あと施工アンカーを集中して配置する枠付鉄骨ブレース耐震補強工法の応用例

APPLICATIONS OF SEISMIC RETROFITTING METHOD BY FRAMED STEEL BRACE SYSTEM CONCENTRICALLY JOINTED WITH ANCHORS

原山 賢 — * 1 稲井栄一 — * 2
河本孝紀 — * 3 松金佑典 — * 4
井上慶洋 — * 5

Ken HARAYAMA — * 1 Eiichi INAI — * 2
Takanori KAWAMOTO — * 3 Yusuke MATSUKANE — * 4
Yoshihiro INOUE — * 5

キーワード：
耐震補強, 枠付鉄骨ブレース, アンカー, マンサード型ブレース,
柱内付け・梁外付け型, ピン接合鋼管ブレース

Keywords:
Seismic retrofitting, Framed steel brace system, Anchors, Mansard type brace, Installation method of column inside – beam outside, Pin end hollow section brace

The authors have developed the seismic retrofitting method by framed steel brace system partially and concentrically jointed with anchors to reduce the number of anchor. Seismic tests of four specimens with mansard type brace, installation method of column inside - beam outside, pin end hollow section brace and pin end double hollow section brace were conducted. The details of test results and design method for the framed steel brace system with them are reported in this paper.

1. はじめに

現在、鉄筋コンクリート造建物の耐震補強では、既存柱梁躯体内全周にドリルで孔をあけ、あと施工アンカー筋を配置し、鉄骨ブレースを取り付ける工法が一般的に用いられている。しかしながら、あと施工アンカー工事においては、騒音、振動、粉塵等の諸問題が生じることから、既存躯体と補強鉄骨柱との間に生じる摩擦により補強鉄骨ブレースの水平力を伝達する工法^{1),2)}や、エポキシ系接着剤により補強鉄骨を既存躯体に接合する工法³⁾等のあと施工アンカーを用いない耐震補強工法が開発、実用化されている。筆者らは、高い補強効果を保ちつつ、あと施工アンカー本数の削減を実現するために、あと施工アンカーと摩擦によるせん断伝達力を併用した、あと施工アンカーを部分的に集中配置する内付け枠付鉄骨ブレース(H形鋼K型)による耐震補強工法を開発し⁴⁾、その設計法を文献⁵⁾

に報告している。本工法は要求耐力に応じて、あと施工アンカー本数を調節することができる特徴を有するものである。

本報告では、本工法を応用した、H形鋼によるマンサード型の内付け枠付鉄骨ブレース(以下、「マンサード型」という)、柱内付け・梁外付け枠付鉄骨ブレース(H形鋼K型)(以下、「柱内付け・梁外付け型」という)、ピン接合鋼管ブレース^{6),7)}を用いた内付け枠付鉄骨ブレース(K型)(以下、「ピン接合鋼管型」という)、および、ピン接合二重鋼管座屈補剛ブレース^{6),7)}を用いた内付け枠付鉄骨ブレース(片流れ型)(以下、「ピン接合二重鋼管型」という)の載荷実験結果および設計法について報告する。

マンサード型は、ブレース設置架構内に出入り口等を設ける場合に必要となるものである。柱内付け・梁外付け型は、建物の外構面において、梁外面が柱外面より大きく内側に位置している場合に適用

図1 本工法概要^{4),5)}

図2 本工法ブレースの水平抵抗力の伝達機構

¹⁾ 宇部興産(株)建設資材カンパニー技術開発研究所 研究員
(山口大学大学院理工学研究科博士後期課程 大学院生)
(〒755-8633 山口県宇部市大字小串字沖の山1-6)

²⁾ 山口大学大学院理工学研究科 教授・博士(工学)

³⁾ 宇部興産(株)建設資材カンパニー技術開発研究所
グループリーダー・博士(工学)

⁴⁾ 山口大学大学院理工学研究科博士前期課程 大学院生

⁵⁾ 尾道造船(株) 修士(工学)

¹⁾ Engineer, Construction Material Div., Ube Industries, LTD.
(Graduate Student, Graduate School of Science and Eng., Yamaguchi Univ.)

²⁾ Prof., Graduate School of Science and Eng., Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

³⁾ Manager, Construction Material Div., Ube Industries, LTD., Dr. Eng.

⁴⁾ Graduate Student, Graduate School of Science and Eng., Yamaguchi Univ.

⁵⁾ Onomichi Dockyard., M. Eng.

図1に本工法^{4),5)}の概要を示す。図中の○印部の接合部は、鉄骨
 枠フランジの一部を切り欠き、ウェブを挟み込む形でアンカー筋を
 設置し、鉄骨枠と既存躯体との間に、ポリマーセメントモルタルを

(a) PA6 試験体(マンサード型)

(b) GPA 試験体(柱内付・梁外付型)

(e) ピン接合ガゼットプレート詳細

194

充填することで一体化している。なお、ポリマーセメントモルタルには、中地震時のひび割れ抑制および接合部破壊時のポリマーセメントモルタルの剥落防止を目的に、有機繊維（ビニロン繊維、繊維径 0.1～0.3mm、繊維長 9.0～16mm、セメント 100 質量部に対し含有割合 0.2～0.8 質量部）を混入している。また、ポリマーセメントモルタル充填部の既存躯体は、仕上げ部分を除去し、躯体コンクリート面を露出させ目荒らしを行っている。

設計上の特徴は、アンカー筋本数を調節することで破壊形式（鉄骨ブレース降伏型、水平接合部破壊型、全体曲げ破壊型および基礎浮き上がり型）がある程度自由に選択でき、要求耐力に合わせた設計を可能としている点で、実験により各破壊形式の耐力評価法を構築している。図 2 に本工法のブレース水平抵抗力の既存架構への伝達機構を示す。前述の通り、あと施工アンカーおよび摩擦によるせん断抵抗力を併用している点に特徴がある。地震力作用時、既存架構内の枠付鉄骨ブレースに偶力（転倒モーメント）が作用し、左側鉛直鉄骨柱上端部が既存梁を押し上げることで、当該部分に摩擦による水平力伝達機構が生じる。ブレースの水平抵抗力は、この摩擦による水平力伝達機構と上側水平鉄骨柱中央部のアンカー筋による水平力伝達機構により既存上梁に伝達されるとともに、上側水平鉄骨柱左端部を介して、直接、左側既存柱頭部に伝達される。なお、下梁両端部および両柱脚部のアンカー筋により、鉄骨柱の軸方向力ならびに鉄骨柱から既存柱・梁に作用するパンチングシアの大きさを調節できる。設計における補強架構全体の水平耐力 Q_{su} は、以下に

示す $Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{mu}, Q_{ru}$ のうち最も小さい値を採用している。

Q_{su1} ：ブレース降伏時の補強架構の水平耐力⁸⁾

$$Q_{su1} = Q_u + Q_{c1} + Q_{c2} \quad (1)$$

Q_u ：鉄骨ブレースの水平耐力

Q_{c1} ：引張側柱の終局耐力

Q_{c2} ：圧縮側柱の終局耐力

Q_{su2} ：水平接合部破壊時の補強架構の水平耐力^{4), 5)}

$$Q_{su2} = \rho Q_c + a Q_j + Q_f + Q_{c2} \quad (2)$$

ρQ_c ：引張側柱のパンチングシア耐力

$a Q_j$ ：上梁中央部アンカー筋のせん断耐力

Q_f ：摩擦によるせん断抵抗力

Q_{mu} ：全体曲げ降伏時の補強架構の水平耐力⁸⁾

Q_{ru} ：基礎浮き上がり時の補強架構の水平耐力（回転耐力）⁸⁾

なお、 Q_{su1} 、 Q_{mu} および Q_{ru} は文献 8) の評価法を用いている。

3. 各種縮小試験体による性能確認実験

3.1 各種試験体

今回実験を行った試験体を図 3、試験体一覧を表 1、試験体に用いた材料の試験結果を表 2 に示す。試験体は、学校建物を想定した 1/2.5 縮尺の 1 層 1 スパンの鉄筋コンクリート造フレーム（以下、「既存架構」という）をマンサード型（H-100×100×3.2×4.5）で補強した PA6 試験体、既存架構の梁外面を増し打ちし、梁増し打ち部と既存

表 1 試験体一覧

試験体	既存架構部	梁増し打ち部	枠付鉄骨ブレース		水平接合部		想定破壊形式
			材	形状	アンカー筋	充填材	
PA6	【柱】 断面: 240mm×240mm 主筋: 8-D13 帯筋: D4@150	断面: 60mm×320mm 軸方向筋: 5-D10 補強接合筋: 2-D4@100 (中央部@80)	H-100×100×3.2×4.5 (剛接合)	内付マンサード型 柱内付梁外付K型	12-D10	ポリマーセメントモルタル (有機繊維混入)	水平接合部破壊
GPA					8-D10		
OPA1	【梁】 断面: 200mm×320mm 主筋: 12-D13 あばら筋: D4@100	—	軸力管: 70φ-5 (ピン接合)	内付K型	12-D10		ブレース降伏
OPA2			軸力管: 70φ-5 補剛管: 89.1φ-4.2 (ピン接合)	内付片流れ型

図 4 加力方法

表 2 材料試験結果

試験体	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)		充填材 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋						鉄骨							
	既存部	増し打ち部		主筋 D13(SD295)		せん断補強筋 D4 (SD295)		アンカー筋 D10 (SD295)		ウェブ t=3.2(SS400)		フランジ t=4.5(SS400)		軸力管 t=5(STKM13A)		補剛管 t=4.2(STK400)	
				降伏点 強度	引張 強度	降伏点 強度	引張 強度	降伏点 強度	引張 強度	降伏点 強度	引張 強度	降伏点 強度	引張 強度	降伏点 強度	引張 強度	降伏点 強度	引張 強度
				(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
PA6	11.3	—	43.0	394	558	411	575	357	502	373	446	339	428	—	—	—	—
GPA	12.3	21.0	53.7	375	543			362	508								
OPA1	10.9	—	48.4	381	528	383	559	373	511	357	435	289	418	409*	506*	349*	435*
OPA2	28.4		58.2														

* 軸力管および補剛管強度はミルシートによる。

図 5 最大耐力時ひび割れ状況

梁部に半分ずつまたがるように枠付鉄骨ブレース(H-100×100×3.2×4.5)を設置して補強した柱内付け・梁外付け型 GPA 試験体、ピン接合鋼管型(φ70-5)で補強した OPA1 試験体、および、ピン接合二重鋼管型(軸力間: φ70-5、補剛管: φ89.1-4.2)で補強した OPA2 試験体の4体である。各試験体の破壊形式は、既存架構は全ての試験体において柱せん断破壊型、補強架構は、PA6、GPA および OPA1 試験体は引張側柱頭部のパンチングシア破壊を伴う上側水平鉄骨枠と既存架構梁間の水平接合部破壊、OPA2 試験体では圧縮座屈の生じないブレース降伏を想定した。

既存架構の形状は、PA6 試験体は下部をスタブとし、他の試験体下部は基礎梁およびフーチングで構成している。柱および梁断面は全試験体共通であるが、GPA 試験体では柱内面と梁内面を一致させ、梁外面を増し打ちできるようにしており(図3(b)V4断面図参照)、その他の試験体では、柱と梁の芯を一致させている。

鉄骨枠と既存架構の接合方法は、接合アンカー筋はD10とし、PA6 および OPA1 試験体は、上梁中央部に12本、下梁両端部に6本ずつ、両柱脚部に3本ずつ配置し、OPA2 試験体は上下梁中央部に12本ずつ、両柱中央に3本ずつとした。GPA 試験体では、上梁中央部に8本、下梁端部に4本ずつ、両柱脚部に3本ずつ配置しており、既存架構部には接着系と施工アンカー、増し打ち梁部には先埋込アンカーを採用している。その他の試験体では全て接着系と施工アンカーを用いている。これら接合方法の詳細は図1のものと同一である。

マンサード型 PA6 試験体については、出入口の設置を想定し、下側水平鉄骨枠中央部に切り欠きを設け、文献9)を参考に切り欠き部には補強プレート(図3(a)詳細図参照)を設置している。

柱内付け・梁外付け型 GPA 試験体では、枠付ブレースを梁増し打ち部と既存梁部に半分ずつまたがるように設置していることから、ブレースの水平分力および鉛直方向分力の1/2が梁増し打ち部に作用すると想定し、増し打ち梁および既存梁との接合アンカー筋量を決定した。なお、増し打ちは、既存梁のかぶりコンクリートをはつり取った上で行った。

3.2 加力方法

図4に加力方法を示す。加力は柱に長期軸力を想定した一定の圧縮力(想定した実建物のコンクリート強度18N/mm²の1/6の圧縮応力度)を載荷した状態で、正負漸増の繰返しの水平力(正加力は押し荷重、負加力はPC鋼棒を介した押し荷重)を上梁端に載荷した。制御は層間変形角 $R(\delta/h)$ 、 δ : 梁せい中心での水平変位、 h : スタブ(または下梁)天端から上梁天端までの高さ)による変位制御とした。

加力スケジュールは耐震診断基準の靱性指標 F 値¹⁰⁾との対応を考慮し、 $\pm R=0.00125\text{rad.}$ を1サイクル、 $\pm R=0.002\text{rad.}$ ($F=0.80$)、 $\pm R=0.004\text{rad.}$ ($F=1.00$)、 $\pm R=0.0067\text{rad.}$ ($F=1.27$)、 $\pm R=0.01\text{rad.}$ ($F=1.75$)、 $\pm R=0.015\text{rad.}$ ($F=2.24$)を各々2サイクル繰り返した後、 $\pm R=0.02\text{rad.}$ ($F=2.59$)まで載荷した。

4. 実験結果

図5に各試験体の最大耐力時のひび割れ状況、図6に水平力 Q —層間変形角 R の関係を示す。試験体の破壊経過は以下の通りである。

PA6 試験体は、 $R=0.002\text{rad.}$ で引張側柱頭部にパンチングシア状の

ひび割れ、上部水平接合部にひび割れが生じ、その後、同ひび割れが進展した。 $R=0.0067\text{rad.}$ で最大耐力に達し、 $R=0.01\text{rad.}$ のサイクルで耐力が低下した。最大耐力時前後で柱パンチングシアひび割れ部軸方向筋の降伏および柱せん断補強筋の降伏が確認され、破壊形式は引張側柱頭部パンチングシア破壊を伴う水平接合部破壊と判断される。

GPA 試験体は、 $R=0.002\text{rad.}$ で引張側柱頭部にパンチングシア状のひび割れ、上部水平接合部のひび割れが生じた。また、同サイクル

図6 Q-R 関係

で引張側ブレース脚部接合部(図 5(b)○印参照)のひび割れが生じた。 $R=0.004\text{rad}$ のサイクルで圧縮側柱脚に複数のひび割れの発生を伴いながら最大耐力に達し、 $R=0.0067\text{rad}$ のサイクルで耐力が低下した。柱パンチングシア部の軸方向筋は $R=0.004\text{rad}$ のサイクルで、柱のせん断補強筋は $R=0.01\text{rad}$ のサイクルで降伏が確認された。破壊形式は引張側柱頭部パンチングシア破壊を伴う水平接合部破壊と判断される。なお、 $R=0.01\text{rad}$ まで载荷を行ったが、既存梁と増し打ち梁境界面に損傷は見られず、梁は一体で挙動していた。

OPA1 試験体は、 $R=0.002\text{rad}$ で引張側柱頭部のパンチングシア状ひび割れが生じ、 $R=0.004\text{rad}$ で上部水平接合部にひび割れが生じた。 $R=0.0067\text{rad}$ で最大耐力に達し、その後、負加力側では $R=0.01\text{rad}$ の 2 回目のサイクル、正加力側では $R=0.015\text{rad}$ の 1 回目のサイクルで、引張側柱頭部のパンチングシア状ひび割れおよび上部水平接合部のひび割れが拡大するとともに、圧縮側柱にせん断ひび割れが生じ、耐力が低下した。なお、OPA1 試験体においても、最大耐力前後に柱パンチングシア部軸方向筋および柱せん断補強筋の降伏が確認され、破壊形式は引張側柱頭部パンチングシア破壊を伴う水平接合部破壊と判断される。

OPA2 試験体は、 $R=0.002\text{rad}$ で柱脚部に曲げひび割れ、柱頭部にパンチングシア状ひび割れ、水平および鉛直接合部にひび割れが生じた。その後、各ひび割れが進展しながら、 $R=0.01\text{rad}$ のサイクルで引張側柱中央部にせん断ひび割れ、ブレースの圧縮降伏が生じた。 $R=0.015\text{rad}$ でブレースの引張降伏が生じ、最大耐力に達した。その後、 $R=0.02\text{rad}$ の 1 回目のサイクルでは耐力を概ね保持していたが、負加力側の 2 回目のサイクルで耐力低下した。なお、 $R=0.015\text{rad}$ までは水平接合部(上下水平鉄骨枠中央)に顕著な損傷は見られず、最終サイクル($R=0.02\text{rad}$)までブレースの圧縮座屈は生じなかった。破壊形式はブレース降伏型である。

PA6、OPA1、OPA2 試験体は $R=0.02\text{rad}$ まで、GPA 試験体は $R=0.01\text{rad}$ まで载荷したが、鉛直軸力支持能力の喪失は見られなかった。

文献 11) の評価法に従って最大耐力の 80% の耐力を保持できている変形角を限界層間変形角(安全限界)とすると、水平接合部破壊が生じたマンサード型の PA6 試験体およびピン接合鋼管型の OPA1 試験体の変形性能は、 $R=0.0067\text{rad}$ のサイクルまで最大耐力の 80% の耐力を保持していることから、文献 5) の水平接合部破壊の試験体同様、 $R=0.0067\text{rad}$ ($F=1.27$) をと評価できる。また、柱内付け・梁外付け型の GPA 試験体の変形性能は、 $R=0.004\text{rad}$ で最大耐力に達し、 $R=0.0067\text{rad}$ で最大耐力の 80% を下回ったことから、上記の試験体より小さい $R=0.004\text{rad}$ ($F=1.00$) である。

一方、破壊形式がブレース降伏となったピン接合二重鋼管型の OPA2 試験体の変形性能は、 $R=0.0067\text{rad}$ で最大耐力に達し、

$R=0.015\text{rad}$ まで最大耐力の 80% を保持していることから、 $R=0.015\text{rad}$ ($F=2.24$) と評価できる。また、座屈補剛管により、ブレース圧縮時と引張時の耐力が概ね同等となること、本実験の範囲では圧縮座屈が生じないことが確認された。なお、文献 5) のブレース降伏型の試験体の変形性能は、 $R=0.01\text{rad}$ ($F=1.75$) と評価されている。

5. 水平耐力評価式

各試験体の水平耐力の評価は、文献 5) と同様、ブレース降伏の場合は式(1)、水平接合部破壊の場合は式(2)を用いて行った。表 3 に水平耐力の実験値 eQ_u と計算値 cQ_u を比較して示す。 cQ_u は、式(1)と式(2)による計算値の小さい方の値を採用し、破壊形式も同様に定めた(表 3 網掛部参照)。表中の eQ_u/cQ_u の値は 1.08~1.39 であり、評価式は実験値を安全側に評価している。また、破壊形式も一致している。

6. マンサード型の設計に関する考察

図 7 に最大耐力時($R=0.0067\text{rad}$)の鉄骨ブレースに生じたひずみおよび軸方向力を示す。図中の○印の位置に 6 枚のひずみゲージ(フランジ各 2 枚、ウェブ 2 枚)を添付しひずみを計測した。図中のひずみの値は 6 枚の平均値である。軸方向力は、図中のひずみの値に鋼材のヤング係数と鉄骨の断面積を乗じて算出したものである。図 7 のひずみの状態より得られる主な知見を以下に示す。

- ①ブレースに生じるひずみは、圧縮側が引張側より大きくなっており、水平接合部破壊による最大耐力時においては、圧縮側ブレースの水平力負担割合が大きい。
- ②左側下部水平鉄骨枠(図中 A 部)で算定された軸方向力(=74.8kN)は、引張側ブレースの軸方向力の水平分力(=294.9kN $\times\cos 58^\circ$ =156.3kN)から下側水平鉄骨枠左端部(図中 B 部)のアンカー筋のせん断耐力(=76.1kN)を差し引いて換算した値(=156.3kN-76.1kN=80.2kN)にほぼ等しくなっている。したがって、下側水平鉄骨枠端部アンカー筋の効果により、開口部下の補強プレートに生じる軸方向力が低減されていることが分かる。

7. 柱内付け・梁外付け型の設計に関する考察

GPA 試験体では、水平接合部破壊による最大耐力時において、他試験体と異なり、圧縮側柱脚部のパンチングシア状ひび割れおよび引張側ブレース脚部接合部(図 5(b)○印参照)に顕著なひび割れが生じていた。加力実験終了後の観察では、鉄骨枠と増し打ち梁を接合するブレース脚部に設置した先埋め込みアンカーに抜け出しが確認され、当該アンカーが有効に機能しなかったことが柱脚部の損傷

表 3 水平耐力の実験値と計算値

試験体	実験結果		計算値 $cQ_u(\text{kN})$								eQ_u/cQ_u
	最大耐力 $eQ_u(\text{kN})$	破壊形式	破壊形式	pQ_c	sQ_1	Q_1	Q_{c1}	Q_{c2}	sQ_u	Q_u	
PA6	515.7	水平接合部破壊	ブレース降伏	Q_{u1}	—	—	56.4	62.1	394.9	513.4	—
			水平接合部破壊	Q_{u2}	140.9	152.1	41.4	—	62.1	396.5	1.30
GPA	408.3	水平接合部破壊	ブレース降伏	Q_{u1}	—	—	54.8	60.7	535.0	513.4	—
			水平接合部破壊	Q_{u2}	153.4	107.3	49.5	—	60.7	370.9	1.10
OPA1	551.8	水平接合部破壊	ブレース降伏	Q_{u1}	—	—	53.0	58.4	521.7	633.2	—
			水平接合部破壊	Q_{u2}	157.4	148.5	32.3	—	58.4	396.7	1.39
OPA2	551.8	ブレース降伏	ブレース降伏	Q_{u1}	—	—	66.5	73.3	372.7	512.5	1.08
			水平接合部破壊	Q_{u2}	232.1	202.5	58.1	—	73.3	566.0	—

※ 最大耐力は、正負加力のうち、小さい値を採用している。

図 7 最大耐力時のひずみ状況

の一つの要因と推定される。この部分の先埋め込みアンカーの定着は、10da (da:アンカー筋の呼び径)直線定着としていたが、柱脚部の損傷を抑えるためには、先埋め込みアンカーの定着長を長くする等、抜け出しが生じない仕様にすることが望ましいと考えられる。

また、既存柱の梁増し打ち側では、柱脚部にパンチングシア状ひび割れ、同柱裏面ではせん断ひび割れが生じており、GPA 試験体の加力芯とブレース芯のずれによるねじりが影響し、ひび割れ形状に差異が生じたと推察される。ねじりの影響については今後更なる検討の必要があると考えられるが、GPA 試験体の水平耐力は、実験値と計算値が精度よく対応していることから、式(2)で評価可能と判断でき、また、変形性能は GPA 試験体の限界層間変形角である $R=0.004\text{rad}$ ($F=1.00$)を用いることで運用が可能と考えられる。

GPA 試験体は最終的に $R=0.01\text{rad}$ まで加力を行ったが、既存梁と増し打ち梁境界面に損傷は見られず、本試験体で採用した既存梁と増し打ち梁の接合に関する設計手法(ブレースの水平分力および鉛直分力の $1/2$ が増し打ち梁に作用するという仮定に基づく設計手法)により、梁は一体で挙動した。

8. ピン接合鋼管型およびピン接合二重鋼管型の設計に関する考察

鉄骨枠との接合がピン接合の OPA1 試験体(K 型)および OPA2 試験体(片流れ型)と文献 5) に示した H 形鋼を溶接により接合した PA2 試験体(K 型)および PA5 試験体(K 型)の変形初期段階の剛性の比較を行った。OPA1 試験体と PA2 試験体、OPA2 試験体と PA5 試験体は、それぞれ破壊形式が同じであり、前者が接合部破壊型、後者がブレース降伏型となっている。剛性の比較においては、各試験体の水平耐力が異なるため、試験体の水平力 Q を各試験体の最大耐力 Q_u で基準化した Q/Q_u で比較を行った。各試験体の包絡線上の層間変形角毎の Q/Q_u の値を表 4 に示す。また、一例として、水平接合部破壊型の OPA1 試験体と PA2 試験体の Q/Q_u - R 関係の包絡線を図 8 に、 $R=\pm 0.004\text{rad}$ サイクル時の Q/Q_u - R 関係の履歴ループを図 9 に比較して示す。

表 4 および図 8 より、ピン接合の OPA1 試験体、OPA2 試験体は、変形初期段階 ($R < 0.004\text{rad}$) における Q/Q_u が溶接接合の PA2 試験体、PA5 試験体と比較し小さくなっていることが分かる。ただし、 $R=0.004\text{rad}$ 以降はほぼ PA2 試験体、PA5 試験体と同等に耐力を発揮しており、通常、耐震改修時に用いられる F 値の範囲 ($R \geq 0.004\text{rad}$) においては、剛接合 H 形鋼ブレース同様の補強効果が得られると判

表 4 各試験体の包絡線上の層間変形角毎の Q/Q_u

破壊形式	試験体	R(rad.)					
		0.00125	0.002	0.004	0.0067	0.01	0.015
水平接合部破壊	PA2 ⁵⁾	0.61	0.78	0.93	1.00	0.93	0.76
	OPA1	0.34	0.55	0.85	1.00	0.94	0.72
ブレース降伏	PA5 ⁵⁾	0.46	0.58	0.80	0.96	1.00	0.83
	OPA2	0.37	0.51	0.78	0.91	1.00	1.00

図 8 OPA1 試験体と PA2 試験体の Q/Q_u - R 関係包絡線

図 9 OPA1 試験体と PA2 試験体の $R=0.004\text{rad}$ 履歴ループ

断できる。なお、OPA1 試験体および OPA2 試験体のブレース (70φ-5) は、PA2 試験体と PA5 試験体のブレース (H-100×100×3.2×4.5) より断面積が小さく、軸剛性が低い。この軸剛性の相違が、初期段階の剛性の低下の要因の一つと推察される。また、図 9 では、OPA1 試験体の履歴ループの面積が、PA2 試験体と比較し小さくなっており、ピンのクリアランスによるスリップが生じていると考えられる。初期段階の剛性にはこのことも影響していると推察される。

9. まとめ

本報告に示した実験結果より、以下の知見が得られた。

- ①マンサード型の PA6 試験体、柱内付け・梁外付け型の GPA 試験体およびピン接合鋼管型 OPA1 試験体は、水平接合部破壊が生じ、変形性能は PA6 および OPA1 試験体で $F=1.27$ 、GPA 試験体で $F=1.00$ であった。水平耐力は、いずれの試験体も、式(2)⁵⁾により評価可能である。
- ②ピン接合二重鋼管型 OPA2 試験体は、ブレース降伏が生じ、変形性能は $F=2.24$ であった。水平耐力は式(1)⁵⁾により評価可能である。
- ③マンサード型の開口部下の補強プレートに生じる軸方向力は、下側水平鉄骨枠両端部のアンカー筋により低減される。
- ④柱内付け・梁外付け型では、想定した耐力を十分に発揮したが、他試験体と異なり柱脚部の損傷が生じた。この柱脚部の損傷を抑えるためには、鉄骨枠と増し打ち梁を接合する先埋め込みアンカーの定着長を長くする等、抜け出しが生じない仕様に改善することが望ましい。また、本試験体で採用した既存梁と増し打ち梁の接合に関する設計手法により、既存梁と増し打ち梁は一体で挙動した。
- ⑤ピン接合鋼管型およびピン接合二重鋼管型は、変形初期段階の剛性が、剛接合と比較し小さくなるが、 $R=0.004\text{rad}$ ($F=1.00$)以降は概ね剛接合と同等に耐力を発揮する。また、履歴ループの面積は、剛接合と比較し小さくなる。

謝辞 本研究に関して、JFE シビル榎宮川和明氏、喜多村亘氏には貴重なご助言を頂きました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 金田和浩、菊池憲一：摩擦によるせん断伝達を評価した耐震補強 その 1 接合部の応力伝達と補強骨組の特性、日本建築学会大会学術講演集、pp417-418, 2000.9
- 2) 菊池憲一、金田和浩：摩擦によるせん断伝達を評価した耐震補強 その 2 補強骨組の耐力評価式、日本建築学会大会学術講演集、pp419-420, 2000.9
- 3) 毛井崇博、宮内靖昌：接着接合された鉄骨ブレース補強骨組の力学特性、日本建築学会構造系論文集、第 539 号、pp103-109, 2001.1
- 4) 日本建築総合試験所：建築技術性能証明 GBRC 性能証明 第 08-10 号改、2010.11.29
- 5) 河本孝紀、稲井栄一、渡辺賢一、原山賢：あと施工アンカーを集中配置する枠付鉄骨ブレース耐震補強工法、日本建築学会技術報告集、第 16 巻、第 32 号、pp161-166, 2010.2
- 6) 宮川和明、木下陵二、藤永隆、大谷恭弘、三谷勲：ピン接合鋼管ブレースによる RC 造骨組の外付け耐震補強法に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 572 号、pp147-154, 2003.10
- 7) 日本建築総合試験所：建築技術性能証明 GBRC 性能証明 第 08-05 号、2008.7.1
- 8) 日本建築防災協会：2001 改定版 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、2002.1
- 9) 服部範二、山本泰稔：特開平 11-324342 登録 2960715 号
- 10) 日本建築防災協会：2001 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、2002.1
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針 (案)・同解説、2004.1, P184

[2011 年 6 月 20 日原稿受理 2011 年 9 月 6 日採用決定]