論文　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

和田　芳宏[*1]・見波　進[*2]・北山　和宏[*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た場合を想定した実建物の 1/2 スケール直交壁付立体試験体を作製し，開口の有無，補強方法および転倒モーメントの割合を実験変数として静的載荷実験を行い，耐震壁の耐力，破壊性状等に及ぼす開口の影響と補強効果の検討を行った。転倒モーメントが大きい試験体では，耐力低下の主要因は開口，補強の有無に関わらず水平接合部の損傷であった。転倒モーメントが小さい場合，無補強試験体は接合部の損傷により，補強試験体は壁のせん断破壊により耐力が低下した。また補強試験体は無補強に比べ，耐力，剛性ともに向上し補強の効果が確認された。

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

1.　はじめに

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート(以下 WPC)構造の住宅ストックは，高度経済成長期に建設された中層公共住宅が多数存在する。これらの構造躯体は健全でありながら，住戸計画が画一的かつ面積が狭小で現在の住要求に対応できていない。そのため住戸規模の変更を伴う大規模改修を行うことで，有効にストック活用することが望まれる。現場打ち壁式鉄筋コンクリート構造建物については田才らによる新設開口補強に関する研究 [1)]など数多くなされている一方で，WPC 構造建物については坪井らによる準実大試験体を用いた実験的研究 [2)]など工法開発段階における研究が 1960 年代から 1970 年代にかけてなされているが，既存の WPC 耐震壁に新たに開口を設ける技術に関する研究はなされておらず，新設開口に関する技術が未整備のため改修に対する制約となっている。そこで，施工性が良く，建築計画上有益な既存 WPC 耐震壁への開口設置技術の開発が求められる。

本稿では既存 WPC 造耐震壁に開口を設置することを想定した実験を行い，地震時における耐震壁の耐力，破壊性状等に及ぼす開口の影響と補強効果の検討を行う。

2.　実験方法

2.1　実験対象

WPC 構造集合住宅のうち同タイプの棟数の多い地上 5 階建て既存建物 [3)] を実験対象とした。対象建物の 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取り出して，1/2 に縮小したものを試験体とした(**図－1** (a), (b), (d))。ここで，2 階の壁を対象としたのは，上下階にプレキャスト(PCa)壁が存在する一般的な階で最も層せん断力が大きくなるためである。

2.2　補強方針

WPC 構造において耐震壁へ開口を新設した際の問題点を考慮し，以下の２通りの補強方法を基本とした。

(1) 新設開口両脇の PCa 板に上下階壁との接合部を設け，転倒モーメントに対する耐力を向上させる。

(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。

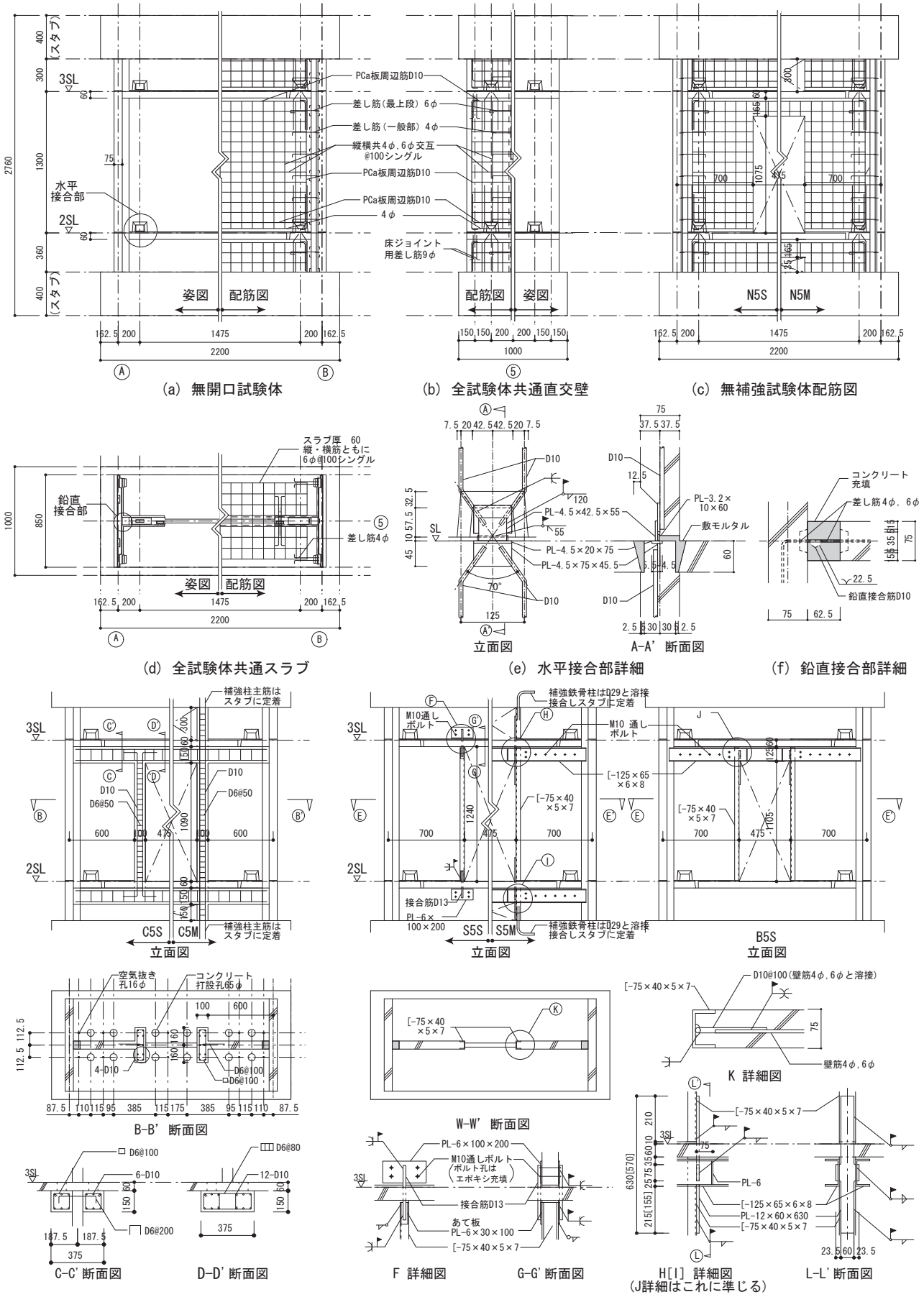
これらの方法を，鉄筋コンクリート(RC)または鉄骨(S)を主体として補強を行うことで，耐震要素としての機能を向上させる方針とした。また補強部分を開口設置階のみに限定することを目的として上下階と接続せずに鉄骨で梁補強のみとしたのも計画した。

2.3　試験体

試験体一覧を**表－1** に示す。無開口試験体 W5 および試験体名の末尾に S を付した対象階のみに開口を設けた 4 体(上下開口無と称す)と，末尾に M を付した上下階とも開口を有する 3 体(上下開口有と称す)の合計 8 体である。製作は実建物と同様に上下階の PCa 壁板を接続金物(セッティングベース，以後 SB と略す)の隅肉溶接によって接合し，間を敷きモルタルで充填し一体化した。**図－1** に試験体形状，配筋図，水平接合部，鉛直接合部詳細，補強試験体の補強箇所の詳細を，**表－2** に使用した材料特性を示す。コンクリートの設計基準強度は PCa 板は 33N/mm^2，接合部と補強部は 27N/mm^2 とした。実験日圧縮強度を**表－1** 中に併記する。設計基準強度に対し圧縮強度が相当に大きくなっているが，実建物用のコンクリートを練り混ぜる実機を使用したためであると思われる。

試験体形状は上下に加力スタブを有し，壁長 1875mm(部材芯寸法)，直交壁長 850mm とした(**図－1** (a), (b))。PCa 壁板は厚さ 75mm，壁筋は縦横筋共に 4φ，6φ

*1 首都大学東京大学院　都市環境科学研究科建築学専攻博士前期課程　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　助教　博士(工学)
*3 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)
*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

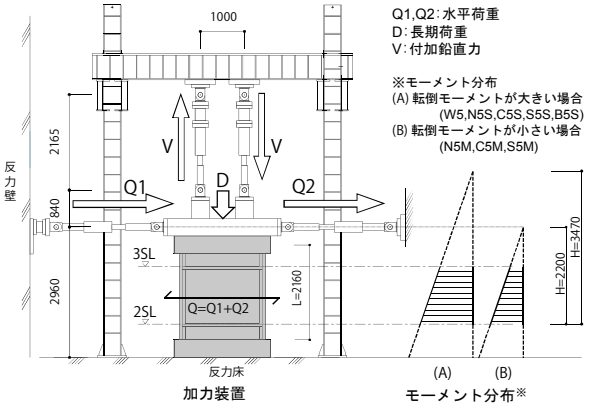
試験体	上下開口	H (m)	補強	$_P\sigma_B$ (N/mm²)	$_J\sigma_B$ (N/mm²)	$_C\sigma_B$ (N/mm²)	最大耐力(kN) 正加力	最大耐力(kN) 負加力	初期剛性 (kN/mm)	破壊モード	備考
W5 (無開口)	無	3.47	無	58.6	44.8	－	101	103	166	F	損傷は 2SLSB 周辺に集中
N5S(無補強上下開口無)				67.0	48.0	－	105	110	53	F	3SLSB が破断
C5S(RC 補強上下開口無)			RC	58.0	55.2	74.4	154	139	190	F	補強接続筋を定着した上下階の PCa 板に顕著な損傷
S5S(S 補強上下開口無)			S	66.3	45.7	－	124	117	97	F	
B5S(S 梁補強上下開口無)				50.2	59.5	－	113	106	64	F	損傷は 2SLSB 周辺に集中
N5M(無補強上下開口有)	有	2.2	無	60.8	57.8	－	136	132	40	F	
C5M(RC 補強上下開口有)			RC	52.8	78.8	74.3	289	271	189	FS	PCa 板がせん断破壊し，損傷が大きい
S5M(S 補強上下開口有)			S	51.1	52.4	－	220	235	101	S	

H：2SL からの反曲点高さ　$_P\sigma_B$：実験日 PCa 板コンクリート圧縮強度　$_J\sigma_B$：実験日接合部コンクリート圧縮強度　$_C\sigma_B$：実験日補強部材コンクリート圧縮強度
破壊モード(F:SB 破断，S：PCa 板せん断破壊，FS：SB 降伏後 PCa 板せん断破壊)　初期剛性：R=+0.025%時の割線剛性

表－２　材料特性

鋼材	規格	使用箇所	σ_y	σ_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) SB 接筋・鉛直接合筋	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
D16	SD295	S5S 補強接続筋	340	514
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・S5S 定着鋼板	344	462
PL-12 ※	SM490	開口脇溝形鋼と梁を接続する鋼板	299	454
[-75x40x5x7 ※	SS400	開口脇溝形鋼	304	461
[-125x65x6x8 ※	SS400	開口上部梁	334	475

σ_y：降伏応力度(N/mm²)　σ_u：最大応力度(N/mm²)　※：ミルシート値



図－２　加力装置および曲げモーメント分布

交互を 100mm 間隔でシングル配筋とし，PCa 床板は厚さ 60mm で 6φ を 100mm 間隔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。開口幅は 475mm，高さは補強方法によって異なる。N5S，N5M(無補強試験体)は開口補強筋を設けていない(図－１(c))。

RC 補強試験体の補強部詳細を図－１(g)に示す。RC 補強試験体は開口脇の縦方向の RC 補強柱に加え，開口上部の梁補強を行った。直交壁と補強梁は定着していない。なお C5S(RC 補強上下開口無)では 2 階スラブ下に RC 梁を増設し，そこに開口脇の補強柱の主筋を 90 度折り曲げ定着させた。C5M(RC 補強上下開口有)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。

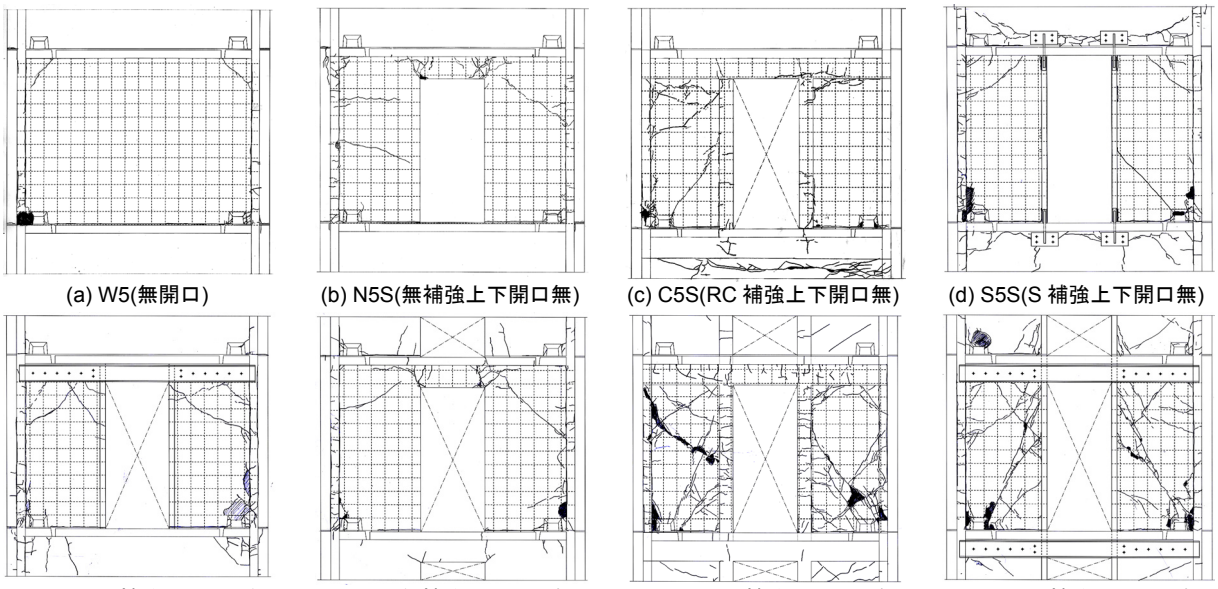
S 補強試験体の補強部詳細を図－１(h)に示す。E-E’断面図，K 詳細図に示すように S 補強試験体は開口脇を壁厚と同じ断面せいを有する溝形鋼で補強した。S5S(S 補強上下開口無)では溝形鋼を鉄筋を介し定着用鋼板と接合し，定着用鋼板をボルト締めすることで上下階の壁と接続した。開口上部に補強梁を設けずに上階壁に接合することで，無開口の上階壁に補強梁の役割を担わせ，曲げ戻しの効果が得られることを期待した。S5M(S 補強上下開口有)について開口脇補強材はスラブを貫通させ，上下のスタブに定着し，補強梁とは溶接接合した。B5S(S 梁補強上下開口無)は補強部分が当該階で収まる補強法とし，開口脇補強材の上端は補強梁と溶接接合されているが，下端は 2SL で止め下階に接続していない。

2.4　加力方法

加力装置を図－２に示す。試験体のねじれを防ぐため水平ジャッキを左右 1 機ずつ取り付け，一方を変位制御(作用水平力 Q1)，他方をこれと同値となるように荷重制御(Q2=Q1)とした。鉛直荷重については初期状態(水平荷重 Q=Q1+Q2=0)時に長期荷重(D=106kN)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。無開口および上下開口無試験体では「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針」[4)]に則り建物頂部までの高さの 2/3 に反曲点があると想定した転倒モーメントが作用するものとし，上下開口有試験体ではこれらに比べ反曲点高さを低くし水平せん断力に対する転倒モーメントの割合を小さくした。上下開口有試験体について，転倒モーメントを小さくしたのは，開口上部の梁のせん断力の累積によって生じる耐震壁への転倒モーメントが梁の剛性と耐力に依存することを考慮したためである。しかし，補強効果の比較の観点からは，補強有りと無しの場合で加力形式が異なることは望ましくないと判断しこれらの平均的な値とした。図－２の右図に試験体に作用するモーメント分布を示す。(A)が無開口および上下開口無試験体に，(B)が上下開口有試験体に対するものであり，反曲点高さが試験体の 2SL からそれぞれ 3.47m および 2.2m の位置に相当する。

2.5　載荷履歴

載荷履歴について最初のサイクルは水平荷重制御とし水平力 20kN で正負 1 回，以後は変位制御とした。2 サイクル目以降の水平変位履歴は層間変形角を R(%)として，振幅が R＝0.025，0.05，0.1，0.2，0.33，0.5，0.67，1，2



(a) W5(無開口)　(b) N5S(無補強上下開口無)　(c) C5S(RC 補強上下開口無)　(d) S5S(S 補強上下開口無)

(e) B5S(S 梁補強上下開口無)　(f) N5M(無補強上下開口有)　(g) C5M(RC 補強上下開口有)　(h) S5M(S 補強上下開口有)

図－３　最終ひび割れ状況

となるような漸増正負繰返しとした。R＝0.025%のみ 1 回，以後各 2 回ずつ繰返した。変形角 R は上スタブ中央の水平変位を下スタブ上面からの距離(L=2160mm)で除した値とした。

3.　実験結果

3.1　破壊性状

(1)　PCa 壁板ひび割れ状況

試験体ごとの最終ひび割れ状況を**図－３**に示す。直交壁のひび割れついては，いずれの試験体についても接合部周辺に集中し，その他横ひび割れや部分的な圧壊が発生したが耐力低下の主要因ではなかった。

転倒モーメントが大きい場合の試験体では PCa 壁板の損傷は主に接合部に集中し，加えて開口有の場合は圧縮側で斜めひび割れ，引張側で横ひび割れが発生した。しかし，いずれも試験体の耐力低下の要因ではなかった。接続筋補強を行った試験体(C5S，S5S)では，補強筋の定着部である上階あるいは下階の壁に顕著な横ひび割れが発生した。これは試験体が曲げを受けた時，接続筋が引き抜かれ，定着していた補強梁や定着板を介し壁板に引張力が生じたためであると考えられる。なお梁補強試験体(B5S)の補強鉄骨梁下の斜めひび割れの多くは初期ひび割れであり，載荷中においても大きなひび割れには伸展しなかった。

上下開口有の場合，無補強試験体(N5M)は斜めひび割れの他に開口上部梁状の PCa 壁板に縦ひび割れが発生したが，耐力低下の要因ではなかった。補強試験体(C5M, S5M)は補強により耐力が高くなったため，PCa 壁板がせん断破壊したことで，最終的な損傷が大きかった。

(2)　水平接合部(SB)

転倒モーメントが大きい場合の試験体と，N5M は SB が破断した。SB 破断とは引張側 SB の鋼板同士の溶接の破断，または鋼板に溶接した定着用鉄筋の破断を指す。この SB の溶接の損傷は偏心した形状(**図－１(e)**水平接合部詳細)になっていることにより発生したと考えられる。SB の損傷，破断は多くの試験体の耐力に対し支配的であった。なお C5M, S5M では SB の損傷は小さかった。

(3)　鉛直接合部

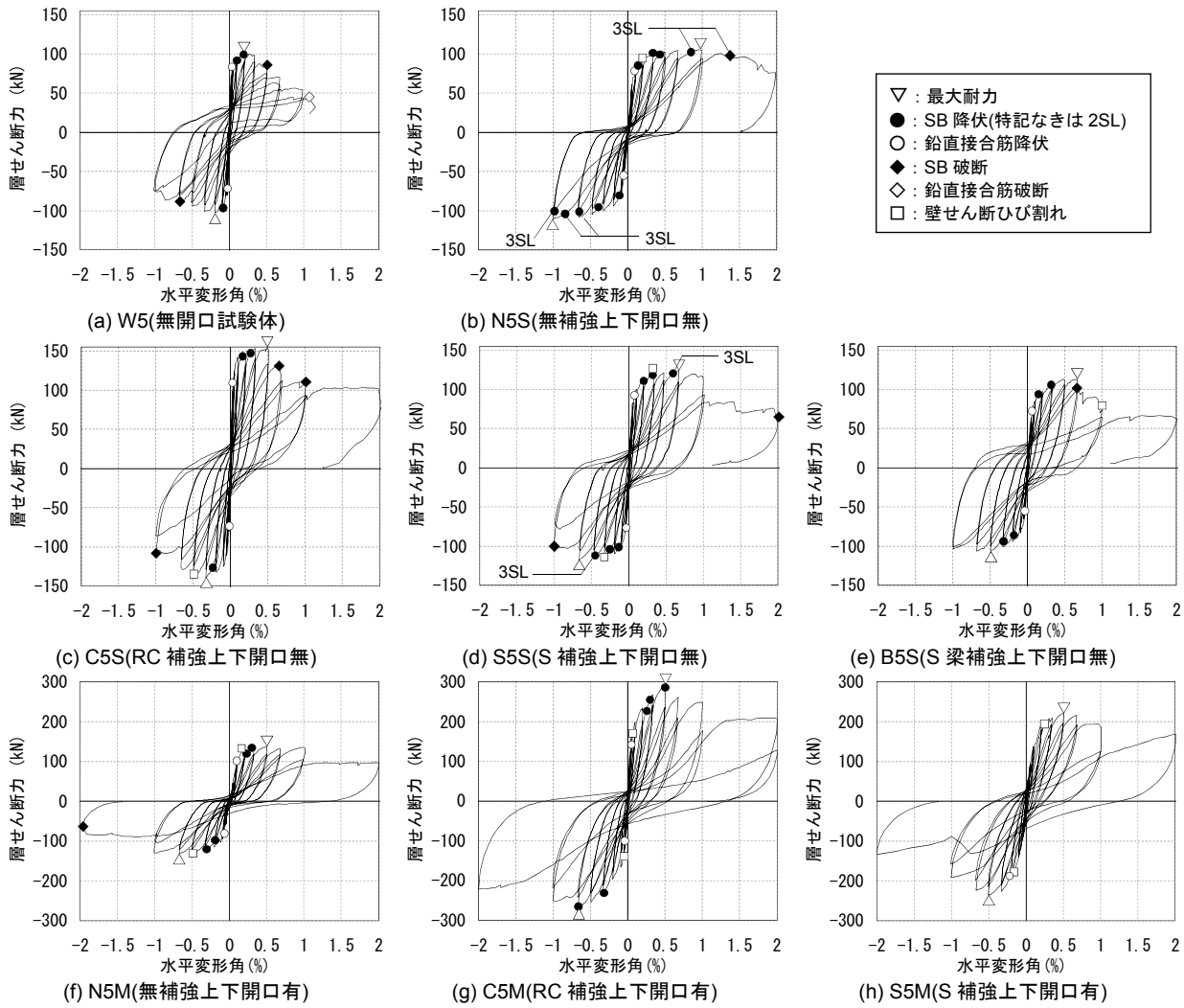
鉛直接合筋については S5M を除く全試験体で R=0.1%程度で降伏した。転倒モーメントが大きい場合は，鉛直接合部に大きな引張力が作用し横ひび割れが発生後の鉛直接合筋の降伏，破断に至った。一方，転倒モーメントが小さい場合は，せん断力が卓越するため鉛直接合部と PCa 壁板の間にせん断ずれが発生したが，鉛直接合筋の損傷は軽微であった。

(4)　補強部材

補強試験体についてその補強部材の破壊状況を述べる。C5S では補強柱の主筋が柱脚で降伏し，輪切り状のひび割れがいくつか発生したが，耐力低下の主要因ではなく，ひび割れも顕著ではなかった。S5S では補強材の定着部である 2SL 下，3SL 上の定着鋼板周辺のひび割れが R=0.5%から拡幅し，それに伴い定着板がずれ始めた。なお補強鉄骨材は降伏しなかった。B5S も補強鉄骨材は降伏せず，損傷は見られなかった。C5M，S5M とも PCa 壁板のせん断ひび割れが拡幅したことで膨張し，直交壁と補強柱が面外に曲げ変形をした。また C5M については補強柱の引張によって発生したと考えられる輪切り状のひび割れが多数発生した。

3.2　荷重変形関係

試験体ごとの荷重変形関係を**図－４**に示す。以下に試験体ごとの最大耐力とそのときの変形角，耐力低下の要因について述べる。



図－4　層せん断力-試験体頂部水平変形角関係

W5の正加力時最大耐力はR=0.20%時の101kNであり，このとき 2SL の引張側の SB は部分的な降伏であった。よってR=0.33%のサイクル時も耐力が上昇すると考えられたが，R=0.32%時に SB の隅肉溶接に亀裂が発生し耐力が低下した。以降直交壁を含む引張側 SB 隅肉溶接に順次亀裂が入り，次第に隅肉溶接の破断に至り，耐力が段階的に低下した。負側加力時最大耐力は R=–0.20%時の 103kN であり，このとき正側と同様 2SL 引張側 SB の降伏は部分的であったが，R=–0.5%に SB に亀裂が発生するまで耐力低下は緩やかであった。このように正，負加力時ともに耐力低下の主要因は SB 溶接の亀裂，破断であったが，正側は隅肉溶接量の不足により，負側と比較して耐力低下が顕著だった。

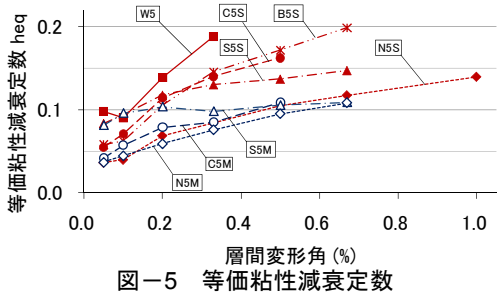
N5Sは正, 負加力時ともに2SL上のSBがR=0.16～0.5%で，3SL の SB も 0.7%程度で降伏し R=1%時に最大耐力 105kN，110kN となった。最大耐力は 2SL の SB が降伏した後に，3SL の SB が降伏したことで発生したと考える。耐力低下の要因は正加力時における R=1.39%時に発生した 3SL の SB 溶接破断であった。

C5S は 2SL の SB が R=0.16～0.33%で降伏した。最大耐力は R=0.5%時の 154kN, R=–0.33%時の 139kN であり，2SL の SB 降伏後で最大耐力に達したと考える。なお耐力低下の要因は正，負加力時ともは R=0.5%以降に順次発生した 2SL の SB の溶接の破断であった。

S5S は正，負加力時ともに最大耐力は R=0.67%時の 124kN，117kN であり，耐力低下の主要因は R=0.67%時に発生した 2SL の SB 溶接の亀裂あるいは鉄筋の破断であった。

B5S は正，負加力時ともに 2SL の SB が R=0.2～0.67%で降伏し，R=0.67%時に最大耐力 113kN，106kN となった。また R=0.67%のとき 2SL の SB の溶接に亀裂が入って以降耐力が上がらなくなった。さらに R=0.73%のとき 2SL の SB の鉄筋が破断した。これによって大きく耐力が低下したが，SB 溶接は一部の損傷にとどまった。

N5M は最大耐力は正側加力時 R=0.5%のときの 136kN, 負側加力時 R=-0.67%のときの 132kN であった。正，負加力時ともに 2SL の SB は R=0.25～0.67%の間に順次降伏に至った。また R=1%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。



図－5　等価粘性減衰定数

C5M は最大耐力が R=0.5%のときの 289kN，R=-0.67%のときの 271kN であった。正，負加力時ともに最大耐力時において 2SL の SB はすべて降伏していた。PCa 板は R=0.05%時から斜めひび割れ数多く発生し，その後せん断破壊に至った。このことから C5M の破壊モードは SB 降伏後の PCa 板のせん断破壊と考える。

S5M は載荷終了まで正加力時に引張となる鉛直接合筋と SB がほとんど降伏しなかった。最大耐力は R=0.5%のときの 235kN, R=-0.5%のときの 220kN であった。正，負加力時とも R=0.1%時から壁板に斜めひび割れが発生し，次第に拡幅しせん断破壊に至った。このことから S5M の破壊モードは PCa 壁板のせん断破壊とした。

4.　考察

4.1　無開口壁の耐震性能

無開口壁について第二次耐震診断 [4]に則り，曲げ終局時のせん断力 Q_{mu} を算出した。Q_{mu} は引張鉄筋とみなす鉄筋の総断面積に降伏応力度と中立軸からの距離を乗じたものと，軸力による傾斜復元力を合算して求めた。使用した材料特性を用いて算出した Q_{mu} は 83kN であった。W5 の実験結果と比較すると第二次耐震診断による無開口耐震壁の終局耐力の評価は実験の最大耐力の 8 割程度とやや過小である。

4.2　開口設置の影響

N5S の荷重変形関係は W5 と比較すると最大耐力はほぼ同じものの，無開口時に比べ開口を設けた場合はスリップ性状を呈し，エネルギー吸収能力が劣ることが分る。また初期剛性も無開口時の 3 割程度に低下した。

4.3　補強の効果

接続筋補強を行った C5S, S5S は N5S に比べ剛性が 3.6 倍，1.9 倍，耐力が 1.5 倍，1.2 倍と向上した。その一方で補強接続筋を定着した上下階の PCa 壁板に損傷が集中した。このことから補強部材の定着方法に改良の余地があると考えられる。補強が当該階で収まる方法とした B5S では，耐力は N5S と同等であったが，エネルギー吸収能力の改善がみられたことから，開口設置前後で耐力とエネルギー吸収能力を確保するための方法として有効であると考えられる。

C5M，S5M は N5M に比べ剛性が 4.7 倍，2.5 倍，耐力が 2.1 倍，1.6 倍と向上し，この点で補強効果は確認できた。しかしその一方で耐力が高くなることで PCa 板がせん断破壊し，最終的に損傷が大きくなった。

4.4　等価粘性減衰定数(h_{eq})

各サイクルの等価粘性減衰定数 h_{eq} を算出した。正加力時 2 回目の h_{eq} を最大耐力の 9 割以下に低下するまでについて**図－5** に示す。試験体によって弾性限が異なるため，h_{eq} は層間変形角との関係で単純に比較することは出来ないが，0.2%時で比べると W5 と N5S では h_{eq} は約 5 割となっており，開口設置によりエネルギー吸収能力が低下していることが分る。上下開口無試験体について層間変形角 0.33%時では，補強試験体は無補強の約 1.6 倍大きく，エネルギー吸収能力において補強効果が確認できた。特に B5S については剛性，耐力に関しては補強の効果は小さかったものの，エネルギー吸収能力に関して有効であることが分る。上下開口有試験体については層間変形角 0.2%時に無補強と比べ，RC 補強では 1.3 倍，S 補強では 1.7 倍であった。RC 補強は S 補強と比べ，剛性・耐力ともに高かったことから，RC 補強は強度抵抗型，S 補強は靭性型の補強方法であるといえる。

5.　まとめ

本実験で得られた知見を以下に示す。

1) 第二次耐震診断による無開口耐震壁の終局耐力の評価は実験の最大耐力の8割程度とやや過小評価である。
2) 転倒モーメントが大きい場合は開口を設けても耐力はほぼ差がなかったが，剛性が大きく低下し，また履歴曲線が逆S字型となりエネルギー吸収能力も低かった。
3) 転倒モーメントが大きい場合は補強により剛性，耐力ともに向上し接続筋補強の効果があることが確認できた。しかし，補強接続筋を定着した上下階のPCa壁板の損傷が顕著で，定着方法に改善の余地がある。
4) 鉄骨梁のみの補強は耐力とエネルギー吸収能力を確保するための補強方法として有効である。
5) 転倒モーメントが小さい場合，RC 補強，S 補強それぞれの補強効果が確認できたものの，補強により水平せん断力が高くなり，PCa 壁板がせん断破壊し最終的な損傷が大きかった。

謝辞　本研究は国土交通省「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)よりご助言いただいた。

参考文献

1) 山崎智博，張彦龍，田才晃他：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集，vol.27，No.2，pp.1171-1176，2005
2) 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
3) 今泉麻由子他：既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅の耐震性能と開口新設後の性能評価手法に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2, pp.655-656, 2009.8
4) 日本建築防災協会：既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針，第2版3刷，2008