合成接合法及び間接接合法により枠付き鉄骨ブレースで補強された RC 造骨組の耐震性能の比較検証

COMPARISON BETWEEN SEISMIC PERFORMANCE OF HYBRID AND CONVENTIONAL CONNECTIONS FOR RETROFITTING RC FRAMES BY STEEL BRACED FRAMES

前田 興輝*, 山川 哲雄**
Koki MAEDA and Tetsuo YAMAKAWA

This paper discusses experimental results on the seismic performance of RC frames retrofitted by additional steel braced frame using a hybrid connection and conventional connection. The ultimate strength and ductility of the hybrid connection are compared with the conventional connection, and test results of ten specimens retrofitted by two type connection were examined under cyclic loading tests. The main finding is that the proposed hybrid connection can satisfy the demand of high energy absorption for retrofitted RC frames under large seismic excitations. The hybrid connection obtains superior structural performance in viewpoint of strength and ductility in comparison with conventional connection.

Keywords: seismic performance, steel braced frame, hybrid connection, conventional connection, strength-ductility type
耐震性能, 枠付き鉄骨ブレース, 合成接合, 間接接合, 強度・靱性抵抗型

1. はじめに

兵庫県南部地震以降, 既存不適格建築物を対象とした耐震化対策が必要とされ, 学校建築物等の公共建築物を中心に耐震診断, 耐震改修が進められている。また, 学校や病院のように実質的に使用者の移動が困難な用途の建築物には, 低振動, 低騒音といった周辺環境への配慮が求められる。

既存不適格建築物を対象とした耐震補強の一つとして, (財)日本建築防災協会(以下, 建防協と略称する)により提案されている間接接合法による枠付き鉄骨ブレースを増設する工法が学校建築物では多く採用されている。本工法は既存躯体と枠付き鉄骨ブレースとの接合に頭付きスタッドとあと施工アンカーを用い, その間隙を無収縮グラウト材で充填した間接接合により一体化する工法である(以下, 在来工法と称する)。間接接合部は水平耐力を確保するため, 鉄骨枠にあらかじめ溶接された頭付きスタッドに合わせて多数のあと施工アンカーを必要とする。そのため, 補強工事に伴って発生する振動や騒音, 粉塵といった障害が懸念される。そこで, 山川らはこれらの諸問題を改善するため, 在来工法における頭付きスタッドやあと施工アンカーに代えて, 既存躯体を鋼板, PC鋼棒及び無収縮グラウト材で巻き立て補強すると同時に, 枠付き鉄骨ブレースを直接接合する工法(以下, 合成接合法と称する)を提案し, 水平加力実験によりその耐震性能を検証した¹⁾。その結果, 合成接合法は耐力及び靱性に富む弾塑性挙動を有することを確認し, かつ想定される破壊形式に基づく終局耐力の算定方法について明らかにし

た^{1), 2)}。このように本論文で新規に提案する合成接合法は, 耐力と靱性を同時に期待できるので, 想定外の大地震動に対して, ピロティ架構やソフトストーリーを有する中低層RC造建築物の耐震補強に特に有用であると思われる。このことを念頭に研究開発を進め, 文献3)~6)では鉄骨枠の形状をロ形から門形に変更し, 合成接合法と在来工法により枠付き鉄骨ブレースで補強したRC造骨組の実験結果を報告するとともに, これらの耐震性能評価を耐力と靱性について個別に検証した。

本研究はこれらの実験結果を活用するとともに^{3)~6)}, 合成接合法により枠付き鉄骨ブレースを増設したRC造骨組の耐震性能を, 在来工法のそれと定量的に比較検証する。なお, 本論文では文献3)~6)による実験結果に加え, 新たに鉄骨ブレースに補剛材を取り付け, 鉄骨ブレースの細長比を実験変数とし, それぞれの接合方法で補強した試験体を追加した。そして, 現行の耐震改修を前提として建防協が発行する既存RC造建築物の耐震改修設計指針・同解説に基づいて強度指標, 強度寄与率について考察した。また, 耐力評価において, 文献2), 7)に準拠して主要部材の耐力を算出し, 想定される破壊形式による終局耐力を算定することで, 実験により得られた破壊形式について照査した。靱性評価に関しては破壊形式ごとに区分して実験により得られた履歴特性に基づいた靱性指標の評価を試みた。そして, これらの結果を踏まえ, 強度指標と靱性指標の関係であるC-F曲線により耐震性能を比較し, その妥当性を調べることで合成接合法の有用性を検証した。

* (株)伸本工業 博士(工学)
** 琉球大学 名誉教授・工博

Nakamoto Kogyo Co., Ltd., Dr. Eng.
Prof. Emeritus, Univ. of the Ryukyus, Dr. Eng.

Fig. 1 Details of reinforcements (unit: mm)

Specimens	Failure mode	*1	Specimens	Failure mode	*1
R09B-P	Type I	(4)	R08B-F60	Type I	(6)
R09B-C	Type I	(3)	R08B-F50	Type I	(6)
R10B-CBS	Type I	-	R10B-F50S	Type I	-
R09B-CT	Type II	(3)	R08B-F75	Type II	(6)
R10B-CP	Type II	(5)	R10B-F60S	Type II	-

Anchor; R09B-P, C, CT: 8-13φ (PC bar, Embedment length=182mm), R10B-CBS: 8-D16 (SD345, Embedment length=176mm), R10B-CP: 8-D10 (SD345, Embedment length=120mm), Conventional connection: 13-D13 (@98mm, Horizontal), 7-D13 (@100mm, Vertical, Embedment length=110mm), *1: Reference number.

Fig. 2 List of specimens and retrofit schemes

2. 実験計画

2. 1 試験体計画

Fig. 1に本研究で使用したRC造骨組の形状、配筋状況を示す。RC造骨組は1スパン1層とし、柱断面は175mm×175mmの正方形断面で、内法高さ875mm ($M/(VD)=2.5$)である。主筋、帯筋はそれぞれ8-D10 ($p_g=1.85\%$), 3.7φ@105 ($p_w=0.12\%$)を配筋している。梁断面は125mm×250mmの長方形断面で、内法長さ1,325mm ($M/(VD)=2.65$)である。主筋、あばら筋はそれぞれ4-D13 ($p_g=1.63\%$), D6@120 ($p_w=0.43\%$)を配筋している。製作したRC造骨組は1971年以前の旧耐震基準により設計された中低層RC造建築物をモデルとし、補強を施さない場合、柱でせん断破壊するように設計し、帯筋比は現行基準の規定値 ($p_w \geq 0.20\%$)を満足しない。

Fig. 2に合成接合法及び在来工法により補強した試験体及び文献7)に準じて試算した結果から想定した破壊形式を示す。試験体数はそれぞれの接合方法5体ずつの計10体である。なお、合成接合法により補強した試験体R09B-P, R09B-C, R09B-CT及びR10B-CPは文献3)～5)で、在来工法により補強した試験体R08B-F60, R08B-F50, R08B-F75は文献6)で、それぞれ個別に耐力と靱性について検証しているが、本論文ではこれらを踏襲し、比較検証することを目的として再掲する (Fig. 2参照)。枠付き鉄骨ブレースの既存柱及び梁への接合方法をFig. 3に、Table 1, 2に未発表の試験体R10B-

Fig. 3 Details of retrofitted column and beam

Table 1 Mechanical properties of steel materials

Steel materials	a (mm ²)	f _y (MPa)	f _u (MPa)	E _s (GPa)
Rebar	D10	71	371	524
	D13	127	403	597
Hoop or stirrup	3.7φ	10.75	593	664
	D6	32	432	501
Stud or dowel	D13	127	359	523
	D16	199	324	503
PC bar	13φ	133	1,220	-
Steel plate	t=3.2mm	338	447	208
	t=4.5mm	340	465	198

Notes: a: Cross section area, f_y: Yield stress, f_u: Ultimate stress, E_s: Young's modulus.

Table 2 Properties of concrete and additional grout

Specimen	RC frame			Additional grout		
	σ _B (MPa)	ε _c (%)	E _c (GPa)	σ _B (MPa)	ε _c (%)	E _c (GPa)
R10B-CBS	20.2	0.20	22.8	63.2	0.57	21.9
R10B-F60S	21.6	0.20	25.1	63.2	0.42	22.4
R10B-F50S	24.9	0.24	24.5	63.8	0.49	22.8

Notes: σ_B: Compressive strength of concrete cylinder, ε_c: Strain at compressive strength, E_c: Modulus of elasticity.

CBS, R10B-F50S, R10B-F60Sに使用した鋼材、コンクリート材料の力学的特性を示す。他の試験体については文献3)～6)を参照されたい。

合成接合法により補強した試験体において、R09B-P, C及びR10B-CBSは鉄骨ブレースの引張降伏、塑性座屈が先行する破壊形式(以下、タイプIと称する)となるよう設計し、合成接合法の基本性状を把握するための試験体である。R10B-CBSは断面がBH-75×60×4.5×4.5の鉄骨ブレースを使用し、補剛材を取り付けることで細長比を小さくした ($\lambda_y=36.3$)。なお、補剛材の断面はBH-75×30×4.5×4.5となっている。R09B-CT, R10B-CPは頂部又は脚部でのせん断滑り破壊(以下、タイプIIと称する)を想定しており³⁾、文献

Table 3 Properties of steel brace

	Specimens	Size of steel brace	A_b (mm ²)	λ_x	λ_y
H series	R09B-P	BH-75 × 75 × 4.5 × 4.5	972	32.4	56.0
	R09B-C	BH-75 × 75 × 4.5 × 4.5	972	32.4	56.0
	R10B-CBS	BH-75 × 60 × 4.5 × 4.5	837	33.1	36.3
	R09B-CT	BH-75 × 75 × 4.5 × 4.5	972	32.4	56.0
	R10B-CP	BH-75 × 75 × 6.0 × 6.0	1,278	33.0	55.5
C series	R08B-F60	BH-75 × 60 × 4.5 × 4.5	837	28.8	63.1
	R08B-F50	BH-75 × 50 × 4.5 × 4.5	747	29.4	78.2
	R10B-F50S	BH-75 × 50 × 4.5 × 4.5	747	29.4	39.1
	R08B-F75	BH-75 × 75 × 4.5 × 4.5	972	28.1	48.7
	R10B-F60S	BH-75 × 60 × 4.5 × 4.5	837	28.8	31.5

Notes: A_b is section area of steel brace, Slenderness ratio of steel brace $\lambda_{x(y)} = r \cdot l_k / i_{x(y)}$, i_x is gyration radius about strong axis, i_y is gyration radius about weak axis.

7)において、強度抵抗型と称される破壊形式である。R09B-CTは梁接合部の鋼板を板厚 $t=1.2\text{mm}$ と薄くし、R10B-CPは鉄骨ブレースの断面を大きくし(BH-75×75×6×6)、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頂部の梁接合部又は脚部のせん断耐力を小さくしている。

在来工法により補強を施した5体の試験体は合成接合法により補強した試験体と比較検証するため、鉄骨ブレースの断面及び破壊形式を対応させた。ここで、R08B-F75はR09B-P及びCと、R10B-F60SはR10B-CBSと対応させ、それぞれ同じ断面の鉄骨ブレースを使用している。R08B-F60はR10B-F60Sと同じ断面の鉄骨ブレースを用いているが、補剛材を取り除いている。R08B-F50、R10B-F50Sは鉄骨ブレースのフランジ幅を50mmとし、補剛材の有無により細長比が変化している。

在来工法により補強を施した試験体はいずれもあと施工アンカーを梁下部分に13-D13、柱側面部に7-D13をそれぞれ98mm、100mm間隔で配筋している。間接接合部に設けたあと施工アンカー及び頭付きスタッドの間隔は文献7)による設計式に設定し(間隔の規定値: $7.5d_a$ 以上かつ300mm以下、 d_a :あと施工アンカー又は頭付きスタッドの直径)、本研究で使用したRC造骨組の形状比において、設置可能な限界本数、最大直径となっている。

本研究で使用した枠付き鉄骨ブレースは板厚 $t=4.5$ 、6.0mmの鋼板を用いた組立溶接H形鋼である。Fig. 4に使用した枠付き鉄骨ブレースの詳細図を示す。枠付き鉄骨ブレースはFig. 2に示す破壊形式に基づき、断面及び細長比を実験変数として設定した。鉄骨ブレースの断面はBH-75× B_f ×4.5(6.0)×4.5(6.0)、フランジ幅は $B_f=50$ 、60、75mmの3種類であり、鉄骨枠は鉄骨ブレースと同断面の組立溶接H形鋼である。また、補剛材を取り付けた枠付き鉄骨ブ

Fig. 5 Normalized critical stress versus slenderness ratio

レースにおいて、補剛材は鉄骨ブレースに作用する圧縮力の2%の圧縮強度を有する断面を選定し、鉄骨ブレースの中間点でウェブ材のみ隅肉溶接により鉄骨ブレースと接合している(Fig. 4(c)参照)。

Table 3に各試験体を使用した鉄骨ブレースの断面性能を、Fig. 5に限界圧縮応力度と細長比の関係を示す。なお、縦軸は限界圧縮応力度を鉄骨ブレースに使用した鋼材の降伏応力度で基準化している。また、限界圧縮応力度の算定において、鉄骨ブレースの細長比は座屈長さに節点間長さを採用し、有効座屈長さ係数(材端支持条件)は両端ピン($r=1.0$)と仮定して算出した⁷⁾。Fig. 5より、本研究に使用した鉄骨ブレースは圧縮力が作用した場合、非弾性領域で座屈(塑性座屈)するような断面と細長比となっている。

2. 2 加力方法

加力は側柱1本当たり、実験時のコンクリート圧縮強度に対する鉛直荷重比0.2の一定鉛直荷重(鉛直荷重 $N=0.2bD\sigma_b$ 、 b :既存柱幅、 D :既存柱せい、 σ_b :シリンダー強度)を作用させた状態で正負繰り返し水平載荷を行った。加力サイクルは鉄骨ブレースの座屈時の層間変形角を捉えるために、 $R=0.1\% \sim 2.0\%$ まで0.1%の増分で正負繰り返し載荷を行った。その後、損傷状況を確認して $R=2.5\%$ 、3.0%、4.0%、5.0%のサイクルを1回ずつ繰り返した。ただし、試験体R08B-F60に関しては $R=0.1\% \sim 1.2\%$ まで0.1%の増分で載荷し、次に $R=1.5\%$ のサイクルを行い、その後、 $R=3.0\%$ まで0.5%の増分で正負繰り返し載荷を行った。加力装置に関しては文献3)～6)を参照されたい。

3. 実験結果

3. 1 各試験体の破壊経過

Fig. 6に各試験体の最終破壊状況及びせん断力(V)–層間変形角(R)履歴曲線を示す。なお、 V – R 履歴曲線中の破線は最大耐力の80%を示している。なお、本節では概要のみを述べ、既発表の試験体に関しては文献3)～6)を参照されたい(Fig. 2参照)。

合成接合法により補強を施した試験体において、タイプIを想定

Notes: 1) N is axial force, 2) Loading direction from left to right is push, 3) Plot (○) is maximum lateral resistance (V_{max}), 4) Dotted line is $0.8V_{max}$.

Fig. 6 Cracking patterns at final drift angle and $V_{exp}-R$ relationships

した試験体 (R09B-P, R09B-C, R10B-CBS) はいずれも類似の挙動を示した。そして、 $R=1.0\% \sim 1.3\%$ で最大耐力を記録し、 $R=2.0\% \sim 2.5\%$ まで最大耐力の80%を維持した。その後、鉄骨ブレースの交差部での不釣り合い力によるものと判断されるせん断ひび割れが梁部分に発生したが、急激な耐力低下は見られなかった。一方、タイプIIを想定した試験体 (R09B-CT, R10B-CP) はそれぞれ $R=0.8\%$, 0.9% で最大耐力を記録した。R09B-CTにおいては $R=0.5\%$ から梁接合部の鋼板がせん断座屈を、R10B-CPにおいては $R=1.4\%$ から引張側のあと施工アンカーがせん断力により破断し始めた。そして、いずれの試験体も両側柱がパンチングシア破壊を引き起こした。

在来工法により補強した試験体において、タイプIを想定した試験体はいずれも $R=0.7 \sim 0.8\%$ で最大耐力を記録し、類似の挙動を示した。最大耐力後、R08B-F60, R10B-F50Sはそれぞれ $R=2.0\%$,

1.5% まで安定した耐力を維持したが、その後、間接接合部でせん断滑り破壊を引き起こした。R08B-F50は他の試験体と異なり、圧縮ブレースの座屈により最大耐力後の耐力低下が著しい。一方、タイプIIを想定した試験体はいずれも $R=0.8\%$ で最大耐力を記録した。そして、間接接合部のせん断ひび割れが進展し、せん断滑り破壊を引き起こし、同時に引張側柱でパンチングシア破壊を、圧縮側柱でせん断破壊を引き起こした。

3. 2 強度指標と強度寄与率

Table 4に各試験体の強度指標を示す。本論文では、実験により得られた最大耐力を両側柱に作用させた鉛直荷重で除した値を、強度指標として定義する。なお、Table 4に示す最大耐力は正加力と負加力時の最大耐力の平均値である。

Table 4により、合成接合法により補強した試験体の強度指標は

Table 4 Comparisons of strength index C_{exp}

Specimens	V_{max} (kN)	σ_B (MPa)	N (kN)	C_{exp}
R09B-P ($\lambda_y = 56.0$)	532.7	23.3	285.4	1.87
R09B-C ($\lambda_y = 56.0$)	551.8	23.6	289.1	1.91
R10B-CBS ($\lambda_y = 36.3$)	561.8	20.2	247.5	2.27
R09B-CT ($\lambda_y = 56.0$)	469.5	19.7	241.3	1.95
R10B-CP ($\lambda_y = 55.5$)	536.6	20.2	247.5	2.17
R08B-F60 ($\lambda_y = 63.1$)	548.2	22.6	276.9	1.98
R08B-F50 ($\lambda_y = 78.2$)	508.2	22.6	279.9	1.84
R10B-F50S ($\lambda_y = 39.1$)	514.5	24.9	305.0	1.68
R08B-F75 ($\lambda_y = 48.7$)	575.7	19.7	241.3	2.39
R10B-F60S ($\lambda_y = 31.5$)	554.1	21.6	264.6	2.09

Notes: V_{max} is average value of $+V_{max}$ (push direction) and $-V_{max}$ (pull direction), σ_B is cylinder strength, N is total vertical load (both columns).

Fig. 8 Lateral resistance contribution versus drift angle

$C_{exp}=1.87\sim 2.27$ であり、 $C_{exp}=2.27$ であってもタイプ I の破壊形式とすることが可能であることを示している。

一方、在来工法により補強した試験体の強度指標は $C_{exp}=1.68\sim 2.39$ である。R08B-F75、R10B-F60Sの強度指標は他の試験体と比較して大きい値となっている。間接接合部に設けたあと施工アンカーと頭付きスタッドは設置可能な限界本数、最大径であり、タイプ II は設計上最大限のせん断耐力を確保しているものの、タイプ I の水平耐力より小さいことを示唆している。また、 $C_{exp}=1.98$ (R08B-F60)であればタイプ I による破壊形式とすることができるが、 $C_{exp}\geq 2.09$ となると、タイプ II の破壊形式に移行している (R08B-F75、R10B-F60S)。在来工法において、タイプ I となるようにする場合、水平耐力の増大に上限があることを示唆しており、設置できる鉄骨ブレースの断面サイズに上限があると言える。

文献7)では、在来工法により枠付き鉄骨ブレース補強を施した場合、靱性指標に従って $R=0.4\%$ ($F=1.0$) 以降の強度寄与率を $\alpha_j=1.0$ と規定している。ここで、強度寄与係数とはある層間変形角に到達した時に発揮する水平耐力と最大耐力の比率をいう。

Fig. 7に各試験体の最大耐力時の層間変形角を示す。合成接合法により補強した試験体 (破壊形式: タイプ I) は在来工法と比較して遅れて最大耐力を発揮している。本工法において、既存RC造骨組の内面に枠付き鉄骨ブレースを施工上多少のクリアランス (10mm) を設けて鋼板とPC鋼棒で取り付け、隙間をグラウトして一体化を図っている。しかし、合成接合法は基本的には鋼板を介して既存RC造骨組と枠付き鉄骨ブレースの一体化を図っているため、間接接合法で一体化を図った従来の枠付き鉄骨ブレース補強法が接合界面に働くせん断応力によるずれが少なくなる。また、合

Fig. 7 Drift angle at maximum lateral resistance

成接合法ではPC鋼棒 (13φ) と貫通孔 (16φ) のクリアランスに加えて、PC鋼棒の伝達せん断力によるPC鋼棒自身のたわみや、PC鋼棒の鋼板支圧やコンクリート支圧による変形も加算されるため、間接接合より合成接合が最大耐力時の変形角は大きくなる傾向にあると考えられる。

一方、タイプ II の破壊形式となった試験体においては在来工法と同様の層間変形角で最大耐力に到達している。R09B-CTは梁接合部に板厚1.2mmと極端に薄い鋼板を使用し、载荷初期の段階でせん断座屈を引き起こし、R10B-CPは脚部のあと施工アンカーに8-D10を用いており、せん断力により破断した。そのため、鉄骨ブレースの塑性耐力が発揮する前に梁接合部、又は脚部でせん断滑り破壊が生じたためだと考えられる。

Fig. 8に各試験体の正加力時の $V-R$ 履歴曲線の包絡線を示す。なお、グラフの縦軸は各サイクルの荷重を最大耐力で基準化しており、文献7)による強度寄与率を表すことになる。また、Fig. 8に示す強度寄与率は主な靱性指標 (F) に対応する層間変形角における強度寄与係数の平均値である。Fig. 8 (a)より、合成接合法において、タイプ I の破壊形式の場合は $R=0.4\%$ ($F=1.0$) で最大耐力の75%を、 $R=0.67\%$ ($F=1.27$) で最大耐力の90%を発揮し、 $R=1.0\%$ ($F=1.60$) で最大耐力に到達している。この層間変形角は文献7)に規定されている層間変形角より大きく、 $R=0.67\%$ ($F=1.27$) 以前の強度寄与率は文献7)の規定値より小さい。従って、合成接合法により補強した場合、 $R=0.67\%$ ($F=1.27$) 以前の耐力は層間変形角に対応した強度寄与率を用いる必要がある。合成接合法により補強した場合の強度寄与率は本実験の範囲内で、 $R=0.2\%$ ($F=0.8$) に対し $\alpha_j=0.54$ 、 $R=0.4\%$ ($F=1.0$) に対し $\alpha_j=0.75$ となる。一方、在来工法に

Notes: Hybrid connection specimens→H1: R09B-P, H2: R09B-C, H3: R10B-CBS, H4: R09B-CT, H5: R10B-CP.

Conventional connection specimens→C1: R08B-F60, C2: R08B-F50, C3: R10B-F50S, C4: R08B-F75, C5: R10B-F60S.

Fig. 9 Calculated results of lateral resistance by RC frame, steel braces and connection

Fig. 10 Calculated results of lateral strength

において、タイプ I による破壊形式の場合は $R=0.4\%$ ($F=1.0$) で最大耐力の 83% を発揮し、 $R=0.67\%$ ($F=1.27$) でほぼ最大耐力に到達しており、文献 7) で規定されている強度寄与率に同じである (Fig. 8 (b) 参照)^{7), 8)}。ただし、R08B-F50 は細長比が $\lambda_y=78.2$ と大きいため、最大耐力後の耐力低下が著しい。なお、タイプ II の破壊形式となった試験体においては接合方法に係らず、類似の挙動を示している。

4. 耐力評価

枠付き鉄骨ブレース、RC 造骨組、合成接合部及び間接接合部のせん断耐力を算出し、文献 7) に準拠して算定した終局耐力に基づいて、実験で得られた破壊形式について考察する。

各試験体の終局耐力の評価は文献 7) に従って、タイプ I の場合は

式 (1) を、タイプ II の場合は式 (2) を用いて行った。

$$\text{タイプ I : } V_{su1} = ({}_b F_{cr} + {}_b F_y) \cos \theta + \sum {}_c V_u \quad (1)$$

ここで、 V_{su1} : タイプ I による終局耐力、 ${}_b F_{cr}$, ${}_b F_y$: 圧縮ブレースの座屈耐力及び引張ブレースの軸方向引張降伏耐力、 θ : 鉄骨ブレースと水平部材がなす角度、 $\sum {}_c V_u$: 圧縮及び引張側柱の終局耐力の和である。なお、合成接合法により補強された RC 造骨組における各部材の終局耐力は文献 2) を参照されたい。また、鉄骨柱の終局耐力への寄与は安全側に無視している⁷⁾。

$$\text{タイプ II : } V_{su2} = {}_c V_{pu1} + V_j + {}_c V_{u2} \quad (2)$$

ここで、 V_{su2} : タイプ II による終局耐力、 ${}_c V_{pu1}$: 引張側柱のパンチング耐力、 ${}_c V_{u2}$: 圧縮側柱の終局耐力で、合成接合法ではパンチング耐力を採用する²⁾、 V_j : 合成接合法においては頂部の梁接合部又は脚部のあと施工アンカーのせん断耐力、在来工法では間接接合部のせん断耐力である。

枠付き鉄骨ブレースを増設する耐震補強では一般的に、タイプ I による終局耐力により決定されるように設計される⁷⁾。タイプ I となるためには、式 (2) に示すタイプ II による終局耐力 (V_{su2}) が式 (1) に示すタイプ I による終局耐力 (V_{su1}) より大きくなる必要がある⁷⁾。Fig. 9 に補強後の RC 造骨組の主要部材の耐力計算結果を、Fig. 10 に補強後の RC 造骨組の終局耐力算定結果と実験値の比較を示す。なお、Fig. 9 (d) 中の合成接合法における鋼板のせん断耐力 (${}_p Q_s$) はせん断降伏耐力又はせん断座屈耐力のうち小さい方の値であり、あと施工アンカーのせん断耐力 (Q_a) は文献 7) によった。Fig. 10 に示す計算結果は Fig. 9 の主要部材の耐力計算結果に基づいて、式 (1)、(2) による終局耐力のうち、最小値を示している。式 (1) は RC 造骨組の終局耐力と鉄骨ブレースの終局時保有水平耐力の単純累

Notes: H1~H5 and C1~C5: See in Fig. 9

Fig. 11 Shear capacity margin V_{su2}/V_{su1} and slenderness ratio

加 (Fig. 9 (a), (b)参照), 式 (2) は梁接合部がある骨組頂部にあっては、引張側柱のパンチングシア耐力及び圧縮側柱の終局耐力と接合部のせん断耐力 (Fig. 9(c), (d)を参照) の単純累加であり、梁接合部のせん断耐力は構成する材料 (鋼板, PC鋼棒, 無収縮グラウト材) のせん断降伏耐力又は支圧耐力のうち最小値を採用する。また、柱脚部にあってはあと施工アンカーのせん断耐力 (Q_a) を採用している (Fig. 9(d)のプロット)。

Fig. 9(b)において、RC造柱の終局耐力は塑性ヒンジ形成による終局曲げ強度時せん断力と終局せん断耐力のうち、小さい方の値が採用される。Fig. 9(b)によれば、在来工法において、RC造柱はせん断破壊が先行する結果となっている。しかし、実験結果によれば、RC造柱は曲げ降伏が先行した後、せん断破壊に移行したことが確認されている。この原因として、柱の耐力算定に鉄骨枠とRC造柱の合成効果が無視されていることが考えられる。また、Fig. 9(d)において、R10B-CPのPC鋼棒のせん断降伏耐力 ($_{pc}Q_y$) が他の合成接合法により補強した試験体と比較して大きいのは、PC鋼棒の本数が異なるためである。R10B-CPは梁接合部のPC鋼棒の本数が6本、他の試験体は4本となっている。

Fig. 10より、RC造骨組と枠付き鉄骨ブレース、又はRC造骨組と補強接合部のせん断耐力を単純累加することにより、補強後のRC造骨組の実験値を安全側に評価することができており、実験結果に基づく破壊形式と良い対応を示している。また、枠付き鉄骨ブレースにより補強されたRC造骨組の耐震性能を左右する指標の1つに、タイプIIによる終局耐力をタイプIによる終局耐力で除して求められる余裕度 (以下、本論ではせん断余裕度とし定義する) がある。そこで、各試験体のせん断余裕度を検証する。Fig. 10による終局耐力計算値より算出した各試験体のせん断余裕度をFig. 11に示す。

Fig. 11より、合成接合法において、タイプIによる破壊形式となった3体の試験体のせん断余裕度 (V_{su2}/V_{su1}) は1.28~1.30である。本研究の範囲内では少なくとも1.28以上のせん断余裕度を確保できれば、せん断滑り破壊を回避し、鉄骨ブレースを引張降伏、塑性座屈させ、 $R=2.0\% \sim 2.5\%$ まで耐力を維持することができると言える。また、合成接合法は在来工法と比較して、高いせん断余裕度を有しており、タイプIIによる終局耐力を確保している。この理由としてはFig. 9(c)に示すように、合成接合法では柱のパンチングシア耐力が在来工法のそれと比較して大きいことが分かる。柱のパンチングシア耐力はシアスパン (a) と、柱に作用する鉛直応力度に依存する⁷⁾。本論文ではシアスパンは両側柱とも $a=0$ とした。合成接合法では既存柱を鋼板で巻き立てるため、パンチングシア耐力を算出

する際のシアスパンが短くなり、かつせん断破壊が防止できる。実験においても、パンチングシア破壊は梁直下レベルで生じていることが確認されている⁵⁾。その結果として、パンチングシア耐力を高く見積もることができる。従って、合成接合法はタイプIIによる終局耐力を確保した状態で、タイプIによる破壊形式となるよう設計することが容易となる。また、高いパンチングシア耐力を確保することができることから、在来工法における間接接合部とは異なり、梁接合部及び脚部のあと施工アンカーのせん断耐力を小さくすることが可能である (Fig. 9(d)を参照)。一方、タイプIIとなる場合 (R09B-CT, R10B-CP), 梁接合部のディテール及びあと施工アンカーの本数を調整することで当該箇所のせん断耐力を大きくすることは容易に可能である。

在来工法において、間接接合部に設けたあと施工アンカーの諸元は文献7)に基づいて設計し、本研究で用いたRC造骨組の形状比に対して設置可能な限界本数、最大径である。すなわち、在来工法により補強した試験体におけるタイプIIの終局耐力の上限値と見なせる (Fig. 9(d)参照)。このことから、本研究の範囲内においてはR08B-F75, R10B-F60Sに用いた鉄骨ブレースより大きい断面サイズ、又は小さい細長比を有する鉄骨ブレースを用いた場合、終局耐力は式 (2) に依存するため、これ以上の補強効果を見込むことは難しい。すなわち、R08B-F60, R10B-F50Sに用いた鉄骨ブレースより大きい断面サイズ、又は小さい細長比を有する鉄骨ブレースを用いると、R08B-F75, R10B-F60Sのように強度抵抗型として、耐力の向上は見込むことができるが、変形性能に乏しいタイプIIに移行してしまう。ただし、強度・靱性抵抗型として、せん断余裕度を確保するため、鉄骨ブレースの断面サイズを小さく、又は細長比を大きくすると、R08B-F50のように文献7)による細長比の規定値 ($\lambda=58$) を超えるが、せん断余裕度が $V_{su2}/V_{su1} \geq 1.1$ であるため、タイプIによる破壊形式となるが、変形性能が劣ってくる (Fig. 6参照)。

5. 靱性評価

それぞれの接合法により補強されたRC造骨組の靱性指標の評価を、実験で得られた $V-R$ 履歴曲線をもとに検証する。靱性指標は式 (3), (4), (6) により評価する^{8), 9), 11)}。

$$F_1 = \sqrt{2\mu - 1} / \{0.75(1 + 0.05\mu)\} \quad (3)$$

$$F_2 = \sqrt{\mu} / D_h \quad (4)$$

$$D_h = 1.5 / [1 + 10(h_e + h_{eq})] \quad (5)$$

$$F_3 = 0.6 + 100R_u \quad (6)$$

ここで、 μ : 塑性率 ($\mu = R_u/R_y$), R_u : 限界層間変形角で、耐力が最大耐力の80%に低下した時の層間変形角 (ただし、タイプIIの破壊形式となった試験体においては最大耐力時の層間変形角), R_y : 降伏時層間変形角で $R_y = 0.67\%$ ⁹⁾, D_h : 履歴減衰による弾性応答スペクトルの低減係数, h_e : 粘性減衰定数, h_{eq} : 等価粘性減衰係数で、 $h_{eq} = 10.6\%$ ⁹⁾ である。

式 (3) はニューマークによるエネルギー一定則に基づいて限界層間変形角と降伏時層間変形角の関係 (塑性率) を用いて表現される。式 (3) は脆性的なせん断系など $F=1.27$ 以下の靱性指標は定義できないため、靱性に富んだ曲げ系の靱性指標 F 値を定義する式とも

Fig. 12 Ductility index F

言える⁹⁾。一方、式(4)は繰り返し履歴に基づく吸収エネルギー（履歴減衰）を等価粘生減衰定数に置き換えて、エネルギー吸収量を反映させた靱性評価指標式であるが、この式も基本的には式(3)と同様に曲げ系の靱性指標を定義する式とも言える。また、式(6)は式(3)を限界層間変形角のみを変数として近似的に靱性指標 F 値に置換した式である¹¹⁾、脆性的なせん断系から靱性に富んだ曲げ系まで広範囲の靱性指標が近似的に定義できると考えられる。

Fig. 12に式(3)、(4)、(6)による靱性指標と層間変形角の関係と、各試験体の靱性指標計算値を示す。なお、本実験において、各試験体とも最大耐力時の層間変形角が0.67%以上であるため、各試験体の降伏時層間変形角は文献9)に準拠し、 $R_y=0.67\%$ と仮定して算出した。式(4)において、式中の粘性減衰を無視した場合($h_e=0\%$)と考慮した場合($h_e=2\%$)を併記している。また、靱性指標計算値(Fig. 12中のプロット)は、すべて式(3)により求めたものである。Fig. 12より、式(3)による値は等価線形化法による式(4)の値のほぼ中間であり、平均的な値を示している。一方、近似的に置換した式(6)と比較した場合、実験により得られた限界層間変形角の範囲内での誤差は小さい。従って、式(3)による靱性指標を用いて評価しても工学的に有用性はあると判断し、式(3)による靱性指標値を基準に述べるものとする。

文献7)では細長比を $\lambda \leq 58$ とすることを原則とし、せん断余裕度(V_{su2}/V_{su1})に応じて靱性指標を設定し、細長比が $\lambda=58$ を超える場合は靱性指標を低減する措置を要求している。

合成接合法により補強した場合、タイプIでは細長比の如何に係らず $F_1=2.59 \sim 2.86$ ($\lambda_y=36.3 \sim 56.0$)、タイプIIでは $F_1=1.48 \sim 1.62$ ($\lambda_y=55.5 \sim 56.0$)である。タイプIにおける靱性指標はせん断余裕度とともに、鉄骨プレースの細長比に影響する⁷⁾。このことを踏まえると、実験の範囲内において、合成接合法により補強をしたRC造骨組の靱性指標は鉄骨プレースの細長比が $36.3 \leq \lambda_y \leq 56.0$ で、かつ頂部及び脚部のせん断耐力が確保されていれば($V_{su2}/V_{su1} \geq 1.28$)、大きな変形性能($F \geq 2.0$)を期待できると言える。合成接合法によるこの利点は既存柱が鋼板で巻き立てられ、柱のせん断耐力とパンチングシア耐力が増大し、RC造骨組に塑性ヒンジによる曲げ降伏型のメカニズムが形成されることで鉄骨プレースの挙動に柔軟に追従できるためと考えられる。ただし、この場合、文献7)による細長比の

規定 $\lambda_y \leq 58$ を満足させる必要がある。

一方、在来工法において、タイプIとなった試験体(R08B-F60, R08B-F50, R10B-F50S)の靱性指標は $F_1=1.98 \sim 2.59$ となった。文献7)では細長比を $\lambda \leq 58$ とすることを原則とし、せん断余裕度(V_{su2}/V_{su1})に応じて靱性指標を設定し、細長比が58を超える場合は靱性指標を低減する措置を取ることを要求している。本実験においても、R08B-F50のように細長比が規定値($\lambda \leq 58$)を満足していないと、せん断余裕度が1.1を超えても期待通りの靱性指標($F=2.0$)を取れない($\lambda_y=78.2$, $F_1=1.98$)。また、R08B-F60のように、細長比が規定値($\lambda \leq 58$)を満足せず($\lambda_y=61.3$)、せん断余裕度が $1.0 \leq V_{su2}/V_{su1} \leq 1.1$ の場合、靱性指標は $F_1=2.59$ であるが、文献7)に従えば靱性指標を低減させる措置($F \leq 1.5$)が講じられる。実験においても、本試験体はせん断余裕度が $V_{su2}/V_{su1}=1.07$ と低いため、層間変形角の進行に伴って間接接合部でせん断滑り破壊が生じた。このことを踏まえると、靱性指標を低減させる措置は妥当であると考えられる。R10B-F50Sは細長比 $\lambda \leq 58$ を満足し($\lambda_y=39.1$)、かつせん断余裕度が $V_{su2}/V_{su1} \geq 1.1$ であり、靱性指標は $F_1=2.24$ を確保することができている。本試験体の靱性指標はR08B-F60と比較して低い結果となっている。この原因として、両試験体は $R=1.2\%$ 以降の加力ステップが異なり、R08B-F60は $R=1.2\%$ 以降、R10B-F50Sと比較して大きな強制変形を与えていることが考えられる。また、本試験体は $R=1.6\%$ で間接接合部がせん断滑り破壊を引き起こした。在来工法では既存柱の曲げ降伏が先行しても、層間変形角の進行とともにせん断破壊に移行する。そのため、RC造骨組が大変形時まで鉄骨プレースの座屈挙動に追従できずに脆性的な破壊形式に移行すると考えられる。しかし、在来工法において靱性を期待する場合(タイプI)、細長比とせん断余裕度の規定値を満足していれば、文献7)に規定されている靱性指標値を確保できている。

タイプIIにおいては合成接合法と在来工法に有意な差異は見られない($F_1=1.48 \sim 1.62$)。実験結果においても、類似した履歴特性を示し、 $R=0.8\% \sim 0.9\%$ で最大耐力に到達し、その後、耐力が低下する(Fig. 8参照)。従って、合成接合法においてタイプIIとなる場合は在来工法と同様に、文献7)の靱性指標により評価することが適当であると判断される。

6. 耐震性能比較

補強後のRC造骨組の耐震性能は一般の耐震診断を前提とし、強度指標と靱性指標の関係であるC-F曲線により評価する⁹⁾。Fig. 13に代表的な靱性指標時における強度指標と靱性指標の関係を示す。各試験体の強度指標(C_{exp})はTable 4に示す強度指標を、靱性指標(F)は式(3)、(4)、(6)において、平均的な値と見なせる式(3)により算出した靱性指標を用いた。なお、強度指標の算定においてはFig. 8に示す強度寄与率を考慮している。

Fig. 13(a)より、合成接合法において、 $F=1.0$ ではタイプIIの強度抵抗型(R09B-CT, R10B-CP)の方が他の試験体と比較して高い耐震性能を有している。タイプIの最大耐力時の靱性指標は $F=1.60$ ($R=1.0\%$)以降、タイプIIで $F=1.27$ ($R=0.67\%$)であり、破壊形式の相違による影響を受けることが分かる。また、タイプIにおいては $F=1.60$ ($R=1.0\%$)で、タイプIIと同等のエネルギー吸収能力を確保することができる。

Fig. 13 C-F curves of test specimens

一方、在来工法において、いずれの試験体も最大耐力時の靱性指標は大略 $F=1.27$ ($R=0.67\%$)であり、破壊形式の相違による影響を受けないことが分かる。ただし、強度指標に関しては破壊形式による影響を受ける (Fig. 13 (b)参照)。本研究において、間接接合部は設計上最大限のせん断耐力を確保していることから、在来工法の強度指標は鉄骨ブレースの細長比又は断面に影響し、上限がある (Table 4参照)。しかし、靱性を確保するため、せん断余裕度を大きくすると、R08B-F50のように細長比が文献7)の規定値を満足せず ($\lambda_y=78.2$)、最大耐力後の変形性能が劣る。

7. 結論

- (1) タイプ I による破壊形式において、合成接合法は $R=1.0\%$ ($F=1.60$)以降でなければ終局耐力を発揮することができない。従って、 $R=1.0\%$ 以前の耐力を評価する際は層間変形角に応じた強度寄与率を用いる必要がある。実験より、 $R=0.2\%$ ($F=0.8$)に対し $\alpha_f=0.54$ 、 $R=0.4\%$ ($F=1.0$)に対し $\alpha_f=0.75$ である。一方、在来工法においては文献7)の強度寄与率を満足している。
- (2) 合成接合法は既存柱を鋼板で巻き立てるため、パンチングシア耐力算定時のシアスパンが短くなり、パンチングシア耐力を高く見積もることができる。さらに、梁接合部のディテール、あと施工アンカー数でせん断耐力を制御することにより、タイプ II によるせん断耐力を十分に確保した状態で、タイプ I となるよう設計することが容易に可能である。一方、在来工法は合成接合法のように柱が鋼板で巻き立てられていないため、また合成接合法と比較してシアスパンが長くなるため、パンチングシア耐力を高く見積もることができない。その上、あと施工アンカー、頭付きスタッドの間隔に下限があり、タイプ II のせん断耐力に限界がある。そのため、タイプ I において、強度と靱性の同時確保がやや不安定な傾向にある。
- (3) 在来工法では細長比とせん断余裕度に応じて、文献7)の靱性指標を確保することができている。一方、合成接合法により補強したRC造骨組の靱性指標は細長比が $36.6 \leq \lambda_y \leq 56.0$ 、かつ頂部及び脚部のせん断余裕度が確保されていれば ($V_{su2}/V_{su1} \geq 1.28$)、大きな変形性能 ($F=2.0$ 以上)を期待できる。しかし、せん断余裕度が1.0以下になると、現行基準と同様にタイプ II の破壊形式となり、靱性を確保できない。

謝辞

本研究を行うに当たり、松井千秋九州大学名誉教授に貴重なご助言を頂き、深く感謝致します。また、本研究は平成22、23年度の国土交通省住宅・建築関連先端技術開発助成事業の助成を受けた。また、一部は平成20年度科学研究費補助金(基盤研究(A)、課題番号20246091、代表者：山川哲雄)の助成を受けた。

参考文献

- 1) Yamakawa, T., Javadi, P., Kobayashi, M.: Cyclic Loading Tests on Retrofitted RC Frames -A New Hybrid Connection for Installation of a Steel Braced Frame inside a RC Frame (Part 1)-, Journal of Structural and Construction Engineering, AIJ, Vol 74, No. 642, pp. 1487-1494, 2009. 8.
- 2) Yamakawa, T., Javadi, P., Maeda, K., Kobayashi, M.: 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)-, Journal of Structural and Construction Engineering, AIJ, Vol 75, No. 651, pp. 987-996, 2010. 5.
- 3) 平良香奈子, 山川哲雄, Pasha JAVADI, 前田興輝: 合成接合した枠付鉄骨ブレース補強試験体の実験的研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 1123-1128, 2010. 7.
- 4) 西山美里, 山川哲雄, Pasha JAVADI, 前田興輝: 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, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 1057-1062, 2010. 7.
- 5) 前田興輝, 山川哲雄, Pasha JAVADI: 合成接合法により枠付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, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 1009-1014, 2011. 7.
- 6) 下地博子, 山川哲雄, 森下陽一, 中田幸造: 枠付鉄骨K形ブレースにより耐震補強されたRCフレームの水平加力実験, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 1027-1032, 2009. 7.
- 7) 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, 2002.
- 8) 青山博之, 山本泰稔, 清田清司: 既存鉄筋コンクリート建築物の枠付鉄板耐震壁による耐震補強に関する実験, 第6回日本コンクリート工学年次論文集, pp. 409-412, 1984. 7.
- 9) 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診断基準・同解説, 2002.
- 10) 勝俣英雄, 倉本洋: 等価線形化法による応答スペクトルから定める靱性指標Fの評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C2, pp. 269-270, 2000.
- 11) 山本泰稔, 青山博之: 枠付鉄骨パネルで耐震補強した既存鉄筋コンクリート造骨組の曲げ破壊実験, 第7回日本コンクリート工学年次論文集, pp. 457-460, 1985. 6.

(2012年2月10日原稿受理, 2012年5月8日採用決定)