# 論文 合成接合した枠付き鉄骨ブレース補強試験体の実験的研究

平良 香菜子<sup>\*1</sup>·山川 哲雄<sup>\*2</sup>·Pasha JAVADI<sup>\*3</sup>·前田 興輝<sup>\*4</sup>

要旨:山川らは,中低層の既存不適格RC建築物への強度・靭性型の耐震補強法として合成極厚無筋壁耐震補 強法を提案し,その有効性について明らかにしてきた。また,本接合法を応用した合成接合法は,枠付き鉄骨 ブレース等の耐震要素をRCフレーム内に組み込むことが可能であり,高い補強効果を期待できることがこれ までの実験によって確認された。本研究においては,実際の建築物の柱に補強を行う場合の問題点及び梁補強 部が過剰設計となりうることを考慮して製作した枠付き鉄骨ブレース補強試験体において,一定鉛直荷重下の 正負繰り返し実験を行い,その耐震性能及び梁補強部の耐力の評価法について検討した。 キーワード:耐震補強,枠付き鉄骨ブレース,合成接合法,鋼板,PC鋼棒

### 1. 序

山川らは, RCフレーム内に鋼板を型枠材, PC鋼棒を緊 結材としてコンクリートを柱幅まで増打ちし,硬化後, PC鋼棒に緊張力を導入して鋼板を圧着させる合成極厚無 筋壁耐震補強法を提案し,本補強法の有効性について確 認を行ってきた<sup>1),2)</sup>。一方,中低層の既存不適格 RC建築 物の耐震補強法には,壁やブレースを用いる方法が一般 的であるが,本接合方法を応用した合成接合法は,袖壁や 無開口壁あるいは枠付き鉄骨ブレースをRCフレーム内に 組み込むことが可能であり,強度及び靭性に富んだ高い 補強効果を期待できることが,これまでの実験により確 認された<sup>3)</sup>。

しかし,実際の建築物の柱には袖壁やサッシ等が付随 している場合も多く,実験において柱の補強に用いてい たコ形鋼板は取り付けが困難なケースが想定される。ま た,梁全体を鋼板で補強した場合,過剰設計になりうる可 能性も示唆された。そこで本研究では,側柱を2枚の鋼板 で挟み込み,かつ梁の補強長さを短くした鉄骨ブレース 補強試験体を用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,その耐震性能を把握し梁補強部のパン チングシア耐力の評価法について検証を行うことを目的 としている。

#### 2. 実験概要

本実験において,枠付き鉄骨ブレースを組み込む1スパ ン1層フレームを実際の建物の約1/3スケールを想定し製 作した。RCフレームの形状及び寸法をFig.1に,使用し た鋼材の力学的特性をTable1に示す。RCフレームは,柱 が175mmの正方形断面で,フレームの内法高さは875mm (M/(VD)=2.5),下スタブ上端から梁中心軸までの階高さ は1,000mm,側柱中心間距離は1,500mmである。また,柱

*1	琉球大学ナ	、学院理コ	C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	ī) Ā	E会員)		
*3	琉球大学	島嶼防災	災研究さ	zン ら	<b>7</b> —	PD・博士	(工学)	(正会員)
*4	琉球大学大	ヾ学院理∃	二学研究	郚科	博士	:後期課程	工修	(正会員)



Fig. 1 Details of reinforcements of RC frame

#### Table 1 Properties of steel materials

Steel		a	σy	ε <sub>y</sub>	Es
Steel r	naterials	(mm <sup>2</sup> )	(MPa)	(%)	(GPa)
Dahar	D10	71	357	0.19	184
Kebal	D13	127	403	0.18	227
Hoop or	3.7φ	11	371	0.20	188
stirrup	D6	32	468	0.25	191
Dowel	PC bar $(13\phi)$	133	1243	0.62	201
	t=1.2mm	-	281	0.14	208
	t=3.2mm	-	306	0.15	203
Steel plate	t=4.5mm	-	367	0.17	211
Steel plate	t=6.0mm	-	313	0.15	203
	t=9.0mm	-	304	0.15	209
	t=16.0mm	-	315	0.15	208
BH-75x7	75x4.5x4.5	966	342	0.16	216
BH-75	x75x6x6	1235	334	0.15	220

<u>Notes</u>: a=cross sectional area,  $\sigma_y$ =yield strength,  $\varepsilon_y$ =yield strain, E<sub>s</sub>=Young's modulus.

の主筋には8-D10( $p_g$ =1.85%),帯筋には3.7 $\phi$ を105mm間隔( $p_w$ =0.12%),梁主筋には4-D13( $p_g$ =1.63%),あばら筋にはD6を120mm間隔( $p_w$ =0.43%)で配筋した。

試験体の一覧及び詳細をTable 2に示す。試験体総数は 4体で,全試験体とも側柱は2枚の鋼板により挟み込む補



<u>Notes</u>;  $_{gr}\sigma_B$  is grout strength (MPa), N/(bD $\sigma_B$ ) is axial force ratio, Reinf. in column: -main reinf.: 8-D10 ( $p_g=1.85\%$ ), Hoop: 3.7 $\phi$ -@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]

強法を採用している。これは,前述したように実際の建築 物において,袖壁やサッシ等により,これまでのコ形鋼板 を用いた補強法の適用が困難な場合を想定している。ま た,梁部の補強は,過剰設計となるのを避けるため,鉄骨 ブレースとの接合部分にあたる梁中央部のみとした。

本研究において基準となるR09B-C試験体(以下, R09B は省略)は、梁鋼板の板厚がt=4.5mm、鉄骨ブレースの断 面寸法がBH-75x75x4.5x4.5となっており,鉄骨枠の下梁を 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(PC bar-13)を8本用いて下ス タブと直接接合している。本試験体は,鉄骨ブレースの座 屈によって耐力が決定するように計画した。CT 試験体 は,鉄骨ブレース及び下スタブとの接合法はC試験体と同 様としたが、梁補強部に用いた鋼板の板厚を1.2mmと他 の試験体よりも薄くした。これによって梁補強部の耐力 を低減させ, 試験体上部でパンチングシア破壊となるよ うに計画した。CS試験体は、梁鋼板及び下スタブとの接 合法はC試験体と同様としたが,鉄骨ブレースの断面寸法 をBH-75x75x6x6とした。本試験体においては、梁補強部 の耐力は変えずに鉄骨ブレースの耐力を引き上げること によって、試験体の全体曲げ回転挙動を期待した。CL試 験体は,既存RCフレームに用いたコンクリートが低強度 (σ<sub>B</sub>=13MPa)となっており,鉄骨ブレース及び梁鋼板はC 試験体と同様であるが,鉄骨下梁と下スタブを接着系あ と施工アンカー(PC bar-13)を14本用いて接合した。本 試験体は、補強を施す既存RCフレームのコンクリート強 度が低強度であっても, 柱及び梁を鋼板で補強すること によって、C試験体と同サイズの鉄骨ブレースを取り付け

可能かどうかを検証する目的で計画した。

鉄骨ブレースに用いた鋼材は組立て溶接H形鋼(以下, BH形鋼)であるため、その力学的性質を検証するためBH 形鋼の圧縮試験を行った。圧縮試験に用いたBH形鋼は, 断面寸法がBH-75x75x4.5x4.5及びBH-75x75x6x6を断面の せいの3倍の高さでそれぞれ2体ずつ用意した。圧縮試験 は,試験体脚部を固定,試験体頂部をピンとして試験を行 い,試験体に貼り付けたひずみゲージにより圧縮ひずみ を測定した。圧縮試験の結果をFig.2に示す。なお、図中 には,比較のため鋼材の引張試験の結果も併せて示して おり,破線が鋼板(t=4.5mm, 6mm),2点鎖線がBH形鋼 から切り出した鋼板(t=4.5mm, 6mm)の引張試験結果,実 線がBH形鋼の圧縮試験結果である。Fig.2は、平均値に 一番近い試験体の数値を例に示しており, グラフの縦軸 は載荷圧縮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。Fig.2より,BH形鋼 の圧縮試験の結果は、2種類の鋼板の引張試験結果の平均 値に近い値を示している。このことから、本論文における



<sup>&</sup>lt;u>Notes</u>; Compression test for built-up H shape steel , Tension test for (1) and (2). (1) is steel plate, (2) is part of built-up H shape steel. **Fig. 2**  $\sigma$ - $\epsilon$  relationship



#### Fig. 3 Test setup

鉄骨ブレースの基準強度Fには,圧縮試験による試験結果 を採用した。

**Fig.3**に実験に使用した加力装置を示す。載荷方法は, 各側柱頂部に一定軸力を作用させた状態で,油圧ジャッ キによる正負繰り返し加力を行った。水平加力は,柱梁接 合部中心の水平変位の平均値 $\delta$ (cm)によって制御してお り,スタブ上端から梁中心軸までの高さが100cmであるの で,水平変位 $\delta$ =1cmが層間変形角R=1%に相当し同じ値と なる。なお,軸力比は, C, CT, CS試験体では0.2とし, コンクリート強度が低強度であるCL試験体のみ0.4とし た。加力サイクルは, R=2.0%までは0.1%の増分で,その 後は, R=2.5%, 3.0%, 4.0%, 5.0%を各1回正負繰り返し 終了した。

## 3. 実験結果

Fig.4に実験終了後の最終破壊状況及び水平荷重V(kN) と層間変形角R(%)の関係であるV-R履歴曲線を示す。な お,試験体の最終破壊状況は,実験終了後,鋼板を取り外 して描いた図で,図中には実験により観察された各試験 体の破壊形式も併せて示している。また,V-R履歴曲線中 のプロット(▼)は最大水平耐力の位置を,破線は最大水平 耐力の80%の位置を示している。

C試験体は, R=0.2%から柱脚部に, R=0.4%で梁部分に, R=0.5%から柱頭部分にも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。R=0.9%時に は圧縮ブレースがわずかに座屈しているように思われ, R=1.0%で最大耐力554kNを記録した後, R=1.3%では圧 縮ブレースの塑性座屈が明瞭に観察できた。その後, 柱梁 接合部及び柱脚部の破壊の進行と共に耐力は低下してい き, R=2.5%には, 水平耐力が最大水平耐力の80%を下回っ た。本試験体は, 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。本試験体の破壊形式は, 鉄骨ブレース 圧縮降伏後の塑性座屈であった。

梁鋼板の板厚が1.2mmであるCT試験体は,R=0.3%から柱脚及び梁部分,R=0.4%で柱頭部にひび割れが生じ始めた。R=0.6%時には梁鋼板が座屈し始め,R=0.8%で最大耐力473kNを記録した。その後,梁鋼板は座屈が進行するにつれてグラウト材から剥離していき,それと同時に急激な耐力の低下がみられた。R=1.2%では水平耐力は最大水平耐力の80%を下回り,R=1.3%から梁補強部のグラウト材が剥落し始めた。その後は柱頭での損傷も激しくなっていき,R=1.8%のサイクル終了後,加力方向の柱頭上部が面外方向にずれ制御用変位計が測定不能になったため実験を終了した。本試験体の破壊形式は,梁鋼板の座屈に伴う柱頭部のパンチングシア破壊であった。

鉄骨ブレースの板厚が6mmであるCS試験体は,R=0.2% から柱脚部に,R=0.4%で柱頭及び梁部分にひび割れが生 じ始めた。R=0.7%からは柱頭部の損傷が激しくなり, R=0.8%で梁のグラウト材にひび割れが生じ始めた。本試 験体は,R=0.9%で最大水平耐力534kNを記録し,R=1.0% で柱頭部,R=1.2%では梁のグラウト材が剥落し始めた。 その後,R=1.4%からは梁中央部付近でのひび割れが増加 していき,R=1.7%で水平耐力が最大耐力の80%を下回っ



Notes; i) Loading direction from left to right is push(+) and vice versa. ii)  $Plot(\mathbf{v})$  is maximum strength. iii) Dotted line is  $0.8V_{max}$ . Fig. 4 Observed cracking patterns at final drift angle and experimental V-R relationships

た。R=2.0%のサイクル終了後,梁が面外方向にずれ制御 用水平変位計が測定不能になったため実験を終了した。 本試験体は,全体曲げ挙動となるように計画したが,梁補 強部のグラウト材が損傷し,試験体上部のパンチングシ ア破壊を引き起こした。これは,鉄骨ブレースの耐力が高 く,また,梁の補強長さが短いため,相対的に梁補強部の 耐力が低くなり,全体曲げ挙動を起こす前に梁補強部が 損傷した。

既存RC フレームのコンクリート強度が低強度である CL試験体は、R=0.3%から柱脚及び梁に、R=0.4%で柱頭 部にひび割れが生じ始め,層間変形角の進行に伴い柱頭 部の損傷が激しくなり、R=0.8%で最大耐力510kNを記録 した。その後, R=1.1%から柱梁接合部のコンクリートが が剥落し始め、R=1.2%からは柱付近の梁部でのひび割れ が急激に増加し始めた。その後、R=1.3%で水平荷重が最 大水平耐力の80%まで低下し,R=1.4%のサイクル終了後, 梁が面外方向にずれ, 柱頭部の鉛直変位計が測定不能に なったため実験を終了した。本試験体は、合成接合法によ り柱及び梁を補強することで,既存RCフレームが低強度 の場合でも,鉄骨ブレースが圧縮降伏する破壊形式とな るように計画したが,既存RCフレームの強度が低いこと で,柱頭部のパンチングシア強度も低くなり,梁補強部の 負担割合が大きくなった。これによって,梁補強部のグラ ウト材がそのせん断力に対して追従できなくなったため, 試験体上部でパンチングシア破壊を引き起こしてしまっ たものと思われる。

#### 4. 終局水平耐力の評価

実験により,鉄骨ブレースが圧縮降伏する場合(タイプ I)と両側柱柱頭部及び梁補強部がパンチングシア破壊する 場合(タイプII)が観察された(Fig.5参照)。本補強法に対 する性能評価法を確立するため,これらの破壊形式に基 づいて各試験体の終局せん断耐力の評価を試みた。



Fig. 5 Fundamental mechanisms of the test specimens

## 4.1 鉄骨ブレースの圧縮降伏(タイプI)

鉄骨ブレースの圧縮降伏, すなわち座屈により崩壊形 が決定された場合の終局耐力は, 式(1)に示すように, 鉄 骨ブレースの終局耐力。Qu, 補強RCフレームの終局水平 耐力Qmu, 鉄骨枠の寄与分。Qfによって評価する。

$${}_{\mathrm{I}}\mathrm{Q}_{\mathrm{u}} = {}_{\mathrm{s}}\mathrm{Q}_{\mathrm{u}} + \mathrm{Q}_{\mathrm{mu}} + {}_{\mathrm{s}}\mathrm{Q}_{\mathrm{f}} \tag{1}$$

#### (1) 鉄骨ブレースの終局耐力<sub>s</sub>Q<sub>u</sub>

鉄骨ブレースの終局耐力<sub>s</sub>Q<sub>u</sub>は,文献4)に基づき算出す る。なお,鉄骨ブレースの終局耐力を算出する際,有効細 長比λにおいては,柱増設接合部及び梁補強部間の内法長 さ*l*を,材端部の境界条件を半固定(両端固定及び両端ピ ンの平均を採用)とし,0.75倍した値を座屈長さとして算 出した。また,鉄骨ブレースの基準強度Fに関しては,前 述したBH形鋼の材料試験の結果より,BH形鋼の圧縮強 度の値を採用した。

## (2) RC フレームの終局耐力 Q<sub>mu</sub>

補強RCフレームの終局水耐力においては,塑性ヒンジ 形成による崩壊機構に基づき算出する。なお,終局水平耐 力の算定にあたり,補強RC柱の曲げ強度は文献2)の合成 接合法により補強を施した場合の部材の強度算定式を用 いて算出した。

#### (3) 鉄骨枠の寄与<sub>s</sub>Q<sub>f</sub>

本論文では,実験結果をより正確に評価するため,鉄骨 枠の終局耐力寄与分を考慮して評価する。最大耐力時に 鉄骨枠脚部及び頂部においては,鉄骨枠の最外縁のみが 降伏していると考え,鉄骨枠断面の強軸まわりの曲げ モーメントより,鉄骨枠のせん断力負担分を求めた。

#### 4. 2 試験体上部パンチングシア(タイプⅡ)

実験の結果, C試験体以外の破壊形式は試験体上部での パンチングシア破壊であり,鉄骨ブレースの座屈は生じ なかった。そこで,文献4)を踏襲し,本補強法を施した 場合の試験体上部のパンチングシア耐力の検討を試みる。 本補強を施した場合の上部でのパンチングシア耐力は, Fig. 6に示すように両側柱のパンチングシア耐力<sub>c</sub>Q<sub>pu</sub>及び 梁補強部の耐力Q<sub>hyb</sub>により決定されると考えられる。柱 頭部のパンチングシア耐力は文献4)による評価式により 算定し,本論文では,梁補強部の耐力の評価について検討 する。

$$_{\rm II} Q_{\rm u} = 2_{\rm c} Q_{\rm pu} + Q_{\rm hyb} \tag{2}$$

$$Q_{hyb} = 2 \times \min\{g_{p}Q_{b}, g_{p}Q_{y}, g_{p}Q_{b}, \eta_{s}Q_{p}\}$$
(3)

ここで,<sub>c</sub>Q<sub>pu</sub>: 柱頭のパンチングシア強度,Q<sub>hyb</sub>: 梁補強 部の耐力, grQb: グラウト材の支圧強度, pcQy: PC 鋼棒の せん断降伏強度, sQb: 鋼板の孔径の支圧強度,η: 鋼板の せん断負担係数(Fig. 8), sQp: 鋼板のせん断強度である。 梁補強部のパンチングシア耐力Q<sub>hyb</sub>は,式(3)に示すよ

うに、グラウト材の支圧強度  ${}_{gr}Q_b$ , PC 鋼棒のせん断降伏



強度<sub>pc</sub>Qy,鋼板の孔径の支圧強度<sub>s</sub>Qb,鋼板のせん断強度 sQp,によって評価し、その最小値を本補強部のパンチン グシア耐力として採用する。ただし、梁補強部のパンチン グシア耐力算出に際しては、それぞれの降伏時の変形量 が異なるため、それを考慮して評価する必要がある。

グラウト材の支圧強度の式(4)及びPC鋼棒のせん断降 伏強度の式(5)は、文献4)のコンクリートの支圧強度及び あと施工アンカーのせん断耐力の評価式に準拠して評価 する。また、鋼板の孔径の支圧強度の式(6)は文献6)に よった。

 $g_{r} Q_{b} = 0.3 n_{pc} a_{pc} \sqrt{E_{gr} g_{r} \sigma_{B}} \le 245 n_{pc} a_{pc} (4)$  $g_{r} Q_{v} = 0.7 n_{pc} a_{pc} g_{v} \sigma_{v} (5)$ 

$$_{s}Q_{b} = 2.4n_{pc} \ _{s}\sigma_{u} dt_{s}$$
(6)

ここで、 $n_{pc}$ : PC 鋼棒の有効本数、 $E_{gr}$ : グラウト材のヤ ング係数、 $gr\sigma_B$ : グラウト材の圧縮強度、 $a_{pc}$ : PC 鋼棒の断 面積( $mm^2$ )、 $p_c\sigma_y$ : PC 鋼棒の降伏強度、 $s\sigma_u$ : 鋼板の終局強 度、d: PC 鋼棒の直径、 $t_s$ : 鋼板の板厚である。

鋼板のせん断強度について検討する前に,実験値より 算定した梁鋼板両面分の負担せん断力をFig.7に示す。鋼 板の負担せん断力は,Fig.8の梁補強部の梁鋼板中央部に 貼り付けた三軸ひずみゲージの値から式(7)よりせん断 ひずみを求め,そこから算定したせん断応力度に鋼板の 水平断面積を乗じて算出した。なお,グラフ中のプロット (▼)は最大耐力を記録した層間変形角の位置を示してお り,鉄骨ブレースが座屈したC試験体及び梁鋼板が座屈し たCT試験体のグラフ中には,実験中に座屈が観察された 時点をプロット(●)で示している。

$$2\gamma_{xy} = 2\varepsilon_{\rm B} - \left(\varepsilon_{\rm A} + \varepsilon_{\rm C}\right) \tag{7}$$

Fig.7より,鋼板の板厚がt=4.5mmである試験体は,い ずれもせん断降伏強度(Q<sub>y</sub>=705.6kN)に達していない。一 方,梁補強部の鋼板が弾性座屈を引き起こしたCT試験体 は,座屈強度到達後,鋼板の降伏強度に達する前に弾性座 屈を引き起こしている。そのため,鋼板のせん断強度は座 屈についても検討する必要があり,式(9),(10)を計算し, 小さい値を鋼板のせん断強度として採用する。弾性座屈



<u>Notes</u>: i)  $Plot(\mathbf{\nabla})$  is point of maximum lateral force, ii)  $Plot(\mathbf{\Theta})$  is point of buckling (steel brace or steel plate),  ${}_{s}Q_{y}$ : shear yielding strength,  ${}_{s}Q_{bu}$ : buckling strength.

#### Fig. 7 Caluculated shear force of top steel plates(both sides)

を引き起こしたCT試験体は,式(10)の座屈強度の値を梁 鋼板の耐力として採用し,Fig.7で座屈後の値は正確なせ ん断ひずみではないため鎖線で示している。

$${}_{s}Q_{p} = \min\{{}_{s}Q_{y}, {}_{s}Q_{bu}\}$$

$$(8)$$

$${}_{s}Q_{y} = t_{s} {}_{s}L_{ef} {}_{s}\sigma_{y} / \sqrt{3}$$
<sup>(9)</sup>

$${}_{s}Q_{bu} = k_{s} \frac{\pi^{2}E_{s}}{12(1-\nu^{2})(h_{s}/t_{s})^{2}} {}_{s}L_{ef} t_{s}$$
(10)

$$k_{s} = 5.34 + \frac{4.00}{\left({}_{s}L_{ef}/h_{s}\right)^{2}}$$
(11)

ここで、 $_{s}Q_{y}$ :鋼板のせん断降伏強度、 $_{s}Q_{bu}$ :鋼板の座屈強 度、 $t_{s}$ :鋼板の板厚、 $_{s}L_{ef}$ :有効補強長さ、 $_{s}\sigma_{y}$ :鋼板の降伏 強度、 $k_{s}$ :座屈係数、 $E_{s}$ :鋼板のヤング係数、v:ポアソ ン比、 $h_{s}$ :有効補強高さである。

梁鋼板のせん断強度によって試験体上部のパンチング シア破壊が決定される場合,前述したように,柱頭がパン チングシア破壊する変形量と梁鋼板が降伏強度に至る変 形量は異なる。そこで,柱頭がパンチングシア破壊する時 点における鋼板の負担せん断力を求める必要がある。Fig. 8に示すように,鋼板の純せん断変形状態を考え,柱頭と



<u>Notes</u>:  ${}_{s}Q_{p}$ : direct-shear force carried by steel plate,  ${}_{c}Q_{pu}$ : pushing resistance of RC columns,  $\eta$ : resistance contribution factor of steel plate,  ${}_{c}\delta_{pu}$ : relative displacement at top at which pushing failure of RC columns is likely to happen,  ${}_{s}\delta_{p}$ : relative displacement in the steel plate at its ultimate elastic strength,  $h_{s}$ : effective height of steel plate,  $\tau_{xy}$ : shear stress,  $\gamma_{xy}$ : shear strain. **Fig. 8 Contribution of RC columns and steel plates in shear resistance** 



鋼板の変形量の比率から負担せん断係数ηを求め7,柱頭 のパンチングシア破壊時の鋼板のせん断強度を求めるこ とにした。

以上のことを踏まえて算出した各試験体の計算結果と 実験値の比較をFig.9に示す。なお、図中には、比較のた め鉄骨ブレースの塑性座屈により耐力が決定されたと仮 定した場合の計算結果も全試験体について示す。Fig.9よ り,実験でタイプIであったC試験体及びタイプIIで梁補 強部の鋼板が座屈したCT試験体は,計算結果でも同様な 結果を示し,実験結果を良好に評価することができた。し かし、タイプIIで梁補強部がグラウト材の支圧強度により 決定された CS 及び CL 試験体においては、計算結果が実 験結果を大きく上回っており、文献4)に基づく既往の評 価式を用いた場合,過大評価となってしまった。この原因 として,梁補強部におけるグラウト材のはしあきが文献 4)の規定 5d(d: PC 鋼棒の直径)以上を満たしていなかっ たことが挙げられる。また,本実験に用いた試験体を製作 する際,梁鋼板の位置と間隔を確保するため,最外縁の PC鋼棒には塩ビ管を通して設置していたため, PC鋼棒と 塩ビ管の間にはわずかな空隙が生じていたおそれがある。 これらの諸条件が重なり,最外縁のPC鋼棒はせん断力の 伝達に対して十分に機能しなかった可能性が考えられる。 これらのことから,最外縁のPC鋼棒が有効に作用してい なかったと仮定して式(4)のPC 鋼棒の有効本数を4本で はなく2本として再計算した結果,実験値に近い値を示し た。また,両試験体は実験において試験体上部でのパンチ ングシア破壊により終局耐力が決定されたが,実験計画 の段階では、CS試験体は全体曲げ破壊、CL試験体は鉄骨 ブレースの塑性座屈破壊によりそれぞれ終局耐力が決定 されるように計画を行った。梁の補強長さを短くした場 合,梁補強部の状態が終局耐力に大きな影響を及ぼし,そ れによって破壊形式にも変化が生じるため、今後はこれ らを十分に考慮する必要がある。

#### 5. 結論

1) 側柱の補強を2枚の鋼板で挟み込む方法とし,梁の補強 長さを短くして枠付き鉄骨ブレースを合成接合しても, 既存RC柱のせん断破壊は防止され,耐力の向上が期待で きる。また,タイプIの鉄骨ブレースが圧縮降伏し,かつ 圧縮降伏後に鉄骨ブレースが塑性座屈する破壊形式とす れば,耐力の向上に加えて靭性能の向上も同時に期待で きる。

2) 合成接合法により梁を部分的に補強する場合,補強部 材の力学性状が破壊形式に影響を及ぼすため,適切な補 強部材の設計が必要になってくる。すなわち,試験体上部 がパンチングシア破壊(タイプⅡ)とならないように,梁 補強部の計画を行う際には想定した水平耐力を確保でき るように設計を行う必要がある。

#### 謝辞

本実験においては、松井千秋・九州大学名誉教授に貴重 なご助言を頂いた。また、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金事業補助金の 支援を受けた。

#### 参考文献

1) Yamakawa, T., Rahaman, M. N., NAKADA, K. and Morishita, Y.: Experimental and Analytical Investigation of Retrofit Technique for a Bare Frame Ulitizing thick Hybrid Walls, Journal of Structural and Construction Engineering, AIJ, pp. 113-138, 610, Dec. 2006.

2) Rahaman, M. N. and Yamakawa, T.: Investigation of a Hybrid Technique for Seismic Retrofitting of Bare Frames, Jaurnal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5, No. 2, pp. 209-222, June 2007.

3) Yamakawa, T., Javadi, P. and Kobayashi, M.: Cyclic Loding Test on Retrofitted RC Frames - A new hybrid connection for installation of steel braced frame inside a RC frame (Part 1)-, Journal of Structural and Construction Engineering, AIJ, Vol. 74, No. 642, pp. 1487-1494, Aug. 2009.

 4)日本建築防災協会:2001年度改訂版 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.

5) 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.

6) AISC: Manual of Steel Construction - Load and Resistance Factor Design, 2nd Edition, 2 Volumes, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, 1994.

7) Hohbeck, A. H., Ibrahim, I. O. and Mattock, A. H.: Shear Transfer in Reinforced Concrete, American Concrete Institute (ACI) Journal, Vol. 66, No. 2, pp. 119-128, Feb. 1969.