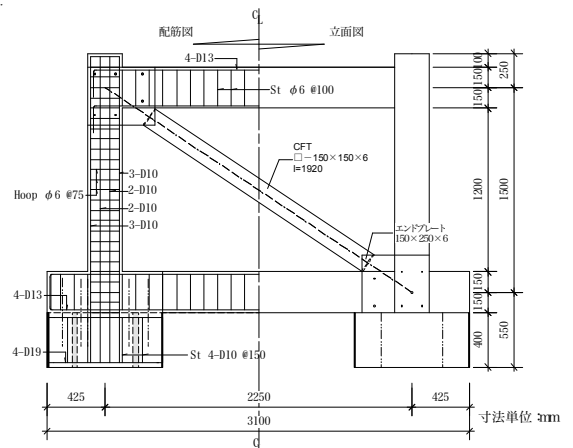


図3 試験体詳細

RP 試験体の詳細を図3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階梁のせいは同一で300mmとし、梁幅は、2階で200mm、1階で170mmとした。なお、RJ試験体については、2階梁幅を170mmに狭めている。柱および梁の配筋については、柱の曲げ破壊が先行するように設計した。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 $6\phi@75$ で帯筋比 $p_{wc}=0.3\%$ とした。これは実大の柱では、 $12\phi@150$ 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、引張鉄筋比 $p_t=1.1\%$ 以上で、あばら筋比 $p_{wb}=0.28\%$ とした。

コンクリートの諸元を表2に示す。RCフレームは、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20MPa程度となるように設計した。ブレース接合部の高流動コンクリートは、シリンダー強度が60MPa以上発揮するように設計した。鋼材の機械的性質を表3に示す。D10は市販のものを使用し、降伏強度は338~370MPaとなった。CFTブレースの角形鋼管はSTKR400を使用した。

破壊形式を選択するため、ブレース接合部を図4のように設計した。図4(a)のRB・RP試験体では、まずブレース端部のエンドプレートを柱とともに2枚の接合部鋼板PL6で挟み込み、このときに出来る、RCフレームと接合部鋼板との空隙に、高流動コンクリートを流し込みブレースを設置している。なお、RB試験体とRP試験体はブレースの断面を変えて設計している。図4(b)のRJ試験体では、図4(a)より2階梁の幅を狭くし、接合部コンクリートの断面を大きくすることでパンチングシア耐力を増加させてある。図4(a),(b)の接合部鋼板は、高流動コンクリートの型枠としての機能のみを保持しており、応力を負担しない。図4(c)のRF試験

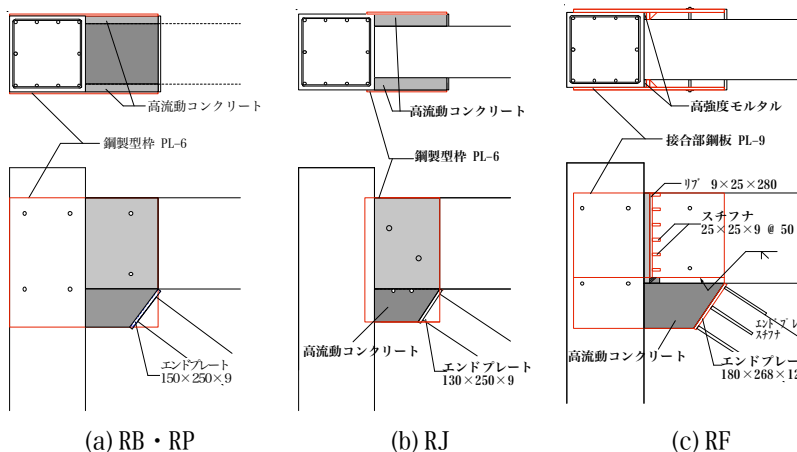


図4 ブレース接合部詳細

表2 コンクリートの諸元

適用	試験体	呼び強度	圧縮強度	ヤング係数
フレーム	NS	18	20.2	25.1
	RB・RP		20.5	24.6
	RJ		34.8	32.5
	RF		15.2	26.1
ブレース	RB・RP	18	20.5	24.6
	RJ	60	65.8	45.8
	RF	30	32.8	39.3
接合部	RB・RP	60	84.2	41.3
	RJ		63.5	43.4
	RF		104.2	50.0

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)
D10	NS・RB・RP	SD295	348	0.17	486
	RJ	SD295	338	0.16	467
	RF	SD345	370	0.18	528
□100×100×3.2		STKR400	413	0.20	469
□100×100×6.0		STKR400	400	0.20	445
□150×150×6.0		STKR400	369	0.18	436

体では、図4(a)と同様に2枚の接合用鋼板PL9で柱を挟み込むが、この時ブレースのエンドプレートと2枚の接合用鋼板PL9を突合せ溶接する。なお、鋼板PL9は、上部と下部にあらかじめ切断しており、この時は下部のみが試験体に設置されている。この状態で、梁下部の高流動コンクリートの打設を行う。高流動コンクリートの硬化後、リブとスチフナを設置した上部の鋼板PL9を下部と溶接接合する。その後、リブと柱の間出来る隙間に、再度高流動コンクリートを打設する。図4(c)の詳細より分かるように、接合用鋼板は型枠の役割だけでなくブレースに作用する圧縮力の一部を負担しており、接合部分耐力の増強に寄与している。

3. 加力方法

図3に加力装置の概略図を示す。試験体には、鉛直軸力180kN（軸力比14.3%）をそれぞれの柱に載荷し、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。載荷プログラムは漸増変位振幅として、層間変形角 $R=0.25/100\text{rad}$ ずつ $R=2.0/100\text{rad}$ まで各変位振幅で3回の繰返し載荷を行った。

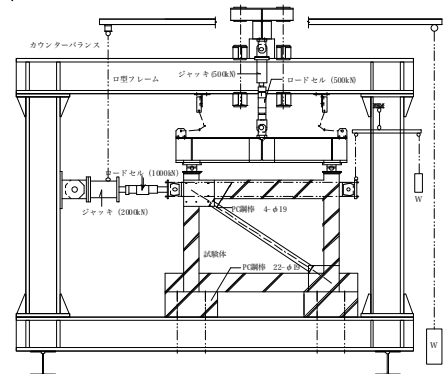


図5 試験装置

4. 実験結果及び考察

各試験体の水平力 Q -層間変形角 R 関係を図6に示す。各試験体の破壊性状を以下に示す。

NS試験体は、柱の曲げ破壊によって最大耐力を發揮した。最大耐力發揮後も荷重-変形関係は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。

RB試験体は、最大耐力發揮時にブレースの曲げ座屈が確認された。ブレース座屈後は、徐々に水平耐力が小さくなるが、大変形時に至ってもNS試験体の3倍以上の水平耐力を保持することが示された。

RP試験体は、最大耐力時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。パンチングシア破壊発生後、水平耐力は漸減するものの大幅な耐力低下は見られなかった。

RJ試験体は、ブレース上部接合部で接合コンクリートの局所的な支圧破壊が生じ、最大耐力を發揮した。耐力發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。

RF試験体では、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水平ひび割れが確認できた。これは柱が引張降伏する典型的なひび割れ状況である。小さい変形から、大変形時に至るまで安定した耐力を保持していることが分かる。変形性能の保持という観点から、優れた補強設計であることが示された。

正側加力時の初期剛性と最大耐力を表4に示す。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倍以上性能が確認できた。この耐震補強法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。

表4には、次に示す方法から得られる水平耐力の計算値 Q_{cal} も示している。計算値は図6において破線で示している。NS試験体における柱断面の曲げ終局強度 M_u は診断基準¹⁾の終局曲げ耐力式で算定した。RB試験体におけるブレースの軸圧縮力 N_b は文献²⁾のCFT長柱の軸圧縮耐力式を使用して算定した。ここでは、ブレースの座屈長さを、ブレース材実長の0.7と仮定した。

RP試験体において、パンチングシア耐力 Q_p は文献³⁾より、次式で求めた。

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

ここに

$$Q_{Ac} = A_c \cdot (0.493\sigma_1 + 0.254F_{c1}) \quad (2)$$

$$Q_{Asw} = A_{sw} \cdot (0.493\sigma_2 + 0.254F_{c2}) \quad (3)$$

$$k_{av} = 0.72 / (0.76 + a/D) \cdot \phi \quad (4)$$

この試験体は、図7に示すように、パンチングシア破壊部において柱とブレースの接合コンクリートの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} はそれぞれ柱と接合コンクリートの断面積で、 F_{c1} と F_{c2} はそれぞれ柱と接合コンクリートのコンクリート強度である。 σ_1 と σ_2 は、軸圧縮応力で次式によって算定した。

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

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

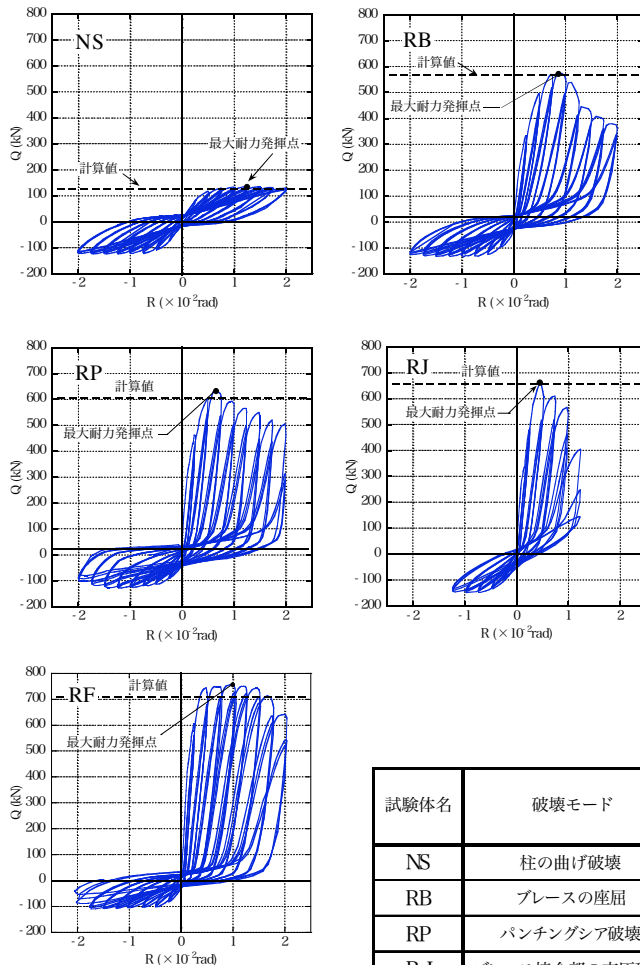


図6 水平力-層間変形関係

表4 初期剛性と最大耐力

試験体名	破壊モード	初期剛性		最大耐力			
		実験値 (MN/m)	NSとの比較	実験値 (kN)	NSとの比較	計算値 (kN)	実験値 / 計算値
NS	柱の曲げ破壊	19	—	135	—	127	1.07
RB	ブレースの座屈	117	6.0	574	4.2	567	1.01
RP	パンチングシア破壊	208	10.7	634	4.7	607	1.05
RJ	ブレース接合部の支圧破壊	213	10.9	662	4.9	676	0.98
RF	風上柱の軸引張降伏	261	13.7	757	5.6	710	1.07

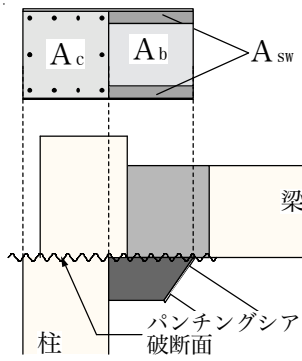


図7 パンチングシア耐力算定時せん断耐力負担部分 (RP)

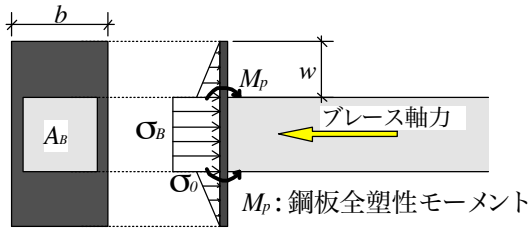


図8 支圧破壊メカニズム (RJ)

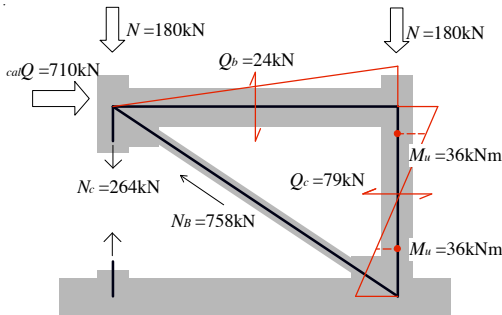


図9 水平耐力時の断面力図 (RF)

ここに、 N は柱頭における荷重軸力、 A_s は柱主筋の全断面積、 σ_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5に示す梁と接合コンクリートの接触面積 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_{sw} はせん断スパン比 a/D による強度低減係数である。RP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_{sw} を算定している。 ϕ は繰り返し荷重による耐力低下率であり、0.8を採用した。パンチングシア耐力 Q_p は527kNとなり、フレームの水平耐力を算定した結果、実験値が計算値を4.5%上回る値となった。

RJ試験体において、接合部コンクリートの支圧破壊について図8のようなブレース上部エンドプレートの応力状態を仮定した。ブレースの軸力はエンドプレート

を介して接合部コンクリートへと伝達されるが、この時にエンドプレートが曲げ降伏し、そして接合部コンクリートが支圧破壊に至ったとした。支圧耐力 F_B がブレース上部のエンドプレートの曲げ抵抗力とブレース直下の接合部コンクリートの支圧耐力の和で決まると仮定し、以下の式で計算する。

$$F_B = A_B \cdot \sigma_B + 6 \cdot M_p / w \quad (7)$$

ここに、 A_B はブレース断面積、 σ_B は接合部コンクリート強度、 w は図7に示すブレース端部からエンドプレート端部までの幅、 M_p はエンドプレートの全塑性モーメントである。RJ試験体の計算値は実験値と比して1%の誤差であった。

RF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 $calQ$ は、図9に示す加力点の力の釣り合いから次式で求めることができる。

$$calQ = (|N| + |N_c| - |Q_b|) \cdot l / h + |Q_c| \quad (8)$$

ここで、 N は柱頭に荷重した軸力、 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。 $calQ$ は710kNとなり、実験値より7%小さい値で評価できた。

実験値と計算値の比を示した表4から分かるように、各崩壊メカニズムにおける水平耐力は、本論に示す算定により、ほぼ評価できることが示された。

5. まとめ

本研究から、以下の結論を得た。

- 1) 同一のRCフレームの補強に際して、補強ブレースの寸法とブレースの接合詳細を変化させることで、風上柱の軸引張降伏、パンチングシア破壊、接合コンクリートの支圧破壊、ブレースの座屈の4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倍以上性能が確認できた。
- 3) 崩壊メカニズム形成以降の変形性能は、風上柱の引張降伏が最も優れていることが分かった。

<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) 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.
- 3) 山本泰稔：シアスパンの短いRC部材の終局強度推定法，建築学会大会学術講演梗概集，pp.1481-1482，1980.9.
- 4) 山本泰稔，横浜茂之，浜田大蔵，梅村魁：シアスパンの短い鉄筋コンクリート梁，柱の終局強度推定法，芝浦工業大学研究報告理工系偏，第26巻第2号，1982.7.