

論文 鉄骨ブレース接着工法により耐震補強された RC 骨組の面外加力性状

宮内 靖昌^{*1}・毛井 崇博^{*2}

要旨： 枠付き鉄骨ブレースを取り付ける既存 RC 造建物の耐震補強工法を対象とし、エポキシ樹脂を用いた接着工法により鉄骨ブレースと既存躯体を接合した平面骨組がまず面外力を受け、その後面内力を受ける場合の終局耐力および破壊性状等を検討した。実験の結果、層間変形角 $R=8/1000 \text{ rad.}$ まで面外力を受け、その後面内力を受けた後も、終局せん断耐力は実験値が計算値を上回ることを確認した。

キーワード： 耐震補強、鉄骨ブレース接着工法、エポキシ樹脂、面外力

1. はじめに

鉄骨ブレース接着工法は、図-1 に示すように、従来工法におけるあと施工アンカーを使用しないで、既存柱梁と鉄骨枠のすきまにエポキシ樹脂を充填し、接着接合により既存躯体と鉄骨ブレースを一体化させる工法である¹⁾²⁾。

従来工法や接着工法ともに、鉄骨ブレースを既存躯体に取り付けて耐震補強された RC 骨組の力学性状は、一般には面内方向のみに加力して検討されている。そのため、まず大きな面外力を受けると鉄骨ブレースと既存躯体の接合部に損傷を受け、その後の面内方向に対して想定する補強効果が得られない場合があるのではないかと指摘されている。そこで、本研究では鉄骨ブレース接着工法により補強された 1 層 1 スパン RC 補強骨組が、まず面外方向の水平力を受け、その後面内方向の水平力を受ける場合の力学性状を実験的に検討した³⁾。

2. 試験体

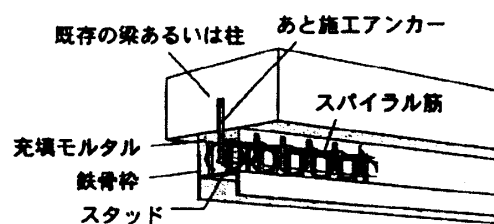
図-2 に試験体の形状・配筋および断面詳細を示す。試験体は 2 体で、柱、梁および鉄骨ブレース斜材の断面等は同一であり、梁下における鉄骨ブレースの取付詳細を変化させた。

柱断面は $B_c \times D_c = 220\text{mm} \times 220\text{mm}$ 、柱引張主筋は 3-D13 ($P_t=0.79\%$)、帯筋は 2-4 ϕ @80 (P_w

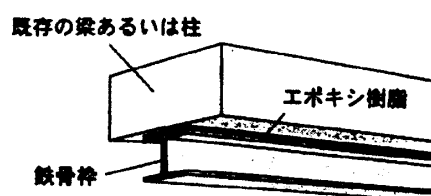
$=0.14\%$) とし、柱はせん断破壊先行型とした。

ブレース斜材は $H-70 \times 80 \times 4.5 \times 4.5$ (細長比 $\lambda=55$) とした。鉄骨枠と既存柱梁との接着接合部の幅は 160mm とし、接着接合部のせん断すべり耐力を鉄骨ブレースのせん断耐力より大きくして、鉄骨ブレースの降伏先行型とした。

試験体 No.61 では、柱梁の軸芯と鉄骨ブレースの軸芯を一致させて梁下面で接着接合部の幅 160mm を確保した。これに対して、試験体 No.71 では、梁下面で接着幅が確保できないことを想定して柱梁と鉄骨ブレースを偏心させて取り付け、梁下の接着接合部の幅は、梁下面 100mm



(a) あと施工アンカーを用いる従来工法



(b) エポキシ樹脂を用いる接着工法

図-1 既存躯体と鉄骨枠の接合方法

*1 (株) 竹中工務店 技術研究所 主任研究員 博士 (工) (正会員)

*2 (株) 竹中工務店 技術研究所 主席研究員 博士 (工) (正会員)

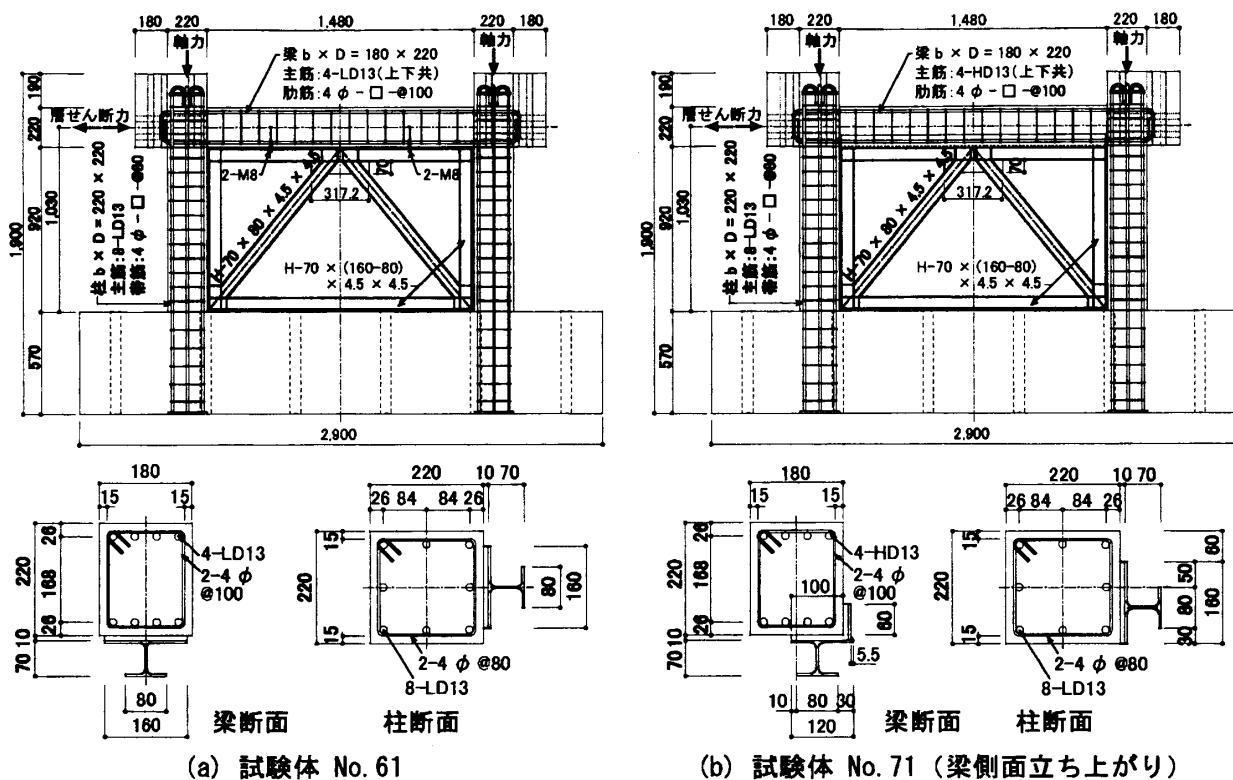


図-2 試験体の形状・配筋および断面詳細 (単位: mm)

と梁側面立ち上がり 60mm をあわせて 160mm とした。なお、試験体 No.61 において、梁とブレース水平枠の間には、施工時に取り付ける倒れ止めを想定して、ボルト 4-M8 を配置したが、試験体 No.71 ではボルトを配置していない。

3. 使用材料

表-1 にコンクリートの材料試験結果を示す。コンクリートは、粗骨材の最大径 10 mm の普通コンクリートである。表-2 に鋼材の引張試験結果を示す。

4. 加力方法

加力は、1 体の試験体に対して、図-3 に示すように面外→面内→面外の順序で行った。

まず、面外加力 Y1 は、面外力を受けた時の接着接合部のひび割れ状況を確認することを目的として、建研式加力装置に試験体を設置し、鉄骨治具を介して両柱に一定の圧縮軸力（圧縮応力度 $n=0.165\sigma_B$, σ_B : 柱コンクリートの圧縮強度）を載荷した後、写真-1 に示すように正

負繰り返しの逆対称曲げせん断力（以下、層せん断力と称す）を載荷した。制御変位 R_o は両

表-1 コンクリートの材料強度

試験体	部 位	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
No. 61	ベース	20.2	26500
	柱、梁	19.6	26200
No. 71	ベース	23.7	26600
	柱、梁	19.3	25200

・ヤング係数は、1/3 強度時の割線剛性
・現場封かん養生、加力中の 3 回の試験の平均値

表-2 鋼材の材料強度

試験体	種 類	降伏点強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
No. 61	D13 (柱)	352	189000
	D13 (梁)	375	189000
	4φ	441	208000
	PL-4.5	301	187000
No. 71	D13 (柱)	350	190000
	D13 (梁)	390	198000
	4φ	441	208000
	PL-4.5	355	201000

・4φの降伏点強度は 0.2% オフセット法による

柱の部材角の平均値とし、せん断柱の最大耐力時部材角とされる $R_o=4/1000 \text{ rad.}$ の2倍まで加力した。

次に、試験体を移設して、補強骨組が面外力を受けた後も想定するせん断耐力を発揮することを確認するため、面内加力 X を行った。面内加力は、面外加力 Y1 と同じ

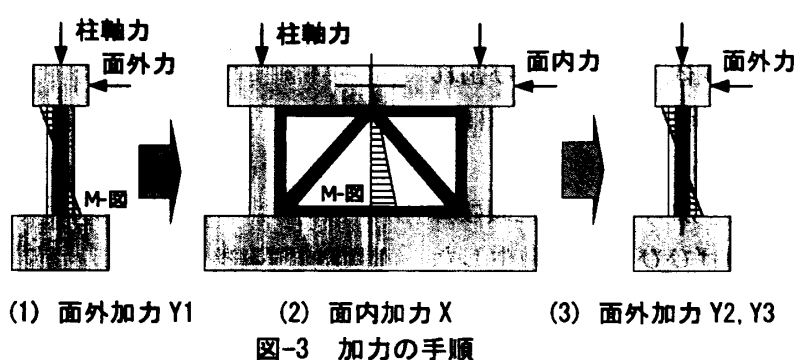
圧縮軸力を柱に载荷し、柱頭部に正負繰り返しの水平力を载荷した。水平力は、片側のジャッキによる押し荷重と反対側のジャッキによる引き荷重を同時に加えた。制御変位 R_i は梁せいの中心位置での水平変位による層間変形角とした。

さらに、試験体を建研式加力装置に戻し、鉄骨ブレースのずれ・脱落等が生じないかを確認するため、再度面外加力 Y2, Y3 を行った。面外加力 Y3 は柱軸力を $n=0$ とした加力である。

5. 実験結果

5.1 試験体 No. 61 の破壊経過

面外加力 Y1： 柱頭柱脚にまず曲げひび割れが発生し、 $R_o=4/1000 \text{ rad.}$ の加力サイクル時にベース上の接着接合部および梁側面（下端主筋位置）に柱面からひび割れが生じた。梁下の接着接合部にひび割れは発生せず、梁側面のひび割れが進展した。 $R_o=8/1000 \text{ rad.}$ では写真-1 に示すように柱にせん断ひび割れも発生したが、この時点でベース上の接着接合部のひび割れは柱か



ら約 360mm、梁側面のひび割れは約 90mm の長さ（いずれも長い方）まで進展していた。

面内加力 X： $R_i=1/1000 \text{ rad.}$ で梁端部に曲げひび割れが発生した。柱のひび割れは面外加力時のひび割れが開いた程度であった。 $R_i=2/1000 \text{ rad.}$ でブレース交差部から梁にせん断ひび割れおよび梁下の接着接合部にひび割れが発生し、その後進展した。 $R_i=10/1000 \text{ rad.}$ で最大耐力に達し、 $R_i=15/1000 \text{ rad.}$ でブレースの座屈が明確になったが最大耐力をほぼ保持した。その後耐力低下したため $R_i=20/1000 \text{ rad.}$ で実験を終了した。

面外加力 Y2： 面外加力 Y1、面内加力 X と同じ圧縮軸力を柱に载荷した。柱の損傷が著しいため、面外加力 Y1 より剛性は小さくなった。 $R_o=10/1000 \text{ rad.}$ まで加力したが、柱のかぶりコンクリートが若干はく落した程度であった。

面外加力 Y3： 柱軸力を 0 にして、 $R_o=50/1000 \text{ rad.}$ まで加力したが、鉄骨ブレースのずれや脱落は生じなかった。

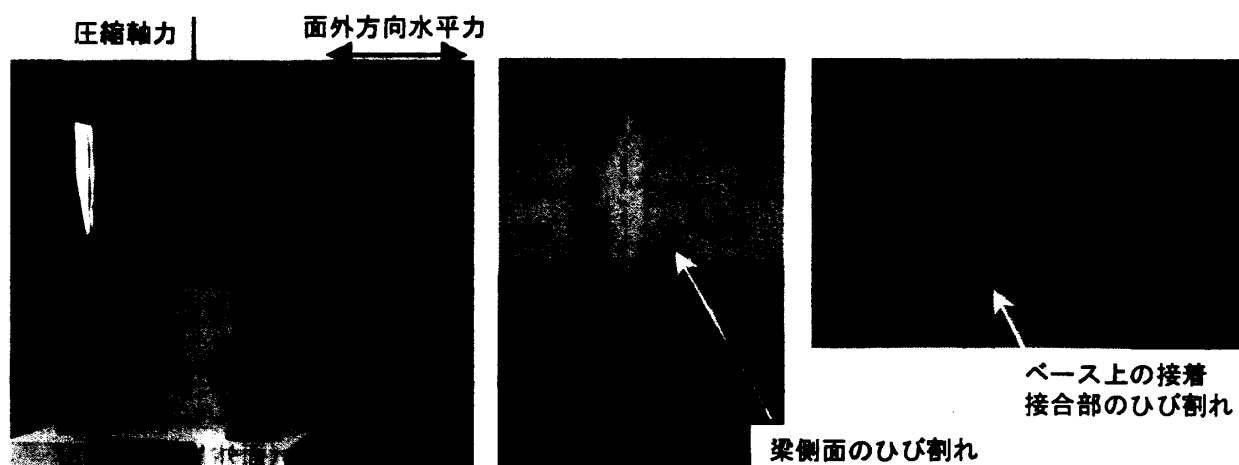


写真-1 試験体 No. 61 のひび割れ状況（面外加力 Y1, $R=8/1000 \text{ rad.}$ 時）

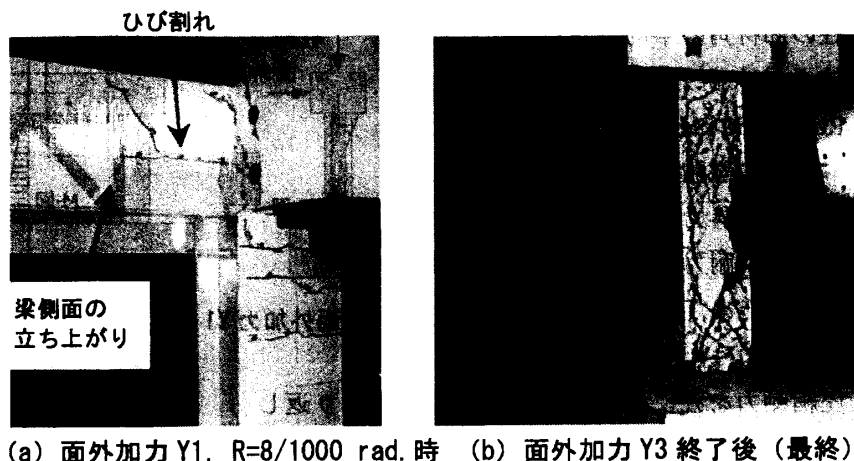
5.2 試験体 No. 71 の経過

試験体 No.71 のひび割れ発生状況は No.61 とほぼ同様であった。

面外加力 Y1： 柱頭柱脚に曲げひび割れが発生した後、 $R_o=4/1000$ rad.の加力サイクル時にベース上の接着接合部および梁側面の立ち上がり部上端に柱面からひび割れが生じた。 $R_o=8/1000$

rad.におけるベース上の接着接合部のひび割れは柱から約 380mm, 梁側面立ち上がり部のひび割れは、写真-2(a)に示すように約 210mm (いずれも長い方) の長さであった。

面内加力 X： $R_i=-2/1000$ rad.でブレース交差部の梁側面立ち上がり部の上端にひび割れが発

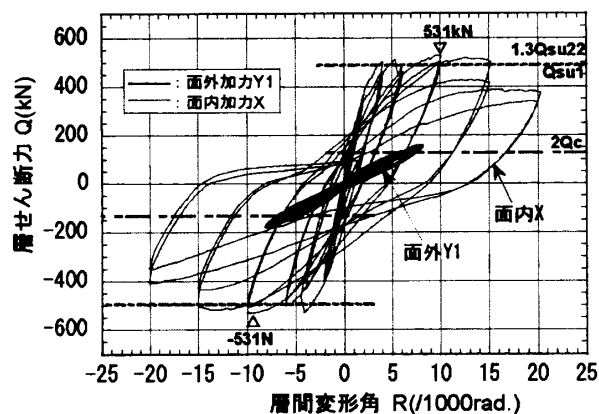


(a) 面外加力 Y1, $R=8/1000$ rad. 時 (b) 面外加力 Y3 終了後 (最終)

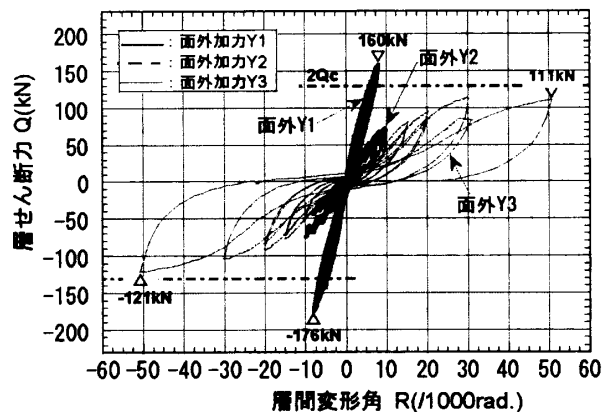
写真-2 試験体 No. 71 のひび割れ状況

生した。 $R_i=4/1000$ rad.で柱にせん断ひび割れが発生し、その後進展した。 $R_i=10/1000$ rad.で最大耐力に達し、 $R_i=15/1000$ rad.でブレースの座屈が明確になった。

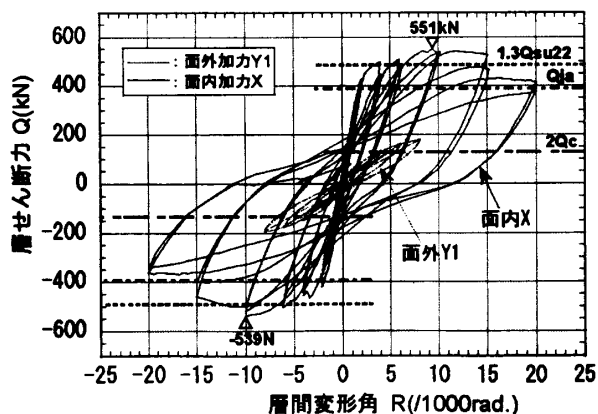
面外加力 Y2 および面外加力 Y3： 試験体



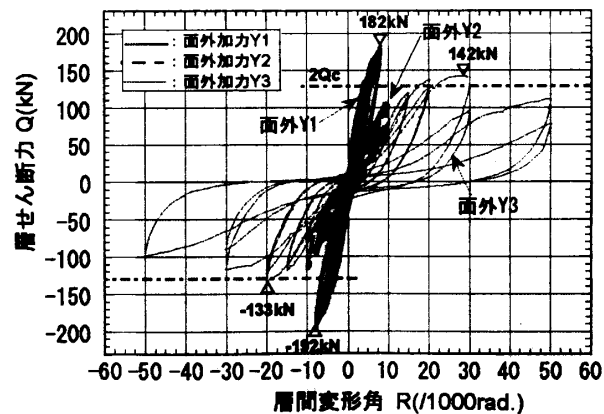
(a) 試験体 No. 61 (面外 Y1, 面内 X)



(b) 試験体 No. 61 (面外 Y1, Y2, Y3)



(c) 試験体 No. 71 (面外 Y1, 面内 X)



(d) 試験体 No. 71 (面外 Y1, Y2, Y3)

図-4 荷重-変位曲線

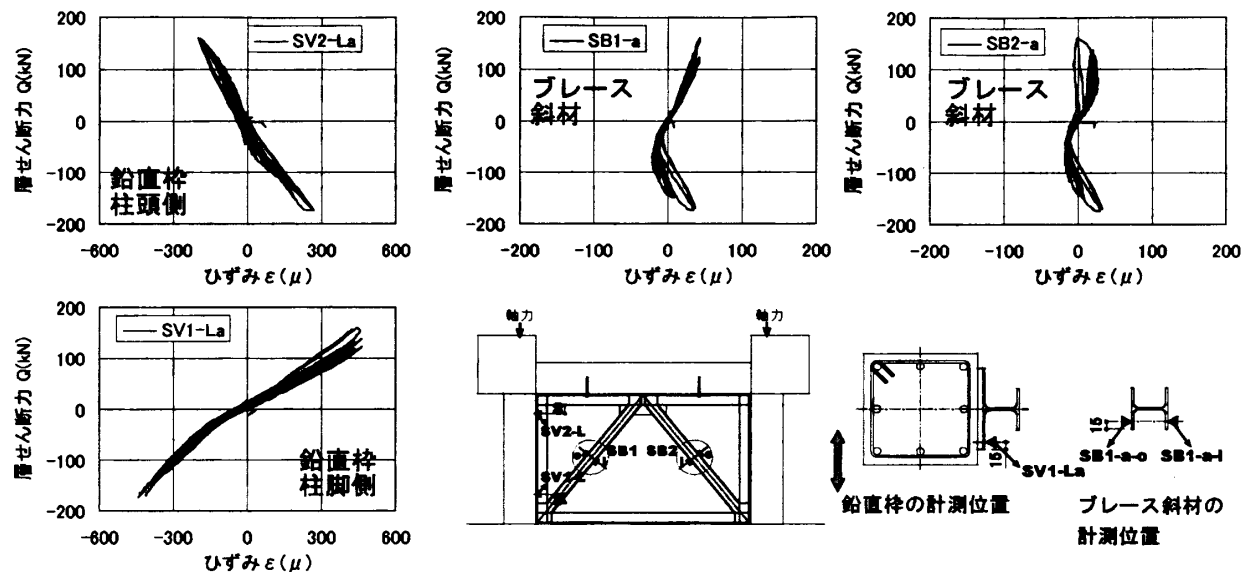


図-5 鉛直棒およびブレース斜材のひずみ状況（試験体 No. 61, 面外加力 Y1）

No.61 と同様に、写真-2(b)に示すように鉄骨ブレースのずれ・脱落等は生じなかった。

以上のように、面外力により接着接合部の一部にひび割れが生じたが、その後の面内力に対しては想定したように鉄骨ブレースの降伏・座屈が生じる破壊モードとなった。

5.3 荷重－変位曲線

図-4 に両試験体の荷重－変位曲線を示す。図中には後述する最大耐力の計算値を示す。面外加力 Y1 は $R_o=8/1000 \text{ rad.}$ まで加力したが、耐力低下は生じていない。面内加力 X は $R_i=10/1000 \text{ rad.}$ で最大耐力に達し、 $R_i=15/1000 \text{ rad.}$ までほぼ最大耐力を保持した。

5.4 鉄骨ブレースのひずみ状況

図-5 に試験体 No.61 の面外加力 Y1 における鉛直棒およびブレース斜材のひずみ状況を示す。

鉛直棒のひずみは、柱脚側のひずみが若干大きいものの柱頭柱脚でほぼ逆対称のひずみが生じており、鉛直棒が RC 柱とともに面外力に抵抗していることがわかった。これに対して、ブレース斜材のひずみ（図中に示すフランジ 2 箇所の計測値の平均値）は小さく、さほど面外力に抵抗していないことがわかった。

6. 最大耐力の検討

6.1 面外加力

面外加力時の終局せん断耐力は、5.4 節に示すように鉄骨棒による面外せん断力の負担もあるが（例えば、左右 2 本の鉛直棒の逆対称全塑性曲げモーメント時のせん断力は 21, 25 kN）、ここでは RC 柱のみを考慮し、柱 2 本の終局耐力の和として表-3 脚注の(1)式を用いて計算した。

表-3 最大耐力の実験値と計算値の比較（面外加力）

試験体	加力	柱の圧縮軸力 N (kN)	最大耐力実験値 oQ_{max} (kN)	終局耐力計算値			実/計
				柱曲げ耐力 cQ_{mu} (kN)	柱せん断耐力 cQ_{su} (kN)	計算値 oQ_u (kN)	
No.61	面外Y1	305	167.7	81.8	64.8	129.6	1.29
	面外Y3	0	115.7	51.3	53.0	102.5	1.13
No.71	面外Y1	298	186.7	81.0	64.4	128.7	1.45
	面外Y3	0	136.6	51.1	54.7	102.2	1.34

・ oQ_{max} : 正負の最大荷重の平均値

・ $oQ_u=2 \cdot cQ_u=2 \cdot \min(cQ_{mu}, cQ_{su})$ (1)式

・ cQ_{mu} : 柱の曲げ耐力時せん断力

・ cQ_{su} : 柱のせん断耐力

表-4 最大耐力の実験値と計算値の比較（面内加力）

試験体	最大耐力 実験値 iQ_{max} (kN)	各耐力の計算値		各破壊モードの終局耐力計算値		最大耐力 計算値 iQ_u (kN)	実/計
		ブレース耐力 Q_{bu} (kN)	せん断すべり耐力 $Q_{ja}=Q_{su21}$ (kN)	ブレース降伏型 Q_{su1} (kN)	まさつ破壊型 Q_{su22} (kN)		
No.61	531.0	361.4	393.7	491.0	378.6	491.0	1.08
No.71	545.3	423.8	391.2	552.5	374.9	391.2	1.39

・ iQ_{max} : 正負の最大荷重の平均値

・ $Q_{su1}=2 \cdot cQ_u + Q_{bu}$ ・(2)式

・ $Q_{su2}=\max(Q_{su21}, Q_{su22})$ ・(3.1)式

・ $Q_{su21}=Q_{ja}=0.38\sqrt{(\sigma_B) \cdot B_{ja} \cdot L_{ja}}$ ・(3.2)式

・ $Q_{su22}=pQ_c + Q_{jf} + cQ_u$ ・(3.3)式

・ $Q_{jf}=\mu \cdot pQ_c \cdot h_s/L_s$ ・(4)式

・試験体No.61: $iQ_u=Q_{su1}$

・試験体No.71: $iQ_u=\max(Q_{su21}, Q_{su22})=Q_{su21}$

・ Q_{bu} : 鉄骨ブレースのせん断耐力 (kN)

・ pQ_c : 柱のパンチングシア耐力 (kN)

・ B_{ja}, L_{ja} : 梁下の接着接合部の幅および長さ (mm)

試験体No.71では梁側面の立ち上がりも接着幅に加えた

・ h_s, L_s : 鉄骨ブレースの高さおよび長さ (mm)

・ σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

RC 柱の曲げ耐力時せん断力 cQ_{mu} およびせん断耐力 cQ_{su} は、それぞれ日本建築防災協会 RC 診断基準式を用いて計算した。面外加力 Y1, Y2 の計算値は柱のせん断耐力で決まり、面外加力 Y3 (柱軸力 $n=0$) は曲げ耐力で決まった。それぞれ計算値に対する実験値の比は 1.13~1.45 となり、安全側に計算された。

6.2 面内加力

面内加力時の終局せん断耐力の計算値 iQ_u を実験値 iQ_{max} と比較して表-4 に示す。表に示すように、試験体 No.61 の鉄骨ブレースのせん断耐力 Q_{bu} ⁴⁾ は、接着接合部のせん断すべり耐力 Q_{ja} ¹⁾²⁾ より小さく、補強骨組は鉄骨ブレース降伏先行型となったため、骨組の終局せん断耐力を表脚注の(2)式で計算した¹⁾⁴⁾。これに対して、試験体 No.71 は、ブレース鋼材の降伏点強度が高かったため計画時と異なり、接着接合部のせん断すべり破壊が先行する破壊モードとなり、補強骨組の終局せん断耐力は (3.1)式で計算した¹⁾。なお、試験体 No.71 の梁下におけるせん断すべり耐力 Q_{ja} の計算では、梁側面立ち上がり部の面積も接着接合部として全面積考慮した。

計算の結果、最大耐力の計算値が(2)式で計算された試験体 No.61 の計算値に対する実験値の比 (実/計) は 1.08 となった。これに対して、(3.2)式で計算された試験体 No.71 の実/計の比は 1.39 となり、No.61 より大きくなった。

7. まとめ

鉄骨ブレース接着工法で耐震補強された RC 骨組に、まず面外力を加力し、その後、面内力を加力した。その結果、補強骨組の面内方向の終局せん断耐力は実験値が計算値を上回り、面外力により接着接合部の一部に軽微なひび割れが生じて、終局せん断耐力は表-4 脚注の(2)式または(3.1)式で計算できることがわかった。また、(3.2)式の計算では梁側面立ち上がり部の全面積も接着接合部のせん断すべり耐力に考慮し、それでも安全側に計算できることがわかった。

参考文献

- 1) 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性状, 日本建築学会構造系論文集, 第 539 号, pp.103-109, 2001.1
- 2) 宮内靖昌, 毛井崇博: エポキシ樹脂を用いた接着接合部の力学性状に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.1, pp.967-972, 2001.7
- 3) 毛井崇博, 宮内靖昌: 面外力を受ける鉄骨ブレース接着工法で耐震補強された RC 骨組の力学性状に関する研究, 日本建築学会大会, 構造 C2, pp.591-592, 2006.9
- 4) (財) 日本建築防災協会: 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.203-206, 2001.10