論文 合成接合法により枠付き鉄骨ブレース補強したRC造骨組の破壊モード に関する実験的研究

前田 興輝*1・山川 哲雄*2・Pasha Javadi*3

要旨: 山川らは既存RC造骨組に耐震要素を取り付ける接合法として合成接合法を提案した。本論では枠付き鉄骨ブレースの取付けに合成接合法を利用し、その補強効果を検証する。そこで、想定する破壊モードを変えた試験体を製作し、一定軸力下における正負繰返し水平加力実験を行った。補強した試験体の破壊モードは鉄骨ブレースの座屈、1階上梁と鉄骨枠との接合部及び1階脚部でのパンチングシア破壊、全体曲げ回転破壊を想定しており、それぞれの破壊モードにおける水平耐力と靭性能を実験的に検証した。

キーワード:枠付き鉄骨ブレース,合成接合法,座屈,パンチングシア破壊,全体曲げ回転破壊

1. はじめに

山川らは合成極厚無筋壁で提案した接合法を応用し、既存RC 骨組に耐震要素を取り付ける新しい接合法として合成接合法を提案したり。提案する接合法は、従来工法におけるスタッドジベル及びあと施工アンカーに代えて、鋼板及びPC 鋼棒を用いて既存躯体を巻き立てると同時に鉄骨プレースを取り付け、その間隙をグラウト材で充填し、硬化後にPC 鋼棒に緊張力を導入することにより、耐震要素と既存躯体の一体化を図る接合工法である(以下、合成接合法と称する)。合成接合法は耐震要素の接合のみならず既存躯体のせん断補強も兼ねており、かつ施工上の観点からも、スタッドジベル及びあと施工アンカーの干渉がなく、鉄骨プレースの設置も比較的容易にできる合理的な接合法である。

本研究では,合成接合法による枠付き鉄骨ブレース補強を施したRC造骨組の補強設計法を確立することを目的としている。本論文では,想定される破壊モードに対応する試験体を製作し,正負繰り返し加力実験を行い,耐震性能を検証し 耐力と靭性評価について検証を行う。

2. 実験計画

枠付き鉄骨ブレースを組み込むRC造骨組をFig.1に,使用した鋼材の力学的特性をTable1に示す。本実験で用いたRC造骨組は1スパン1層及び1スパン2層RC造骨組の2種類となっており,1スパン2層RC造骨組は全体曲げ破壊型の試験体として用いた。各RC造骨組の基準寸法は実スケールの約1/3程度のスケールを想定している。柱断面は175mmの正方形断面で,内法高さ875mm(M/(VD)=2.5)とし,梁(1階上梁)は125mm×250mmの長方形断面で,内法長さは1,325mm(M/(VD)=2.65)である。なお,1スパン2層RC造骨組において,2層部分は壁厚60mm(壁筋は縦横筋ともに3.7ф-@60mm)のRC造耐震壁とし,内法高さは875mmであり,付帯ラーメンと一体的に打設している。

試験体及びその詳細を Figs. 2,3 に示す。枠付き鉄骨ブレースによる補強においては (1) 鉄骨ブレースが座屈する場合 (2) 補強接合部でのせん断滑りが生じるとともに柱でパンチングシア破壊する場合 (3)全体曲げ回転による場合(以下,これらの破壊モードをそれぞれタイプ

と定義する)の3つの破壊モードが想定される?)。

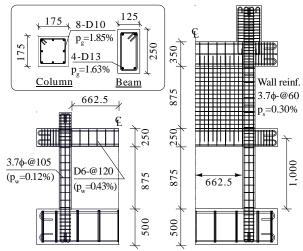


Fig. 1 Details of reinforcements (unit: mm)

Table 1 Properties of steel materials

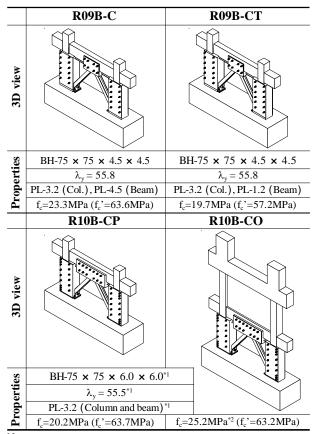
Steel material		Series	a (mm²)	f _y (MPa)	f _u (MPa)	E _s (GPa)
	D10	R09B	71	357	512	184
Rebar	DIO	R10B	/1	371	524	195
	D13	R09B, R10B	127	403	597	227
	2.71	R09B	10.0	371	426	188
Hoop or	3.7φ	R10B	10.8	593	664	199
Stirrup	D6	R09B	32	468	540	191
	D0	R10B	32	432	501	166
PC bar	13ф	R09B, R10B	133	1,243	-	201
	t=1.2mm	R09B	1	281	351	208
Steel plate	t=3.2mm	R09B	-	306	418	203
		R10B		338	447	208
piate	t=4.5mm	R09B	-	367	490	211
	t=6.0mm	R10B	-	304	425	191

Notes: a=Cross sectional area, f_y =Yield strength, f_u =Ultimate tensile strength, E_s =Young's modulus of elasticity.

^{*1} 琉球大学大学院 理工学研究科 博士後期課程 修士(工学)(正会員)

^{*2} 琉球大学 工学部 環境建設工学科教授 工博 (正会員)

^{*3} 琉球大学 島嶼防災研究センター 博士研究員 博士(工学) (正会員)



Notes: f_c=Concrete strength, f_c'=Grout strength, *1 : The retrofit scheme of specimens R10B-CP and R10B-CO is the same. *2 : Concrete strength of 1-story.

Fig. 2 Details of test specimens

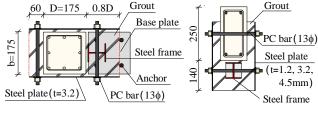
本論文では,文献2)による破壊モードを踏襲し,合成接合法により鉄骨ブレース補強を施したRC造骨組において想定される破壊モードについて検証する。試験体は4体であり,R09B-Cはタイプ ,R09B-CT及びR10B-CPはタイプ ,R10B-COはタイプ による破壊モードに対応するよう計画した。なお,本工法では1階上梁部(以下,梁補強部と称する)と1階脚部は既存躯体と鉄骨枠との接合方法が異なるため,タイプ による破壊モードにおいては,さらに梁補強部及び脚部それぞれの破壊モードを検証する。ここで,R09B-C,CTは2009年度に実験を行った試験体であり,比較検証のため再掲する3。

R09B-Cは鉄骨ブレースの座屈が先行する破壊モードとなるよう設計し,本工法における基本性状を把握するための試験体である。

R09B-CT 及び R10B-CP はタイプ による破壊モードを想定し、それぞれ梁補強部及び脚部でのパンチング破壊となるように計画した。いずれの試験体とも想定する破壊形式とするため、R09B-CT は梁補強部の鋼板を板厚 t=1.2 mm と薄くし、R10B-CP は鉄骨ブレースの断面 (BH-75 × 75 × 6.0 × 6.0)を大きくし、かつあと施工アンカーの径(8-D10、埋込み深さ 120mm)を小さくすることで相対的に梁補強部又は脚部の滑り耐力を小さくしている。

R10B-CO は想定する破壊モード(タイプ:全体曲げ

[Details of cross section]



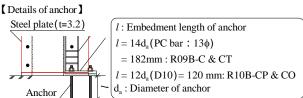


Fig. 3 Details of cross section and anchor system

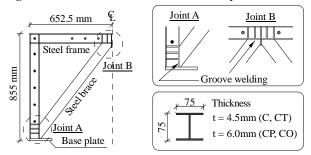


Fig. 4 Details of steel braced frames

回転型)とするため,既存部のRC造骨組を1スパン2層とし,水平荷重の重心高さを高くすることで,全体曲げモーメント外力を大きくした。なお,使用した鉄骨ブレース,あと施工アンカーはR10B-CPと同じである。

各試験体に組み込む枠付き鉄骨ブレースの詳細をFig.4に示す。枠付き鉄骨ブレースは、材質がSS400、厚さ t=4.5mm 又は6.0mmの鋼板を用いた組立溶接H形鋼である。鉄骨ブレースの断面は、各試験体の想定した崩壊モードに対応するように設定し、R09B-C及びCTは $BH-75 \times 75 \times 4.5 \times 4.5 \times 4.5$ 、R10B-CP 及びCOは $BH-75 \times 75 \times 6.0 \times 6.0$ となっている。また、鉄骨枠は鉄骨ブレースと同断面の鉄骨を用いて、下枠材を取り除いた門形とし、鉄骨枠柱脚部にはベースプレート(t=16mm)を溶接している。

なお,脚部の接合は,全試験体とも接着系あと施工アンカーを用いて,鉄骨柱脚のベースプレートを介してスタブに直接接合している。なお,アンカー径及び埋込み

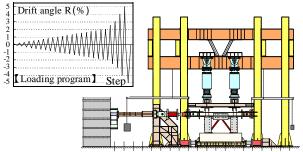


Fig. 5 Test setup and loading program (1-bay 1-story specimen)

深さに関しては文献2)の設計式により設定した。

Fig. 5に実験で使用した載荷装置を示す。加力は、側柱に一定軸力(N=0.2bDfc,b=D=175mm)を作用させ、正負繰返し水平加力を行った。水平荷重は1階の柱梁接合部材軸における水平変位平均値により制御し、層間変形角R=0.1%から2.0%までを0.1%の増分で、そして2.5%、3.0%を繰返し、その後、損傷状況により4.0%、5.0%を各1回ずつ正負繰り返し水平加力を実施した。なお、1スパン2層試験体の加力装置は文献4)による加力装置を用いた。

3. 実験結果

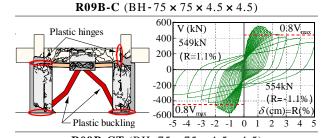
各試験体の水平荷重(V)-層間変形角(R)の履歴曲線と実験終了後に鋼板を除去して描いたひび割れ状況を ${\bf Fig.6}$ に示す。ただし,試験体 ${\bf R09B-CT}$ 及び ${\bf R10B-CP}$ においては,梁補強部又は ${\bf 1}$ 階脚部で滑りが生じている。そのため,横軸は ${\bf 1}$ 階上梁材軸位置での水平変位 ${\bf \delta}$ (cm)で表示する。なお, ${\bf \delta}$ (cm)を ${\bf 1}$ 層階高で除した値を見かけ上の層間変形角 ${\bf R}$ (%) とする。

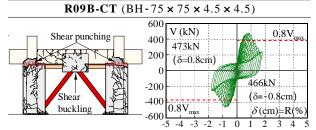
試験体 R09B-C は,層間変形角 R=0.2% で柱脚部に,R=0.4% で梁両端部に,R=0.5% で柱頭部に曲げひび割れが発生した。そして R=1.1% 時点で最大耐力 V_{max}=549kNを記録した。なお,柱及び梁端部に貼付したひずみゲージの値より,R=0.4%から引張側柱脚部の主筋が降伏し始めた。そして,層間変形角の進行に伴い,R=1.3% で圧縮ブレースの明瞭な座屈が確認され,RC骨組のひび割れ及び鉄骨ブレースの座屈による変形が進行した。しかし,R=2.5% まで最大耐力の80%を維持した。また,鉄骨ブレースの座屈が進行するに従い,鉄骨ブレース交差部での不釣合い力により損傷が顕著になり,梁部分にせん断ひび割れが発生したが、耐力は緩やかに低下していった。

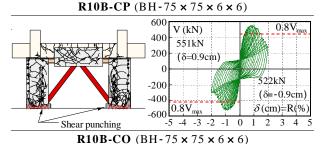
試験体R09B-CTは梁補強部に厚さ1.2mmの鋼板を用いている。本試験体においては,載荷した早期段階で柱脚部にひび割れが生じ δ =0.4cmで柱頭部にひび割れが生じ始めた。梁補強部の鋼板(t=1.2mm)は δ =0.6cmから局部せん断座屈が確認され, δ =0.8cmに最大耐力 V_{max} =473kNを記録した。その後,鋼板の局部せん断座屈が進展し,グラウト材が剥落し δ =1.1cm以降から柱頭部の損傷が進行し,パンチングシア破壊を引き起こした。

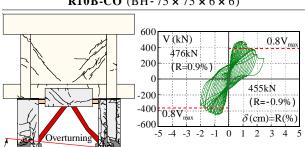
試験体R10B-CPは,載荷した早期段階で柱脚部のグラウト材にひび割れが生じ β =0.2cmの正加力時に引張側の鉄骨枠柱脚部のアンカーの降伏が確認された。そして, δ =0.5cm 時点で引張側柱脚の主筋が降伏し始め, δ =0.9cm の負加力時で最大耐力551kNを記録した。その後, δ =1.4cmから引張側の鉄骨枠柱脚のアンカーがせん断により破断し始め,耐力低下が進行した。

試験体 R10B-CO は , R=0.2% から 0.4% にかけて引張側の鉄骨枠柱脚部のアンカーの降伏が確認された。また ,









Notes; 1) Axial force ratio is $N/(bD\sigma_p) = 0.2$ (per column).

2) Loading direction left to right is push and vice versa.

Fig. 6 Relationships between shear force and story drift angle, crack patterns

同サイクルにおいて,引張側柱の脚部主筋が引張降伏していることが確認された。一方,圧縮側柱において,脚部主筋には圧縮ひずみが生じていたものの,圧縮降伏には至っていなかった。その後,R=0.9%で最大耐力476kNを記録した。そして層間変形角の進行に従い,脚部の損傷が拡大し,R=1.3%でアンカーが,R=1.9%で脚部主筋が破断して耐力が低下した。本工法において柱は鋼板で横補強されるため,柱脚部にクリアランスがある。そのため,全体曲げによる損傷が柱脚部に集中し,局部的に座屈及び引張りが繰り返し作用することで,破断しやすい状況下となる。

4. 各試験体の破壊形式の検証

Fig. 7 に各試験体の圧縮ブレースのひずみの挙動を示す。ひずみゲージ貼付位置は座屈長さ中心位置である。Fig. 7 より, 鉄骨ブレースが座屈した R09B-C の鉄骨ブ

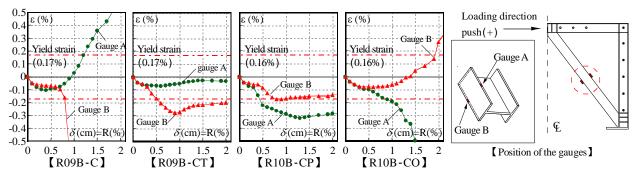


Fig. 7 Measured strains of steel braces

レースのひずみは、層間変形角R=1.0%以降から圧縮ひずみと引張ひずみに大きく乖離し始めている。また、圧縮プレースの設計において、座屈長さは座屈耐力を決定する際に重要な要因となる。本工法において、鉄骨プレース両端部は鋼板、PC鋼棒で挟み込まれ、グラウト材により埋め込まれている。実験の観察から、鉄骨プレース中間部で座屈発生後、鉄骨プレース内法両端部においても座屈が確認されたことから鉄骨プレースの座屈長さは内法区間であると考えられる(Fig.8破線サークル参照)。

R09B-CT における,梁補強部の鋼板(片側 1 枚)の最大耐力時までの負担せん断力をFig.9に示す。負担せん断力は鋼板中央に貼付した三軸ひずみゲージの値より算出した。なお,R09B-CTの梁補強部の鋼板においては水平変位 δ =0.6cm から局部せん断座屈が目視で確認されていることから, δ =0.6cm以降の三軸ひずみゲージの値には局部せん断座屈に伴うひずみ成分も含まれていることに留意する必要がある。Fig.9 より,R09B-CT の梁補強部の鋼板はR=0.3% でせん断座屈強度に到達している。また,実験の破壊経過より,R=0.6% で明確なせん断座屈が目視により確認され,その後,R=1.1% から両側柱頭部でのパンチングシア破壊が顕著になった。梁補強部は既存躯体

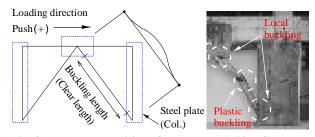


Fig. 8 Boundary condition of steel brace (R09B-C)

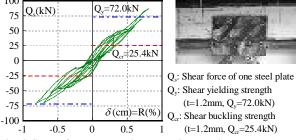
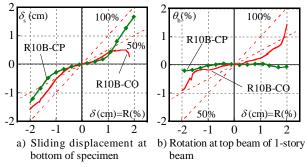


Fig. 9 Shear force at maximum resistance in one steel plate at the beam connection (R09B-CT)

に作用するせん断力を鉄骨ブレースに伝達させるための主要な要素である。しかし、本試験体の場合は板厚 t=1.2mm と薄い鋼板を用いたため、梁補強部の鋼板が有効に働かず、柱頭部のせん断力の負担割合が増加し、柱頭部でのパンチングシア破壊に移行する。

Fig. 10 に R10B-CP 及び R10B-CO の脚部の滑り変位 (δ)と1階上梁の回転量(θ)の推移をそれぞれ示す。な お,1階上梁の回転量は両側柱梁接合部における鉛直変 位を両側柱芯々間距離で除して求めている。Fig. 10より R10B-CPにおいては1階上梁の回転量と比較して脚部の 滑り変位が卓越している。最大耐力記録後(δ =0.9cm),滑り変位の増加が顕著に現れている。また,Fig. 7 に示す 鉄骨ブレースのひずみより,鉄骨ブレースは圧縮降伏しているが,最大耐力時以降,鉄骨ブレースのひずみの増加は見られず,ほぼ一定の値で推移している。従って,本試験体は脚部でのせん断滑りが支配的であるといえる。

一方,R10B-CO は最大耐力時(正加力時R=0.9%)には両者は同程度であるが,その後は1階上梁の回転量が増加している。ただし,負加力時は脚部の滑り変位量が大きい。これはあと施工アンカー径がD10と細径であること,また層間変形角R=1.3%の正加力時に引張側柱脚部のあと施工アンカーが破断したため,負加力時にはあと施工アンカーの滑り抵抗が効果を発揮できなかったと考えられる。また,Fig.7の鉄骨ブレースのひずみより,正加力時の圧縮ブレースのひずみはR=1.3%以降から引張ひずみと圧縮ひずみに乖離しており,圧縮ブレースの



Notes; δ_s : Shear sliding displacement at base

 $\theta_{\rm b}$: Rotation at top beam of 1-story

Fig. 10 Shear sliding displacement and rotation at top beam of 1-story (R10B-CP and R10B-CO)

座屈も確認された(Fig. 6参照)。本工法は既存躯体と枠 付き鉄骨ブレースの接合において、PC鋼棒を鉄骨枠ウェ ブ材を貫通させている。そのため、RC造骨組と枠付き鉄 骨ブレースは,一体的に曲げ回転挙動する。従って,全 体曲げによる転倒モーメントにより圧縮ブレースに圧縮 軸力が生成され,座屈したものと考えられる。

5. 解析的検討

5-1 終局耐力の検討

前節までの結果を踏まえ,各試験体の終局耐力につい て検討する。Figs. 11,12に各試験体の破壊モード及び終 局耐力計算結果を示す。

(1)試験体 RO9B-C (Type :鉄骨ブレースの座屈)

R09B-Cは,鉄骨ブレースの塑性座屈及び引張降伏,RC 造骨組の曲げ降伏により最大耐力を発揮している。本試 験体の終局耐力は式(1)により求めた5)。

 $Q_{cal1} = {}_{c} Q_{mu1} + {}_{c} Q_{mu2} + {}_{s} Q_{u} + {}_{f} Q_{u}$ (1) ここで $_{k}Q_{mul}$ 。は引張側及び圧縮側柱の終局曲げ強度時せ ん断耐力 $I_{s}Q_{u}$ は鉄骨ブレースの終局時水平保有耐力 $I_{s}Q_{u}$ は鉄骨枠の曲げ強度時に鉄骨枠柱に作用するせん断力で ある。なお,終局耐力の算定に当たり,合成接合法によ り補強された柱の終局曲げ強度の算定は文献5)に,鉄骨 ブレースの終局時水平保有耐力は文献2)に基づき算出し た。ただし,圧縮ブレースの座屈耐力を算出する際は,座 屈長さを内法長さ(Fig.8参照)とし,かつ材端支持条件 を半固定(座屈長さ係数k=0.75)と仮定して算出している。 (2)試験体 RO9B-CT (Type -1: 梁補強部のせん断滑り) R09B-CTの終局耐力は文献2)による考え方を踏まえ, 式(2)に示す両側柱柱頭のパンチングシア耐力及び梁補強 部のせん断耐力の累加により算定する。

$$Q_{cal2-1} = {}_{c}Q_{pu1} + Q_{hyb} + {}_{c}Q_{pu2}$$
 (2)

ここで $_{\epsilon}Q_{pul,2}$ は引張側及び圧縮側柱のパンチングシア耐 力 $^{2)}$, Q_{bb} は, 梁補強部のせん断耐力である。なお, パン チングシア破壊は梁直下のレベルで生じたことから両側 柱ともせん断スパン a=0 としてパンチングシア耐力を算 出した。また,梁補強部のせん断耐力は,当該補強部を

構成する材料 (PC 鋼棒,グラウト材,鋼板)のせん断強 度または支圧強度による抵抗機構のうち最小値を採用す るが5),実験により本試験体は梁補強部の鋼板が局部せ ん断座屈したため,梁補強部は鋼板のせん断座屈耐力に より評価する。

(3)試験体 R10B-CP (Type -2:脚部のせん断滑り) R10B-CP の終局耐力も R09B-CT と同様の考え方によ り終局耐力を算定する(式(3)参照)。

$$Q_{cal2-2} = {}_{c}Q_{pu1} + \sum Q_{a} + {}_{c}Q_{pu2}$$
 (3)

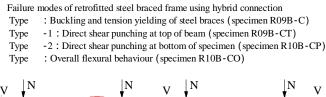
ここで, Q_a はあと施工アンカーの1本当たりが負担する せん断耐力で, 文献2)による算定式に基づき算出する。 (4)試験体 R10B-C0 (Type : 全体曲げ回転)

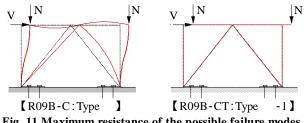
R10B-COは全体曲げ回転により崩壊メカニズムが形成 され,その終局耐力は,圧縮側柱の脚部での力の釣合い から式(4),(5)より求める。なお,あと施工アンカーはス タブに直接接合されていること, また実験結果より, 圧 縮ブレースが座屈していることから,力の釣合いにあと 施工アンカーの引張耐力及び圧縮ブレースの圧縮軸力 (座屈耐力)を考慮している。

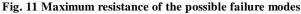
$$Q_{cal3} = M_b / h_g \tag{4}$$

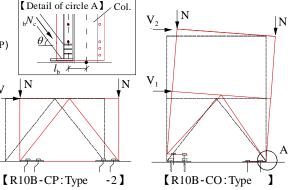
 $M_b = a_g \cdot f_v \cdot l + N \cdot l + \sum_a (T_a \cdot l_a) - N_c \cdot \sin \theta \cdot l_b$ ここで, M_b は全体曲げ強度, h_a は水平荷重の重心高さ, a_a は引張側柱主筋の全断面積, l は両側柱芯々間距離, N は 柱に作用する軸力, T_a はあと施工アンカー1本当たりが 負担する引張耐力 $^{2)}$, l_a はあと施工アンカーと圧縮側柱 芯々間距離 $_{n}N_{c}$ は圧縮ブレースの軸耐力 $_{l}\theta$ は鉄骨ブレー スとスタブがなす角度, l_{i} は圧縮側柱芯と圧縮側の鉄骨 枠柱材軸間の距離 (Fig. 11 参照)である。

Fig. 12より, 各試験体ともそれぞれの破壊モードと実 験結果の整合性を説明することができる。しかし、R09B-C(Type)においては,計算値は実験値を大きく評価し ている(実験値/計算値=0.94)。これは柱小口側(グラウ ト充填部)が圧縮となる場合の終局曲げ強度の算定におい て,柱主筋は全て引張降伏すると仮定している50。しか し 実験により得られた柱脚部主筋のひずみデータでは, 柱脚部の主筋は引張降伏に至っていない。この原因とし









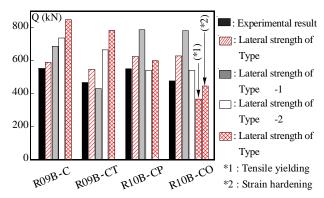


Fig. 12 Comparison of experimental and calculated results

て ,既存柱とグラウト材境界部に沿ったひび割れが見られ (Fig. 6 のひび割れ図を参照) ,既存柱とグラウト部分が十分に一体となっていないことが考えられるが ,これについては十分照査し , 今後の課題としたい。また ,R10B-CO に関しては , 式(4) ,(5)による方法で算出した計算値は実験結果を 30% 低く評価している。本試験体においては ,層間変形角R=0.2% から柱脚部主筋は降伏しており ,最大耐力時にはひずみ硬化域に達しているものと考えられる。そこで ,全体曲げ強度 M_b の算出において ,主筋の強度には引張強度 (f_u =524MPa)を用いて再度終局耐力を算出した場合 , Q_{cal3} =445.2kN (実験値 / 計算値=1.07)となり ,実験結果を良好に評価している。

5-2 靭性指標の検討

 ${f Fig.\,13}$ に各試験体の ${f V-R}$ 履歴曲線の包絡線を示す。なお,包絡線は各試験体の最大耐力で基準化(${f V_{exp}/V_{max}}$) している。また,グラフ中には式(6)により算定した靭性指標 ${f F}$ 値も併せて示す。

$$F = 0.6 + 100R \tag{6}$$

ここで,式中のRは水平耐力が最大耐力の80%にまで低下した時点の層間変形角である。Fig. 13より,Type (R09B-C)による破壊モードの靭性指標F値はF=2.6を確保することができており,塑性化後に高い靭性能力を示している。一方,その他の破壊モードの試験体は最大耐力後の耐力低下が著しい。破壊モードがType であるR09B-CT 及びR10B-CPにおいては,いずれも最大耐力後の耐力低下が大きい。R09B-CTと比較してR10B-CPの

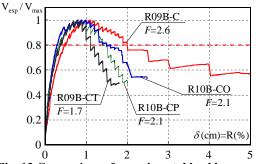


Fig. 13 Comparison of experimental backbone curves and ductility index F

靭性指標下値が大きい理由としては,せん断滑りに対して圧縮側柱脚部におけるコンクリート圧縮領域と柱主筋によるせん断摩擦及びダボ作用が抵抗しているためであると考えられる。しかし,層間変形角の進行により,あと施工アンカーが破断し脆性的な挙動となる。

Type による破壊モードを示した R10B-CO においても, Type による破壊モードと同様に最大耐力後の耐力低下が著しい。これは先述したように, 柱脚部の主筋及びあと施工アンカーは局部的に座屈及び引張りが繰り返し作用することで破断といった局部破壊が生じ, 脆性的な挙動となってしまうためである。

6. 結論

- 1) 想定した4通りの破壊モードを確認し,各破壊モードにおける水平耐力は本論に示す計算法により概ね評価することが可能である。
- 2)各破壊モードの靭性能は、Type による破壊モードが 最も優れている。一方、Type 、 による破壊モード に関しては、最大耐力後の耐力低下が大きく、靭性能 は期待できない。
- 3) Type による全体曲げ系の破壊モードは,終局時に 至った後,脚部で主筋及びあと施工アンカーの局部的 な破壊が生じてしまい脆性的な挙動となる。

謝辞

平成 22 年度の国土交通省住宅・建築関連先導指導技 術開発助成事業の支援を得た。

参考文献

- 1) Yamakawa, T. et al.: Cyclic loading Tests on Retrofitted RC Frames A New Hybrid Connection for Installation of a Steel Braced Frame inside a RC Frame (Part 1), 日本建築 学会構造系論文集, Vol. 74, No. 642, pp. 1487~1494, 2009.
- 2)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,耐震改修設計指針同解説,2001.
- 3)平良香菜子 ほか: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,コンクリート工学年次論文 集,vol. 32, No. 2, pp. 1123~1128, 2010. 7.
- 4) 前田興輝 ほか:1 スパン2層ピロティフレームを合成 極厚無筋壁で耐震補強した加力実験,コンクリート工 学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 289~294, 2007. 7.
- 5) Yamakawa, T. et al.,: Capacity-Based Analytical Evaluations of Retrofitted RC Frames A New Hybrid Connection for Installation of a Steel Braced Frame inside a RC Frame (Part 2), 日本建築学会構造系論文集, Vol. 75, No. 651, pp. 981~996, 2010.