

新設開口補強を伴う既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造 耐震壁の数値解析モデル

NUMERICAL ANALYSIS MODELS OF EXISTING WALL-TYPE PRECAST REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS WITH REINFORCEMENT FOR NEW OPENINGS

高木次郎*, 北山和宏**, 見波 進***

Jiro TAKAGI, Kazuhiro KITAYAMA and Susumu MINAMI

There is a large number of existing wall-type precast reinforced concrete (WPC) residential buildings constructed before 1980 in Japan (the number of the residential units is approximately 470,000). These buildings are of high quality in term of the concrete and structural conditions; however, they are not fully in use due to their small and uniform unit plans not suiting modern living styles. Creating new openings in the existing WPC walls could widen possibilities for plan changes during renovations; however, a design methodology for new openings including structural reinforcement has not been developed. Referring to authors' previous experiments of half-scale WPC walls with new openings and reinforcement, numerical static pushover analysis models are created. The models include inelastic springs for the joints as well as line elements for the wall panels with inelastic shear springs. Because the mechanical properties of the horizontal joints, which connect panels of the upper and lower stories, highly influence the overall wall behavior, additional experiments for the joints are conducted. Using the experimentally obtained joint properties, behavior of the walls in the previous tests is well simulated.

Keywords : seismic retrofit, analytical model, wall-type precast reinforced concrete structure, existing building, new opening
耐震補強, 解析モデル, 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造, 既存建物, 新設開口

1. はじめに

我が国の壁式鉄筋コンクリート構造集合住宅は、1960-70年代の住宅不足解消を目的として全国的に大量供給された。これらの集合住宅建物の構造は現場打ちの壁式鉄筋コンクリート(WRC)構造と工場生産されたプレキャスト板により構成される壁式プレキャスト鉄筋コンクリート(WPC)構造とに大別されるが、いずれも1995年の阪神淡路大震災での被害は軽微であり、高い耐震性能を有することが確認されている¹⁾。WRC構造については、現場打のコンクリートであることから、地域や年代、施工状況などにより、強度および配筋、打設状況や中性化などの劣化の程度にばらつきが大きい一方、WPC構造はプレキャストコンクリート(PCa)板の品質が安定しており、高強度で充填性がよく劣化の程度が低い。WPC構造集合住宅建物は、1970年から1975年にかけて毎年5万戸以上供給され、1980年までの累積供給住戸数は47万戸におよぶ^{2,3)}。そして、その多くは健全な躯体を維持したまま現存すると考えられる。このように高い耐震性能と優良な構造躯体を維持する大量のWPC構造集合住宅ストックを積極的に利用することは、経済的で環境上好ましい住宅環境整備手段と考えられるが、建設から30年以上経過した建物の狭小で画一

的な住戸プランは現代の多様な生活様式に適合していない。住戸プランの変更を含めた改修のためには、既存WPC耐震壁に開口を設けることが必要になるが、そのためには、開口設置前後の耐震壁および建物全体の耐震性能評価が不可欠である。既存WPC構造物の耐震性能評価方法については「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」(以下「耐震診断指針」とする)⁴⁾があるものの、耐震壁に新たに開口を設けることは想定されていない上、現場打鉄筋コンクリート耐震壁の耐力評価式をWPC構造物に適用する方法についても議論の余地がある。

このような背景から、本研究では著者らが実施したWPC耐震壁の実験結果⁵⁾をもとに、力学的性能評価のための数値解析モデルを構築する。これによって、今後、既存壁への新設開口の影響を含めたWPC構造集合住宅建物の耐震性能を解析的に評価するための基礎資料を提供することを目的とする。

2. WPC耐震壁の性能評価実験

著者らが実施した1/2スケールのWPC構造耐震壁の性能評価実験⁵⁾の概要を以下に示す。標準設計によって1980年以前に比較的多数

* 首都大学東京都環境科学研究科 准教授・Ph. D.
** 首都大学東京都環境科学研究科 教授・工博
*** 首都大学東京都環境科学研究科 助教・博士(工学)

Assoc. Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph. D.
Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.
Assistant Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.

建設された 71-5PC-A9-2 型式の 5 階建て WPC 集合住宅建物を研究対象モデルとして選定し、計画的な検討により改修で新たに開口が必要と考えられる張間方向の壁の平面位置を特定した³⁾。そして、上下階に PCa 耐震壁板が連続する 2 から 4 の標準階(中間階)のうち、水平力が最も大きくなる 2 階壁について、上下階壁と直交する壁および床の一部を含む形で試験体を作成した。新設開口と連層開口(上下階壁における同位置の開口)の有無、開口補強の方法をパラメータとして静的交番繰返載荷実験を行った。新設開口への補強としては鉄筋コンクリート(RC)部材および鉄骨(S)部材による案を連層開口の有無に応じて用意した。表 1 に本論で解析との比較検討を行う 7 体の試験体の概要を示す。ここで、 σ_{PB} および σ_{SB} は、それぞれ PCa 板と接合部コンクリートの実験日の圧縮強度(N/mm²)を示す。また、C5S および C5M 試験体の RC 補強部材の実験日コンクリート強度はいずれも 74 N/mm² であった。また、表 2 に鉄筋を含む鋼材の使用箇所および材料特性を整理する。

図 2 に N5M (連層開口有, 開口補強無) と C5S (連層開口無, RC 補強) 試験体の概要を示す。試験体は 2 階の新設開口を設ける耐震壁板(以下、単に「耐震壁板」と呼ぶ)と上下階壁板と直交壁板および床板の一部を接合する形で構成されている。耐震壁板と上下階の壁板とは、図 3 に示すセッティングベース(SB)と呼ばれる水平接合金物により固定されている。SB では鉄筋(接続筋)をフレア溶接した鋼板組物を PCa 壁板に埋設しておき、鋼板同士を現場溶接接合する。また、耐震壁板と直交壁板との間には、鉛直方向に床スラブレベルを貫通する 1 本の鉄筋(鉛直接合筋)が配され、コンクリートが充填されている(図 4)。この鉛直接合筋は、SB と共に上下階の壁を一体化させる役割を担っている。また、鉛直接合筋が配されている耐震壁板と直交壁板の接線には両壁板にシアコネクタが設けられ、板から突出している水平方向の鉄筋を相互に溶接することで両壁板の鉛直方向のずれを抑制している。このような耐震壁板と直交壁板との接合は鉛直接合と呼ばれている。

図 2 のように、C5S では、補強 RC 柱を補強 RC 梁に定着させているのに対し、C5M (連層開口有, RC 補強) では、同断面の補強 RC 柱を上下スタブに定着させている。また、S5S (連層開口無, S 補強)

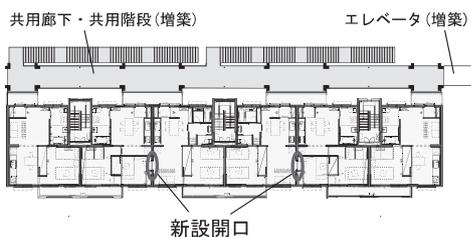


図 1 改修計画案における新設耐震壁開口位置

表 1 WPC 耐震壁の性能評価実験概要

試験体名	開口補強	H/W [連層開口]	Qmax* (kN)	σ_{PB} (N/mm ²)	σ_{SB} (N/mm ²)	崩壊形式
W5	開口無	大[無]	101	59	45	2階SB破断(SBに損傷集中)
N5S	補強無	大[無]	105	67	48	2階SB降伏後3階SB破断
C5S	RC補強	大[無]	154	58	55	2階SB破断(1階補強柱定着壁の損傷大)
S5S	S補強	大[無]	124	66	60	2階SB破断(1階補強柱定着壁の損傷大)
N5M	補強無	小[有]	136	61	58	2階SB破断(耐震壁せん断ひび割れ発生)
C5M	RC補強	小[有]	289	53	79	SB降伏後耐震壁せん断破壊
S5M	S補強	小[有]	220	51	52	耐震壁せん断破壊(SB降伏せず)

Qmax* : 正加力方向の最大水平耐力

では新設開口脇に溝形鋼の補強柱を設け図 15 の要領で上下階壁板に定着させ、補強梁を設けていない。さらに、S5M (連層開口有, S 補強) では C5S の補強梁の位置に 2[-125x65x6x8] を配し、S5S と同じ補強柱を上下スタブまで延長して定着させている。

表 2 鋼材の材料特性

鋼材	規格	使用箇所	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)
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	開口脇溝形鋼を梁に接続する鋼板	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

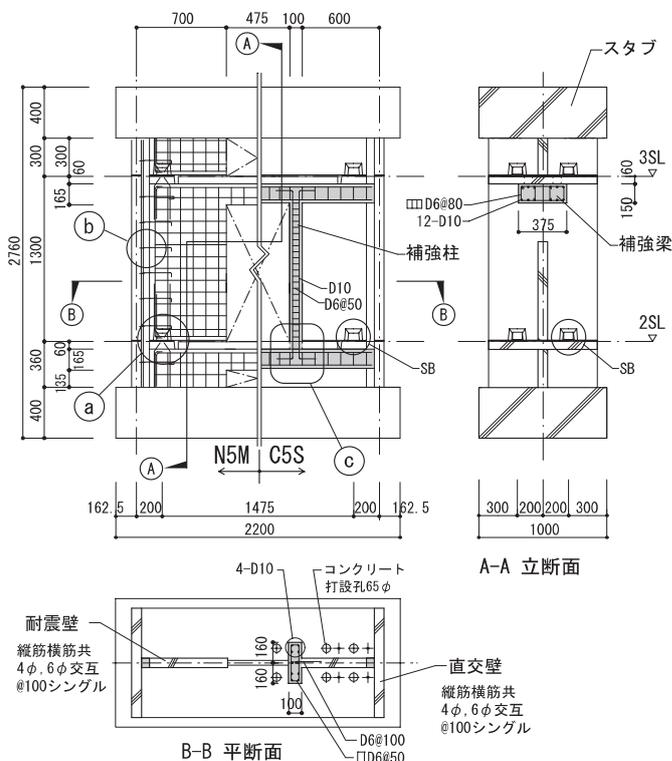


図 2 WPC 耐震壁実験の試験体概要

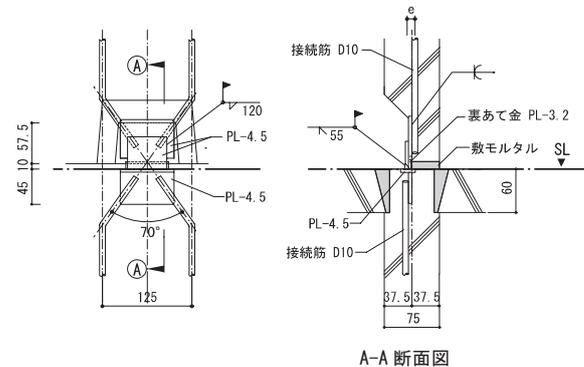


図 3 水平接合部(図 2 の a 部)

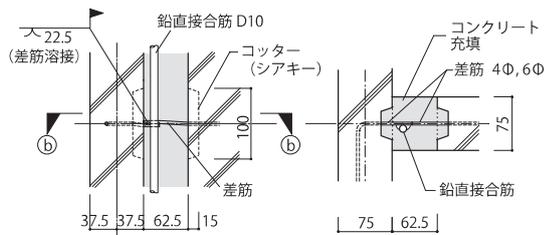


図4 鉛直接合部 (図2 のb部)

試験体には長期荷重に相当する一定鉛直力 D の下で、静的な水平力 Q および転倒モーメントに相当する付加鉛直力 V を交番繰返荷した (図5)。 Q と V の組み合わせにより発生する壁の曲げモーメントについては、反曲点高さ (図5中の H) が一定となるように設定し、壁幅 W に対する H の割合 ($=H/W$) をせん断スパン比として定義した。ここで、新設開口左右の壁板をそれぞれ独立した耐震壁と考えた場合の個々のせん断スパン比は上記 H/W とは異なるが、試験体全体における転倒モーメントの水平力に対する割合を示す指標として H/W を導入している。つまり、 H/W が大きいことは、水平力に対する転倒モーメントの割合が大きいことを意味する。

上下階同位置に連層新設開口を設けない場合、 H/W を相対的に大きく (1.85)、開口を設ける場合に小さく (1.17) なるように荷重した。これにより、実建物で連層開口がある場合は、ない場合と比べて転倒モーメントが小さくなることに対応させている。ただし、連層開口がある場合、開口脇の壁は独立した2つの壁として、それぞれに曲げ変形が発生すると考えられるが、本実験では、上部のスタブが3階の開口左右の壁を一体化しているため、その挙動は評価できていない。連層開口の影響を十分に評価するためには上部スタブを開口上部で分割する必要があり、実験が大幅に複雑かつ大規模になる。より単純な構成で多種類の試験体を作成し、WPC 構造耐震壁の基本的な性状を把握することを上位目的とし、上部スタブを分割せず、図2のような試験体構成とした。

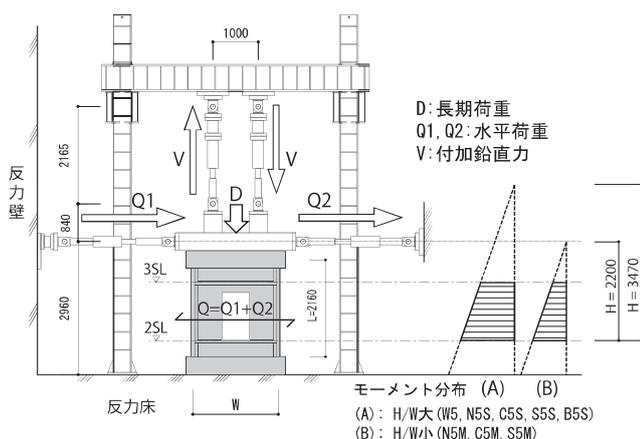


図5 WPC 耐震壁実験の試験体概要

表1に特徴と実験結果の概要を示した試験体のうち、せん断スパン比 (H/W) が大きい試験体 (連層開口のない試験体) では、SB の破断が支配的な崩壊形となり、壁板そのものの損傷は軽微であった。これに対し、 H/W が小さい試験体 (連層開口のある試験体) のうち

補強のない場合 (N5M) では、壁板にせん断ひび割れが発生した後にSB が破断し、RC およびS 補強のある場合 (C5M および S5M) では、耐震壁のせん断破壊が確認されている。

その他の試験体の仕様、実験方法と結果の詳細および補強設計の考え方等については著者らの論文⁵⁾を参照いただきたい。

3. 水平接合部の要素実験

せん断スパン比 (H/W) が大きい場合のWPC 耐震壁実験では、水平接合部 (SB) の破断が支配的な崩壊形となった⁵⁾。このことから、SB の性能評価が重要と考え、1/2 スケールの要素実験を行った。耐震壁実験で使用したものと同形のSBを周辺のPCa耐震壁板も含めて作成し、M20 の高力ボルト上下各6本で試験体を加力治具に固定して油圧サーボ式試験機により荷重する計画とした (図6)。製作上の理由からSBを埋め込んだ上下階のPCa板を個別に作成してから溶接により一体化するのではなく、あらかじめ溶接して一体化しておいたSBを上下階の接合部周辺のPCa壁板に埋め込んで一度にコンクリートを打設した。既存建物および耐震壁実験では、上下階のPCa耐震壁板間にモルタルが充填されているが、上記SB試験体作成方法ではそれができないため、代替的に同位置に6mm厚の鋼板を挿入し、上下階のPCa板間のコンクリート部分による引張力の伝達が極力小さくなるよう配慮した。

コンクリートの圧縮強度は 52N/mm^2 、接統筋はD10 (SD295)、鋼板はPL-4.5 (SM490) である。鉄筋の降伏強度は 362N/mm^2 、引張強度は 502N/mm^2 であり、鋼板の降伏強度は 329N/mm^2 、引張強度は 492N/mm^2 であった。

実験は鉛直方向に変位制御により加力した。単純に引張力を載荷した試験体 (TS) と、引張力と圧縮力を交互に加えた試験体 (TC) の実験結果を図7に示す。単純引張実験 (TS) では加力 60kN 付近で、鋼板の鉛直方向の隅肉溶接が破断し始め、その後、水平方向の溶接の一部が破断すると共に接統筋が破断して終局状態に至った。引張圧縮繰返実験 (TC) では、引張力 35kN 付近で接統筋が降伏したが破断には至らず、 50kN 付近で溶接部の破断により最大耐力に至った。両実験ともに最大耐力を与える鉛直変位は 8mm 程度であった。1/2 スケールの試験体ではSB部の鋼板厚が 4.5mm になり、薄板の隅肉溶接は施工が大幅に難度化することから、両試験体接合部の溶接量を実験後に比較したところTCはTSの75%程度となっていた。この差が両者の最大耐力の差に影響したと考えられる。また、接統筋の降伏および引張強度に対応する引張耐力 (図7中の P_y および P_u) は鉄筋の角度補正を含めてそれぞれ 42kN と 58kN である。

TS および TC の実験で見られたように、鉛直方向の隅肉溶接が破断する現象は、耐震壁実験の接合部でも観察されている。これは、図3の「A-A断面」の「e」に示すように、SB部で上階と下階の接統筋位置が壁の面外方向に偏心していることから、引張力を受けた場合に接合金物に曲げモーメントが発生し、溶接下部が剥離したことが一因と考えられる。既存WPC建物では、溶接部ではなく、接合鉄筋の降伏が先行するように設計されていたと考えられるが、このような偏心の影響が考慮されていたか定かでない。また、薄板溶接の施工難度との関係についても、今後、検討を進める必要がある。

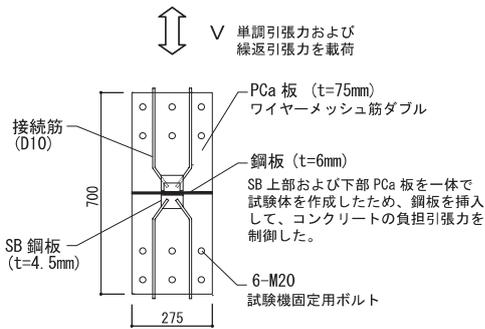


図 6 SB 実験の試験体概要

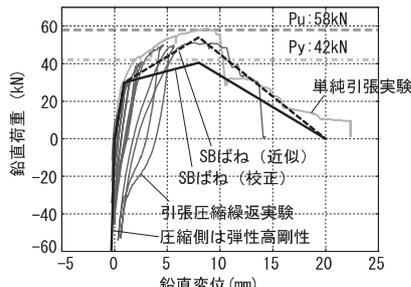


図 7 SB の鉛直方向の実験結果と解析ばねモデル

4. せん断スパン比が大きい耐震壁実験の解析的評価

4.1. 無補強試験体の解析モデル

本節では H/W が大きい W5 (無開口) および N5S (無補強) の試験体について、2 次元数値解析モデルを作成して、実験結果との比較を行う。解析モデルでは、PCa 耐震壁板を上下辺を剛材とする I 型弾性線材に置換し、接合部に弾塑性ばねを設けた (図 8)。直交壁およびスタブについても弾性線材とし、剛域に相当する部分に剛材を用いた。N5S の新設開口上部の壁板については、梁として機能するには耐力が低いことからモデル化していない。コンクリート断面のヤング係数は、材料強度⁹⁾に応じて算出⁹⁾している。

PCa 板接合部のばねとして、図 8 の位置に SB、GP、CR および JQ ばねを設けた。各ばねは、常に全体座標系における接続節点間の水平および鉛直方向の相対変位に対して復元力特性を設定しており、ばねとしての部材座標系は定義していない。また、いずれのばねも回転に対する剛性は有していない。

壁板を弾性線材に置換した本解析モデルでは、接合部の弾塑性ばねの復元力特性が全体挙動に与える影響が相対的に大きくなる。本論では、これらのばね特性を評価することが目的の主軸であるが、全てのばねを評価するために十分な定量的な情報が得られているとは言えない。そこで、必要に応じて耐震壁実験における水平荷重-変位関係との整合性が得られるように、特に最大水平耐力と崩壊形が一致することを意識して、ばね特性を調整する (本論ではこれを「キャリブレーション」と称す)。その際の妥当性の判断は主として定性的な考察に依らざるを得ないが、そのために関連する物理的な現象と既往の知見との関係を整理する。これによって、今後、より詳細な接合部特性の評価を行う際の基礎資料を提供すると共に、耐震壁実験の挙動を概ね評価できる解析モデルの一例を示す。このような考えに基づいて構築された 1/2 スケールの耐震壁実験の解析モデルを、今後、実構造物に展開する際には、ばね特性の設定について精査が必要である。

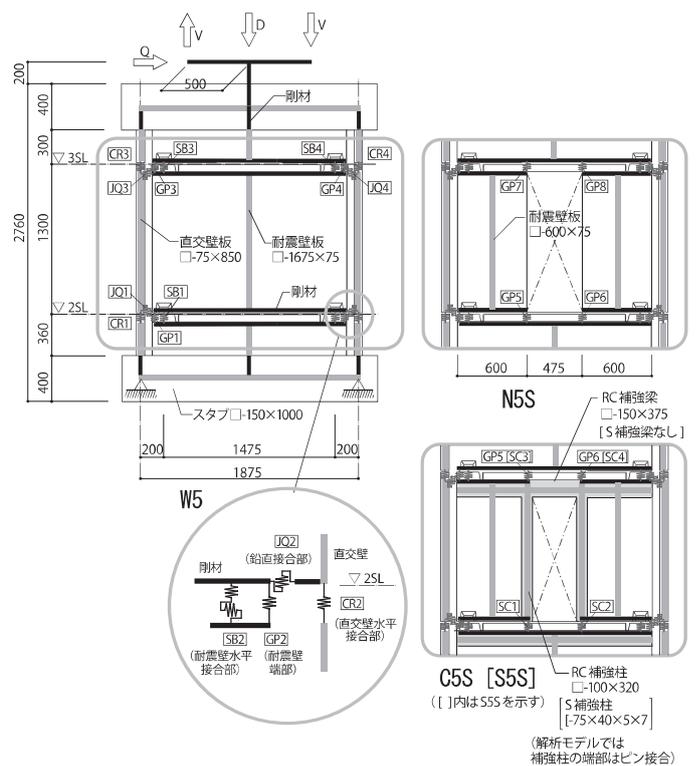


図 8 耐震壁実験の数値解析モデル

本解析モデルにおいて、接合部の形状が同じ場合には、ばね特性も同一とする。従って、例えば、以下に示す SB および CR ばねは、最大引張耐力をキャリブレーションにより調整しているが、そこでの設定を全ての試験体の解析モデルに適用している。SB および CR ばねの復元力特性が全体挙動に与える影響が大きい W5 および N5S の解析において、ばね設定を変更することなく両壁の水平荷重-変位関係を概ね評価できていることは、モデル化の妥当性を判断する上での一指標になると考えられる。

SB ばねは耐震壁の 2 階と 3 階床レベルの SB 部にあり、水平方向には SB のせん断 (ずれ) 耐力を有するパイリニアばねとし、鉛直方向には引張力に対してのみ働く弾塑性ばねとした。これについて、詳細は後述する。

N5S モデルにおける GP5 - GP8 ばねを含めて、GP ばねは耐震壁板の端部 (上下辺の角部) のコンクリートをモデル化したもので、鉛直圧縮方向のみに働く弾性ばねである。剛性は幅 200mm の PCa 耐震壁板の断面積を有し、有効長さを 150mm とした場合の値として設定した。ここでの有効幅と長さには明確な根拠は存在しないが、引張方向の剛性に比べて十分高い値として便宜的に設定している。圧縮方向の剛性値が全体挙動に与える影響は微小であることを確認している。耐震壁端部のコンクリートの圧壊は後述の補強試験体の一部で確認されたのみであり、その場合でも圧壊挙動が試験体全体の挙動に与える影響は限定的であったことから、ここでは GP ばねを弾性としている。

CR ばねは直交壁の床レベルでの接続要素 (SB と鉛直接合筋) をモデル化しており、水平方向には自由 (剛性を有さない) で、鉛直方向に弾塑性ばねとした。これについても詳細は後述する。

JQ ばねは耐震壁と直交壁の鉛直方向のずれを抑制する鉛直接合

をモデル化したものであり、水平方向には十分剛で鉛直方向に原点対称なトリリニアモデルとして設定した(図9)。初期剛性は十分に剛で、シアキーと差筋を有する鉛直接合部(図4)のずれに対する最大耐力 Q_u とそれを与えるずれ変位 δ_u を中野らの研究⁷⁾を参考に導き($Q_u=222\text{kN}$ および $\delta_u=1\text{mm}$)、第1折点の耐力 Q_y を $1/3 Q_u$ と設定した。また、最大耐力後は Q_u を維持すると仮定した。直交壁と耐震壁の鉛直方向のずれに関しては、実験時に測定ができていない。目視では顕著なずれは確認されていないが、PCa壁板と鉛直接合部の充填コンクリートの境には比較的早期にひび割れが確認されている。実験との定量的な比較ができないので、JQばねの妥当性は確認できていないが、ほとんどの解析において第1折点までは早期に到達したものの、第2折点まで到達するのは最大水平耐力後の変形角1%以上においてである。既存WPC耐震壁への新設開口という本研究固有の問題が既往研究⁷⁾におけるずれ耐力評価に及ぼす影響は小さいことから、ばね特性の設定に際して、比較的良好な条件でその適用ができていものと考えられる。

4.2. SBおよびCRばねの鉛直方向の復元力特性

SBばねの鉛直引張方向の復元力特性は、前述のSB実験結果に基づき負剛性を含むトリリニアとした。第1折点が溶接部の部分的な破断あるいは接続筋の降伏に対応し、最大耐力を与える第2折点が溶接部あるいは接続筋の破断に対応する。解析上は、それぞれの折点に到達した時点で、接合部が降伏および破断したと判断した。

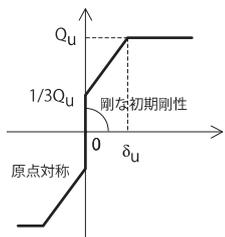


図9 JQばねの復元力特性

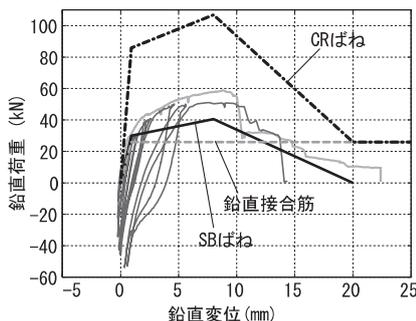


図10 CRばねの復元力特性

CRばねは鉛直引張方向には弾塑性、圧縮方向には弾性ばねとしていいる。圧縮方向の剛性については、GPばねと同様の考え方で、直交壁のコンクリート断面積から算出した。引張方向には、直交壁1枚につき各床レベルで2箇所存在するSBと鉛直接合筋とを考慮し、2次元解析モデルではそれらが近い位置にあることからCRばねとして集約した。鉛直接合筋の寄与分としては、鉄筋の降伏強度を有する完全弾塑性モデルとし(図10)、降伏点の変位は、鉛直接合筋(D10)が降伏歪に達した時の2階床レベルの直交壁の離間距離とした。W5試験体では、鉛直接合筋の歪が降伏値(2000 μ)に達した時の直交壁の離間距離は0.93mmと記録されており、鉄筋の降伏応力度(365N/mm²)と断面積の積(25.9kN)を引張耐力寄与分とし、それを離間距離で除した値を弾性剛性寄与分と設定した。

W5とN5Sの実験では、SBおよび鉛直接合筋の引張破断が支配的な崩壊形であることから、SBばねとCRばねの引張特性が解析においても重要になる。実験と予備解析との水平変位と耐力の関係と比較すると、解析における最大水平耐力値が実験を上回ったことから、

SBの引張耐力を低減させる形でキャリブレーションを行った。図7に示すように近似SBばねモデルの最大耐力を75%に低減して校正SBばねモデルとして採用し、CRばね中のSB寄与分も同様の引張特性として図10のように鉛直接合筋の寄与分との和として定義した。ここで、最大耐力のみをキャリブレーションの対象としたのは、最大変位については、図7でTSとTCの結果に大きな差がなかったことと、解析と実験との間で大幅な不整合が確認されなかったためである。

要素実験および複数の耐震壁試験体における水平接合部の溶接量を調査し、引張方向の耐力を算出したところ、平均値に対して $\pm 25\%$ の範囲でばらつきが確認された。また、TSおよびTCの引張耐力は、耐震壁接合部の耐力平均の約90%(TC)および115%(TS)であった。キャリブレーションにより低減したSBばねの引張耐力は、溶接量が少なかったTCの耐力を下回ることから、溶接量だけの問題とは考えにくい。設定したSBばねの引張耐力が低くなった他の要因としては、例えば、耐震壁内および直交壁内のSBは、転倒モーメントによる引張力に加えて面内および面外水平方向にも力を受けていたことなどが考えられる。

4.3. SBばねの水平方向の復元力特性

SBばねには鉛直方向だけでなく、水平方向にも剛性を与え(図8)、床レベルの上下階の耐震壁板のずれ変形を同ばねで集約的に評価することにした。

耐震診断指針⁴⁾では、水平接合部によって連結された上下階壁板の終局せん断(ずれ)耐力 Q_{hst} を以下のように定めている。

$$Q_{hst} = 0.7 \left(\sum a_h \sigma_y + N_0 + N_e \right) \quad (1)$$

ここで、 a_h は水平接合部の有効な接合筋の断面積(mm²)、 σ_y は耐力壁の水平接合部を横切る縦筋の材料強度(N/mm²)、 N_0 と N_e はそれぞれ圧縮力を正とした耐力壁と直交壁の負担軸力(N)である。

また、「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説」⁸⁾にはA. Mattockら⁹⁾による終局せん断強度式として以下が示されている。(1kgfを10Nで換算した。)

$$\tau_h = 1.4 + 0.8 (p_h \sigma_y + \sigma_h) \quad (2)$$

ただし、 $\tau_h < 0.3F_c$ かつ $p_h \sigma_y + \sigma_h > 1.4$ である。ここで、 τ_h は水平接合部の終局せん断応力度(N/mm²)、 p_h は水平接合部の鉛直接合筋比、 σ_y は鉛直接合筋の降伏点(N/mm²)、 σ_h は圧縮を正とする軸方向応力度(N/mm²)、 F_c はコンクリートの圧縮強度である。 τ_h に耐震診断指針⁴⁾に示される有効断面積(後述の(3)式における $t_e l_w$)を乗じて算出される終局せん断耐力を Q_{hst} とする。

(1)および(2)式は、軸力に応じたせん断摩擦耐力評価式であるが、本論では、水平力によって発生する付加軸力については、考慮していない。これは、変動軸力に応じて耐力を定義することは解析上困難であることと、床レベルでのずれが支配的な崩壊形となった試験体が存在しないことから、付加軸力の影響を十分検討できないためである。

SBばねの水平方向の復元力特性を、初期剛性が十分大きい完全弾塑性とし、開口左右の2つのSBばねで同一と仮定した。開口補強のある試験体では、接合筋の断面積(鉄骨補強案では鋼材の断面積)と強度を(1)式においては $a_h \sigma_y$ に、(2)式においては $p_h \sigma_y$ に加味し

て終局せん断耐力を算出した。RC 補強の場合は開口脇の補強柱が床レベルを貫通することから、RC 部分のせん断強度による耐力増大が見込まれるが、引張力を同時に受ける場合のせん断耐力評価はできていないことから考慮していない。ただし、RC 補強試験体では、RC 断面の寄与を無視した場合でも、解析上は床レベルのずれは確認されておらず、結果には影響しない。 Q_{hub} 値および Q_{hUA} 値とそれらに基づいて SB せん断 (すれ) ばねを作成し、予備解析を行った際の、同ばねの降伏状況を表 3 に整理した。 Q_{hub} の方が常に Q_{hUA} よりも大きくなっているが、補強のない試験体では $Q_{hub}/Q_{hUA}=1.89$ と両者の差が大きくなっているのに対し、補強のある試験体では $Q_{hub}/Q_{hUA} \leq 1.16$ と差が小さくなっている。これは、(2)式における第 1 項 (壁間の付着による耐力項) の影響が補強無試験体の場合に相対的に大きくなっているためである。予備解析で SB せん断ばねの降伏が確認されたのは、 Q_{hUA} 値を用いた場合の N5S および N5M モデルであった。補強のある試験体では、 Q_{hub} と Q_{hUA} の両方が耐震壁実験の最大水平耐力 Q_{max} を上回っており、実験でも顕著なずれ変形は確認されていない。W5 と N5S について、壁板を剛体として直交壁とスタブを無視した R=1% 時変形モードを図 11 に示す。N5S の開口左壁において、全水平変位の 20%ほどのずれ変位が確認されているが、N5S 試験体の予備解析では、R=1%時の開口左壁と右壁の負担せん断力比は 1.5:8.5 程度であり、右壁にずれ変形が生じていないことを重視し、解析上 W5 と N5S でずれ変形が生じない最低値を SB ばねの終局せん断耐力 Q_{hu} 値と設定した。 Q_{hu} 値は、予備解析を通じて 105kN と求められ、この値は表 3 に示した Q_{hUA} と Q_{hub} の中間値になっている。N5M 実験では、水平力負担の大きい開口右壁に全体水平変位の 20%ほどのずれ変位が確認されており、N5S と同じ設定の SB せん断ばねを用いて N5M の解析を行った場合、同ばねの降伏が確認されている。開口補強有の解析では、値の小さい Q_{hUA} 値でも SB せん断ばねは降伏しておらず、 Q_{hUA} 値を用いてばね特性を設定した。

床レベルのせん断 (ずれ) ばねの評価は、本研究で完全弾塑性としている復元力特性の妥当性や、水平力による付加軸力の影響、および鉛直接合を介して一体化される直交壁部分の寄与など、扱いの難しい問題を多く含んでいる。本研究では、水平力による付加軸力を考慮せず、復元力特性を最も単純な完全弾塑性と仮定することで解析モデルの一例を示した。

表 3 Q_{hu} 値と予備解析における SB せん断ばねの降伏状況

	W5	N5S	C5S	S5S	N5M	C5M	S5M
Q_{hUA} (kN)	78 [無]	78 [有]	307 [無]	221 [無]	78 [有]	307 [無]	307 [無]
Q_{hub} (kN)	147 [無]	147 [無]	341 [無]	256 [無]	147 [無]	341 [無]	320 [無]
Q_{hub} / Q_{hUA}	1.89	1.89	1.11	1.16	1.89	1.11	1.04
Q_{max} (kN)	101	105	154	124	136	289	220

[]内は予備解析における SB せん断ばねの降伏有無を示す。
 Q_{max} は正加力方向の最大水平耐力を示す。

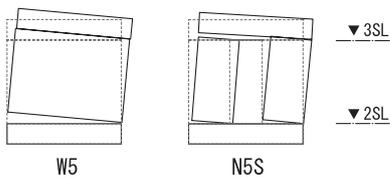
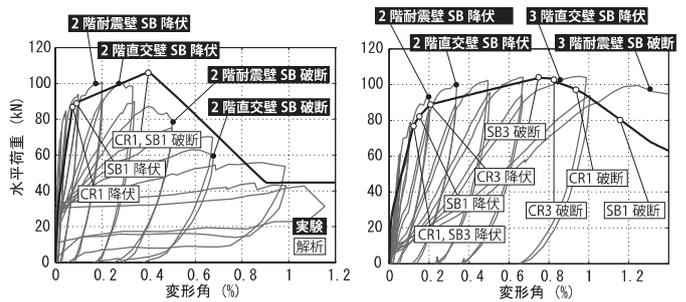


図 11 W5 と N5S の変形モード (1%変形角時)

4.4. 無補強試験体の実験と解析結果の比較

耐震壁実験⁵⁾と同様に、長期荷重に相当する鉛直荷重 (図 5 中の D) を載荷後、地震荷重として、 H/W を 1.85 として同図中の Q と V を載荷した。変位制御の増分解析を汎用ソフト¹⁰⁾を用いて実施した結果を図 12 に示す。SB および CR ばねの引張耐力をキャリブレーションにより調整していることから、実験と解析の最大水平耐力値はほぼ一致している。また、W5 においては 2 階の SB のみが降伏しているのに対し、N5S においては耐震壁および直交壁の 2 階 SB の降伏が先行するものの最終的には 3 階 SB の破断によって最大耐力に至った崩壊形も評価できている。図 12 中の解析挙動表現のうち、SB ばねについては鉛直引張方向とせん断 (ずれ) に関する水平方向の挙動が考えられるが、全て鉛直方向の挙動である。以降の図においても、記載なき限り鉛直引張方向の挙動を示すものとする。



(a) W5 (無開口) (b) N5S (開口無補強)

図 12 実験結果と解析の比較

W5 と N5S の実験による最大水平耐力は、正方向加力時でそれぞれ 101kN と 105kN であり、開口を設けて補強をしていない N5S の方がわずかに大きな値になっている。また、W5 では変形角 0.3%付近で最大耐力に至り、大きく耐力が低下しているのに対し、N5S では変形角 0.2%から 1.0%付近まで最大耐力の 90%近い耐力を保持して変形している。W5 では右方向加力時に、右側直交壁の 2 階床レベルを中心に耐震壁と上部スタブが一体となってロッキングしているのに対し、N5S では耐震壁上部の 3 階左側の SB も鉛直方向に延びて塑性化している (図 11)。N5S の上部スタブに着目すると W5 と同様に右下を中心に回転 (ロッキング) しているが、同時に開口左右の 2 階壁もそれぞれが独立してロッキングしていることが確認できる。N5S では、2 階と 3 階の両方のスラブ位置で、水平接合部に塑性変形が発生することで、W5 よりも耐力を維持したままの水平変位が大きくなったと考えられる。

4.5. 補強試験体の解析

次に、せん断スパン比 (H/W) が大きい試験体のうち RC および S 部材で開口補強を行ったもの (C5S と S5S) の実験を解析的に評価する。解析モデルは図 8 の N5S を基本とし、開口脇の補強柱部材と C5S には補強梁部材とを追加した。補強部材は、実験で塑性化していないことが確認されていることから弾性とした。開口脇の上下階壁への接合部分については、N5S では鉛直圧縮方向のみに機能するばねを設けていたが、C5S と S5S では同位置に鉛直方向の弾塑性ばね (SC) を設けた。その他の接合部ばねの復元力特性は、SB ばねの水平 (ずれ) 方向について (2) 式における補強による耐力向上を考慮した点

を除いて W5 および N5S モデルと同じである。

連層開口無 (H/W 大) RC 補強試験体 (C5S) は, SB の破断と鉛直接合筋の降伏に加えて RC 補強柱を定着させた 2 階補強梁下の 1 階耐震壁のひび割れが顕著であった (図 13)。C5S の SC ばねは W5 と N5S で用いた CR ばねと同様に, 水平方向には剛性なく, 鉛直圧縮方向に弾性, 引張方向にバイリニアの完全弾塑性とした。床レベルのずれに対する剛性と耐力については, SB ばねに集約して与えているので, SC ばねは水平方向に自由としている。引張方向については, 補強柱中の主筋断面積に対して有効長さを 250mm と仮定して初期剛性を求め, 最大耐力 P_u を C5S の実験結果とのキャリブレーションから 89kN とした。これは, 補強柱主筋の引張耐力の和の約 40% に相当している。2 階スラブ下の補強梁が固定されている 1 階 PCa 壁のコンクリート引張強度を圧縮強度の 1/10 (5.8N/mm²) とした場合, 上記 P_u を与えるひび割れ長さは 205mm と算定できる。変形角 0.14% 時に 1 階壁に図 13 のようなひび割れが観測されており, 補強梁の補強柱接合部直下のひび割れ長さに概ね対応していると考えられる。圧縮方向の弾性剛性については, 補強柱の断面積を有し有効長さを 150mm と仮定して算出した。これは引張方向の剛性に比べて十分大きな値となっている。SC ばねの引張および圧縮方向の初期弾性剛性算出に際して設定した有効長さに明確な根拠は存在しないが, SC ばねの弾性剛性の値が全体挙動に及ぼす影響が小さいことを別途解析により確認している。

図 14 に C5S の正負交番荷重実験と静的増分解析結果を示す。SB および CR ばねについては, W5 および N5S で用いたものと同じ設定としているが, 新たに SC ばねを調整したことで, 耐力と崩壊形を概ね再現できている。一方, 初期剛性については, 解析と実験との差が認められる。これについては, ばねの設定よりも弾性線材の剛性評価が主要因と考えられる。ばねの初期剛性が解析結果に与える影響は小さいのに対し, スタブおよび新設開口脇の PCa 耐震壁板の曲げ剛性に開口上下階の壁および補強柱との一体性を考慮した場合には, 剛性が増大し, より実験と整合することを確認している。

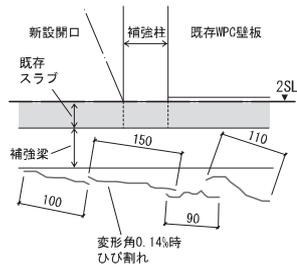


図 13 C5S 試験体の 1 階壁のひび割れ状況 (図 2 の c 部)

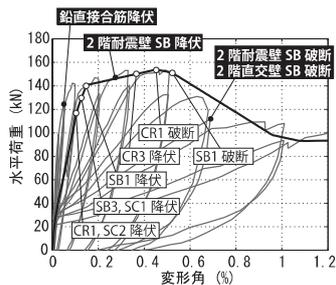


図 14 C5S 実験と解析結果の比較

連層開口無 (H/W 大) S 補強試験体 (S5S) の解析モデルは, 補強梁がないことと SC ばねの復元力特性の設定以外は C5S モデルと同じである。SC ばねの圧縮側の弾性剛性は GP ばねと同じで, 引張側の P_u は実験結果とのキャリブレーションにより 41kN とした。変形角 0.05% および 0.1% 時には図 15 に示すようなひび割れが補強柱下部の 1 階壁への定着金物周辺に確認されている。コンクリートの引張強度を C5S の場合と同様に考えると, 引張耐力 $P_u=41$ kN を与えるひび

割れ長さは 82mm である。補強柱定着鋼板に挟まれた PCa 壁板部のひび割れ状況は観察できていないが, 図 15 のように観察されたひび割れと連続して存在すると仮定すると P_u としては低い値になっていると考えられる。

図 16 に実験と解析との対応を示す。図 14 同様, 耐力と崩壊形を概ね再現できている。

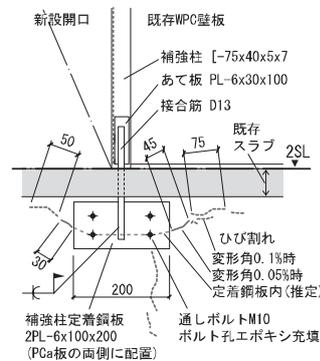


図 15 S5S 試験体 補強柱定着部 1 階壁ひび割れ状況 (S5S における図 2c 部と同位置)

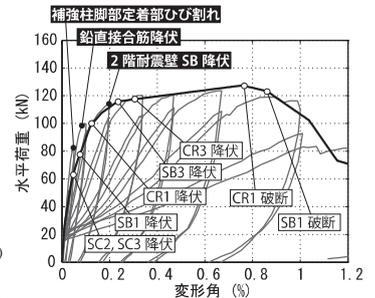


図 16 S5S 実験と解析結果の比較

5. せん断スパン比が小さい耐震壁実験の解析的評価

5.1. 壁のせん断ばねの設定

せん断スパン比 (H/W) が大きい実験では, 水平接合部 (SB) および開口脇補強部材の上下階壁接合部の損傷が顕著で, PCa 耐震壁板の損傷は比較的軽微であったのに対し, H/W が小さい実験では耐震壁板にせん断ひび割れ (N5M) およびせん断破壊 (C5M と S5M) が発生した⁵⁾。本節では, N5M, C5M および S5M の解析モデルを作成し, PCa 耐震壁板のせん断耐力の評価を含めて考察する。

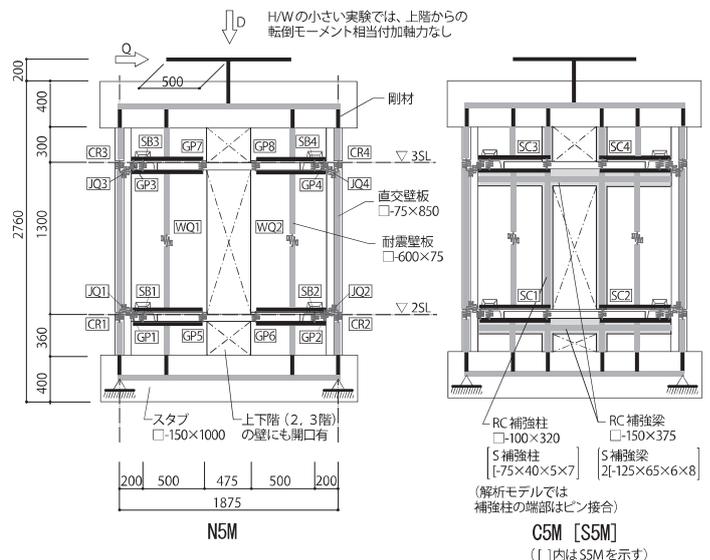


図 17 解析モデルの概要

N5M, C5M および S5M 試験体の 2 次元数値解析モデルを図 17 に示す。前節に示した H/W が大きい場合と同様であるが, 壁の塑性せん断変形を評価する目的で, 耐震壁の 2 階と 3 階床レベルの間に水

平方方向の弾塑性せん断ばね (WQ) を設けている。また、SC ばねについては、C5M および S5S では上下階壁への接合で耐力が決定されていたのに対し、C5M および S5M では、補強柱部材は上下スタブまで連続していることから、引張鉄筋および鋼材の引張耐力を用いて引張側の特性を設定した。

PCa 耐震壁板のせん断終局強度については、高度経済成長期の中高層 WPC 造建物建設時に多くの研究がなされているが、開口が多く相対的に保有水平耐力が低くなる桁方向の壁に関するものが主体であり、張間方向についての耐震壁の終局せん断強度に関する研究は少ない¹¹⁾。また、WPC 建物の第 2 次耐震診断⁴⁾における終局せん断強度算定式は現場打ち鉄筋コンクリート耐震壁についての評価式を応用しており、新たに開口を設けた WPC 構造耐震壁のせん断耐力評価については、適切な手法が整備されているとは言えない。

耐震診断指針⁴⁾では、WPC 耐震壁のせん断終局強度 Q_{su} を次式で与えている。

$$Q_{su} = \left(\frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Ql_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right) (r_j \cdot t_e \cdot j) \quad (3)$$

ここで、 p_{te} は引張鉄筋比 (%), F_c はコンクリートの圧縮強度 (N/mm²), M/Ql_w は壁端部のモーメントのせん断力に対する比 ($1 \leq M/Ql_w \leq 3$), p_{we} はせん断補強筋比, σ_{wy} はせん断補強筋の材料強度 (N/mm²), σ_0 は平均軸方向応力度 (N/mm²), r_j は耐力壁の小開口に対する低減係数, t_e は耐力壁の有効厚さ (mm), j は応力中心間距離で $(7/8) l_w$ (mm) である。 t_e については、耐震壁と直交壁の全断面積を、RC 補強を有する試験体では補強柱の断面積も含めて、 l_w で除した値として算出している。その他の詳しい記号の定義については、文献 4) を参照いただきたい。(3) 式は現場打ちコンクリート耐震壁の耐力評価式として提案されたものであり、WPC 耐震壁への応用に際しては、(1) 直交壁の断面積を含めて耐力壁の有効厚さ t_e を求めることの妥当性 (鉛直接合部における一体性の評価) や (2) 引張鉄筋比 p_{te} の求め方 (直交壁における接合筋の断面積の含め方や壁板内の鉛直筋と接合筋との関係) などの扱いにおいて議論の余地があることを理解した上で、本研究では同式による Q_{su} 値を参考に用いる。

表 4 耐震壁の終局せん断耐力

	N5M		C5M (RC 補強)		S5M (S 補強)	
	左壁	右壁	左壁	右壁	左壁	右壁
引張鉄筋 (鋼材)	3-SB + 1-D10	無	3-SB + 1-D10	8-D10	3-SB + 1-D10	PL-60x12
断面積 (mm ²)	420	0	420	568	420	720
p_{te} (%)	0.41	0	0.34	0.46	0.41	0.71
F_c (N/mm ²)	60.8		52.8		51.8	
p_{we}	0.00272					
σ_{wy} (N/mm ²)	520					
Q_{su0} (kN)	369	98	403	424	337	368
Q_{suN} (kN) [Q_{suN}/Q_{su0}]	348 [0.94]	120 [1.22]	348 [0.86]	480 [1.13]	300 [0.89]	406 [1.10]
Q_{suc} (kN) [Q_{suc}/Q_{su0}]	369 [1.0]	98 [1.0]	129 [0.32]	136 [0.32]	103 [0.31]	113 [0.31]
τ_{sucA} (N/mm ²)	-	1.0	1.1	1.1	1.1	1.2
τ_{sucB} (N/mm ²)	-	2.0	2.7	2.7	2.2	2.4

N5M, C5M および S5M 試験体について、新設開口左右のそれぞれの壁について Q_{su} を算出すると表 4 のようになる。ここで、 p_{te} の算出に際しては、耐震診断指針⁴⁾に基づいて直交壁の SB の接続筋および

鉛直接合筋の断面積を含めた。従って、N5M, C5M および S5M のいずれの試験体でも図 5 に示す加力方向の場合、左壁の引張鉄筋は 3-SB および鉛直接合筋 1-D10 で一定であるのに対し、右壁では C5M と S5M の場合は補強部材に応じて表 4 のように設定しており、N5M では引張鉄筋は存在しない。また、新設開口左右のそれぞれの壁の M/Ql_w は、載荷時に設定したせん断スパン比 (H/W) とは異なるので、弾性解析による壁の曲げモーメントとせん断力の値から算出した。さらに、軸方向応力度については、長期荷重による軸力に加えて水平力による付加軸力を考慮する場合としない場合の Q_{su} 値 (表中にそれぞれを Q_{suN} および Q_{su0} と表記した) を実験で得られた最大水平力を載荷した場合の弾性解析より得られた直交壁を含む開口左右壁の軸力から算出した。

耐震壁のせん断ばね WQ は、鉛直方向と回転に対しては剛で、水平方向に対して図 18 に示すような負剛性を含む復元力特性を有するものとした。壁の弾性せん断変形は I 型断面で考慮できていることから WQ ばねの初期剛性は十分剛とした。第 1 折点 (図中のひび割れ耐力 Q_{sy}) を Q_{su} の 1/3 とし¹²⁾, Q_{su} を与える変形角 R_{su} を 0.4% とした⁶⁾。最大耐力後の負剛性は実験とのキャリブレーションから PCa 耐震壁の弾性せん断剛性 K_0 の -0.005 倍 ($\beta_3 = -0.005$) とした。耐力低下後は Q_{su} の 1/2 を維持する設定とした。

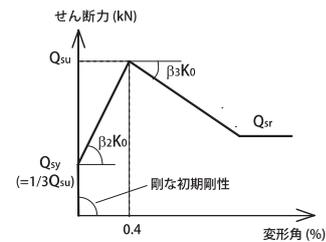


図 18 耐震壁のせん断ばね (WQ ばね) の復元力特性

5.2 実験と解析結果の比較

PCa 耐震壁がせん断破壊した C5M と S5M 試験体において、前述の (3) 式から得られる Q_{su} 値を用いて WQ ばねの復元力特性を設定した予備解析では、耐震壁はせん断破壊に至らず、最大水平耐力は実験値を大幅に上回った。表 4 に実験とのキャリブレーションにより同定した終局せん断耐力 Q_{suc} を示す。 Q_{suc} 値が、 Q_{su0} および Q_{suN} 値よりも大幅に小さくなる理由を解明することは (3) 式中のパラメータが複数あることから困難である。今後、耐震診断指針に示される (3) 式を、新設開口を伴う WPC 耐震壁のせん断耐力評価に応用することができれば、実用性は高いと考えられることから、本研究では、同式に基づく Q_{suN} 値と Q_{suc} 値を Q_{su0} 値と比較整理する。また、WPC 耐震壁の平均せん断応力度を表 4 にまとめ、せん断終局強度を大局的に把握する上での資料を提供する。

N5M 試験体では、壁にせん断ひび割れは発生したものの接合部の破断が支配的であったことから、終局せん断耐力は同定できていない。前述のように、(3) 式で求められる Q_{su} 値は参考値であるので、WQ ばねの復元力特性における Q_{su} 値として、表 4 中の Q_{su0} (水平力による付加軸力を考慮しない終局せん断耐力) を採用して解析したところ図 19 のような関係が得られた。

N5M では右壁のせん断耐力は、新設開口によって引張鉄筋が存在しなくなるために左壁に比べて大幅に値が小さくなっている。解析

上右壁のWQばねが降伏（実験における耐震壁のひび割れに相当）することで、変形角0.2%付近での解析結果が実験耐力を20%程下回っている。最大水平耐力時の左壁と右壁の水平力負担率は3:7程度であり、左壁は解析上降伏（ひび割れ）もしていない。つまり、本解析では、左壁の耐力評価はできていないことになる。右壁については、実験におけるひび割れが解析上WQばねの降伏という形で追跡できている。 Q_{su} 値をさらに小さくすると、せん断破壊することから、ここで設定した Q_{su} 値（98kN）が概ね右壁の終局せん断耐力の下限値と考えられる。後述のC5MやS5Mでは、(3)式によるせん断耐力値が実験による耐震壁の終局せん断強度を大きく上回る結果になっており、補強のないN5Mの場合は傾向が異なることが特徴として挙げられる。この Q_{su} 値を直交壁を含む有効断面積 $t_w L_w$ で除した平均終局せん断応力度 τ_{suCA} は 1.0N/mm^2 であり、直交壁を含まない耐震壁のみの断面積 t_w （ t は耐震壁の厚さ(mm)）で除した応力度 τ_{suCB} は 2.0N/mm^2 である。

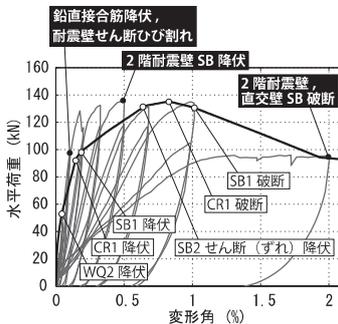


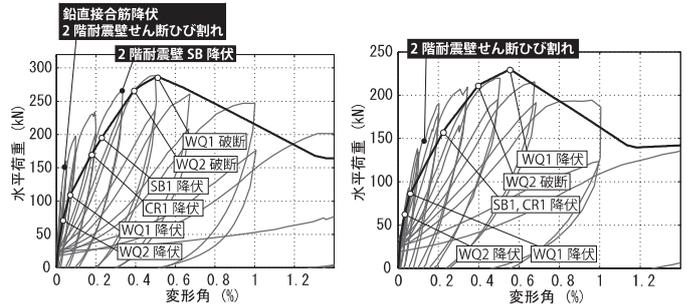
図19 N5M 実験と解析結果の比較

次に、RC および S 部材による開口補強試験体（C5M および S5M）について解析する。表4に示すように、補強RC柱の引張鉄筋あるいは補強S柱が存在する両試験体の Q_{su} 値はN5Mと比較して右壁において特に大きくなっている。これらの値を用いてWQばねを設定して解析すると、実験結果を大幅に上回り壁はせん断破壊しなかったことから、キャリブレーションにより Q_{su} 値を同定した。C5Mについて、表4の左右壁の Q_{su0} の比を保ったまま、壁耐力を低減させていくと、32%まで低減させた場合の Q_{suC} 値に対して図20(a)のような荷重変位関係が得られた。ここで、最大水平耐力が実験と解析とで一致しているのは当然であるが、鉛直接合筋およびSB接続筋の降伏が両者で確認されていることや、最大耐力を与える変形角が概ね一致していることなどが特徴として挙げられる。このときの壁のせん断耐力を補強柱と直交壁断面を含む有効断面積で除した平均終局せん断応力度 τ_{suCA} は左右の壁ともに 1.1N/mm^2 であり、耐震壁のみの断面積で除した応力度 τ_{suCB} は 2.7N/mm^2 である。

同様に、S5Mについてもキャリブレーションにより Q_{suC} 値を同定した。表4に示す $Q_{suC}/Q_{su0}=0.3$ の場合で図20(b)が得られた。このときの τ_{suCA} は左右の壁それぞれについて 1.1N/mm^2 と 1.2N/mm^2 であり、 τ_{suCB} は 2.2N/mm^2 と 2.4N/mm^2 であった。

平均終局せん断応力度については、N5M, C5M, S5Mのいずれの試験体についても τ_{suCA} が $1.0\text{--}1.2\text{N/mm}^2$ 、 τ_{suCB} が $2.0\text{--}2.7\text{N/mm}^2$ となっており、特に τ_{suCA} の場合で試験体間の差が小さくなっている。既往研究¹¹⁾では、 1.8N/mm^2 程度の終局せん断応力度が報告されているが、

これが τ_{suCA} と τ_{suCB} のどちらに該当するのか判別できなかったため、十分な比較はできないものの、ここでの知見はWPC構造耐震壁の終局せん断耐力を評価する上での一指標になると考えられる。



(a) C5M (b) S5M
図20 C5M および S5M 実験と解析結果の比較

6. まとめ

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート（WPC）構造は、工場生産されたプレキャスト（PCa）鉄筋コンクリート壁および床板を現場接合して建設する固有な構造である。良質な躯体と高い耐震性能を保持しながら築30年以上経過するWPC構造集合住宅ストックは大量に現存し、PCa壁板に開口を設けることができれば、改修計画の多様化によるストック活用の道が大きく開けると考えられる。本研究で得られた知見を以下に整理する。

- (1) WPC構造建物の耐震性能評価に向けて、耐震壁への開口新設およびその補強を設けた1/2スケールのWPC耐震壁の実験結果を参考に、弾塑性数値解析モデルを作成した。モデルでは、PCa耐震壁板を弾塑性せん断ばねを有する弾性線材に置換し、接合部を弾塑性ばねとした。ばね特性の評価にあたり、キャリブレーションにより解析結果と耐震壁実験の水平荷重-変位関係との整合性が得られるように調整した。ここでのキャリブレーションについては、その物理的な意味を必ずしも説明できていないが、最大水平耐力と崩壊形を評価できる解析モデルの一例を示すことができた。また、WPC構造耐震壁の数値解析モデルを作成する上での既往の知見との関係整理ができたと考えられる。
- (2) 耐震壁実験では、開口新設前の壁幅 W と耐震壁脚部からの反曲点高さ H より、せん断スパン比(H/W)を定義し、 H/W が1.85と1.17の2種類の載荷モードを設定していた。 H/W が大きい(1.85)場合、転倒モーメントによる曲げ破壊が支配的な崩壊形であったことから、上下階の壁板を連結する水平接合部(SB)の鉛直引張方向の性能が壁全体の挙動に与える影響が大きいと考え、SB近傍の上下階壁を抽出した1/2スケールの要素実験を行った。2体の実験結果から、鉛直変位8mm程度で溶接部あるいは接合筋の破断により最大耐力に至ることが確認できた。これらの要素実験の結果を参考に、SBの鉛直引張方向の弾塑性ばねを設定した。さらに、耐震壁実験とのキャリブレーションによりSBの最大引張耐力を調整したところ、同一のSBばね特性を用いて、 H/W が大きい開口無試験体(W5)および開口有補強無試験体(N5S)の耐震壁実験の挙動を評価できた。

- (3) 解析モデルでは、SB および鉛直接合筋をモデル化した鉛直方向のばねのほか、耐震壁と直交壁の間の鉛直接合に相当する上下方向のせん断（ずれ）ばねと床レベルにおける上下階耐震壁間のずれに対するばねを設定した。また、H/W が大きく鉄筋コンクリート（RC）および鉄骨（S）部材で開口補強を行った実験（C5S と S5S）についても、開口脇の補強柱部材の上下階壁への接合部のばねを耐震壁実験とのキャリブレーションにより調整し、最大水平耐力と崩壊形を評価できる解析モデルの一例を示すことができた。
- (4) H/W が小さい（1.17）実験では、耐震壁板にせん断ひび割れおよびせん断破壊が発生したことから、PCa 耐震壁板の弾塑性せん断ばねを含む数値解析モデルを作成した。既存 PCa 耐震壁板に開口を設けることで、開口脇に引張鉄筋が存在しなくなる耐震壁のせん断耐力評価法は存在しないが、便宜的に既往の評価式⁴⁾を用いて算定した場合、補強無（N5M）の実験では、耐震壁のせん断ひび割れを評価できたほか、評価式によるせん断耐力が耐震壁のせん断強度の概ね下限値となることが確認できた。また、RC および S 部材による開口補強試験体（C5M と S5M）では壁のせん断破壊が崩壊形であったが、N5M と同様に既往の評価式⁴⁾を用いて耐震壁の終局せん断耐力を算定した場合、解析による水平耐力が実験を大きく上回り、耐震壁もせん断破壊しなかった。算定終局せん断耐力を 30%程度に低減させた場合、解析上も壁がせん断破壊し、実験との整合が得られた。ここでキャリブレーションによって得られた壁の終局せん断耐力に対して、直交壁および RC 補強柱断面積を含めた有効断面積で除した平均せん断応力度は 1.0-1.2N/mm²、耐震壁板の断面積のみで除した応力度で 2.0-2.7N/mm²となっており、WPC 耐震壁に開口を設けた場合とその補強を行った場合の壁の終局せん断耐力に関する目安を示すことができたと考えられる。ただし、既往研究も含めてデータを利用できる実験数は少なく、多くのパラメータが存在する壁のせん断耐力評価については、より多くの実験データの蓄積と検討が必要と考えられる。

謝辞

本研究は国土交通省「建設技術研究開発助成制度」の研究助成金（研究代表者：小泉雅生）を受けて実施した WPC 耐震壁実験の研究成果を基盤とする。研究の遂行に際して堀富博氏（住宅総合研究財団/シグマ建築構造研究所）から有意義なご助言をいただいた。また、住宅総合研究財団およびプレハブ建築協会の関係諸氏より多大なるご協力をいただいた。さらに、実験および解析の遂行に、和田芳宏氏（清水建設）、坂元尚子氏（東急建設）、長谷川俊一氏（首都大学東京大学院生）、図版等の作成に下錦田聡志氏（首都大学東京大学院生）、五味淵孝氏（首都大学東京学部生）、福島紘子氏（首都大学東京学部生）に協力いただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会・地盤工学会・土木学会・日本機械学会・日本地震学会、阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、建築編-2、プレストレストコンクリート造建築物、鉄骨鉄筋コンクリート造建築物、壁式構造・組積造、1998。
- 2) プレハブ建築協会：プレハブ建築協会 40 年史、2003。
- 3) 門脇耕三他：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壁への開口新設手法 その 1 研究の全体計画および概要、日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）、構造IV pp553-554、2010。
- 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。
- 5) 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、コンクリート工学会年次報告集 Vol. 32, No. 2, pp1075-1080、2010。
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010。
- 7) 中野克彦、松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法、日本建築学会構造系論文集第 550 号、pp151-158、2001.12。
- 8) 日本建築学会：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説、1984。
- 9) A.H. Mattock and N.M. Hawkins: Shear Transfer in Reinforced Concrete Recent Research, PCI Journal, 1972. 3-4
- 10) Midas GEN Ver. 761, MIDAS Information Technology Co.,LTD.
- 11) 遠藤利根穂：中高層壁式鉄筋コンクリート造建物のプレキャスト化について その 6 はり間方向構面実大実験、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp1251-1252、1975。
- 12) 壁谷沢寿海他：鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計、第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集、pp769-772、1984。

(2010年10月9日原稿受理、2011年2月14日採用決定)