

# 論文 新設開口補強を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造壁の耐震性能評価

長谷川 俊一\*1・北山 和宏\*2・見波 進\*3・高木 次郎\*4

**要旨:** 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造建物の耐震壁に開口を設け、さらに開口脇に RC 補強または鉄骨補強を施した 1/2 スケール直交壁付立体試験体を作製し静的載荷実験を行った。試験体の破壊性状、耐震壁に発生したひび割れの進展状況、残留ひび割れ幅、耐震壁内の壁筋および補強部材のひずみ状況を示すとともに、耐震壁の各変形成分の算出を行い、補強ごとの損傷過程の特定を行った。開口脇の補強方法の違いによる圧縮側壁板の挙動の差異によって最大耐力に差が生じ、開口脇の補強柱の最大耐力に対する寄与は RC 補強の方が鉄骨補強より大きかった。

**キーワード:** 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造, 耐震壁, 新設開口, 耐震補強, 耐震性能評価

## 1. はじめに

既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート (WPC) 構造建物については工法開発段階における準実大試験体を用いた実験<sup>1)</sup>が約 40 年前になされた。在来工法による壁への新設開口や、補強に関する研究は多数あるが<sup>例えば 2)</sup>、プレキャスト (以下 PCa) 構造建物の耐震壁に新たに開口を設ける技術に関する研究はほとんどなく、改修の制約となっている。そこで施工性が良く、建築計画的に有益と考えられる既存 WPC 構造耐震壁に開口を設置する技術の開発が求められている。

現在、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)<sup>3)</sup>にて RC 部材の損傷評価がされているように、建物の性能を明確にする耐震設計法へ移行しつつある。WPC 構造建物においても保有耐震性能を明らかにし、性能評価型の改修設計を可能にすることが望まれる。そこで本研究では、和田らが行った WPC 構造耐震壁実験<sup>4)</sup>を基に既存壁の開口脇に新設した補強の効果を検討した。

## 2. 実験方法

### 2.1 WPC 構造の概要と開口補強

WPC 構造耐震壁は、PCa 板が上下 1 辺につき 2 箇所程度の水平接合部 (セッティングベース, 以下 SB と称す) で接合 (図-1(a)参照)され、水平力により生じる転倒モーメントに SB で抵抗する。SB は折り曲げた鉄筋 (以下、定着筋とする) をフレア溶接した鋼板組物であり PCa 壁板に埋設される (図-1(e)参照)。また、平面上直交する耐震壁の交点には、鉛直方向に床スラブを貫通する 1 本の鉄筋 (以下、鉛直接合筋とする) が配される。

既存壁に開口を設けると壁板が左右 2 枚に分かれるが、開口脇には SB がないので、転倒モーメントへの抵抗力が低下する。また、新設開口上部に残る壁は梁として機

能するには配筋が不十分で耐力不足である (図-1(a)参照)。これらを補う目的で、以下の二つの方法で補強した。

- (1) 新設開口を設けた上下の PCa 板を開口の両脇で緊結し、転倒モーメントに対する抵抗力を増大させる。
- (2) 新設開口上部に補強梁を新設し、曲げ戻しの効果を確保する。

これら両方を行うことを基本とし、鉄筋コンクリート (RC) または鉄骨 (S) で補強することで、耐震要素としての機能を向上させる方針とした。このような補強を施した時の境界梁および開口左右の壁板を門型フレームに置換した時の曲げ耐力が、無開口壁の 2 倍程度となるように補強量を定めた。

### 2.2 試験体と加力方法

対象建物は実在する「74-5PC-3DK(A9-3)」型の地上 5 階建て WPC 構造集合住宅<sup>4)</sup>とし、2 階壁を検討対象とした。試験体は建物の 2 階壁、上下階 (1, 3 階) の壁の約 1/3、2 階と 3 階のスラブおよび直交壁の一部を接合金物の溶接と上下階 PCa 板間の敷モルタルの充填によって一体化した耐震壁を 1/2 にしたものである。試験体一覧を表-1 に示す。上下階ともに開口を有する 3 体である。図-1 に試験体形状および配筋図、水平接合部、鉛直接合部詳細、開口有補強試験体の補強箇所の詳細を、表-1 にコンクリートの、表-2 に鋼材の材料特性をそれぞれ示す。

試験体は上下に加カスタブを有し、壁長 1875mm、直交壁長 850mm とした (図-1(a), (b))。PCa 壁板 (設計基準強度  $F_c=33\text{N/mm}^2$ ) は厚さ 75mm、壁筋は縦横筋共に 4φ, 6φ 交互を 100mm ピッチでシングル配筋とし、PCa 床板は厚さ 60mm、6φ を 100mm ピッチでシングル配筋とした (図-1(d))。接合部の詳細を図-1(e), (f) に示す。鉛直接合部に充填するコンクリートは  $F_c=27\text{N/mm}^2$  とした。新設開口の幅は 475mm とし、高さは補強方法

\*1 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 博士前期課程 大学院生 (正会員)

\*2 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 教授 工博 (正会員)

\*3 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 助教 博士 (工学)

\*4 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 准教授 Ph.D

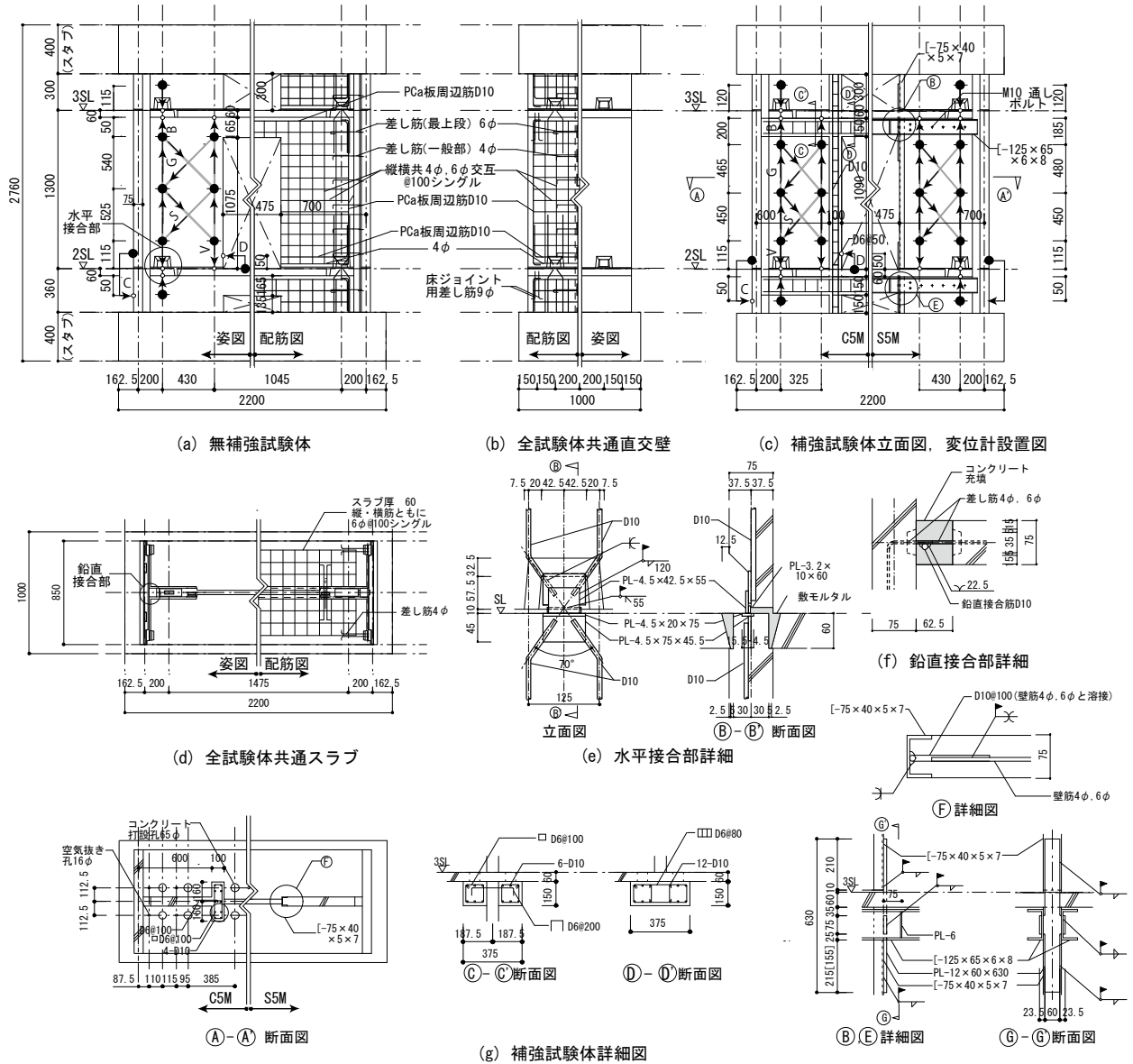


図-1 試験体および接合部詳細

表-1 試験体一覧

試験体	補強	$\rho\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\rho\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\rho\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	最大耐力(kN)		初期剛性 (kN/mm <sup>2</sup> )
					正加力	負加力	
N5M(無補強)	無	60.8	57.8	-	135	131	40
C5M(RC補強)	RC	52.8	78.8	74.3	288	270	189
S5M(S補強)	S	51.1	52.4	-	220	234	101

表-2 材料特性

鋼材	規格	使用箇所	$\sigma_y$	$\sigma_u$
4φ	SWMB	PCa 壁板 (縦横筋)	503	544
6φ	SWMB	PCa 壁板 (縦横筋)・スラブ	527	586
D10	SD295	PCa 壁板 (外周部)	362	502
D6	SD295	補強柱・梁のせん断補強筋	335	509
D10	SD345	補強柱・梁の主筋	392	576
※PL-3.2	SM490	SB 鋼板	322	429
PL-4.5	SM490	SB 鋼板	329	492
※PL-6	SM490	補強梁スチフナ	344	462
PL-12	SM490	開口筋溝形鋼を上下に接続する鋼板	362	542
※[-75x40x5x7]	SS400	開口筋溝形鋼	304	461
※[-125x65x6x8]	SS400	開口上部梁	334	475

$\sigma_y$ : 降伏応力 (N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_u$ : 最大応力 (N/mm<sup>2</sup>) ※ミルシート値

$\rho\sigma_B$ : 実験日 PCa 板コンクリート圧縮強度

$\rho\sigma_B$ : 実験日接合部コンクリート圧縮強度

$\rho\sigma_B$ : 実験日補強部材コンクリート圧縮強度

初期剛性: R=+0.025%時の割線剛性

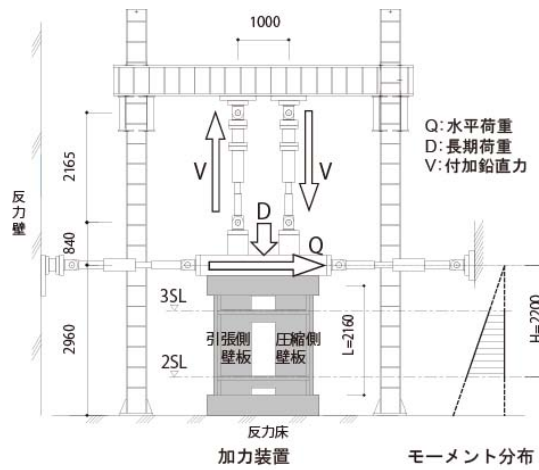


図-2 加力装置

によって異なる。試験体 N5M は開口補強しなかった。

補強部詳細を図-1(g)に示す。RC 補強試験体 C5M の補強部コンクリートの設計標準強度は  $27\text{N/mm}^2$  とした。開口脇補強柱はスラブを貫通させ、上下のスタブに定着した。また、各階上部に梁補強を行った。なお直交壁と補強梁は定着していない。S 補強試験体 S5M は各階の壁板の開口脇それぞれを壁厚と同じ断面せいを有する溝形鋼で補強し、1, 3 階の溝形鋼は上下のスタブに定着した。上下階の溝形鋼は、スラブを貫通させた厚さ 12mm の鋼板を溝形鋼ウェブ面に溶接接合した。こうした接続形式のため 2SL, 3SL の開口脇は鋼板のみで転倒モーメントに抵抗する。補強梁は鋼板と溶接接合した。

加力装置を図-2 に示す。水平ジャッキを 2 基取り付け、水平荷重  $Q$  を加えた。鉛直荷重について初期状態(水平荷重  $Q=Q_1+Q_2=0$ ) で長期荷重  $D(106\text{kN})$  を導入し、それに付加させる形で水平荷重  $Q$  に比例させて、転倒モーメントに相当する圧縮および引張の付加鉛直力  $V$  を載荷した。上下に開口を有する連層耐震壁の反曲点は、開口上下の梁状部材の力学特性や補強の有無によって変動するが、ここでは簡単のため RC 耐震診断基準<sup>5)</sup>に従い建物頂部までの高さの 1/2 にほぼ位置するとみなした。すなわち反曲点高さは、試験体の 2 階スラブ天端 2SL から 2.2m に設定した(図-2 参照)。

最初は荷重制御とし水平力  $20\text{kN}$  で繰返し載荷し、以後は変位制御とし、振幅を頂部変形角  $0.025\%$  から  $2\%$  までの漸増正負繰返し載荷とした。正側加力は左から右への加力とし、負側加力はその逆である。頂部変形角は上スタブ中央の水平変位を下スタブ上面からの距離 ( $=2160\text{mm}$ ) で除した値とした。2 層の層間変形角  $R$  は上スタブ中央の水平変位と下スタブ中央の水平変位の差を上下スラブ間の距離 ( $=1300\text{mm}$ ) で除した値とした。

### 3. 実験結果

#### 3.1 荷重変形関係および破壊性状

層せん断力と層間変形角の関係を図-3(上)に示す。無補強試験体 N5M の最大耐力は  $R=0.7\%$  時の  $135\text{kN}$ 、 $R=0.97\%$  時の  $131\text{kN}$  であった。2SL の SB は  $R=0.68\sim 1.37\%$  の間に順次降伏に至った。また  $R=1.37\%$  時に SB の溶接に亀裂が入り耐力が低下し始めるまで各サイクルのピーク時耐力はほぼ一定を保った。その後、SB の縦溶接の破断、SB 周辺のコンクリートの圧壊、鉛直接合面脇のコンクリートの剥落により耐力は  $26\%$  低下した。

RC 補強試験体 C5M の最大耐力は  $R=0.7\%$  のときの  $288\text{kN}$ 、 $R=0.93\%$  のときの  $270\text{kN}$  であった。最大耐力時において 2SL の SB の定着筋はすべて降伏した。PCa 板、補強部分ともに損傷が大きかった。特に PCa 板は  $R=0.06\%$  時から斜めひび割れが発生し、コンクリートの

剥落が  $R=0.96\%$  時に、圧壊が  $3.17\%$  時に起き、最終的にせん断破壊に至った。最大耐力は 2 階引張側の耐震壁、直交壁の SB の定着筋、鉛直接合筋および左右の補強柱柱脚の引張側主筋の降伏によって決まった。最大耐力後の耐力低下の原因は、両壁板に発生したひび割れの幅が最大耐力以降大きく拡幅し壁板を介した圧縮力の伝達量が低下したことによる。破壊モードは SB の定着筋の降伏後の PCa 板のせん断破壊である。また、補強梁の主筋は弾性にとどまった。

S 補強試験体 S5M の最大耐力は  $R=0.62\%$  のときの  $220\text{kN}$ 、 $R=0.67\%$  のときの  $234\text{kN}$  であった。2SL の SB の定着筋は  $R=0.26\%$  時に、3SL の SB の定着筋は  $R=0.43\sim 0.8\%$  の間に降伏した。 $R=0.12\%$  時から PCa 板に斜めひび割れが発生し、次第に拡幅し、開口脇の補強材である溝形鋼が面外にはらみ出し、PCa 板のせん断破壊に至った。最大耐力は 2 階耐震壁の SB の定着筋の降伏と壁板に発生したせん断ひび割れの拡幅によって決まった。最大耐力後の耐力低下の要因は、圧縮側壁板の SB 周辺部が沈み込んだことによるコンクリートの圧壊である。破壊モードは PCa 板のせん断破壊である。また、圧縮側補強柱下部のフランジを除く補強柱、補強梁は弾性だった。

表-1 に初期剛性を示す。N5M の初期剛性は  $40\text{kN/mm}$  であり C5M はその 4.7 倍、S5M は 2.5 倍となった。

実験における安全限界変形角は、文献 3 における耐震壁の安全限界状態を参考に、最大耐力の  $80\%$  に耐力が低下した時の変形角と定義した。限界変形角は N5M で正方向  $2.5\%$ 、負方向  $2.1\%$  となった。これに対し、C5M では正方向  $2.2\%$ 、負方向  $3.1\%$ 、S5M では正方向  $2.4\%$ 、負方向  $1.6\%$  となった。N5M と比較して C5M では  $0.9\sim 1.5$  倍、S5M では  $0.98\sim 0.76$  倍の値を示し、変形性能は C5M の負加力を除き低下した。載荷は頂部変形で制御したが、S5M の層間変形は N5M の  $60\%$  程度であった。S5M では 3 階の耐震壁の変形が N5M よりも多く頂部変形に寄与したためである。

#### 3.2 ひび割れの発生状況

図-3(中)に、最大耐力到達時のひび割れ状況を表す。黒線は、正加力により発生したひび割れ、青線は負加力により発生したひび割れを示す。太線は、①・②(③・④)が左壁(右壁)におけるそれぞれ正・負加力に対してひび割れ幅が最大となったものを示す。無補強試験体 N5M では壁板上部に 2 本の斜めひび割れが発生し、RC 補強試験体 C5M、S 補強試験体 S5M では壁板全体に多くの斜めひび割れが発生した。C5M はひび割れ発生状況が正負加力で非対称だったのに対し、S5M は対称であった。N5M では開口上部の梁状部材(以下、梁と称する)の梁端部にひび割れが集中した。他の 2 体の補強梁には目立った損傷はなかった。さらに C5M の RC 補強柱は引

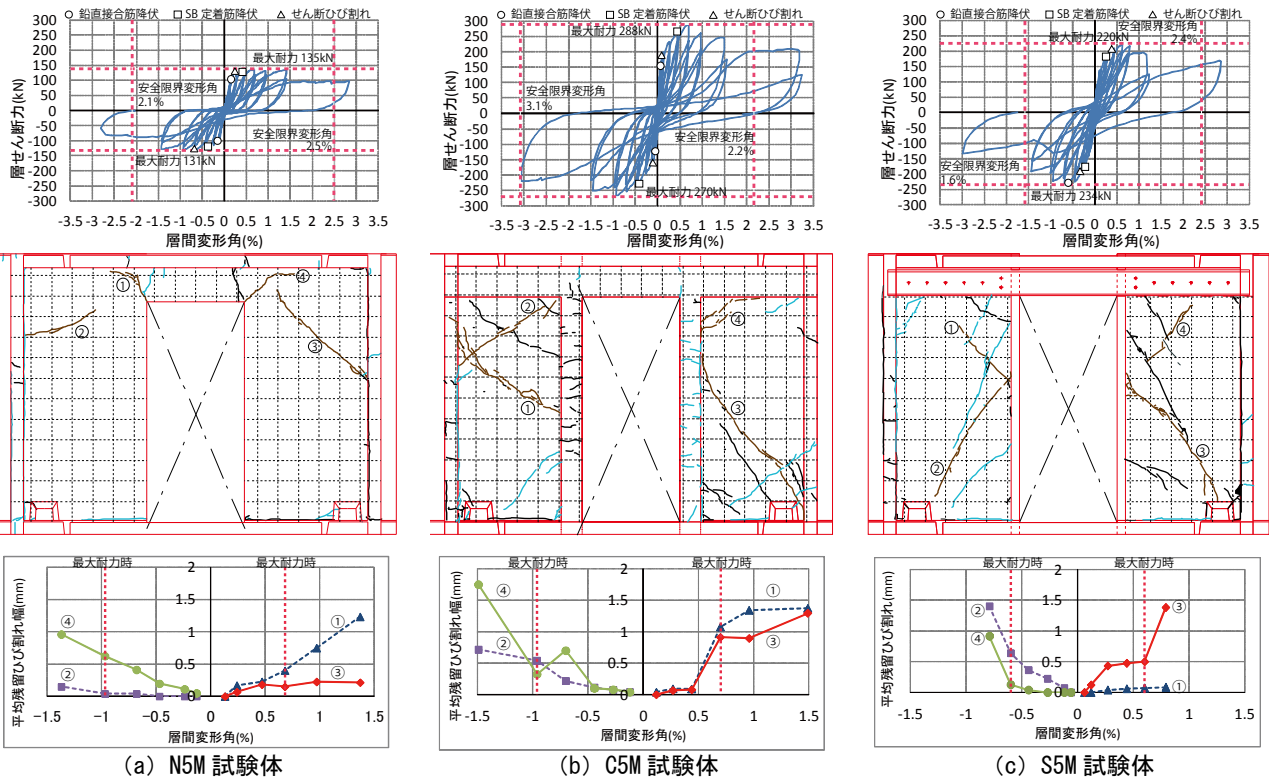


図-3 層せん断力-層間変形角関係 (上), 試験体ひび割れ図 (中), 耐震壁の平均残留ひび割れ幅 (下)

張により発生した輪切り状のひび割れが多く発生した。

### 3.3 平均残留ひび割れ幅

図-3 (下) に、壁板に発生したひび割れ (図-3 (中) の①~④) の平均残留ひび割れ幅と層間変形角の関係を示す。最大耐力時のひび割れ幅は、無補強試験体 N5M ( $R=0.68\%$ ) のひび割れ②, ③では正負加力とも 0.2mm 以下であり、最大耐力後も 0.2mm 程度を保持した。RC 補強試験体 C5M ( $R=0.7\%$ ) ではひび割れ①が 1.0mm, ひび割れ④が 0.7mm であった。最大耐力後、ひび割れ幅は大きく増加した。鉄骨補強試験体 S5M ( $R=0.6\%$ ) ではひび割れ②が 0.6mm, ひび割れ③が 0.5mm であった。最大耐力後はひび割れ①を除いて C5M と同様にひび割れ幅は大きく増加した。C5M, S5M は補強により耐力が上昇したが、PCa 板に無補強時よりも大きなせん断力が作用したため、せん断損傷が激しくなった。

また、N5M の開口上部の入隅から斜めに伸びたひび割れの幅は、層間変形角が増加するとともに増加した。開口を設け、左右の壁板が独立して挙動することで、壁板同士をつなぐ梁の端部に損傷が集中した。

### 3.4 鉄筋および鋼材の降伏状況

耐震壁および直交壁の壁筋、接合部の定着筋、さらに RC 補強試験体 C5M はコンクリート補強柱および補強梁の主筋、フープ、スターラップ、鉄骨補強試験体 S5M は鉄骨補強柱および梁の歪みを歪みゲージで計測した。

鉛直接合筋は、無補強試験体 N5M は 3 階部分が  $R=0.24\%$  に、C5M は 2 階部分が  $R=0.06\%$  に引張降伏し

た。S5M は  $R=0.78\%$  に 2 階圧縮側の鉛直接合筋が圧縮降伏した。SB の定着筋は、N5M は 2, 3 階両方で  $R=0.46\% \sim 1.37\%$  に、C5M は 2 階で  $R=0.43\% \sim 0.96\%$  に降伏した。S5M は 2, 3 階両方で  $R=0.26\% \sim 1.2\%$  に降伏したが、直交壁 SB の定着筋は弾性にとどまった。壁筋は、N5M は開口上部の壁板の鉄筋が  $R=0.46\%$  以降、C5M は左壁板上部および右壁板下部が壁板のひび割れ幅が拡幅してきた加力サイクル後期に、S5M は左壁板では負荷荷時に  $R=-0.7\%$  以降、右壁板では正載荷時に  $R=0.6\%$  以降、降伏した。S5M は、圧縮側壁板の横筋が降伏したが、これは、ひび割れ③およびその周辺のひび割れが拡幅したためである。C5M の RC 補強柱は主筋を 2 列配筋したが、最大耐力時、左右補強柱とも引張側の主筋が降伏し、圧縮側の主筋のひずみは降伏ひずみの約半分の引張りひずみを示した。S5M の S 補強柱は最大耐力時、引張側柱は弾性で、圧縮側柱は柱下部フランジが降伏したが、他は弾性であった。補強梁は両試験体とも弾性にとどまった。

### 3.5 各変形成分の評価

2 階の層間変形を、耐震壁のせん断変形、スウェーイ、浮き上がり回転、曲げ変形 (図-4 参照) に分離した。

#### 3.5.1 変形の測定方法および各変形成分の評価方法

図-1 (c) に変位計設置状況を示す。黒丸に基点を、白丸に変位計のターゲットを、矢印に変位計をそれぞれ設け、試験体各部の変形を測定した。本論ではこれらの変位計の測定結果から各変形成分を求めた。耐震壁の浮き上がり量は変位計 V を、耐震壁上部からスラブ下面ま



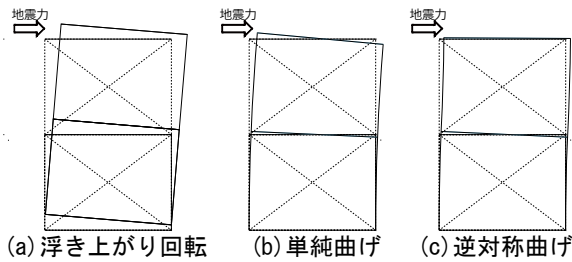


図-4 変形成成分離の概念図

での変形量は変位計 B を、2 階壁板の鉛直方向と対角線方向の伸縮は変位計 G, S を、1 階直交壁と 2 階直交壁相対水平変位は変位計 C を、1 階耐震壁と 2 階開口脇壁板の相対水平変位は変位計 D を、それぞれ用いて測定した。

各変形成分の算出方法を以下に示す。

- ・曲げ変形は、変位計 G を用い、壁板左右の鉛直変位の差から平均回転角を算出し、壁板の高さを乗じて求めた。測定区間は壁板上下に二分して、壁板上下の曲げ変形をそれぞれ算出し合算した。図-4(c)のような逆対称曲げ状態を示すこともあった。
- ・せん断変形は平石<sup>6)</sup>の研究を参考に、曲げ変形による影響を除外し、変位計 S を用いて求めた。
- ・浮き上がり回転による水平変位は変位計 V を用い 2 階耐震壁と 2 階スラブの間の壁板左右の鉛直変位の差から、壁板脚部の回転角を求め、壁板高さを乗じて求めた。
- ・スウェイ量は N5M, C5M では、開口脇で測定した変位計 D および直交壁で測定した変位計 C から 1, 2 階壁の相対水平変位を求め、二つの平均値とした。鉄骨補強試験体 S5M は変位計 C から求めた。

### 3.5.2 算出結果

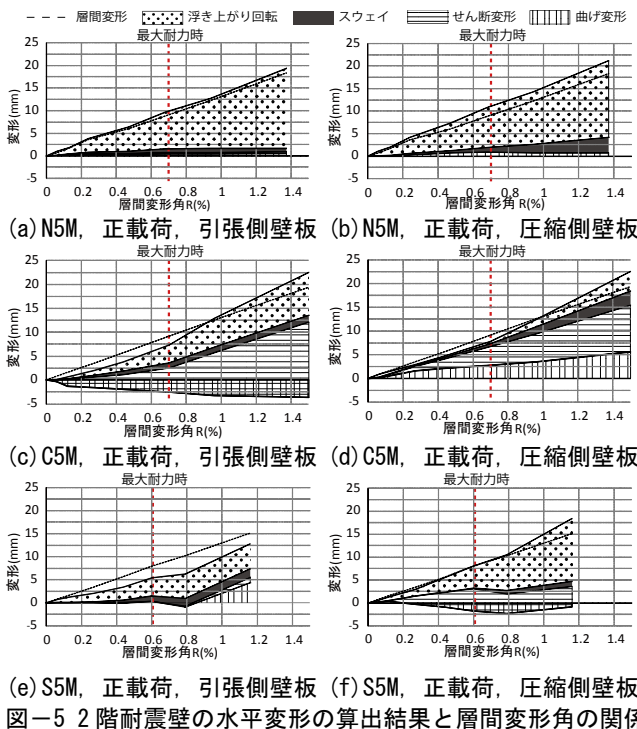


図-5 2 階耐震壁の水平変形の算出結果と層間変形角の関係

図-2 のように水平力によって引張軸力を受ける左壁板を引張側壁板、圧縮軸力を受ける右壁板を圧縮側壁板とする。図-5 に正載荷時の各載荷ピークにおける各変形成分量の推移を示す。グラフは積み上げ形式とした。直接測定した 2 階の層間変形を破線で示す。図-5(c) (f) の負側の変形は、壁板が逆対称曲げを受け、加力方向と逆に変位することで生じた。各変位の合計と直接測定した層間変形との差は(e)を除きほとんどなく、精度よく変形成分の評価ができた。

- ・無補強試験体 N5M 両壁板とも浮き上がり回転が全変形の大半を占め、他の 3 変形成分は微小であった。
- ・RC 補強試験体 C5M 引張側壁板では浮き上がり回転とせん断変形が全変形のほぼすべてを占め、最大耐力時  $R=0.7\%$  の全変形に占める浮き上がり回転の割合は 38%、せん断変形の割合は 52%であった。引張側直交壁の SB 定着筋は降伏した。圧縮側壁板では開口脇を RC 補強したため 2SL ではほとんど浮き上がり回転しなかった。曲げ変形とせん断変形が変形のほぼすべてを占め、最大耐力時  $R=0.7\%$  の全変形に占める曲げ変形の割合は 35%、せん断変形の割合は 51%であった。
- ・S 補強試験体 S5M 引張側壁板では浮き上がり回転が変形のほぼすべてを占め、最大耐力時  $R=0.6\%$  の全変形に占める浮き上がり回転の割合は 71%であった。引張側直交壁の SB 定着筋は降伏しなかった。圧縮側壁板では SB 周辺のコンクリートが激しく圧壊することによって生じた壁板の沈み込み回転とせん断変形が変形のほぼすべてを占め、最大耐力時  $R=0.6\%$  の全変形に占める浮き上がり回転とせん断変形の割合はともに 42%であった。

### 3.6 補強効果の検討

図-6 に、壁板と 2, 3 階スラブ上面の間の鉛直変位を測定する変位計 V, および壁板と 3 階スラブ下面の間の鉛直変位を測定する変位計 B (図-1 (a, c) 参照) より得られた壁板の浮き上がり量と、3.5.2 で算出した浮き上がり回転以外の 3 成分を参照し、最大耐力時の壁板の変形を示した。開口脇の壁板とスラブ間の鉛直変位を 2 階壁板では測定したが、3 階壁板では測定しなかったため、3SL では直交壁脇の壁板とスラブ間の鉛直変位のみを示した。なお、3 階壁板にはせん断ひび割れが発生した。しかし、壁面内の変位を測定しなかった。そこで、作図上は 3 階壁板と上スラブを一体として扱った。

補強の有無、補強方法の違いによって、圧縮側壁板の挙動は異なった。N5M の圧縮側壁板は大きく浮き上がった。C5M では上下階の補強柱および梁を同時にコンクリートで打設し、補強柱主筋は上下階に通し配筋したため上下階の壁板の一体性が高かった。このため、圧縮側壁板の補強柱は壁板の浮き上がりを抑制し、壁板面内の変形が卓越した。SB 周辺の壁板コンクリートの圧壊

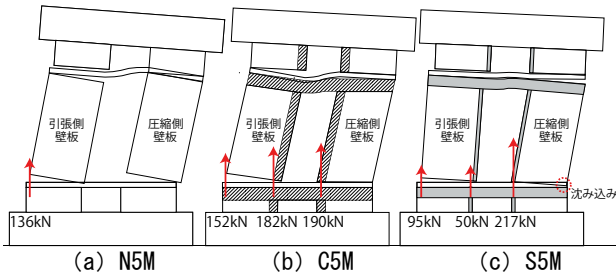


図-6 壁板の浮き上がり状況

2SL 接合部および補強柱の負担する引張力

表-3 水平力に対する各部位の抵抗寄与分

	最大耐力(kN)	接合部(kN)	補強柱(kN)	補強梁(kN)	長期荷重寄与分(kN)	合計(kN)
N5M	135	112	-	-	22	134
C5M	288	125	157	6		310
S5M	220	77	96	3		198

は最終サイクルまで生じなかったが、これは断面積の大板によって溶接接合し、各階の壁板を接続した。この鋼板は引張力を負担し壁板の浮き上がりを抑制したが、補剛材がないため面外の曲げに弱く水平力を受けて曲がり、さらに圧縮側補強柱溝形鋼はせん断抵抗にほとんど寄与しないので、圧縮側壁板のSB周辺のコンクリートは大きく圧壊して沈下した。こうした補強方法の違いが壁板の挙動の差異を生み、最大耐力に差が生じた。

図-6に、2階壁板および直交壁のSBの定着筋、鉛直接合筋（両者を合わせて以下、接合部と呼ぶ）、C5M補強柱の主筋、S5M補強柱の溝形鋼それぞれの負担する引張力を歪みゲージの測定値から算出して示した。また、両壁板は上スタブで一体であるため、試験体の回転中心が2SL圧縮側直交壁にあると仮定し、この点回りの曲げモーメントを各部位の引張力から算出した。この曲げモーメントを水平力の載荷点から2SLまでの距離(2200mm)で除して得たせん断力を、水平力に対する各部位の抵抗寄与分として表-3に示す。梁端部のモーメントをC5M補強梁の主筋およびS5M補強梁のひずみから算出し、梁内法長さで除し、補強梁の鉛直せん断力を求め、これより水平力に対する補強梁の抵抗寄与分を算定した。なお長期荷重Dによる抵抗寄与分は共通で22kNである。

各部位の寄与分の総和は、10%程度の差異はあるが直接測定した最大耐力とほぼ一致した。これより開口脇を補強した際の最大耐力は、補強柱の負担する引張力から算定できる。開口脇の補強柱による水平力に対する抵抗寄与分は、RCのほうが溝形鋼よりも1.64倍大きかった。これは上述のように鉄骨補強では、圧縮側壁板の回転が卓越して脚部コンクリートの圧壊が促進されたのに対して、RC補強では圧縮側補強柱と既存壁板とが一体となって水平力を負担したためである。なお、補強梁は水平耐力にほとんど寄与しなかった。

4. 結論

本実験で得られた知見を以下に示す。

- 1.RC補強あるいは鉄骨補強した場合と無補強とを比較すると、最大耐力が2.1倍、1.6倍、初期剛性が4.7倍、2.5倍、各々増大した。ただし、耐震補強を施すことで変形性能は低下した。補強により耐力が上昇してPCa板がせん断破壊し、地震後の継続使用は困難である。
- 2.各試験体の最大耐力は、無補強では2階水平接合部の定着筋の降伏後に同水平接合部鋼板における縦溶接の亀裂進展、RC補強では2階引張側壁板接合部と両補強柱の引張側主筋の降伏、鉄骨補強では2階耐震壁水平接合部の定着筋の降伏と壁板のせん断ひび割れの拡幅によって、それぞれ決まった。
- 3.RC補強では補強部材の一体性が高いため圧縮側壁板の浮き上がりは生じず、面内変形が卓越した。鉄骨補強では、上下階を接続する鋼板は圧縮側壁板の浮き上がりを抑制したが面外に曲がり、圧縮側壁板は鋼板を中心に回転し沈下した。こうした圧縮側壁板の挙動の違いにより補強時の最大耐力に差が生じた。
- 4.水平接合部の定着筋、鉛直接合筋、補強柱及び補強梁の水平力に対する抵抗寄与分の総和は最大水平耐力とほぼ一致した。また、開口脇の補強柱による水平力に対する抵抗寄与分は、RC補強は溝形鋼の1.64倍だった。これは鉄骨補強では脚部コンクリートの圧壊が促進したのに対し、RC補強では圧縮側補強柱と既存壁板が一体となって挙動したためである。

謝辞 本研究は、国土交通省の「建設技術研究開発助成制度」(研究代表者:小泉雅生)の補助を受けて実施した。また実験実施にあたり堀富博氏(シグマ建築構造研究所)からご助言いただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1)坪井善勝, 加藤六実, 平賀謙一: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構法に関する研究(その1)総括, 日本建築学会論文報告集号外, p.254, 1966.10
- 2)山崎智博, 張彦龍, 田才晃, 加藤博人: 既存壁式構造における新設開口の補強に関する研究, コンクリート工学年次論文Vol.27, No.2, pp1171-1176, 2005
- 3)日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004.1
- 4)和田芳宏, 見波進, 北山和宏, 高木次郎: 既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐震壁における新設開口補強効果の実験的研究, コンクリート工学年次論文集Vol.32, No.2, pp1075-1080, 2010.
- 5)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診断基準同解説, 改訂版2刷, 2002
- 6)平石久広: 耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算出方法, 日本建築学会大会論文報告集, 第333号, pp55-62, 1983.11