

論文 合成接合法及び間接接合法によりブレース補強した1スパン1層フレームの水平加力実験

西山美里^{*1}・山川哲雄^{*2}・Pasha JAVADI^{*3}・前田興輝^{*4}

要旨:山川らはフレーム全体の強度と靱性を同時に改善することのできる合成極厚無筋壁補強法を提案している。そこで、著者らは枠付き鉄骨ブレース補強において、本補強法を応用した合成接合法を提案し、これを1スパン1層純フレームとの接合に用いた。その結果、合成接合法が補強フレーム全体の強度及び靱性の向上に有効であることが確認された。本研究では合成接合法を用いた補強試験体と従来の間接接合法を用いた補強試験体に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比較検討した。

キーワード:1スパン1層純フレーム, 枠付き鉄骨ブレース, 合成接合法, 間接接合法, 耐震性能

1. 序

山川らは鋼板を型枠材とし、PC鋼棒を緊結材として純フレーム内にコンクリートを柱幅まで増打ちし、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耐震補強法を提案した¹⁾。本補強法はこれまでの研究により、既存RCフレームの強度・靱性型耐震補強法として有効であることが確認されている²⁾。そこで山川らは1スパン1層純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提案し、既存RCフレームとの接合には上記の合成極厚無筋壁補強法の接合法を応用したものである合成接合法を用いた。その結果、合成接合法は既存RCフレームの耐震補強も兼ねており、補強フレーム全体のせん断破壊が防止され、かつ、耐力及び靱性に富んだ耐震性能を確保できることがわかった³⁾。

本研究では、接合法と枠付き鉄骨ブレースのブレース材の有無を実験変数とし、また、梁補強部を短くし、補強の簡素化をはかり、一定鉛直荷重下の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比較検討を行う。

2. 実験計画

2.1 試験体詳細

枠付き鉄骨ブレースを組み込むRCフレームの形状、配筋及び寸法をFig. 1に、鋼材の力学的特性をTable 1に示す。なお、帯筋3.7φの降伏強度が異なる理由は、無補強基準試験体R05P-P0は2005年、その他の補強試験体は2009年に製作したためである。RCフレームのスケールは実際の建物の1/3程度を想定しており、柱は175mmの正方形断面で、また、RCフレームの下スタブ上表面から柱梁接合部中心までの高さは1,000mm、側柱中心間距離は

1,500mm、内法スパンは1,325mmである。

試験体一覧及び詳細をFig. 2に示す。試験体総数は4体であり、無補強の基準試験体(R05P-P0)が1体、補強試験体が3体である。補強試験体のうち2体は合成接合法を用いた試験体、残り1体は比較のために従来の間接接合法を用いた試験体(R09B-F75s)である。

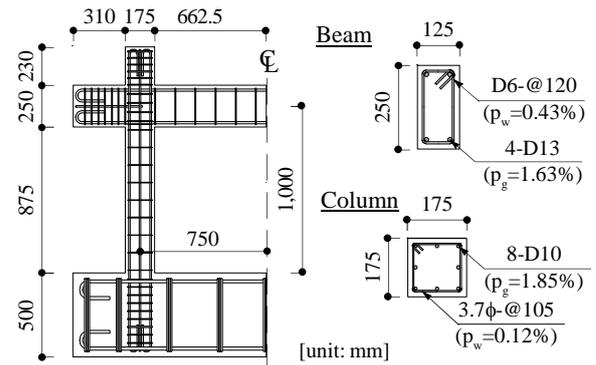


Fig. 1 Details of reinforcements of RC frame

Table 1 Properties of steel materials

Steel materials		a (mm ²)	σ _y (MPa)	ε _y (%)	E _s (GPa)
Rebar	D10	71	357	0.19	184
	D10 [*]		406	0.23	174
	D13	127	403	0.18	227
	D13 [*]		331	0.19	175
Hoop or stirrup	3.7φ	11	371	0.20	188
	3.7φ [*]		560	0.29	191
	D6	32	468	0.25	191
	D6 [*]		443	0.27	164
Dowel	PC bar (13φ)	133	1243	0.62	201
	D13	127	359	0.22	161
Steel plate	t=3.2mm	-	306	0.15	203
	t=4.5mm	-	367	0.17	211
	t=16.0mm	-	315	0.15	208

Notes: a=cross sectional area, σ_y=yield strength, ε_y=yield strain, E_s=Young's modulus, *)=specimen R05P-P0 only.

*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 島嶼防災研究センター PD・博士(工学)(正会員)

*4 琉球大学大学院理工学研究科 博士後期課程 工修(正会員)

合成接合法を用いて補強を施した試験体では、既存RCフレームに鉄骨柱、枠付き鉄骨プレースを組み込み、側柱をコ形に加工した鋼板 ($t=3.2\text{mm}$) で巻き立て、PC鋼棒 (13ϕ) を緊結材とし鉄骨柱及び鋼板に貫通させ、鋼板を型枠材としてグラウト材を増打ちした。グラウト材の硬化後、PC鋼棒及びナットを介して緊張力を導入し、型枠材として使用していた鋼板を増設部分に圧着させた。枠付き鉄骨プレースを組み込んだ試験体の梁部分の補強も同様に行った。なお、梁鋼板の板厚は、試験体上部でのパンチングシア破壊が生じないように決定した。増設部分においては、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 間隔で配筋した。

R09B-F試験体及びR09B-P試験体 (以下 R05P及びR09Bは省略) は合成接合法を用いており、鉄骨下枠を取り除き、鉄骨柱にベースプレート ($t=16\text{mm}$) を溶接して、接着系あと施工アンカー筋 (PC bar: 13ϕ) を側柱1本あたり4本用いて下スタブと直接接合している (Fig. 2 参照)。あと施工アンカーの埋め込み長さは、あと施工アンカーの引張耐力が鉄骨プレースの引張耐力を上回るように決定した。なお、鉄骨柱のみで補強を施した試験体 (R09B-F) と枠付き鉄骨プレースで補強を施した試験体 (R09B-P) となっている。補強試験体の鉄骨柱及び鉄骨プレースの断面寸法は、すべてBH-75x75x4.5x4.5となっている。

F75s試験体は従来の間接接合法を用いており、スタッド (13ϕ) を 70mm 間隔で17本、あと施工アンカー筋 ($D13$)

を 70mm 間隔で16本用い、スパイラル筋を配してグラウト材を充填して接合している (Fig. 2 参照)。スタッド及びあと施工アンカー筋の本数は間接接合部での破壊を防止するために、耐震改修設計指針⁴⁾による規定 (直径の7.5倍以上) よりも短い間隔で配筋している。本試験体では、鉄骨プレースの座屈により、終局耐力が決定されることを想定して計画した。そのために本研究で用いた鉄骨プレースの保有せん断耐力を上回るようスタッド及びあと施工アンカー筋を計画すると、規定より短い間隔であと施工アンカー筋を配置することになった。

2. 2 実験方法

Fig. 3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。無補強の基準試験体P0の加力サイクルは、層間変形角 $R=0.125\%$, 0.25% , を各1回, $R=0.5\%$, 1.0% , 1.5% , 2.0% を各2回, $R=2.5\%$ を1回繰り返し、実験を終了したが、補強試験体では、鉄骨プレース材の座屈を観察するため、層間変形角 $R=2.0\%$ まで 0.1% ずつの増分で、 $R=2.5\%$, 3.0% , 4.0% , 5.0% を各1回繰り返し、実験を終了した。

3. 実験結果

3. 1 V-R曲線及び最終破壊状況

Fig. 4に実験終了後の最終破壊状況、水平荷重Vと層間

	R05P-P0	R09B-F	R09B-P	R09B-F75s
Specimen				
		BH-75x75x4.5x4.5	BH-75x75x4.5x4.5	BH-75x75x4.5x4.5
σ_B	24.1MPa	25.4MPa ($\sigma_{B,add}=59.7\text{MPa}$)	23.3MPa ($\sigma_{B,add}=60.9\text{MPa}$)	18.0MPa ($\sigma_{B,add}=58.6\text{MPa}$)
Cross section (mm)				
Bottom connection (mm)				
λ_y			56	49

Notes: Axial force ratio: $N/(bD\sigma_c)=0.2$ (per column), σ_c : concrete strength (MPa), $\sigma_{B,add}$: additional concrete strength (MPa), h : shear-span, Reinf. in column: -main reinf.: 8-D10 ($p_g=1.85\%$), Hoop: 3.7 ϕ -@105 ($p_w=0.12\%$), Reinf. in beam: -main reinf.: 4-D13 ($p_g=1.63\%$), Stirrup: D6-@120 ($p_w=0.43\%$), λ_y = slenderness ratio (length between joint connections of steel brace) [unit: mm]

Fig. 2 Details of specimens

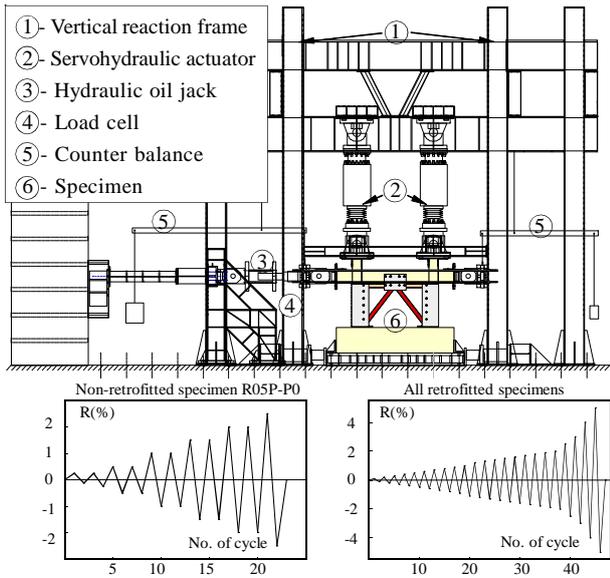


Fig. 3 Loading program and test setup

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、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。 V - R 曲線中のプロット () は最大水平耐力時、破線は最大水平耐力の 80% を示しており、補強試験体の最終破壊状況は実験終了後に鋼板を取り外して描いた図である。

Fig. 4 より、無補強の基準試験体 P0 では、最大水平耐力は 119kN ($R=1.5\%$) となった。本試験体では、 $R=0.5\%$ で柱脚および梁端部で曲げひび割れが生じ始め、層間変形角の進行に伴い、ひび割れは拡大していった。その後、 $R=2.5\%$ 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。

F 試験体は、合成接合法を用いて鉄骨枠のみで補強を施した試験体である。最大水平耐力は 278kN ($R=1.5\%$) となり、 $R=5.0\%$ まで最大水平耐力の 80% を維持した。本試

験体は、 $R=0.2\%$ で柱脚部に、 $R=0.3\%$ で梁に曲げひび割れが生じ始めた。その後、層間変形角の進行に伴い、ひび割れが拡大及び増加していき、 $R=5.0\%$ のサイクル終了後実験を終了した。

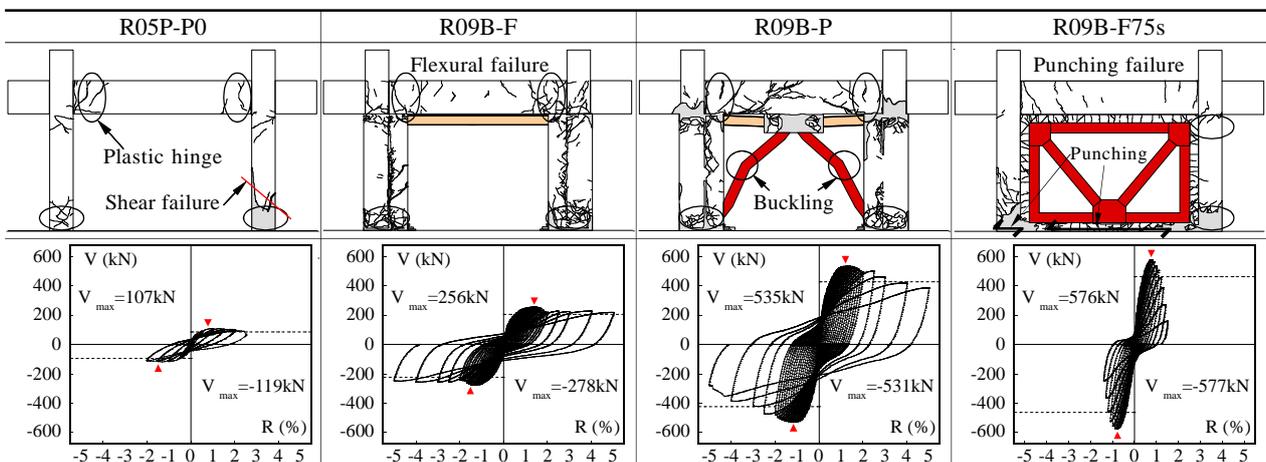
P 試験体は、合成接合法を用いて枠付き鉄骨ブレースで補強を施した試験体である。最大水平耐力は 535kN ($R=1.3\%$) となり、 $R=3.0\%$ まで最大水平耐力の 80% を維持した。本試験体では、 $R=0.2\%$ から柱脚部にひび割れが生じ始め、 $R=0.4\%$ 時には梁部分に曲げひび割れが生じ始めた。その後、層間変形角の進行に伴い、ひび割れが拡大していった。 $R=0.9\%$ 時に圧縮ブレースはわずかに座屈しているように思われ、 $R=1.0\%$ では圧縮ブレースの座屈が明瞭に確認できた。さらに、 $R=1.2\%$ から柱頭部の損傷が激しくなり、圧縮ブレースの座屈の進行と共に、鉄骨上枠中央部付近が下向きにたわんでいった。 $R=5.0\%$ で梁中央部がせん断破壊したため、実験を終了した。

F75s 試験体は、従来の間接接合法を用いて枠付き鉄骨ブレースで補強を施した試験体である。最大水平耐力は 577kN ($R=0.8\%$) となり、層間変形角 $R=1.1\%$ まで最大水平耐力の 80% を維持した。本試験体は、 $R=0.2\%$ で間接接合部にひび割れが生じ始め、 $R=0.4\%$ で柱脚部に曲げひび割れが生じ、 $R=0.8\%$ では梁にせん断ひび割れが生じた。層間変形角の進行に伴い間接接合部でのひび割れが増加していき、 $R=1.1\%$ では梁下とグラウト材の間にもひび割れが生じた。その後、鉄骨枠下側の間接接合部及び柱脚部での損傷が進行し、 $R=1.5\%$ で耐力が最大水平耐力の 30% に低下したため、実験を終了した。

3. 2 スケルトンカーブ及び靱性指標 F

Fig. 5 に各試験体のスケルトンカーブを示す。Fig. 5 中のプロット () 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おり、そのときの層間変形角 (rad) を用いて、式 (1) より算出した靱性指標 F^{F} も併せて示す。

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



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

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

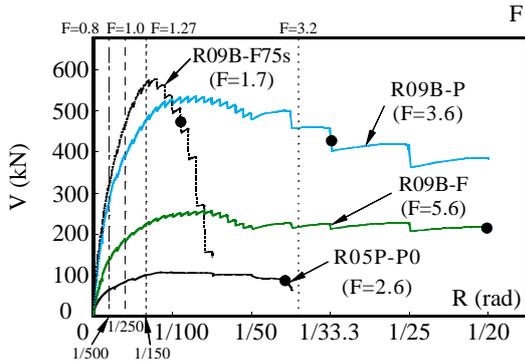


Fig. 5 Skeleton curves and ductility index F

Fig. 5より、合成接合法を用いて鉄骨枠のみで補強を施すことにより、最大水平耐力が無補強の基準試験体P0の2.4倍まで上昇し、さらに、鉄骨枠にブレース材を付加した場合には、最大水平耐力は無補強の基準試験体P0の5倍以上の値を示した。また、(1)式による靱性指標Fも鉄骨枠のみの場合は5.6、鉄骨ブレース材を付加した場合は3.6といずれも高い値を示した。

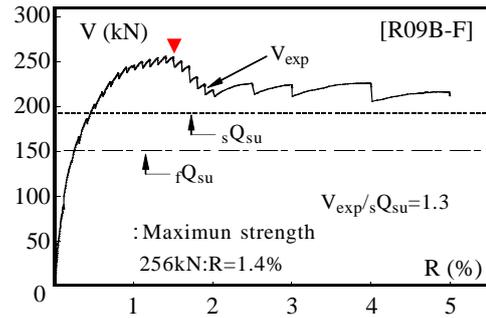
以上の結果より、鉄骨枠のみで補強を施した場合でも合成接合法によりRCフレームの脆性的なせん断破壊が防止されたため、優れた靱性を得ることができた。さらに、鉄骨枠に鉄骨ブレース材を付加することにより、優れた靱性を維持したまま耐力が増加した。

一方、合成接合と間接接合による接合法の違いにおいて、最大水平耐力は、間接接合法を用いたF75s試験体の最大水平耐力のほうが高い値となっている。これは、間接接合法を用いた試験体は合成接合法を用いた試験体よりも細長比が小さくなっているため、鉄骨ブレースの水平耐力が大きくなり、最大水平耐力が高い値を示した(Fig. 2参照)。しかし、合成接合を用いたP試験体が実験終了まで急激な耐力低下がないことに対し、間接接合法を用いたF75s試験体では最大水平耐力を記録した後、耐力が急激に低下していった。そのため、F75s試験体の靱性指標は1.7となった。合成接合法を用いることにより、接合部で破壊することがなく、鉄骨ブレースが塑性座屈を起こすことで安定した挙動を示すことがわかった。

4. 鉄骨枠の寄与分の検討

合成接合法により、鉄骨枠は既存柱と一体的に接合されている。そのため、補強RC柱の耐力を算定する際は鉄骨枠の曲げ耐力寄与分を考慮して評価を行うものとする。

本実験において、鉄骨枠のみで補強を施したF試験体の実験結果に基づき、鉄骨枠の曲げ強度寄与分について検討する。実験結果より、本試験体は柱脚部及び梁両端部に塑性ヒンジが形成された曲げ降伏破壊であることが確認された(Fig. 4参照)。また、鉄骨枠に貼付した塑性ひずみゲージのデータより鉄骨枠フランジの降伏も確認され



Notes: V_{exp} : Total lateral force, sQ_{su} : Calculated total lateral force, fQ_{su} : Flexural failure of RC frame without steel frame.

Fig. 6 Comparisons of experimental and calculate results

た。以上の実験結果を踏まえ、鉄骨枠の寄与分を考慮した補強RC柱の終局せん断耐力について検討する。

本論において、合成接合法によりブレース補強されたRCフレームは実験により観察された崩壊機構に基づき、補強RCフレームと鉄骨枠の単純累加によって評価する。補強RC柱の終局曲げ強度は文献(2)による合成接合法により補強された部材強度算定式に基づき算定し、鉄骨枠の終局曲げ強度は式(2)に示す全塑性曲げ強度により評価するものとする。ただし、一般的に補強RCフレーム及び鉄骨枠の曲げ強度時の層間変形角は異なるため、それに注意して累加する必要がある。なお、梁部の終局曲げ強度の算定においても同様に単純累加により評価を行う。

$$sM_f = (R_c R_y / s R_y) s M_p \leq s M_p = Z_p \sigma_y \quad (2)$$

$$R_c R_y = 1/150 \approx 0.67\% \quad (3)$$

$$s R_y = (Z_p \sigma_y I_s) / (6 E_s I_s) \quad (4)$$

ここで、 sM_f : 鉄骨枠の終局曲げ強度、 sM_p : 鉄骨枠の全塑性曲げ強度、 $R_c R_y$: 補強RCフレームの曲げ強度時層間変形角、 sR_y : 鉄骨枠の曲げ強度時層間変形角、 Z_p : 塑性断面係数、 σ_y : 鉄骨枠の降伏強度、 E_s : 鉄骨枠のヤング係数、 I_s : 鉄骨枠の強軸回りの断面2次モーメントである。

このようにして算出した結果をFig. 6に示す。なお、比較検証のため、グラフ中には鉄骨枠の考慮していない補強RCフレームのみの終局曲げ強度時せん断耐力の計算結果も併せて示している。グラフより、計算結果は実験結果を過小評価(実験値/計算値=1.3)する傾向があるが、補強RC柱曲げ耐力と鉄骨枠曲げ耐力の単純累加によって評価する。また、本接合法が、既存柱を鋼板及びPC鋼棒で巻き立て補強し、かつ既存RCフレームに鉄骨部材を付加するものである。補強により耐力は改善されるものと考え、各部材を個別に評価しており、構面内補強であることから、補強RC柱と鉄骨部材の変形量は同一であり、個々の部材であっても単純累加による評価は妥当であると考えられる。従って、本接合法により枠付き鉄骨ブレース補強を施した場合の補強RC柱の耐力を算定する際は、鉄骨

枠寄与分を考慮して算出するものとする。ただし、本論文では鉄骨枠の寄与分を全塑性曲げ耐力で評価しており、せん断耐力では評価しないものとする。これは、鉄骨枠のせん断耐力が全塑性曲げ耐力より十分高いことを前提としている。

5. 終局耐力の検討

前節の結果を踏まえ、各試験体の終局耐力を検討する。合成接合法により枠付き鉄骨ブレース補強を施したP試験体の終局せん断耐力は、鉄骨ブレースの座屈により決まり、式(5)により算出し、各部材の耐力は耐震改修指針⁴⁾に準拠して算定する。

$${}_1 Q_u = {}_s Q_u + {}_f Q_{su} + {}_s Q_f \quad (5)$$

ここで、 ${}_1 Q_u$: 終局耐力、 ${}_s Q_u$: 鉄骨ブレースの水平耐力、 ${}_f Q_{su}$: 補強したRCフレームの耐力、 ${}_s Q_f$: 鉄骨枠の寄与分である。なお、本接合法により補強されたRCフレームの終局耐力は前述したように文献2)による合成接合法により補強された強度算定式により、実験により観察された崩壊機構に基づき算定し、鉄骨ブレースの終局せん断耐力(${}_s Q_u$)は文献4)による(6)から(9)により算定する。

$${}_s Q_u = (\sigma_{cr} A_B + \sigma_y A_B) \cos \theta \quad (6)$$

$$\sigma_{cr} = \left\{ 1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2 \right\} \sigma_y, \quad \text{if } \lambda \leq \Lambda \quad (7)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{0.6\sigma_y}{(\lambda/\Lambda)^2}, \quad \text{if } \lambda > \Lambda \quad (8)$$

$$\Lambda = \sqrt{\pi^2 E_s / (0.6\sigma_y)} \quad (9)$$

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、 E_s : 鋼板のヤング係数、 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である。なお、本接合法において、鉄骨ブレースの有効細長比 λ においては、Fig. 7に示すように柱増設部及び梁補強部間の内法長さを、材端部の境界条件は両端固定及び両端ピンの平均を採用し、0.75倍した値を座屈長さとして算出した。また、従来の間接接合により補強を施したF75s試験体については、文献4)に準拠して終局耐力を算

Local buckling happened in the specimen R09B-P

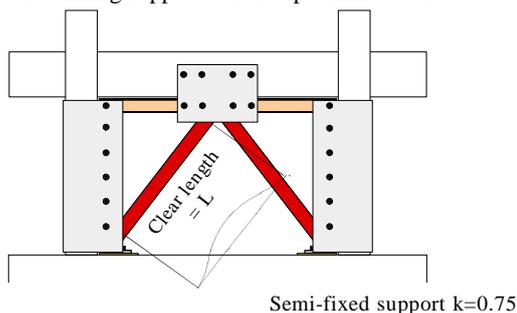
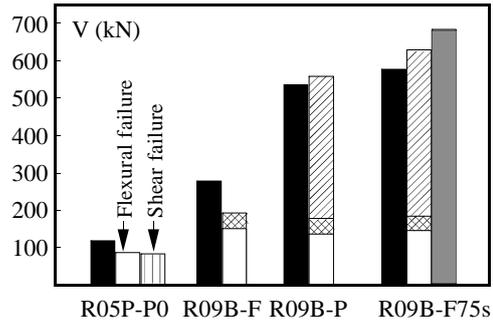


Fig. 7 Characteristics of the boundary condition of the steel brace



Notes: ■: Experimental result
 □: Shear failure of RC pure frame
 ▨: Flexural failure of RC frame
 ▩: Flexural resistance of steel column
 ▪: Mechanism of buckling steel brace
 ▫: Bottom connection shear failure

Fig. 8 Comparisons of experimental and calculate results

定した。このようにして算出した各試験体の終局耐力と実験値の比較を Fig. 8に示す。なお、RCフレームの水平耐力の計算では、P0とF75s試験体は柱の曲げ強度式(柱のせん断スパンhはFig. 2)、FとP試験体は文献2)で提案した袖壁タイプの曲げ強度式を使用し、かつP0、F、P試験体のヒンジ形成箇所は柱脚と梁端、F75s試験体は柱頭と柱脚を仮定した。

鉄骨ブレースが塑性座屈し、補強RCフレームに塑性ヒンジが形成された(柱脚及び梁端部)P試験体は、水平耐力計算値と実験値に近いが、計算結果はやや過大評価である。これは、測定したP試験体の鉄骨枠のひずみレベルはF試験体のそれより小さかったが、F試験体と同様にP試験体の鉄骨枠の寄与分を全塑性耐力で考慮したためであると考えられる。鉄骨枠の寄与分については、今後、さらに検討を行う必要がある。合成接合法により枠付き鉄骨ブレースを接合し、かつ、梁を部分的に補強した場合においても、鉄骨ブレースを塑性座屈させることが可能である。

一方、F75s試験体はP試験体と同サイズ(BH-75x75x4.5x4.5)の鉄骨ブレース使用し、従来の間接接合により補強を施すことにより鉄骨ブレースの塑性座屈により終局耐力が決定されるように計画した試験体である。しかし、実験では鉄骨ブレースが座屈することなく、柱脚部及び間接接合脚部での破壊が卓越した。また、スタッド及びあと施工アンカーは降伏していないことが確認された。そのため、間接接合部脚部におけるグラウト材の支圧破壊により終局せん断耐力が支配されたと考えられる(Fig. 4参照)。しかし、文献4)による、本試験体の終局耐力計算結果は、間接接合部のせん断耐力が上回り、鉄骨ブレースの塑性座屈による破壊が先行していることになり、実験結果との整合性が成立していない。

文献4)により、スタッド及びあと施工アンカー筋に対しては、式(10)から(13)により評価される。なお、各記号に関しては文献4)を参照されたい。

$$q_{ds} = 0.64 \cdot \sigma_y \cdot a_s \text{ (スタッド)} \quad (10)$$

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \text{ (アンカー)} \quad (11)$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot a_s \quad (12)$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot a_s \quad (13)$$

上記に示すスタッド及びあと施工アンカーに関する各評価式は、あくまでもせん断力に対する評価式、すなわち、スタッド及びあと施工アンカー筋のせん断耐力となっている。しかし、本試験体における間接接合部の破壊は、スタッド及びあと施工アンカー筋ではなくグラウト材の破壊に起因する。そのため、間接接合部の崩壊による終局耐力計算値は実験結果を捉えることができず、結果として鉄骨ブレースの塑性座屈による終局耐力が先行する計算結果となった。

本試験体は、想定した破壊モード(鉄骨ブレースの塑性座屈)を満足させるために使用した鉄骨ブレース(BH-75x75x4.5x4.5)が保有するせん断耐力を上回るような間接接合部(スタッド及びあと施工アンカー)を設計した。その場合、文献4)に規定されるスタッド及びあと施工アンカー筋の間隔(7.5d, d:スタッド及びあと施工アンカー筋の直径)より短い間隔で配筋しなければならない(本試験体におけるスタッド及びあと施工アンカー筋の間隔は70mm < 7.5d=97.5mm)。本試験体は規定より短い間隔でスタッド及びあと施工アンカー筋を配筋したために、充填されたグラウト材がスタッド等に対し、定着効果を十分に発揮することができなかつた。すなわち、スタッド等を短く配筋したため、グラウト材が分割され、せん断力を円滑に伝達することができず、グラウト材が崩壊したと考えられる。

以上のことにより、本研究で使用した鉄骨ブレース(BH-75x75x4.5x4.5)を間接接合により補強する場合、鉄骨ブレースの保有せん断耐力が間接接合部のせん断耐力に対して大きく、また、相対的に間接接合部のせん断耐力が上回るように設計した場合、スタッド及びあと施工アンカー筋の間隔の規定を満足することができない。そのため、鉄骨ブレースの断面を小さくすることにより、鉄骨ブレースのせん断耐力を相対的に下げる必要がある。

一方、提案する合成接合法を用いた場合、鉄骨ブレースの保有せん断耐力を十分に発揮することができ、かつ、合成接合部は鉄骨ブレースの保有せん断耐力に対して十分耐え得ることが可能である。すなわち、本接合法により接合部は、鋼板、PC鋼棒及びグラウト材により、サンドウィッチ補強を施すため、間接接合では大きすぎる鉄骨ブレースのせん断耐力に耐えることが可能な性能を有しており、合理的な接合法であると言える。ただし、鉄骨ブレース(BH-75x75x4.5x4.5)の断面が過大になると、鉄骨ブレースの保有せん断耐力が大きくなり、全体曲げあるい

は浮き上がりが卓越し、崩壊モードが全体曲げ挙動による破壊に移行する可能性が考えられる。そのため、適用可能な鉄骨ブレース断面の上限に関して検討することが必要であり、今後の研究課題とする。

6. 結論

枠付き鉄骨ブレース補強において、合成接合法及び間接接合により取り付けられたRCフレームについて正負繰り返し加力実験を行い、その耐震性能を検証した。以下、得られた知見を示す。

- (1)合成接合法により梁補強部を部分的に補強した場合においても、鉄骨ブレースが塑性座屈する望ましい破壊形式とすることが可能である。
- (2)合成接合法により耐震部材を取り付けることで、間接接合では大きすぎる断面を有する鉄骨ブレースも適用することが可能であることがわかった。ただし、断面が過大になると全体曲げ挙動や浮き上がりに移行すると考えられるため、留意して設計する必要がある。
- (3)従来の間接接合法では本試験体の場合、鉄骨ブレースの水平耐力が大きすぎるということがわかった。そのため、間接接合部のせん断耐力に見合った鉄骨ブレースの設計が望まれる。

謝辞

本論文を作成するにあたり、松井千秋・九州大学名誉教授に貴重なご助言を頂いた。本研究は、平成21年度の国土交通省「住宅・建築関連先導技術開発助成事業補助金」の支援を受けた。

参考文献

- 1) Tetsuo YAMAKAWA, Md. Nafuir RAHAMAN, Kozo NAKADA and Yoichi MORISHITA: Experimental and Analytical Investigation of 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, Dec., 2006.
- 2) Md. Nafuir RAHAMAN 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, June, 2007.
- 3) Tetsuo YAMAKAWA, Pasha JAVADI and Makoto KOBAYASHI: Cyclic Loading Test on Retrofitted RC Frames - A new hybrid connection for installation of steel braced frame inside a RC frame (Part 1), 日本建築学会構造系論文集, 第642号, pp. 1487-1494, Aug., 2009.
- 4) 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, pp. 102-103, 203-206, 268-269, 2001.