

論文 枠付き鉄骨ブレースを合成接合した1スパン1層ピロティフレームの水平加力実験

小林慎*1・山川哲雄*2・中田幸造*3・山城浩二*1

要旨: 山川らは鋼板及びPC鋼棒を型枠兼補強材として、ピロティフレーム内にコンクリートを増し打ちし、アンカー筋なしで既存フレームと一体化した合成極厚無筋壁補強法を提案している。この耐震補強法によれば、既存フレームの柱と梁が補強される上に、フレーム全体の強度と靱性が同時に改善されることになる。著者らは本補強法を応用することで、1スパン1層ピロティフレームに枠付き鉄骨ブレース補強法を取り付ける新しい接合法を提案する。本研究では提案する接合法を用いた枠付き鉄骨ブレース補強試験体において、一定鉛直荷重下で正負繰り返し水平加力実験を行い、その耐震性能について検討した。

キーワード: 1スパン1層ピロティフレーム, 枠付き鉄骨ブレース, 鋼板, PC鋼棒, 耐震補強

1. 序

山川らは鋼板を型枠材とし、PC鋼棒を緊結材としてピロティフレーム内にコンクリートを柱幅まで増し打ちし、コンクリート硬化後に型枠材として使用していた鋼板を、PC鋼棒に導入する緊張力で圧着する合成極厚無筋壁補強法を提案したり。これまでの研究で、1スパン1層ピロティフレームに本補強工法を施すことにより、ピロティ層全体のせん断破壊が防止され、耐力及び靱性に富んだ耐震性能を確保することができ、本補強工法が強度・靱性型補強法として有効であることが確認された²⁾。

本研究では、1スパン1層ピロティフレームに極厚無筋壁に代わって、枠付き鉄骨ブレースを取り付けることを考え、既存RCフレームとの接合には、上記極厚無筋壁補強法の接合法を応用することを提案する。提案する新接合法は、既存RCフレームに鉄骨フレームの上枠、左右の枠を鋼板及びPC鋼棒を用い、その鋼板を型枠にグラウト材を充填し、グラウト材の硬化後、PC鋼棒を緊張することで既存RCフレームとの一体化を図るものである。本研究の目的は、新接合法を用いて枠付き鉄骨ブレースをRCフレームに組み込み、この耐震補強効果を一定鉛直荷重下の正負繰り返し水平加力実験で検証することである。

2. 実験概要

本実験で用いた試験体の形状、配筋及び寸法を Fig. 1 に、鋼材の力学的特性を Table 1 に示す。柱断面は175mm × 175mmの正方形断面とし、内法高さは875mm(M/(VD)=2.5) である。柱主筋は8-D10 ($p_g=1.85\%$)、帯筋は3.7φを105mm間隔 ($p_w=0.12\%$)、梁主筋は4-D13 ($p_g=1.63\%$)、あばら筋はD6を120mm間隔 ($p_w=0.43\%$) で配筋した。

Table 2 に試験体の一覧及び詳細を示す。試験体総数は4

体であり、無補強の基準試験体 (R05P-P0²⁾) が1体、組立て溶接H形鋼 (BH-75 × 75 × 4.5 × 4.5) の枠付き鉄骨ブレースで補強された試験体が3体である。鉄骨ブレース

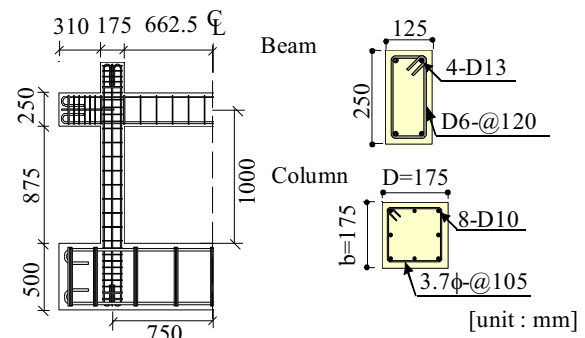


Fig. 1 Details of reinforcements of pilotis RC frame

Table 1 Properties of steel materials

Steel materials		a (mm ²)	σ_y (MPa)	E_s (GPa)
Rebar	D10 ^{*)}	71	406	174
	D10	71	355	201
	D13 ^{*)}	127	331	175
	D13	127	342	201
Hoop or stirrup	3.7φ ^{*)}	11	560	191
	3.7φ	11	617	188
	D6 ^{*)}	32	443	164
	D6	32	449	153
Dowel	D13(SD295)	127	359	183
	D13(SD345)	127	371	183
	D16(SD345)	199	366	176
Steel plate	t=3.2mm	-	366	218
	t=4.5mm	-	337	206
	t=9.0mm	-	339	195
	t=16.0mm	-	299	199
BH-75 × 75 × 4.5 × 4.5		972 ^{**)}	354 ^{**)}	204 ^{**)}

Notes: a=cross section area, σ_y =yield strength, ϵ_y =yield strain of steel materials, E_s =Young's modulus, *)=materials belong the specimen R05P-P0, **)=Result of compression test.

*1 琉球大学大学院理工学研究科 博士前期課程 (正会員)

*2 琉球大学 工学部 教授 工博 (正会員)

*3 琉球大学 工学部 助教 博士(工学) (正会員)

Table 2 Details of specimens

	R05P-P0	R08B-75P	R08B-75D	R08B-F75
Specimen				
σ_B (MPa)	28.3	21.2 ($\sigma_{B: add} = 52.2$)	21.2 ($\sigma_{B: add} = 52.2$)	19.7 ($\sigma_{B: add} = 43.7$)
Cross section (mm)	<p>Column: </p> <p>Beam: </p>	<p>Channel - shaped steel plate (t=3.2mm)</p> <p>Transverse reinf. (D6-@100)</p> <p>Grout</p> <p>Column of steel frame</p> <p>PC bar (13φ)</p> <p>D: 0.8D</p>	<p>Steel plate (t=3.2mm)</p> <p>PC bar (13φ)</p> <p>Beam of steel frame</p> <p>Grout</p> <p>Transverse reinf. (D6-@100)</p> <p>320</p> <p>195</p>	<p>D13-@100</p> <p>75</p> <p>100</p> <p>75</p> <p>100</p> <p>75</p> <p>100</p> <p>75</p>
Details of connection of steel braced frame to the stub (mm)	<p>R08B-75P</p> <p></p>	<p>R08B-75D</p> <p>Bottom beam of steel frame</p> <p>94</p> <p>80</p> <p>104</p> <p>94</p> <p>Stud (13φ)</p> <p>D13-@94</p>	<p>R08B-F75</p> <p>Bottom beam of steel frame</p> <p>90</p> <p>80</p> <p>104</p> <p>90</p> <p>Stud (13φ)</p> <p>D13-@90</p>	
Common details	<p>Axial force ratio: $N/(bD\sigma_B) = 0.2$ (per column); $\sigma_{B: add}$ is add. concrete strength (MPa); Reinf. in column:- main reinf.: 8-D10 ($p_g = 1.85\%$), Hoop: 3.7φ-@105 ($p_w = 0.12\%$); Reinf. in beam:- main reinf.: 4-D13 ($p_g = 1.63\%$), Stirrup: D6-@120 ($p_w = 0.43\%$). (unit: mm)</p>			

補強試験体のうち2体は新接合法を用いた試験体, 1体は比較のために従来の間接接合法を用いた試験体である。

新接合法では, 既存RCフレームに枠付き鉄骨ブレースを組み込み, 側柱をコ形に加工した鋼板 (t=3.2mm) で巻き立て, 鉄骨枠柱及び鋼板にPC鋼棒 (13φ) を貫通させ緊結材とし, 鋼板を型枠材としてグラウト材を増し打ちした。硬化後, PC鋼棒に緊張力を導入し, 型枠材として使用していた鋼板を増設部分に圧着させ, 枠付き鉄骨ブレースと既存RCフレームの一体化を図っている。梁との取り付けと一体化も柱と同様である。上記の接合法を用いることで, 既存RC柱及び梁はせん断補強されることとなり, 既存RCフレームの強度及び靱性の大幅な改善も期待できる。従来の間接接合と違い, 柱及び梁を傷つけることはない。さらに, 補強施工における粉塵や騒音の問題も大幅に減少させることができる。ただし, 上梁の中央部には鋼板を圧着させるためにPC鋼棒を貫通させている。なお, 袖壁及び垂れ壁小口部分のカバーコンクリートの剥離・剥落を防止するために, 剥落防止筋 (D6) を 100mm 間隔で配筋している。

R08B-75P 試験体 (以下, R08B は省略) は, 鉄骨枠の下枠を取り除き, 鉄骨枠柱にベースプレート (t=16mm) を溶接して接着系あと施工アンカー (D16 : SD345) を 4 本用いて加力スタブと直接接合している (Table 2 参照)。鉄骨ブレース材軸と鉄骨枠柱材軸の節点による細長比 (以

下, 節点間細長比) は 56 である。

試験体 75D (節点間細長比 : 51) は, 鉄骨下枠に従来使われている間接接合法を用いた。間接接合部分では, 頭付きスタッド (13φ) を 94mm 間隔で 13 本, 接着系あと施工アンカー (D13 : SD295) を 94mm 間隔で 14 本用い, スパイラル筋を配して, グラウト材を充填している。

枠付き鉄骨フレームを従来の間接接合法で接合した試験体 F75 (節点間細長比 : 49) は, 間接接合部分に頭付きスタッド (13φ) を 90mm 間隔で 12 本 (柱側接合部では 100mm 間隔で 7 本), 接着系あと施工アンカー (D13 : SD295) を 90mm 間隔で 13 本 (柱側接合部では 100mm 間隔で 8 本) 用い, スパイラル筋を配して, グラウト材を充填している。

Fig. 2 に本実験で用いた加力装置と加力プログラムを示す。載荷方法は各側柱頂部にそれぞれ一定軸力比 0.2 になるように荷重制御し, 正負繰り返し水平加力を行った。水平加力は柱梁接合部中心の水平変位の平均値 δ (cm) で制御した。加力サイクルは層間変形角 $R = 2.0\%$ まで 0.1% の増分で, $R = 2.5\%, 3.0\%, 4.0\%, 5.0\%$ を各 1 回繰り返し終了した。ただし, 無補強の基準試験体 R05P-P0 においてのみ, 加力サイクルは層間変形角 $R = 0.125\%, 0.25\%$ を各 1 回, $R = 0.5\%, R = 1.0\%, 1.5\%, 2.0\%$ を各 2 回, $R = 2.5\%$ を 1 回繰り返し終了した。

鉄骨ブレースに用いた溶接H形鋼の圧縮降伏強度を調

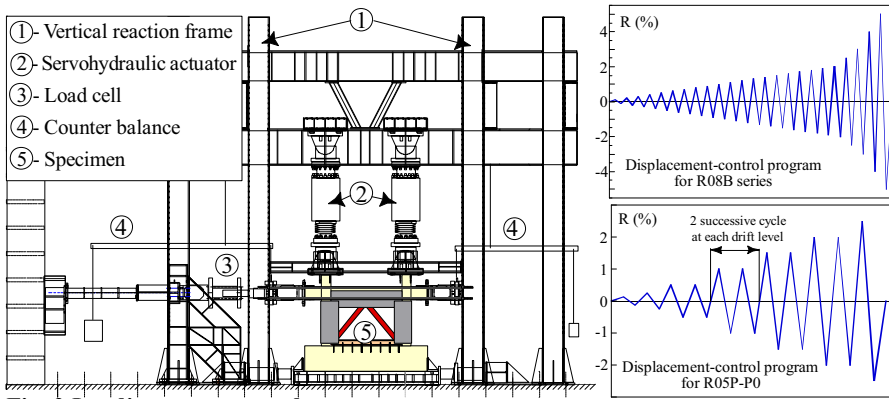


Fig. 2 Loading program and test setup

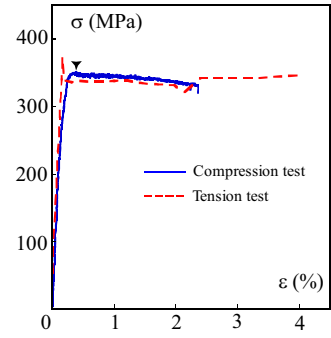


Fig. 3 σ - ϵ relationships

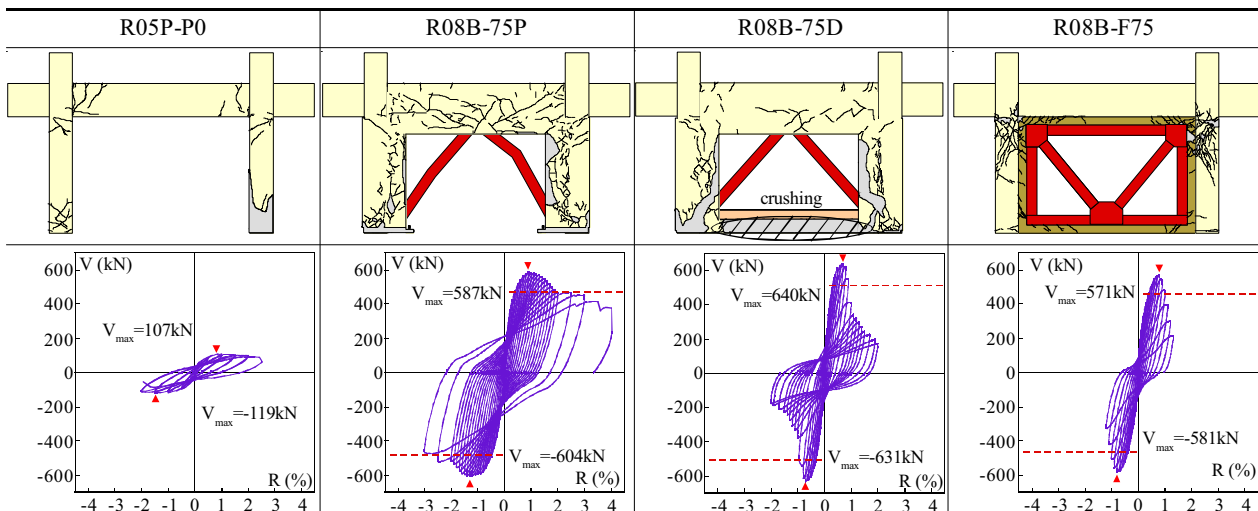
べるため、圧縮試験を行った。試験体は、BH-75 × 75 × 4.5 × 4.5、試験体の高さはフランジ幅の3倍であり、試験体総数は3体である。加力は2000kN 万能試験機を用い、試験体の下部を固定、上部ピンの材端条件とした。試験体にはひずみゲージを貼付し、圧縮ひずみを測定した。圧縮試験の結果をFig. 3に示す(平均値はTable 1参照)。Fig. 3の実線が圧縮試験の結果、破線は鋼材 (t=4.5mm) の引張試験結果であり、3体の試験体のうち、平均値に近いデータを示した。縦軸は軸力を試験体の断面積で除した応力度、横軸はひずみゲージによる測定値である。▼は局部座屈発生点であり、降伏後 $\epsilon=0.4\%$ で局部座屈を起こした。Fig. 3より、圧縮試験の結果は引張試験結果とほぼ同じである。また、3体の圧縮試験の平均値は引張試験結果の1.05倍となり、引張試験による降伏強度 σ_y とほぼ同じ値となった (Table 1)。

3. 実験結果

Fig. 4に実験終了後の最終破壊状況、水平荷重Vと層間変形角Rとの関係であるV-R曲線を示す。層間変形角R (%)は、柱梁接合部中心の水平変位の平均値 δ (cm)か

ら計算した。下スタブ上面から柱梁接合部中心までの距離は1,000mmであるので、層間変形角R (%)と水平変位の平均値 δ (cm)は、1%が1cmに対応する。ただし、水平変位 δ に滑りによる変位が含まれている場合には、水平変位から滑りによる変位を除くと、水平変位 δ (cm)と層間変形角R (%)は対応しない。ここで、滑りによる変位とは、試験体脚部で剛体移動したときの変位で、鉄骨下枠と下スタブの間の変位である。V-R曲線中の破線は最大水平耐力の80%を示している。Fig. 4に示す最終破壊状況は、実験終了後に鋼板を取り外して描いた。Fig. 5はRCフレームの回転量、すなわち梁の部材角 θ と層間変形角Rとの関係である。 θ は両側柱の柱梁接合部中心で測定した鉛直変位の差を、両側柱の芯々間距離で除して算出した値である。

Fig. 4より、無補強の基準試験体R05P-P0では、最大水平耐力は119kN (R=-1.3%)となった。R=0.5%から柱脚部及び梁端部で曲げひび割れが生じ、層間変形角の進行に伴いひび割れは拡大していき、R=2.5%に向かう途中のR=2.0%近傍で柱がせん断破壊を引き起こしたため実験を終了した。また梁の部材角 θ のグラフより、梁は回転しておらず、RC



Notes: i) Loading direction from left to right is push(+) and vice versa. ii) Plot(▼) is maximum strength. iii) Dotted line is $0.8V_{max}$.

Fig. 4 Observed cracking patterns at final drift angle and experimental V-R relationships

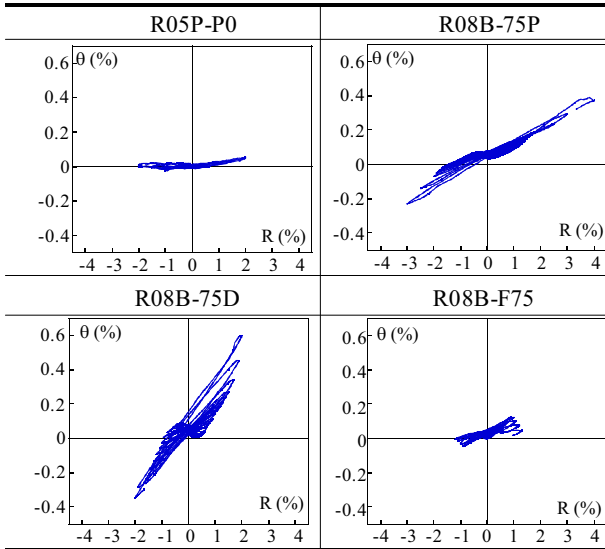


Fig. 5 Rotation of top beam

フレームとしてせん断型変形を起こしていることがわかる。

新接合法を用いた75Pは、鉄骨柱にベースプレート ($t=16\text{mm}$) を溶接し、接着系あと施工アンカーを用いて加力スタブと接合した試験体である。Fig. 4より、最大水平耐力は604kN ($R=-1.3\%$) となり、 $R=2.5\%$ まで最大水平耐力の80%を維持した。75Pは、 $R=0.3\%$ から柱脚部で曲げひび割れが生じ、 $R=0.6\%$ 時にはわずかに圧縮ブレースが座屈しているように思われ、本サイクル時にあと施工アンカー筋が降伏した。 $R=0.8\%$ では、柱脚部の主筋及び鉄骨ブレースは降伏した。 $R=1.2\%$ では明瞭に圧縮ブレースの座屈が認められ、耐力は低下し、 $R=4.0\%$ 時には引張側のあと施工アンカーが4本破断したため実験を終了した。75Pの梁部材角 θ は、層間変形角の10%程度であった。

新接合法を用いた75Dは、下スタブの接合に従来の間接接合を用いた試験体である。Fig. 4より、75Dの最大水平耐力は640kN ($R=0.7\%$) であり、 $R=0.9\%$ まで最大水平耐力の80%を維持した。75Dは、 $R=0.1\%$ から柱脚及び間接接合部のグラウト材にひび割れが生じ、層間変形角の進行に伴い試験体脚部のひび割れは増加及び拡大した。 $R=0.5\%$ 時には柱脚部の主筋は降伏し、 $R=0.6\%$ では鉄骨ブレースが降伏した。 $R=1.2\%$ から間接接合部のグラウト材が剥落し始め、 $R=2.0\%$ 時には最大水平耐力の27%まで耐力が低下したため実験を終了した。75Dの梁部材角は、層間変形角の20%程度の値を示し、75P試験体と比較して梁の部材角は大きい。これは、脚部の損傷拡大により、全体回転が生じはじめているからと思われる。

従来の間接接合法を用いた試験体F75は、最大水平耐力が581kN ($R=0.8\%$) となり、 $R=1.0\%$ まで最大水平耐力の80%を維持した。F75は、 $R=0.3\%$ から梁下の間接接合部にひび割れが生じ、 $R=0.4\%$ では柱頭部に曲げ及びせん断ひび割れが生じ始めた。 $R=0.5\%$ では柱脚部に曲げひび割れが生じ、柱脚部の主筋は降伏した。層間変形角の進行に伴い曲げひび割れ及びグラウト材のひび割れが増加し、

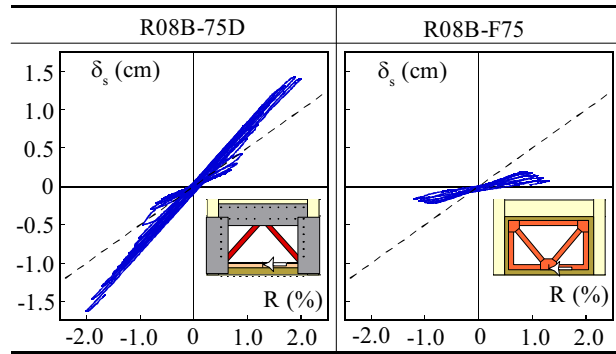


Fig. 6 Sliding displacement

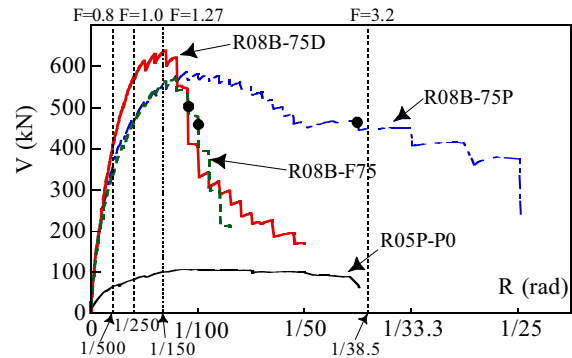


Fig. 7 Skeleton curves

Table 3 Relationships between drift angle and ductility index

Specimen	Drift angle R	Ductility index F
R08B-75P	2.5/100	3.1
R08B-75D	0.9/100	1.5
R08B-F75	1.0/100	1.6

Note: R= drift angle at $0.8V_{max}$.

$R=1.2\%$ から間接接合部のグラウト材が剥落し始め、柱頭部に大きな損傷が見られた。 $R=1.3\%$ 時には最大水平耐力の37%に耐力が低下したため、実験を終了した。最終破壊状況は、間接接合部の滑り破壊に伴い、引張柱にパンチングシア破壊が生じ、圧縮柱がせん断破壊した。本試験体は、枠付き鉄骨ブレースに対して、あと施工アンカーによる間接接合部の強度が小さいため、間接接合部の滑り破壊となった。Fig. 5より、F75の梁はほとんど回転しておらず、層としてせん断すべりを起こしているからである。

Fig. 6に試験体75DとF75の滑り変位の結果を示す。滑り変位は、鉄骨下枠中央部に変位計を設置して測定した。Fig. 6の横軸が層間変形角R、縦軸が滑り変位 δ_s である。Fig. 6の破線は層間変形角に占める滑り変位の値が50%であることを示している。試験体75Dは、最大水平耐力後の $R=0.8\%$ から滑り変位が増加し、層間変形角Rの70%以上の値を示した。試験体F75は、最大水平耐力時まで層間変形角Rの30%程度を示していたが、 $R=0.9\%$ からは滑り変位は減少した。F75は梁下間接接合部の破壊が進行したため、試験体脚部の滑り変位が減少したと考えられる。

Fig. 7に各試験体のスケルトンカーブを示す。Fig. 7には、次式で計算した靱性指標³⁾も併せて示している。

$$F = 0.6 + 100R \quad (1)$$

Fig. 7の●は、水平耐力が最大水平耐力の80%に低下した時点を示している。Fig. 7より、枠付き鉄骨ブレース補強を施すことにより、最大水平耐力は基準試験体R05P-P0の5倍以上の値を示した。

次いで、各試験体の靱性指標Fについて検討する。Table 3に層間変形角R(%)と靱性指標Fの関係を示す。式(1)のRには、水平耐力が最大水平耐力の80%に低下したときの層間変形角を使用した。Table 3より、ブレースが座屈した試験体75Pの靱性指標Fは3.1となった。

4. 終局耐力の考察

4.1 耐震改修指針³⁾の評価式

枠付き鉄骨ブレースで補強されたRC骨組の終局耐力は、次式のうち小さい方で求められる³⁾。式(2)が鉄骨ブレースが降伏する場合(タイプI)、式(3)が間接接合部が破壊する場合(タイプII)である。

$${}_i Q_u = {}_s Q_u + Q_{c1} + Q_{c2} \quad (2)$$

$${}_{ii} Q_u = Q_j + {}_p Q_c + Q_{c2} \quad (3)$$

ここで、 ${}_s Q_u$: 鉄骨ブレースの水平耐力、 Q_{c1} : 引張柱の終局耐力、 Q_{c2} : 圧縮柱の終局耐力、 Q_j : 梁下面にある補強接合部のせん断耐力、 ${}_p Q_c$: 引張柱のパンチングシア耐力。 Q_j , ${}_p Q_c$ の算定式は文献3)を参照されたい。

$${}_s Q_u = (\sigma_{cr} \cdot A_b + \sigma_y \cdot A_b) \cos \theta \quad (4)$$

$$\sigma_{cr} = \left\{ 1 - 0.4 \left(\lambda / \lambda_p \right)^2 \right\} \cdot \sigma_y \quad (5)$$

ここで、 σ_{cr} : 圧縮ブレースの座屈強度、 λ : 有効細長比、 λ_p : 限界細長比 ($= \sqrt{(\pi^2 E) / (0.6 F)}$)、 σ_y : 鋼材の降伏点強度、 A_b : ブレース断面積、 θ : 鉄骨枠とブレースのなす角度。以下に各試験体における式(2)、(3)の各寄与項の算定方針と評価式を示す。

(1) 鉄骨ブレースの終局耐力 ${}_s Q_u$

式(4)の ${}_s Q_u$ を計算する際、圧縮ブレースの座屈強度は以下の2ケースを仮定した。ケース1では、新接合法を用いる75P、75Dの場合、座屈長さを鉄骨ブレースの内法長さ l' (Table 2)の0.7倍とし、F75では、座屈長さをガセットプレート内法間距離 l' とする(Table 2)。ケース2では75P、75D、F75ともに $\sigma_{cr} = \sigma_y$ として引張ブレースと同じ耐力を負担する。なお、2章より、ケース1、2ともに基準強度には引張試験による降伏強度を用いる。算出した鉄骨ブレースの水平耐力 ${}_s Q_u$ をTable 4に示す。

(2) 柱の終局耐力 Q_c

式(2)でタイプIの終局耐力を算定する場合、柱の終

局耐力には曲げ強度を用いる。これは、タイプIで決まった75Pについては最大耐力時には曲げひび割れが支配的であったこと(75Dは75Pに準ずる)、タイプIIで決まったF75は、基準試験体P0が曲げ降伏後のせん断破壊であったことによる。F75は、曲げ強度略算式⁴⁾を用いる。75P、75Dの柱は極厚無筋壁の袖壁補強タイプ²⁾と考え、引張側柱の柱脚に片袖壁付き柱の曲げ強度略算式²⁾を用いた。なお、圧縮側柱の柱脚は柱の曲げ強度略算式⁴⁾を適用する。引張および圧縮柱の柱頭にはヒンジが発生していない。計測された柱頭の主筋ひずみは降伏ひずみの約半分程度である。したがって、柱頭の曲げモーメントは柱脚部の曲げ降伏強度の1/2を仮定した。このように求めた断面力を出発点とし、転倒モーメントによる軸力変動分 ΔN を考慮するため、式(6)により数回繰返し計算を行い、 ΔN を求め、最終的な曲げ強度を決定した。

$$Ph = {}_i M_u + {}_c M_u + C \sin \theta \cdot L + \Delta N \cdot L \quad (6)$$

ここで、 P : 実験最大耐力、 h : 下スタブから梁材軸までの高さ、 ${}_i M_u$: 引張柱柱脚の曲げ強度、 ${}_c M_u$: 圧縮柱柱脚の曲げ強度、 $C \sin \theta$: 圧縮ブレースの鉛直方向成分、 L : 柱芯々間距離。鉄骨ブレースの座屈強度を2ケース考えているため、75P、75Dの軸力変動分 ΔN はそれぞれ2つ算出される。例えば、75Pのケース1の軸力変動分 ΔN は78.9kN、ケース2では73.7kNとなる(Table 5)。なお、Fig. 5より、F75は梁の回転は小さいので、軸力変動は考慮しない。せん断スパン h' は、75Pでは増設梁下から下スタブ上面間の距離、75Dでは増設梁下から鉄骨下枠上部間の距離、F75では鉄骨上枠ガセットプレートの下部と鉄骨下枠上部間の距離とした(Table 2)。

式(3)でタイプIIの終局耐力を算定する場合、75Pの終局耐力は、脚部で滑ると考えられるので、圧縮柱はパンチングシア耐力 ${}_p Q_c$ 、引張柱は式(7)の鉄筋のだぼ作用 ${}_d Q_c$ ⁵⁾で抵抗すると考える。

$${}_d Q_c = 0.25 \cdot A_s \cdot \sigma_y \cdot n \quad (7)$$

ここで、 A_s : 主筋1本の断面積、 σ_y : 主筋の降伏強度、 n : 主筋本数。また、柱脚のアンカーボルトのせん断耐力 ${}_a Q_u$ も考慮する。タイプIIで最大耐力が決まった75Dは、 ${}_p Q_c$ 、 ${}_d Q_c$ 、スタッドのせん断耐力 Q_j を考慮する。なお、75P、75DのタイプIIの終局耐力は、ケース1の軸力変動分 $\Delta N = 78.9 \text{ kN}$ を考慮した。また、F75は、最大耐力時に圧縮柱に曲げひび割れが生じていたため、式(3)の Q_{c2} を柱の曲げ強度とする。

Table 4 Calculated lateral force capacity of brace

Specimen	l' (mm)	σ_{cr} (MPa)		$\sigma_{cr} \cdot A_b \cos \theta$ (kN)		$\sigma_y \cdot A_b \cos \theta$ (kN)	sQu (kN)	
		Case 1	Case 2	Case 1	Case 2	Case 1, 2	Case 1	Case 2
R08B-75P	737	326.1	355.0	192.9	199.4	199.4	392.3	398.8
R08B-75D	657	331.3	355.0	212.3	218.0	218.0	430.3	436.0
R08B-F75	606	321.9	355.0	200.3	209.7	209.7	410.0	419.4

Table 5 Experimental and calculated results

Specimen		h' (mm)	ΔN (kN)	${}_tQ_{mu}$ (kN)	${}_cQ_{mu}$ (kN)	${}_sQ_f$ (kN)	${}_sQ_u$ (kN)	${}_dQ_c$ (kN)	${}_pQ_c$ (kN)	${}_aQ_u$ or Q_j (kN)	${}_I Q_U$ (kN)	${}_II Q_U$ (kN)	Experimental lateral force capacity V_{max} (kN)
R08B-75P	Case 1	735.0	78.9	109.5	46.8	41.7	392.3	50.4	224.4	407.9	590	683	604
	Case 2		73.7	110.9	46.6		398.8				598		
R08B-75D	Case 1	560.0	147.5	114.2	67.6	54.8	430.3	50.4	133.5	442.6	667	627	640
	Case 2		145.4	115.4	67.5		435.9				674		
R08B-F75	Case 1	504.1	0	75.5	75.5	33.8	410.0	-	90.5	408.6	595	578	581
	Case 2						419.4				604		

Notes: ΔN: variation of axial force due to overturning moment, ${}_tQ_{mu}$: flexural strength of tension side column, ${}_cQ_{mu}$: flexural strength of compression side column, ${}_sQ_f$: lateral force capacity of steel frame, ${}_sQ_u$: lateral force capacity of brace, ${}_dQ_c$: lateral force capacity of mode type 1, ${}_pQ_c$: lateral force capacity of mode type 2.

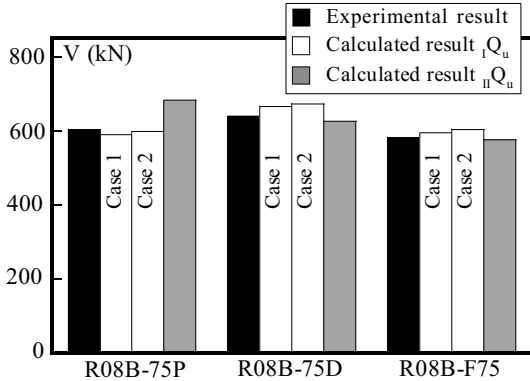


Fig. 8 Comparisons of experimental and calculated results

(3) 鉄骨柱の寄与分 ${}_sQ_f$

本研究では、実験結果の検証であることを考慮し、タイプIの終局耐力を算定する場合は鉄骨柱の寄与を考慮する。75P, 75Dの鉄骨柱は強軸曲げ, F75は弱軸曲げである (Table 2)。タイプIで最大耐力が決まった75Pは、最大耐力時に柱側鉄骨柱上部に貼付したひずみゲージが降伏していた。よって、柱頭及び柱脚部において鉄骨柱の最外縁のみが降伏していると考え、断面の曲げモーメントを求め、鉄骨柱の寄与 ${}_sQ_f$ を求める (せん断スパンはh')。75DのタイプIの終局耐力を求める場合も同様とする。F75は柱頭及び柱脚部に弱軸曲げの全塑性耐力を仮定した。したがって、鉄骨柱の寄与 ${}_sQ_f$ は鉄骨柱の両側柱の曲げ強度である。

(4) 各試験体の終局耐力評価式

75P, 75D, F75のタイプIの終局耐力は次式で求める。

$${}_I Q_U = {}_sQ_u + {}_tQ_{mu} + {}_cQ_{mu} + {}_sQ_f \quad (8)$$

75PのタイプIIの終局耐力は式(9), 75Dは式(10), F75は式(11)で求める。

$${}_II Q_U = {}_dQ_c + {}_pQ_c + {}_aQ_u \quad (9)$$

$${}_II Q_U = {}_dQ_c + {}_pQ_c + Q_j \quad (10)$$

$${}_II Q_U = Q_j + {}_pQ_c + Q_{mu} \quad (11)$$

4.2 実験結果と計算結果の関係

各試験体の終局耐力の計算結果と実験結果の関係をFig. 8に示す。試験体75Pの計算結果はタイプIを示しており、実験結果を安全側に評価している。試験体75D, F75の計算結果はタイプIIを示し、計算結果と実験結果は符合する。また、計算結果は実験結果を安全側に評価している。Fig. 8において、タイプIのケース1と2の耐力差がわず

かなのは、鉄骨ブレースの寄与、即ち、座屈強度の差が小さいからである (Table 4)。

5. 結論

- 1) 既存RCフレームと枠付き鉄骨ブレースの接合法に、鋼板及びPC鋼棒を用いた新しい接合法を提案した。本接合法を適用すれば、既存RCフレームの脆性的なせん断破壊は防止され、耐力と靱性の同時向上を期待できる。
- 2) 提案した新接合法を用いて、タイプIの破壊形式とした75Pの靱性指標は3.1となった。
- 3) 新接合法を用いた鉄骨ブレース補強RC骨組の終局耐力は、タイプI, タイプIIの破壊形式に基づいて評価でき、計算結果は実験結果を精度良く評価した。

謝辞

本研究の一部は、日本学術振興会の平成20年度科学研究費補助金 (基盤研究 (A)), 課題番号: 20246091, 研究代表者: 山川哲雄) によった。枠付き鉄骨ブレースの製作及び組立てでは原建設工業 (有) にお世話になった。

参考文献

- 1) Tetsuo YAMAKAWA, Md. Nafiur RAHMAN, Kozo NAKADA and Yoichi MORISHITA: Experimental and Analytical Investigation of Seismic Retrofit Technique for a Bare Frame Utilizing Thick Hybrid Walls, 日本建築学会構造系論文集, 第610号, pp. 113-138, 2006.
- 2) Md. Nafiur RAHMAN and Tetsuo YAMAKAWA: Investigation of a Hybrid Technique for Seismic Retrofitting of Bare Frames, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5, No. 2, pp. 209-222, 2007.
- 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改修設計指針 同解説, pp102-103, 203-206, 268-269, 2001.
- 4) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, pp. 396-397. 1990.
- 5) T. Paulay, M. J. N. Priestley: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, pp. 480, 1992.