外付け門形鉄骨による既存 RC 造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY OF AN INNOVATIVE R/C BUILDING REINFORCEMENT METHOD UTILIZING STEEL PORTAL FRAMES

阪口 暁洋*¹, 倉重 正義*², 古川 忠稔*³, 村田 義行*⁴

植木 理枝子*⁵, 坪崎 裕幸*⁶, 塩見 勝信*⁷, 今井 克彦*⁸

Akihiro SAKAGUCHI, Masayoshi KURASHIGE, Tadatoshi FURUKAWA, Yoshiyuki MURATA,
Rieko UEKI, Hiroyuki TSUBOSAKI, Katsunobu SHIOMI and Katsuhiko IMAI

There exist in Japan a large number of old R/C buildings requiring reinforcement against the possible destructive effects of seismic activity. Responding to this, the authors of this paper propose an innovative reinforcing method that utilizes steel portal frames: the Portal-Grid Method. Based on the fact that for steel the modulus of elasticity and yield strength are respectively approximately 10 times and 20-25 times that of concrete, it is posited that steel portal frames – smaller in size than the respective R/C sections – are able to provide sufficient rigidity and strength to reinforce relatively weak R/C frames without braces. The steel portal frames – connected to exterior of R/C buildings – are composed of reinforcing H-sections whose rigidity can be adjusted to that required for complementing the respective R/C sections. In the process of their research, the authors have experimentally proved that the Portal-Grid Method suitably improves the strength of R/C frames – that the strength and rigidity of the reinforced frames can be calculated by summing up the strength and rigidity of the steel portal frames together with that of the R/C frames.

Keywords: Existing R/C building, Seismic reinforcement, Steel portal frame, Built-up H-section, Rigidity, Exterior reinforcement

既存 RC 建築物, 耐震補強, 門形鉄骨, 溶接 H 形鋼, 剛性, 外付補強

1. 研究の背景と目的

我国では、耐震設計基準を満たさない多くの RC 造建築物が見られ、その耐震性が大きな問題となっている。1995 年の兵庫県南部地震では、これらの RC 造建築物に甚大な被害があった。1995 年 12 月の「耐震改修促進法」の施行以来、耐震改修の事例は増加傾向にあるが、遅々として進んでいないのが現状である。

また、耐震補強工法も数多く開発されているが、これまでの工法は、不足している耐震性を向上させることに重点を置いた構造補強工法がほとんどである。このような耐震補強工法の中で、鉄骨を用いた工法は、その多くがブレース材を用いる工法が前提となっている。初期の鉄骨ブレース工法は、壁面内に H 形鋼ブレースを配置したものであった。H 形鋼ブレース工法は、大断面 H 形鋼や座屈止めを用いるため、外観や室内からの景観を大きく損なうといった視覚的な問題が生じた。近年では、外付け鉄骨ブレースや座屈拘束ブレースなどの開発により^{(1)~(6)}、施工性や構造性能が格段に向上するとともに細く軽快なブレースの適用例も増加している。しかしながら建物の使用上支障となるブレースを省略するといった工法の開発には至っていないのが現

状である。

本論文では、ブレース材を用いない新たな概念の鉄骨補強工法として、外付け門形鉄骨補強工法(ポータル・グリッド工法、以下 PG 工法と呼ぶ)の実験を行ったので報告する(図 1 参照)。本工法は、既存 RC 柱及び RC 梁と同等の曲げ剛性を持つ溶接 H 形鋼によって構成された門形鉄骨を既存躯体外周部の構造部材外側にに取り付けることにより補強を行うものである。本研究は、鋼材と耐震補強する既存躯体のコンクリートのヤング係数比が 10 程度であることに着目し、既存 RC 断面よりも小さな溶接 H 形鋼断面でも同等の曲げ剛性と数倍の曲げ降伏耐力を付加することが可能であると着想したことが、発端となっている。

図 1 PG 工法イメージ

*¹ 五洋建設(株) 工修
*² 高周波熱錬(株) 部長
*³ 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻
学内講師・工博
*⁴ 高周波熱錬(株) 工博
*⁵ 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 大学院生
*⁶ 五洋建設(株) 部長
*⁷ ㈱金山工務店 部長
*⁸ 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 教授・工博

Penta-Ocean Construction Co., Ltd., M. Eng.
General Manager, Netsuren Co., Ltd.
Assist. Prof., Dept. of Global Architecture, Osaka Univ., Dr. Eng.
Netsuren Co., Ltd., Dr. Eng.
Grad. Student, Dept. of Global Architecture, Osaka Univ.
General Manager, Penta-Ocean Construction Co., Ltd.
General Manager, Kanayama-Komuten Co., Ltd.
Prof., Dept. of Global Architecture, Osaka Univ., Dr. Eng.

2-2 載荷方法

載荷は、図6のようなパンタグラフ型載荷試験装置を用いて、一定軸圧縮力下における両側押しによる繰返し載荷を行った。水平力の導入は500kNオイルジャッキによって水平加力用フレームを水平移動させて行う。図7に示すように上梁両端の鋼板に高力ボルトを取り付け、ボルト頭を押すことにより水平荷重を作用させる機構としている。柱1本あたりの導入軸力は、1階柱の軸力を想定しコンクリート調合強度 21N/mm^2 の20%にあたる 168kN とし、2000kNオイルジャッキを用いて加力梁を介して導入した。軸力を導入する際、試験装置の自重が作用しないように調整している。

図6 パンタグラフ型載荷試験装置

図7 上梁端加力部

図8 載荷プログラム

図9 変位計設置状況

(a) 試験体 No.1

水平載荷は、柱の初期導入軸力を保持した状態で図8に示す載荷プログラムに基づいて繰返す計画とした。尚、部材角は試験体上梁中央部に設けた変位計1の値を試験体下梁の天端から上梁の中央部までの高さ1100mmで除したものである。

2-3 変位計、歪ゲージの設置位置

試験体には、変位と歪を測定するため、変位計と歪ゲージを取り付けた。図9に変位計の設置位置、図10に歪ゲージの貼付位置を示す。歪ゲージは、東側柱に貼付した。また、RC柱主筋にも、柱付根部(下梁天端)から上側20mmの位置に歪ゲージを貼付した。

3. 実験結果及び考察

3-1 材料実験結果

試験体に用いた材料試験結果を表2に示す。

コンクリート材料試験は、実験日に併せて材齢46日,50日,53日で行った。また、モルタルの材料試験も実験日に併せて行ったが、材齢は25日,29日,32日であった。コンクリート及びモルタルの圧縮強度とヤング係数は、各材齢に大きなばらつきが見られなかったため、以後の検討には平均値を用いる。

3-2 柱軸力導入時の鉄骨柱の応力度

PG工法では、既存RC骨組に補強鉄骨を取り付けるため、実際の施工においては、鉄骨柱に軸力は作用しない。しかし、本実験では、試験体製作の関係から柱軸力導入に先行して門形鉄骨を取り付けたため、軸力導入時にある程度の軸力が鉄骨柱にも作用する。従って、軸力導入時に鉄骨柱が負担する軸力量を確認することが必要である。

表2 材料試験結果

(a) コンクリート (設計基準強度 18N/mm^2)			(b) モルタル (設計基準強度 36N/mm^2)		
材齢	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	材齢	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
46日	25.7	22.9	25日	63.7	23.3
50日	26.2	22.5	29日	70.4	—
53日	26.8	22.5	32日	62.6	24.1
平均	26.2	22.7	平均	65.6	23.7

(c) 鋼材				
	降伏応力度 (N/mm^2)	最大応力度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	破断伸び (%)
主筋(D13)	350	487	187	—
帯筋(φ4)	688	692	247	—
門形鉄骨(t=12)	295	433	206	42.1
門形鉄骨(t=9)	289	419	206	42.7
門形鉄骨(t=6)	248	334	206	49.9
門形鉄骨(t=4.5)	291	367	210	44.6
頭付スタッド(φ9)	366	460	272	—
あと施工アンカー(D10)	330	457	180	26
スパイラル筋(φ4)	513	548	190	—

(b) 試験体 No.2~4

図10 歪ゲージ貼付位置

応力度は軸力導入後、鉄骨に貼付した歪ゲージの平均歪の値をもとに算定した。軸力導入時の鉄骨柱フランジの応力度とフランジの降伏応力度とを比較したものを表 3 に示す。鉄骨柱に作用する応力度は、No.2 で降伏応力度の 1%程度、No.3,4 で 3%程度であった。応力度は上部から下部に向かって若干大きくなる傾向にある。上記の初期軸力による影響は、後述する荷重変形関係の推定における全塑性モーメントの算定時に考慮する。

尚、軸力導入時に RC 骨組と鉄骨の接合部でのひび割れやずれは認められなかった。

表 3 初期軸力によって門形鉄骨が受ける応力度

試験体	門形鉄骨下部		門形鉄骨中部		門形鉄骨上部		フランジ降伏応力度 (N/mm ²)
	軸力導入時 応力度 (N/mm ²)	応力度比 (%)	軸力導入時 応力度 (N/mm ²)	応力度比 (%)	軸力導入時 応力度 (N/mm ²)	応力度比 (%)	
No.1	—	—	—	—	—	—	—
No.2	3.96	1.34	3.12	1.06	2.19	0.74	294.7
No.3	9.34	3.23	9.27	3.21	8.83	3.06	288.8
No.4	9.92	3.41	9.76	3.35	7.47	2.57	291.0

※応力度比=軸力導入時応力度/フランジ降伏応力度

3-3 破壊性状及び荷重・変形関係

破壊に至る経緯を表 4 に、荷重変形関係を図 11 に示す。また、写真 1 に破壊時の状況を示す。No.1 では、写真(a)に示す様に柱脚部のせん断破壊が顕著になり急激に耐力が低下した。No.2~4 は、写真(b)~(d)のように繰返し载荷に伴う X 形のひび割れが進行し、破壊した。

本実験では加力点と試験体の剛心がずれているが、図 6 に示す治具による横拘束が充分であったため、振れの影響と見られる変形や破壊は認められなかった。

図 12 に No.1 と No.2 の部材角 1.0%, 2.0% 時のひび割れ状況を示す。門形鉄骨によって補強を行った No.2~4 の最大荷重は No.1 (無補強) の最大荷重の 2~2.5 倍程度まで上昇した。図 11 には、RC 柱脚せん断破壊点(●印)と最終サイクルを示す。無補強試験体 No.1 は RC 柱の主筋が降伏した後、部材角 ±2% まではほぼ一定の荷重を維持する曲げ破壊モードを示した。最終サイクル(部材角 2.5%)時には、柱脚部でせん断破壊し、耐力が急激に低下した。No.2~4 は、No.1 が一定荷重を維持している最大部材角 ±2% で最大荷重に達し、その後 RC 柱上下端での曲げひび割れ拡大とともに徐々に耐力が低下した。最終サイクル(部材角 3.0%)でも急激に耐力が低下することはない、繰返し加力下でも安定した挙動を示した。No.2~No.4 は、No.1 に比べ、耐力・剛性が大幅に上昇すること及び RC 柱が耐力消失後もかなりの耐力を維持していることから上梁部分で鉄骨へ応力移行していることがわかる。

No.1 と No.2 のひび割れ状況を比較すると、部材角 1.0% 時には 2 つの試験体の間に大きな差は見られなかった。部材角 2.0% 時には、No.1 の方が No.2 よりも柱頭部のひび割れが広範囲に広がっている。また、柱脚部では No.1 のほうが No.2 よりも大きなせん断ひび割れが観測できた。門形鉄骨で補強した他の 2 体についても同様の傾向が見られた。

各試験体の曲げひび割れを比較すると、同程度の部材角において初期ひび割れが目視できたが、初期ひび割れ発生時の荷重は、No.2~4 の方が No.1 よりも 1.5~2 倍程度大きい。また、RC 柱の主筋降伏時の部材角は、No.2 から No.4 にかけて徐々に小さくなっている。No.1 と No.4 の主筋は同程度の変形下で降伏している。No.2~4 の降伏時の荷重は No.1 の 1.8~2.7 倍程度と大幅に上昇している。門形鉄骨の降伏開

始時の部材角は、No.2 から No.4 にかけて小さくなっている。また、試験体 No.1 のせん断ひび割れ荷重は約 104kN で、後に示す(4)式の予測値ともほぼ一致している。

表 4 実験経過一覧

試験体 No	RC 曲げひび割れ 荷重		RC 主筋降伏荷重*		鉄骨柱 降伏荷重*		最大水平荷重	
	部材角 (%)	水平 荷重 (kN)	柱内側		部材角 (%)	水平 荷重 (kN)	部材角 (%)	水平 荷重 (kN)
			部材角 (%)	水平 荷重 (kN)				
No. 1	0.07	35.4	-0.91	-101	—	—	1.01	106
No. 2	0.13	71.2	-1.51	-270	1.15	235	2.02	265
No. 3	0.06	55.1	-1.27	-225	0.99	202	2.00	249
No. 4	0.10	59.9	-0.89	-186	0.79	176	2.00	213

*歪ゲージの値より判定

図 11 試験体の荷重変形関係

図 12 ひび割れ状況(No.1,2)

写真1 破壊状況

3-4 門型鉄骨とRC骨組の接合部

補強試験体では、RC骨組と門型鉄骨の接合部に注入した無収縮モルタル面とRC面の境界にひびが入り、荷重の増加と共に拡大したが、大変形時にモルタル部が剥落することにはなかった。No.2では約220kNでひび割れが認められた。この荷重は、鉄骨柱の表4に示す降伏荷重より若干低い値である。最終サイクルでは、柱脚部でモルタルの剥落が生じたが、急激な耐力低下は見られなかった。

3-5 荷重変形関係の推定

補強後の荷重変形関係は、RC骨組と門型鉄骨柱の予測値の単純和によって推定する。荷重変形関係の推定は、以下の手順によって行った。材料の機械的性質は、表2によった。

① RC骨組の荷重変形関係

RC骨組の荷重変形関係は、以下のようにして求めた。尚、試験体上梁と下梁は剛と仮定している。従って、柱のシアスパンは上下梁の内面となる。

曲げひび割れモーメント(M_c)は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」⁸⁾に示す(1)式によった。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_b} \cdot Z_c + ND/6 \quad (1)$$

Z_c :断面係数 N :軸力

曲げひび割れ時の転倒モーメントによる柱付加軸力は±13.9kNである。これを考慮した曲げひび割れモーメントは、10.4, 9.5 kN・mであるが、差が小さいため推定値では平均値をとる。

従って、曲げひび割れモーメント時の荷重(Q_{Mc} :左右柱の合計)は、(2)式となる。

$$Q_{Mc} = 2 \times \frac{2 \times M_c}{h} (= 44.3 \text{ kN}) \quad (2)$$

h :上下梁内法距離

柱のせん断ひび割れ耐力(Q_c)は、文献(8)に示す梁のせん断ひび割れ耐力(Q)を与える(3)式に、軸力を考慮した項を加えて(4)式より求めた。 (Q_c) 尚、軸力の扱いは、文献(9)に示すプレストレストコンクリート柱のせん断破壊耐力を与える式を参考にした。せん断ひび割れ時の

転倒モーメントによる柱付加軸力は±31.4kNである。これを考慮したせん断ひび割れモーメントは、47.2, 46.1 kN・mであるが、差が小さいため推定値では平均値をとる。

$$Q_c = 2 \times A_c \cdot \tau_c = 2 A_c \cdot \frac{0.085 k_c (500 + \sigma_b)}{M/Qd + 1.7} \quad (3)$$

$$Q_c = 2 \times A_c \cdot \tau_c = 2 A_c \cdot \frac{0.085 k_c (500 + \sigma_b + 0.1 \sigma_0)}{M/Qd + 1.7} (= 104.7, 102.6 \text{ kN}) \quad (4)$$

A_c :梁及び柱の全断面積 k_c :断面寸法による補正係数 σ_0 :柱軸方向応力度

Q_c による層せん断力は、水平力 103.7kNに対応し、実験値ともほぼ一致している。

終局曲げモーメント(M_u)は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、付録20」¹⁰⁾に示す(5)式によった。

$$M_u = m \times a_t \times \sigma_y \times D + 0.5 \times N \times D (1 - \frac{N}{bDF_c}) \quad (5)$$

m :柱主筋重心間距離/柱せい

a_t :引張鉄筋断面積 σ_y :引張鉄筋降伏応力度

文献(2)では、通常の断面諸量を考慮して $m=0.8$ としているが、推定式では本実験の試験体諸量を(5)の原式に代入し、 $m=0.65$ とした。終局曲げモーメント時の転倒モーメントによる柱付加軸力は±37.3kNである。これを考慮した終局曲げモーメントは、試験体の左右柱でそれぞれ 28.1, 23.4 kN・mとなる。

従って、柱曲げ終局強度は、(6)式となる。

$$Q_{Mu} = \frac{2(L_u M_u + R_u M_u)}{h} (= 114.5 \text{ kN}) \quad (6)$$

$L_u M_u$:左柱の終局曲げモーメント $R_u M_u$:右柱の終局曲げモーメント
柱のせん断終局耐力(Q_{su})は、文献11に示す(7)式によった。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{sy} + 0.1 \sigma_0} \right\} bj \quad (7)$$

p_t :引張鉄筋比 p_w :せん断補強筋比 σ_{sy} :せん断補強筋降伏応力度

σ_0 :柱軸方向応力度 j :応力中心間距離

せん断終局時の転倒モーメントによる柱付加軸力は±39.1kNである。せん断終局耐力は、左右柱の応力再配分がないものとして小さい方の2倍とし、119.2 kNを推定値とした。 $Q_{Mu} < Q_{su}$ よりこのRC柱の終局層せん断力は Q_{Mu} によって決まる。

初期ひび割れ後の2次剛性を決める剛性低下率は、文献12に示す(8)式によった。転倒モーメントによる付加軸力は考慮していない。

図13 No.1包絡線とRC骨組予測値

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n\rho_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33\eta_0) \left(\frac{d}{D} \right)^2 (=0.261) \quad (8)$$

$\eta_0 = N/bD\sigma_s$ n :ヤング係数比 a :シアスパン

d :曲げ材の圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離

以上の諸量を用いて得られる荷重変形関係を図 13 に示す。

②補強を行った試験体の予測値

補強試験体の荷重変形関係の予測値は、RC 骨組の予測値と門形鉄骨の予測値を単純に加算して求めた。尚、RC 骨組と門形鉄骨の一体化部分に挿入したスパイラル筋と無収縮モルタルが、強度及び曲げ剛性に与える影響は、荷重変形関係の推定には算入していない。

門形鉄骨の荷重変形関係は、材料試験結果から得られた門形鉄骨柱の全塑性モーメント時の層せん断力とパネルゾーンのせん断降伏時の水平荷重を算出し、小さいほうを最大層せん断力とした。尚、門形鉄骨柱のシアスパンは、上梁の下端から下梁天端までの距離($h=1065\text{mm}$)とした。また、門形鉄骨柱の変形は柱の曲げ変形とパネルゾーンのせん断変形による層間変位を加算して求めるものとする。

初期軸力による影響は、前述の結果に基づいて No.2 では門形鉄骨柱部分の降伏軸力の 1.0%、No.3,4 では 3.0%とした。全塑性モーメント算定時には、初期軸力と転倒モーメントによる柱付加軸力を考慮している。全塑性時の鉄骨柱断面応力度分布を図 14 に示す。これらの軸力を考慮した鉄骨柱の全塑性曲げモーメントは No.2 で $42.4, 42.9\text{kN}\cdot\text{m}$ 、No.3 で $28.8, 29.3\text{kN}\cdot\text{m}$ 、No.4 で $27.3, 27.6\text{kN}\cdot\text{m}$ である。尚、No.1 と同様に試験体上梁と下梁は、RC 骨組、門形鉄骨とも剛と仮定している。

柱全塑性モーメント時の門形鉄骨柱の層せん断力(Q_{MPC})は、(9) 式となる(図 15 (a)参照)。

$$Q_{MPC} = \frac{uM_{pc} + iM_{pc}}{h} \quad (9)$$

uM_{pc}, iM_{pc} :柱全塑性モーメント(柱頭部,柱脚部)

図 14 全塑性時柱断面応力度分布

(b) パネルゾーンせん断降伏時
図 15 鉄骨曲げモーメント図

図 16 パネルゾーン断面

図 17 パネルゾーンに作用するせん断力

パネルゾーンのせん断降伏耐力(Q_{PP})は、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準」^{14,15)}に示す(10)式によった。

$$Q_{PP} = 0.3F_c \cdot cA_e + \frac{s\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot A \quad (10)$$

cA_e :鉄骨パネルに含まれるモルタル断面積

A :鉄骨パネル断面積 σ_y :鉄骨ウェブ降伏応力度 (図 16 参照)

右辺第 1 項の係数は、パネル内のモルタルが四方をフランジ及びスチフナーで充分に拘束されているため十字形接合部と同等の拘束条件下にあると仮定し、0.3 とした。実験後の試験体パネルゾーンのフランジ及びスチフナーには目立った変形が確認されていないため、この仮定は妥当であると考えられる。従って、パネルゾーンせん断降伏時の降伏モーメント(M_{PP})は、(11)式となる。

$$M_{PP} = Q_{PP} \times (H_c - t_f) \quad (11)$$

H_c :鉄骨柱せい t_f :鉄骨フランジ厚

これより、パネルゾーンせん断降伏時の水平荷重(Q_{MPP})は、(12)式となる(図 15(b)参照)。

$$Q_{MPP} = \frac{uM_{pp} + iM_{pp}}{h} \quad (12)$$

uM_{pp}, iM_{pp} :パネル降伏モーメント(柱頭部,柱脚部)

パネルゾーンのせん断変形による層間変位は以下のように求めた。パネルゾーンに作用するせん断力を図 17 に示す。パネルゾーンのせん断変形は、パネル内のモルタルを考慮して以下のように取り扱う。モルタルのせん断弾性係数(G_m)はせん断ひび割れによって 0.3 程度まで低下すると仮定している。低減率を 0~0.5 まで変化させたものも図 19 に示した。荷重変形関係に与える影響はそれ程大きくないので、補強試験体の評価時にはモルタルを無視した。

パネルせん断歪(γ)は、(13)式となる。

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{Q}{GA} = \frac{Q}{G_m \cdot A + G_m' \cdot cA_e} \quad (13)$$

Q :パネルせん断力

G_m : $0.3 \times$ モルタルのせん断弾性係数($G_m=10.1\text{kN/mm}^2$)

$G_m=Ec/2(1+\nu)$ ν :ポアソン比($=1/6$) (文献 8)

G_s :鋼材のせん断弾性係数(79kN/mm^2)

柱頭部と柱脚部のせん断歪を $\gamma_{t, b}$ とすると、パネルせん断変形による層間変位 (δ_{PN})は、(14)式となる。

図 18 門型鉄骨応力図

$$\delta_{PN} = \frac{\mu \gamma + \gamma}{2} \cdot h \quad (14)$$

$\mu \gamma$: せん断歪(柱頭部) γ : せん断歪(柱脚部)

パネルせん断力(Q)は以下のように求めた。

部材両端の柱全塑性モーメントとパネルせん断降伏モーメントの小さいほうによって決まる柱反曲点位置を弾性域の反曲点とすると、図 18 に示す応力図が得られる。従って、パネルゾーンに作用する応力は、図 17 に示す通りとなる。ここで、鉄骨ウェブを無視すると、鉄骨フランジの軸力(C, T)は、それぞれ(15)式となり、

$$T_c = |C_c| = \frac{M_c}{H_c - t_f} \quad (15)$$

M_c : 柱両端に作用する降伏モーメント

パネルゾーンにせん断力として作用する。ただし、部材せん断力(Q_c)が T_c と逆方向に作用するので、これを差し引きする必要がある。本実験のような L 字形接合部の場合、 Q_c の効果を図 17 の様に三角形分布となると仮定すると、パネルゾーンの平均せん断力は、(16)式で表される。

$$Q = T_c - Q_c / 2 \quad (16)$$

以上の諸量を用いて得られる No.2~No.4 の終局層せん断力及び変位の一覧を表 5 に示す。No.2 の荷重変形関係の予測値と実験値の比較を図 19 に示す。これによると、耐力は概ね安全側に推定している。変形に関してはやや小さめに推定している。

表 5 鉄骨の終局層せん断力及び鉄骨層間変位 (No.2~4)

	終局層せん断力		終局層せん断力時の層間変位		
	鉄骨柱全塑性モーメント時層せん断力 (7)式	パネルせん断降伏時層せん断力 (10)式	曲げ変形による層間変位	パネルせん断変形による層間変位	全変位
No.2	80.9	69.1	3.11	3.46	6.31
No.3	63.0	68.2	3.66	3.98	7.26
No.4	39.0	71.9	3.68	2.25	5.71

図 19 No.2 実験値と予測値の比較

3-6 荷重変形関係の実験値と予測値の比較

図 20 に各試験体の実験値と予測値の比較を示す。

RC 骨組と門形鉄骨の予測値を単純加算することにより、門形鉄骨で補強した試験体の終局耐力を安全側に評価している。また、各試験体の予測終局層せん断力は、門形鉄骨の降伏開始時の荷重と同等か若干高い値となっている。

終局層せん断力時の全変位に占めるパネルせん断変形による層間

変位の割合は、40~50%程度となっている。(表 5 参照) 補強鉄骨をより有効にするためには、パネルゾーンの補強が必要であると考えられる。

図 20 各試験体の包絡線と計算値の比較

4. 結論

本研究では、PG 工法の有効性を検証するため、5~6 階建 RC 建物を想定した 1 層 1 スパンの縮小曲げ降伏形門形 RC 試験体を用いた一方向繰返し載荷実験を行った。以下に実験の範囲で得られた結論を示す。

1. 門形鉄骨で補強した No.2~4 は無補強の No.1 よりも、繰返し加力下では安定した挙動を示している。また、No.1 は柱脚部のせん断破壊により耐力が急激に低下したが、No.2~4 は RC 柱のせん断破壊後も急激な耐力低下は認められない。
2. No.2~4 を No.1 と比較すると、最大耐力は 2~2.5 倍程度まで向上しており、十分な強度補強効果を発揮している。
3. RC 骨組と門形鉄骨の予測値を単純加算して求めた耐力は、実験値を安全側に評価する。

参考文献

- (1) 梅宮良之、木下陵二、森田時雄、今井克彦他：鋼管ブレースを使用した低層 RC 造建築物の外部補強工法の研究 その 1~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.101-110, 1999.9
- (2) 久木田真一、萩野谷学、宮川和明、木下陵二、藤澤一善、藤永隆、大谷泰弘、三谷勲：鋼管ブレースを使用した既存 RC 造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究 その 1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.377-382, 2000.9
- (3) 宮川和明、久木田真一、萩野谷学、木下陵二、藤澤一善、藤永隆、井上大輔、大谷泰弘、三谷勲：鋼管ブレースを使用した既存 RC 造建築物の耐震補強工法に関する実験的研究 その 4~6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.767-772, 2001.9
- (4) 折地正博、榎谷榮治他：既存 RC 構造物の外付鉄骨ブレース工法による耐震補強に関する実験的研究 その 1~4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.889-896, 1999.9
- (5) 江崎文也、大久保全陸他：出張った柱を有する既存 RC フレームの外付け鉄骨ブレースによる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 529 号, pp.135-142, 2000.3

- (6) 藤村勝、毛井崇博他：枠付き鉄骨ブレースによる外付け耐震補強工法に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2分冊、pp.227-228, 2000.9
- (7) 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改修指針・同解説、2001.10
- (8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1991.4
- (9) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説 1998.11
- (10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、付録 20 1971.5
- (11) 広沢雅也、後藤哲郎：軸力をうける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系 pp.817-820, 1971.11
- (12) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究(曲げ降伏をするはり、柱および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究)、コンクリートジャーナル Vol.11, No.2, 1973.2
- (13) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1987.6
- (14) 西村泰志、南宏一、若林實：鉄骨鉄筋コンクリート柱はり接合部のせん断耐力、日本建築学会構造系論文集第 365 号 pp.87-97、1986.7
- (15) Akihiro SAKAGUCHI, Tadatashi FURUKAWA, Hisao ENDO, Ryoji KINOSHITA, Kazuaki MIYAGAWA, Masayoshi KURASHIGE, Isao MITANI, Katsuhiko IMAI : Construction of Seismic Retrofitting of University Building by Using CHS Braces and External PC-bars for Shear Reinforcement of R/C Column , fib2002 E-308 , pp.585-592, 2002

(2003年7月7日原稿受理, 2003年12月24日採用決定)