

既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の 静的解析モデルの構築

耐震壁に新設開口を有する既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の
耐震性能評価 その1

DEVELOPMENT OF STATIC ANALYSIS MODELS OF EXISTING WALL-TYPE PRECAST REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDINGS

Seismic performance evaluation of existing wall-type precast reinforced concrete residential buildings
with new openings in shear walls Part 1

高木次郎*, 下錦田聡志**, 北山和宏***, 見波進****

*Jiro TAKAGI, Satoshi SHIMONISHIKIDA, Kazuhiro KITAYAMA
and Susumu MINAMI*

Wall-type precast reinforced concrete (WPC) residential buildings were widely constructed in Japan since the middle of the 1960s. A large number of these types of buildings still exist, and maintain high structural quality; however, their residential units are rather small and are extremely standardized, which do not suit modern living use. In order to create new openings in existing WPC walls to widen possibilities for plan changes during renovations, the authors conducted experiments of half-scale WPC shear walls with new openings and reinforcement. In addition, inelastic static pushover analysis models were created, that can reasonably simulate the shear wall behavior. In this paper, the analytical models are developed for full-scale, standard WPC residential buildings to evaluate the collapse mechanism and ultimate lateral strength. Through the static pushover analyses, the ultimate seismic strength (base-shear) coefficient is determined to be approximately 0.6 and rocking of the shear walls accompanied with failure of the connecting reinforcement at the first floor is the primary mechanism. Furthermore, in some analysis models with new openings in the shear walls, the influence on the ultimate lateral strength and failure mechanism is limited.

Keywords : wall-type precast reinforced concrete structure, existing residential buildings, shear wall, new opening, static pushover analysis, ultimate lateral strength

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造, 既存集合住宅建物, 耐震壁, 新設開口, 静的増分解析, 保有水平耐力

1. はじめに

1960年代半ばから全国的に大量供給された壁式鉄筋コンクリート(WPC)構造集合住宅は、良質な構造躯体と高い耐震性能を維持したまま数多く現存すると考えられる¹⁻³⁾。これらの優良住宅ストックを積極的に活用する目的で、戸境壁に開口を新設し、狭小で画一的な住戸プランを改修する提案がなされてきた³⁾。現場打ちコンクリート構造とは異なり、工場生産されたプレキャスト(PCa)コンクリート板を現場接合する特殊なWPC構造建物において、耐震壁への開口新設技術は整備されていないことから、著者らはこれまでに、新設開口およびその補強を有するWPC耐震壁の実験を行うと共に⁴⁾、実験の挙動を概ね評価できる解析モデルの一例を提示した⁵⁾。本研究では、耐震壁実験の解析モデルを実在するWPC構造集合住宅建物の張間方向のフレームモデルに展開し、建物の耐震性能を評価する

と共に、開口新設の影響について考察する。

耐震壁実験の解析モデル⁵⁾では、損傷が先行するPCa壁板の接合部の復元力特性の設定に関して、必ずしも物理的な意味を説明できていない。これは、接合部の性状に関係する複数の要因について、個別にその影響を分析するのに十分な情報が得られていないためである。従って、解析モデルは実験結果を概ね評価できる一例と位置づけられるが、本研究では、ここでの接合部弾塑性ばねの復元力特性の設定の考え方を踏襲し、建物の解析モデルを構築する。つまり、崩壊形の評価を含めて厳密な結果の妥当性の検証はできていないことになるが、接合部の損傷を含めたWPC構造建物の解析的な耐震性能評価手法がほとんど存在していない現状において、解析モデルの具体例とそれによる結果の分析を行うことで、同建物の耐震性能評価促進による優良ストック活用の一助とすることを目的とする。

* 首都大学東京都市環境科学研究科 准教授・Ph. D.

** 首都大学東京都市環境科学研究科 大学院生

*** 首都大学東京都市環境科学研究科 教授・工博

**** 首都大学東京都市環境科学研究科 助教・博士(工学)

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

Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.

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.

2. 検討対象建物の概要

著者らは、標準設計によって 1980 年以前に比較的多数建設された 71-5PC-A9-2 型式の 5 階建て WPC 集合住宅建物を対象として、計画的な検討により改修時に新たに開口が必要と考えられる張間方向の壁について、1/2 スケールの耐震壁実験を実施した⁴⁾。本研究では、同型式の建物について耐震性能を評価する。

図 1 に対象建物の基準階平面図を示す。同一階内の住戸を連結する共用廊下は存在せず、3 つの階段室の両側に 1 住戸ずつ配置されている。桁行方向の長さは 40.5m、張間方向は 7.5m、1 住戸あたりの桁行方向の長さは 6.75m である。計画的な検討³⁾から、5 通りおよび 9 通りの A-B 通り間の耐震壁に開口を新設することの改修上の有用性が高いと判断されたことから、それが建物の耐震性能に及ぼす影響について考察する。桁行方向を X 方向、張間方向を Y 方向とすると、一般的な既存集合住宅と同様に、X 方向の耐震性能の方が Y 方向のそれよりも低くなるが、本研究では開口による影響に着目することから、±Y 方向についてのみ検討する。

図 2 に対象建物の PCa 壁板と床板の構成を、図 3 に張間方向の軸組図を示す。同じ軸組が複数存在するので、独立した形状の軸組は 1, 2, 3, 5 通りのみである。5 通りの軸組は 1 通りの軸組と同じ形状であるが、壁厚が異なる上に、接合部の配筋も異なっている。壁厚は 1 通りと 13 通りの妻壁のみ 180mm で、その他は 150mm である。張間方向の同一軸組となる通りの組合せを表 1 に整理した。

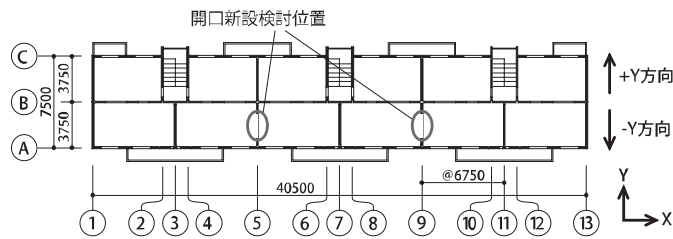


図 1 検討対象建物の基準階平面図

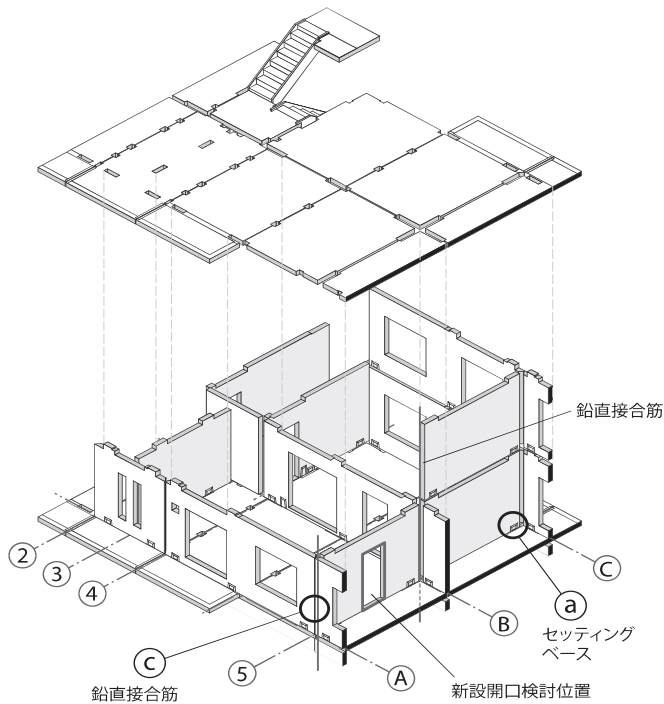


図 2 WPC 構造集合住宅の構成

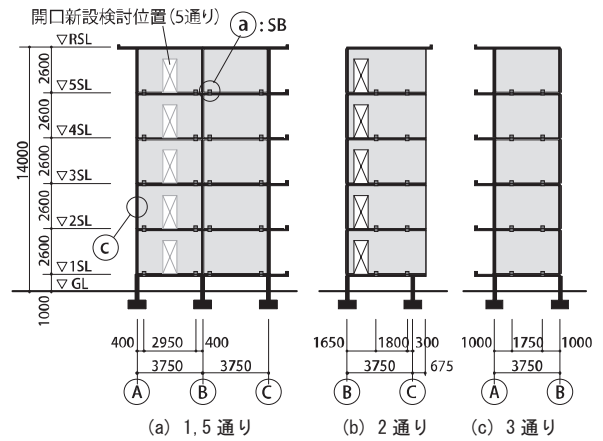


図 3 検討対象建物の張間方向軸組図

表 1 張間方向の同一軸組架構

同一軸組	1, 13 通り	2, 4, 6, 8, 10, 12 通り	3, 7, 11 通り	5, 9 通り
同一軸組数	2	6	3	2

上下階の PCa 耐震壁板は図 4 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接合されている。SB では折り曲げた接続筋をフレア溶接した鋼板組物が PCa 壁板に埋設されており、鋼板同士が現場溶接接合されることで一体化される。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レベルを貫通する 1 本の鉄筋 (鉛直接合筋) が配されており (図 5)、耐震壁板の側面にはシアコネクタが設けられている。壁板側面から突出した水平方向の鉄筋 (差筋) が相互に溶接され、鉛直接合筋と一体にコンクリートが充填されることで壁板同士の鉛直方向のずれが抑制される構造になっている。このような耐震壁側面の接合は鉛直接合と呼ばれている。

検討対象建物では、図 6 に示すように、SB と鉛直接合筋 (VR) について、位置に応じて 2 種類ずつの配筋設計がなされている。図中の SB-A と SB-B および VR-A と VR-B はそれぞれ SB と VR の配筋タイプ

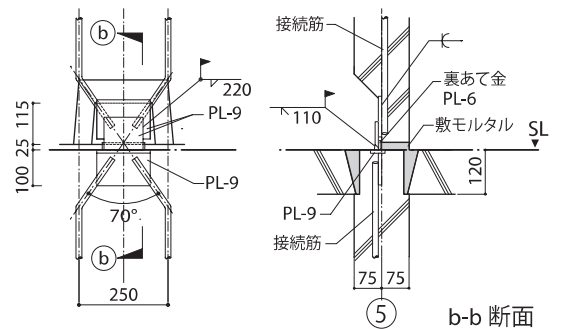


図 4 水平接合部 (図 2 と図 3 の a 部)

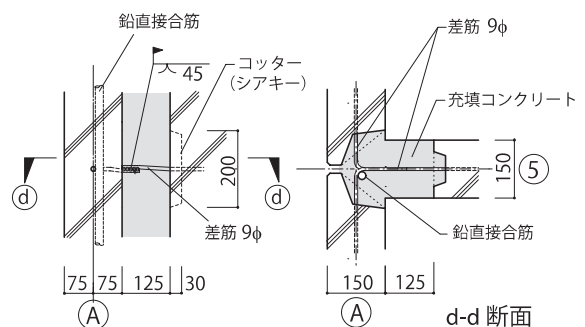


図 5 鉛直接合部 (図 2 と図 3 の c 部)

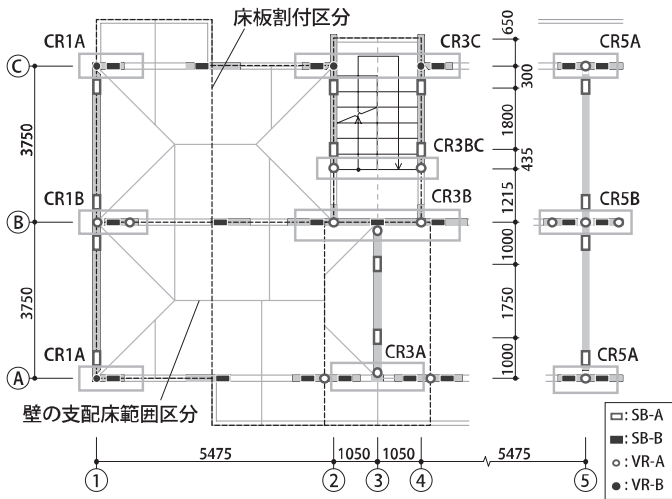


図6 住戸内の接続筋位置

表2 SBの接続筋と鉛直接合筋の配筋タイプと鉄筋径

階	SBの接続筋		鉛直接合筋	
	SB-Aタイプ	SB-Bタイプ	VR-Aタイプ	VR-Bタイプ
5	D16	D16	D16	D16
4				D19
3	D19	D19	D19	D22
2				D22
1	D22	D19	D19	D22

ブを示し、各階の鉄筋径を表2に整理した。SB-AとSB-Bとでは、1階と2階の接続筋径が異なっており、VR-AとVR-Bとでは1-3階の鉛直接合筋径が異なっている。

検討対象建物の材料強度は調査されていないことから、次節以降で述べる解析モデルに用いる材料特性は、耐震診断指針⁶⁾に基づいて設定した。PCaコンクリートおよび鉛直接合部の充填コンクリートの材料強度をともに27N/mm²とし、ヤング係数を25.7kN/mm²と算出⁷⁾した。また、表2中の鉄筋を含めて全ての異形鉄筋の材料強度を344N/mm²、ヤング係数を205kN/mm²とした。

3. 数値解析モデル

3.1 架構概要

本研究では、図1の5通りおよび9通りのA-B間の耐震壁に開口を設けた場合を含めて±Y方向の解析を行う。新設開口位置については、5通りと9通りとで同一とし、図の7通りに対する建物形状の対称性を保持すると仮定する。従って、地震時のねじれ変形は無視できると考え、解析モデルは2次元とする。耐震壁実験の挙動評価のための解析モデル⁵⁾(以下では単に「実験モデル」とする)では、耐震壁を立面がI型となる弾性線材で構成し、そのうちの鉛直部材を耐震壁の平断面と同じ長方形断面とし、図心位置に配置した。そして、水平部材を剛材としている。また、直交壁は、耐震診断指針⁶⁾が定める有効幅を有する長方形断面の弾性線材とし、接合部は弾塑性ばねとした。本研究における建物の解析モデルの基本構成は実験モデルと同様としている。

耐震壁の塑性せん断変形を考慮した弾塑性ばねは設けていないが、後述のように、耐震壁に生じる平均せん断力応力度を算出し、耐震壁のせん断破壊の可能性が低いことを確認している。

図7に解析モデルの概要を示す。ここで、表1に示した4種類の同一軸組架構は、解析モデルではそれぞれ1架構として集約し、同表中に示す架構数倍だけ部材や接合部ばねの剛性と耐力を増大させている。4種類の架構モデルは各階の床レベルでの剛床仮定を採用し、等水平変位の拘束条件を与えている。具体的な変位拘束の位置としては、耐震壁上部の剛材レベルとしている。ここで、耐震壁下部の剛材レベルとしなかった理由は、壁板上部と床板との一体化の度合いの方が壁板下部と床板とのそれよりも大きいと考えられるためである。これは、床板の縁はSB周辺を除き、上下階の壁板に挟まれるように下階の壁上部に載せられており(図2)、上階壁下辺は直線であるのに対し、下階壁上辺はSB周辺の突起が床板と物理的に噛み合っていることによる。

図7では、接合部ばねを表記する目的で壁板上下の剛材に間隔を設けているが、解析モデルでは敷モルタルの厚みに相当する20mmしか離れていない。JQばねが接続する耐震壁と直交壁の節点間距離も同様に20mmである。1SLはGLより1m上部にあり、この間の構造は現場打鉄筋コンクリート構造による基礎梁の立ち上がりあるいは壁である。解析モデル上は当該部分の変形は無視できると仮定して剛材とした。A, B, C通りの直交壁については、耐震診断指針⁶⁾に示される直交壁の有効幅を有するものとし、鉛直方向の変位は各架構で独立している。つまり、直交壁による耐震壁鉛直方向の変位に対する拘束効果(3次元効果)は考慮できていない。

また、基礎は杭などにより地盤と一体になっているものと仮定し、解析は地上部のみを対象とする。すなわち、建物全体の基礎からの転倒は考慮しない。

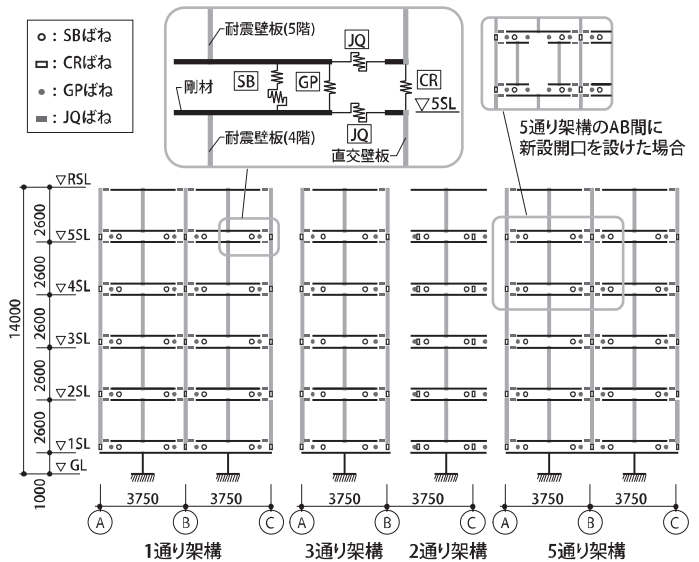


図7 数値解析モデルの構成

3.2 建物重量と地震荷重

図6に検討対象建物の床板の割付を示す。耐震壁ごとの軸力を算出するため、それぞれの壁の支配床範囲を図中に示した。床厚は一般階において120mm、屋上(R)階で120-160mmである。地震用の積載荷重は、原設計時の計算書に準じて算出し、一般階で600N/m²、R階で300N/m²である。さらに、仕上荷重は一般階で400N/m²、R階で300N/m²とし、水廻りの無筋コンクリート重量(1000N/m²)を見

込んでいる。建物の耐震壁の厚さは妻壁（1通りと13通り壁）のみ180mmで、その他は150mmである。壁重量については、階の中間で上下階重量に振り分けている。その結果、建物の単位面積あたりの重量（固定荷重+積載荷重）は一般階で8.2 kN/m²、R階で5.6 kN/m²となった。解析モデルでは、各階の付加鉛直荷重をI型立面となる線材壁モデルの鉛直部材上部の節点に集中荷重として入力した。また、直交壁部分の鉛直荷重は、張間方向の架構間の桁行方向の壁の負担荷重を隣接する張間方向の架構で2分割する形で壁部材上部の節点に集中荷重として与えた。また、地震荷重はA_i分布を仮定した。

3.3 接合部ばねの概要

表3に耐震壁ばねの接合部ばねの設定概要を示す。これらは概ね実験モデルと同様であり、いずれのばねも常に接続する2節点間の全体座標系の水平、鉛直、および回転方向の相対変位に対する復元力特性を有する。つまり、ばねの部材座標系は定義されていない。また、表中に記載のない方向については剛性を与えていない。つまり、ばねが接続する2節点間に拘束条件は存在しない。

実験モデルとの相違は、耐震壁のせん断変形を評価するための弾塑性ばねを設けていないことと、鉛直接合部のずれを評価するためのJQばねについて、十分大きな回転剛性を与えていることである。さらに特筆すべきはばね特性について次節以降に述べる。

表3 接合部ばねの設定概要

名称	方向	設定
SB	水平	上下の耐震壁間の水平方向のずれ変形に対して、初期剛性の大きい完全弾塑性ばねとした。
	鉛直	引張方向には、実験モデルの復元力特性の変位を2倍、耐力を4倍として設定した。圧縮方向には弾性高剛性とした。
CR	鉛直	引張方向には、鉛直接合筋（VR）の寄与分を完全弾塑性ばねとし、SBの復元力特性との和として定義した。VRについては階ごとの鉄筋径に応じて引張耐力を算出している。圧縮方向には弾性高剛性とした。
GP	鉛直	圧縮方向にのみ弾性高剛性とした。
JQ	水平	弾性高剛性とした。
	鉛直	原点对称のトリリニア型の復元力特性とし、降伏耐力を最大耐力の1/3とした。最大耐力は中野ら ⁹⁾ の論文に準じて算出した。最大耐力を与える変位も同文献に準じて1mmとした。
	回転	弾性高剛性とした。

3.4 SBばねの水平方向の復元力特性

上下の耐震壁の水平方向のずれを評価する目的で、SBばねに集約する形で初期剛性の大きい完全弾塑性ばねを設けている。せん断（ずれ）耐力については、耐震診断指針⁹⁾に示されるせん断（ずれ）耐力 Q_{hUA} 値を用いた。実験モデル⁵⁾では、 Q_{hUA} および「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説」⁹⁾に示されるせん断（ずれ）耐力 Q_{hUB} を比較検討したが、 Q_{hUB} は水平接合部単体のせん断（ずれ）耐力値であり、直交壁の軸力やVRと直交壁中のSBの扱いが明確でないことから、 Q_{hUA} を採用した。

Q_{hUA} の耐力評価式は以下の通りである。

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

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。ここで、水平荷重による軸力変動の影響は考慮せず、長期軸力のみを考慮し

ている。各階で架構ごとの軸力を算出し、架構のせん断（ずれ）耐力をSB数で除す形でSB水平ばねのせん断（ずれ）耐力を算出した。

3.5 SBばねの鉛直引張方向の復元力特性

実験モデルでは、SBの引張方向の1/2スケールの要素加力実験結果を参考に、耐震壁実験の荷重変形関係を評価できるように引張耐力を低減させたトリリニア型の復元力特性を設定した（図8）。ここで、第一折点は接合筋の降伏、第二折点は溶接部の破断に概ね対応している。接合部実験の詳細については、著者らの論文⁵⁾をご参照いただきたい。SBの要素実験では、接合筋ではなく、溶接部の破断で引張耐力が決定されたことから、接合筋径が耐力に及ぼす影響については評価できていない。このような破壊形式について、1/2スケールの実験で、接合部鋼板厚が4.5mmとなったために、薄板への隅肉溶接の難度が高くなり、相対的に溶接部の耐力が鉄筋の耐力よりも低くなったことが一因と考えられる。従って、検討対象建物のSBの接合筋は上階ほど径が小さくなっているが、本研究における実大SBばねの鉛直引張方向の復元力特性は、一律に実験モデルのSBの復元力特性の変位を2倍、耐力を4倍にする形で設定した。ここで、変位と耐力について、幾何学的な形状と部材の断面積からその比率を決定したが、スケールの異なる接合部要素の復元力特性をこのような単純な変換で設定することには検討の余地がある。つまり、溶接部の破断で引張耐力が決まるようであれば、実大接合部の変形性能は単純に1/2スケールの2倍までは大きくはならない可能性が高い上、耐力についても、原設計時は溶接部の破断ではなく、接合筋の降伏および破断を支配的な破壊形式と想定していたことを考えると、今後、実大SBの引張方向の挙動を実験などにより再評価していく必要があると考えられる。

圧縮方向については、引張側に較べて相対的に高剛性の弾性ばねであれば、その剛性値による違いはほとんどないことから、一律に十分大きい剛性値を採用した。

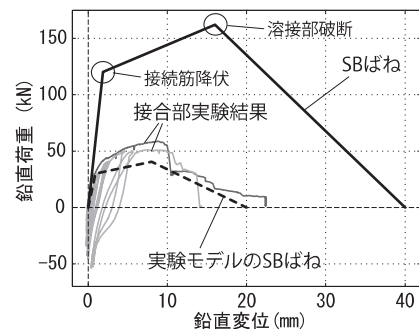


図8 SBばねの復元力特性

3.6 CRばねの鉛直引張方向の復元力特性

鉛直接合筋（VR）とSBの鉛直引張方向の復元力特性の和としてCRばねの鉛直引張方向の復元力特性を設定した。SBばねについては、各階共通の設定としたが、鉛直接合筋の引張耐力は階によって異なる鉄筋径に応じて算出した。CRばねの符号と位置は図6に示す通りである。各ばねに含まれるSBおよびVRの数を表4に整理した。

VRの復元力特性は鉄筋の引張耐力を有する完全弾塑性モデルとし、引張耐力は鉄筋断面積に引張強度を乗じた値とした。降伏時の

変位は、実験モデル⁵⁾における降伏変位の2倍としている。1階の全てのCRばねの復元力特性を図9に示した。

表4 CRばね中のSBおよびVR数

名称	架構	直交壁の通り名	引張方向 ^{*1)}	SB数		VR数	
				SB-A	SB-B	VR-A	VR-B
CR1A	1通り	A通り	+Y	-	1	-	1
CR1B		B通り	-	-	1	2	-
CR1A		C通り	-Y	-	1	-	1
CR3A	3通り	A通り	+Y	-	2	1	-
CR3B		B通り	-Y	-	3	3	-
CR3BC	2通り	- ^{*2)}	+Y	-	-	2	-
CR3C		C通り	-Y	-	2	-	2
CR5A	5通り	A通り	+Y	-	2	1	-
CR5B		B通り	-	-	2	3	-
CR5A		C通り	-Y	-	2	1	-

*1): 接合部に転倒モーメントによる引張力が作用する荷重方向 (引張鉄筋として考慮する荷重方向)

*2): B通りとC通り間の階段室出入口脇のVR位置をさす。

3.7 JQばねの鉛直方向の復元力特性

JQばねは、耐震壁と直交壁との間の鉛直接合部(図5)における鉛直方向のずれを考慮するための弾塑性ばねである。図7の位置に配した同ばねによって、連結される2節点間の水平および回転方向の変位は等しく拘束されている。このために、解析モデル上は、これらの方向のばね剛性を非常に大きく設定している。2節点間の鉛直方向の相対変位に対しては、図10に示すような原点对称のトリリニア型の復元力特性を有するものとし、最大せん断耐力(Q_u)は既往研究⁸⁾を参考に算出した。また、最大耐力を与えるずれ変位 δ_u についても、同研究をもとに1.0mmとしている。降伏耐力 Q_y は、せん断耐力の1/3と仮定して、初期剛性は十分大きく(降伏変形0.01mmと仮定)設定した。検討対象建物の鉛直接合部の詳細は概ね共通しており Q_u の算出値は210kNである(Appendix参照)。

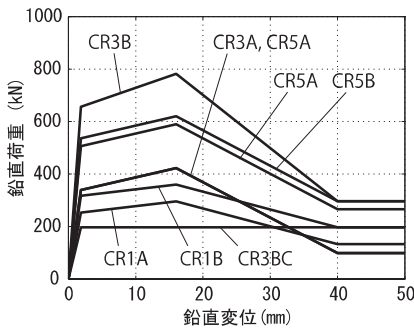


図9 CRばねの復元力特性 (1階)

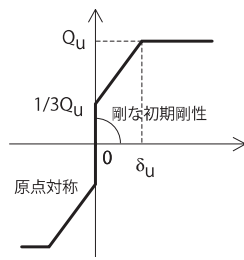


図10 JQばねの復元力特性

4. 解析結果

4.1 新設開口のない場合の崩壊形と保有水平耐力

前節で示した数値解析モデルに対して、長期荷重を載荷した上で、地震荷重を載荷した。地震荷重解析は、最上階の水平変位を制御した静的増分解析であり、水平荷重分布はAi分布とした。解析は、汎用ソフト¹⁰⁾を用いて実施した。

新設開口の存在しない場合について、±Y方向載荷時の荷重-変形角関係を図11に示す。図の縦軸の荷重はAi分布による地震荷重の1階の層せん断力係数(C_{Q1})を示し、横軸の変形角(R)はR階の水平

変位を1階スラブレベル(1SL)からの高さ(13.0m)で除した値である。-Y方向の図については、負方向の変位と荷重を正として表現している。

保有水平耐力は、±Y方向のいずれにおいても $R=0.38\%$ 付近で確認されている。そのときの C_{Q1} は、+Y方向で0.58、-Y方向で0.62となっており、-Y方向の耐力は+Y方向の耐力の1.08倍になっている。1通りと5通り架構では直交壁に作用する長期荷重以外、B通りに対して対称であることから、これらの差は主として、2通りおよび3通り架構の耐力差である。つまり、表4に示すように、2通りでは-Y方向載荷時の引張筋としてSB-Bが2つあるのに対し、+Y方向載荷時にはSBが存在しない。同様に、3通りでも引張筋となるSBおよびVRの数で-Y方向載荷時のほうが+Y方向載荷時よりも多くなっている。これにより、転倒モーメントに対する抵抗力が-Y方向載荷時に大きくなると考えられる。

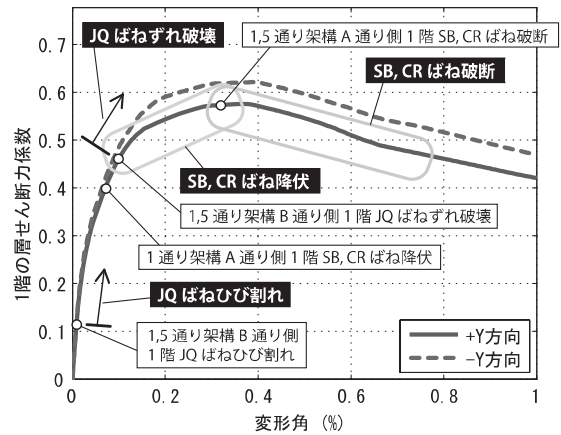


図11 新設開口のない場合の荷重-変形関係

±Y方向の最大水平耐力後の $R=1.0\%$ 時の変形の様子を図12に示す。いずれも、1階から5階までの連層耐震壁は、ほぼ剛体変形する形でロッキングしている。つまり、1階脚部の転倒モーメントによる接合部への引抜力が引張耐力に達することで、建物としての保有水平耐力に達したと考えられる。

図12中の●および○印は、SB鉛直方向ばね、CRばね、JQばねがそれぞれ、図8-10の復元力特性における第1折点および第2折点に到達していることを示す。対応する物理現象は、SBおよびCRばねの●印は接続筋あるいは鉛直接合筋の降伏で、○印は同鉄筋の破断あるいは溶接部の破断である。同様に、JQばねの●印は鉛直接合部のずれひび割れで、○印は同接合部のずれ破壊である。図11の荷重-変形関係では、これらのばねの損傷の様子を「降伏」「破断」および「ひび割れ」「ずれ破壊」と表現している。

+Y方向載荷時について、地震力の載荷に伴う各接合部ばねの損傷を分析する。まず、地震荷重、 $C_{Q1}=0.1$ 程度で1通りと5通り架構のB-C間B通り側の1階のJQばねが第1折点に到達している。つまり、同位置の鉛直接合部にひび割れが発生している。その後、上階、他スパン、他通り架構のJQばねへと順次ひび割れが波及し、 $C_{Q1}=0.45$ 、 $R=0.09\%$ 付近で5通り架構1階の最初にひび割れに至ったJQばねが第2折点に到達している。つまり、同位置の鉛直接合部がずれ破壊している。その後、1通りと5通り架構のB-C間B通り側を中心にずれ破壊が上階に進展している。

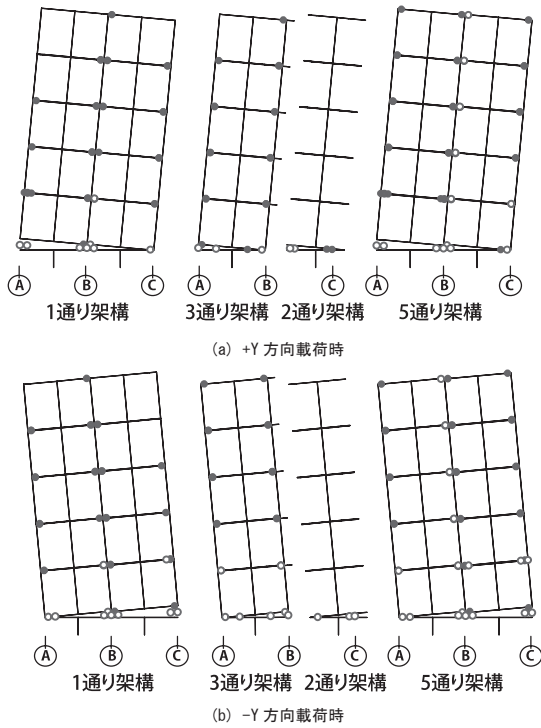


図 12 新設開口のない場合の崩壊形

SBの水平方向のばねは、いずれも塑性化していない。つまり、上下階の耐力壁は水平接合部位置で水平方向にずれていない。その一方で、SB鉛直ばねとCRばねの引張方向については、同様に塑性化している。 $C_{q1}=0.4$ 、 $R=0.08\%$ 付近で1通り架構1階のA通り側でSBとCRばねが最初に降伏している。その後、 $C_{q1}=0.5$ から0.55付近までで5通り、3通り、2通り架構の1階のばねが降伏している。さらに、 $C_{q1}=0.57$ 、 $R=0.27\%$ で1通り架構1階のA通り側のSBおよびCRばねがほぼ同時に最大耐力に達して破断し、同様に、 $C_{q1}=0.58$ 、 $R=0.38\%$ で5通り架構1階のA通り側のばねが破断している。これにより、建物全体の水平剛性が負勾配に転じている。つまり、これらのばねの破断が支配的な建物の崩壊形式と言える。その後、 $R=0.65\%$ 付近までに、1通り、3通り、2通り架構の1階の加力側のSBおよびCRばねの破断が確認されている。

最初にずれ破断したJQばねの建物の保有耐力時 ($R=0.38\%$) のずれ変位は約7mmである。図10に示すように、JQばねはずれ変位1mmで最大耐力に達し、その後最大耐力を維持する復元力特性としているが、7mmの変位に対しても耐力を維持することの妥当性は十分とは言えない。ただし、JQばねがずれ破断することにより、順次上階のJQばねにせん断力が再分配され、JQばねは5階までであることから、下層のJQばねのずれ破断が建物の直接的な崩壊を誘発するには至っていない。また、最大ずれ耐力後の耐力低下を考慮して、JQばねの第1、第2折点の耐力(ひび割れ、ずれ破断耐力)を共に2/3に減少させた場合についても解析を行ったが、この場合でも保有水平耐力の低下は3%以下であった。このことから、JQばねの耐力が建物の保有水平耐力に与える影響は比較的限定的であり、同ばねの厳密なばね特性の評価の必要性は、SBやCRばねの場合よりも相対的に低いと考えられる。

-Y方向載荷時の損傷の進展は、概ね+Y方向の場合と同様である。

つまり、JQばねのひび割れが先行し、SB鉛直方向ばねとCRばねの降伏およびJQばねのずれ破断へと進展し、SBとCRばねの破断で最大水平耐力に至っている。これは、1通りおよび5通り架構はB通りに対してほぼ対称であり、ここでの損傷と変形角の関係は±Y方向で差がないためである。

4.2 新設開口のある場合の崩壊形と保有水平耐力

次に開口を新設した場合について考察する。新設開口は幅950mm×高さ2100mmとし、5通りおよび9通りのA-B通り間の耐震壁に設けることとする。開口補強は行わないものとし、開口位置はSBと干渉しないようスパン中央とする。前述の無開口モデルに対し、1階のみに開口を新設した1階開口モデルと2階のみの開口の2階開口モデルのほか、1階から5階までの各階に開口を設けた連層開口モデルを作成し、相互の解析結果を比較分析する。

図7に新設開口付近の解析モデルの構成を示す。新設開口脇の左右の耐震壁は、幅1200mmであり、それぞれを上下辺に剛材を有するI型の弾性線材としてモデル化した。水平剛材は新設開口側の端部で上下階の耐震壁の水平剛材とGPばねにより接合されている。表3に示すように、GPばねは鉛直圧縮方向にのみ高剛性を有している。新設開口上部には高さ360mmの耐震壁の一部が残るが、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。

各解析における荷重-変形関係を図13に示す。また、最大水平耐力(保有水平耐力)を表5に整理した。なお、開口新設に伴い、厳密には建物の重量および地震力が減少することになるが、その影響は非常に軽微であり、重量および地震力はモデルによらず一定値として扱っている。

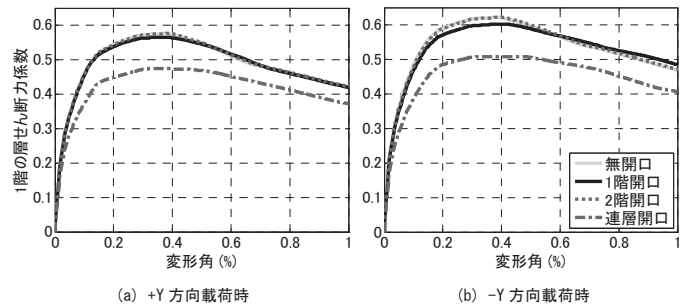


図 13 新設開口のある場合の荷重-変形関係

無開口モデルと2階開口モデルとでは、荷重-変位関係、保有水平耐力ともにほとんど変化がない。これは、5通り架構において、1階耐震壁脚部の引抜によるロッキングが崩壊形であり、2階以上の開口の影響がほとんどないためである。従って、3階以上に開口を設けた場合についても同様に変化がないものと考えられる。

1階開口モデルでは、無開口モデルに比べて保有水平耐力が2%(+Y方向)から3%(-Y方向)低下している。保有耐力の低下の割合が小さいのは、1階開口モデルでも基本的な崩壊形には変化がないためである。+Y方向載荷時の $R=1.0\%$ 時の5通り架構の変形と接合部ばねの損傷の様子を図14(a)に示す。新設開口左側の耐震壁については、1階下部ではなく1階上部(2階)のSBが引抜力に対して引張破断している。これは、水平変位の増大に伴い、開口左側壁はほとんどせん断力を負担しない引張材になるが、その場合、1階下部に作用

する転倒モーメントによる引抜力と壁上部に作用する長期鉛直荷重の和が1階上部の接合部に作用する引抜力と釣合うので、1階上部の引抜力の方が1階下部の引抜力よりも大きくなるためと考えられる。これ以外の損傷の様子は他通り架構および-Y方向の解析を含めて、ほぼ無開口モデルの場合と同様である。

連層開口モデルでは、無開口モデルに比べて、保有耐力が±Y方向ともに18%低下している。+Y方向荷重時のR=1.0%時の5通り架構の様子を図14(b)に示す。新設開口左右の連層耐震壁が独立してロッキングしており、それが耐力低下の主要因と考えられる。新設開口上部の壁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が、図のような崩壊形では、せん断変形が大きく、せん断破壊していると考えられる。従って、新設開口上部の壁の補強により、当該部分を境界梁として機能させることができれば、相応の保有水平耐力の上昇が期待できると推定できる。

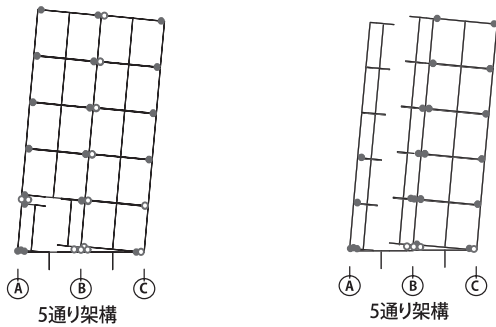


図14 新設開口のある場合の崩壊形

表5 各モデルの保有水平耐力比較

解析モデル	保有水平耐力時の1階の層せん断力係数 [開口無モデルとの比率]	解析モデル			
		無開口	1階開口	2階開口	連層開口
	+Y方向	0.58 [1.00]	0.56 [0.98]	0.58 [1.00]	0.47 [0.82]
	-Y方向	0.62 [1.00]	0.60 [0.97]	0.62 [1.00]	0.51 [0.82]

4.3 耐震壁ごとの地震水平分担率と平均せん断応力度

図15(a)(b)に無開口モデルの架構ごとの最大水平耐力時(保有水平耐力時)の地震力分担率を示す。ここで、各耐震壁の負担水平力は解析モデルにおける耐震壁要素に発生したせん断力としている。直交壁に発生したせん断力については考慮していないので、負担水平力の総和は載荷荷重に一致しないが、誤差は2%以下であることを確認している。また、図は、1, 2, 3および5通りの1架構あたりの負担水平力の割合を示すもので、表1に示した架構数を乗じて和をとることで全体水平力(100%)に概ね一致する。

1通りの耐震壁厚は180mmで5通りの壁厚は150mmであるが、水平力負担率は5通り架構の方が大きくなっている。上層階で特に顕著なこの傾向は、5通り架構において、1通り架構よりも引張鉄筋量と長期軸力が大きいことによって転倒モーメントに対する脚部の抵抗力が高くなっていることが原因と考えられる。従って、本論で検討対象とした既存WPC集合住宅建物においては、1通り架構の壁厚が厚いことに耐震構造上の合理性は低いと言える。また、2通り架構の5階の負担地震力は負の値となっている。つまり、曲げ剛性が相対的に低い同架構では、上階ほど分担率が小さくなり、最上階である5階では、他の架構に引き戻されていることが読み取れる。

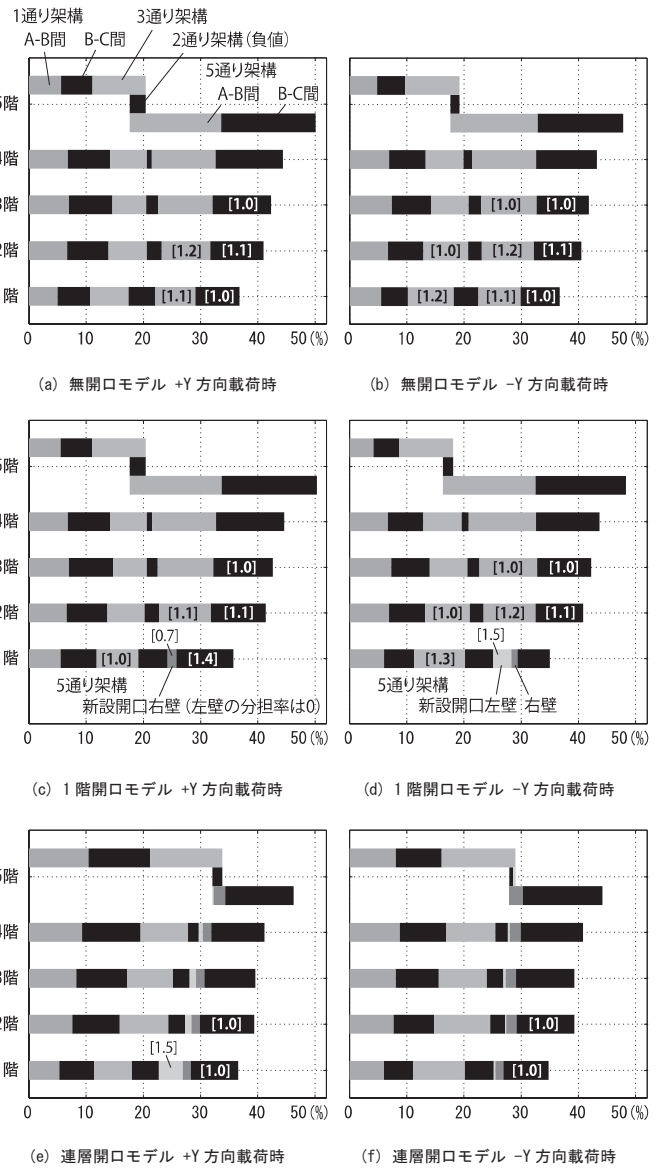


図15 耐震壁の保有水平耐力時水平力分担率

保有水平耐力時の各耐震壁の負担地震力を直交壁を含まない耐震壁断面積で除した値を最大平均水平せん断応力度と定義し、その値が 1.0N/mm^2 以上となる場合は、図15の[]内に値(N/mm^2)を示した。平均せん断応力度の最大値は、+Y方向の場合、5通り架構の1階で 1.1N/mm^2 であり、-Y方向の場合、3通りおよび5通り架構の1, 2階で 1.2N/mm^2 となっている。耐震壁実験⁴⁾においてせん断ひび割れが確認されていない無開口および開口無補強の試験体の数値解析⁵⁾において、耐震壁の最大平均せん断応力度は 2.1N/mm^2 となっていることと、開口補強を施した場合の耐震壁実験⁴⁾の試験体の解析において最大平均せん断応力度が $2.0\text{--}2.7\text{N/mm}^2$ となっている⁵⁾ことから、建物の耐震壁がせん断破壊する可能性は低いと考えられる。従って、本解析モデルで壁のせん断ばねを含まず、塑性せん断変形を考慮していないことについては、特に問題ないと考えられる。

次に、1階開口モデルと連層開口モデルの架構ごとの最大水平耐力時(保有水平耐力時)の地震力分担率を図15(c)-(f)に示す。1階開口モデルでは、無開口モデルと比較して、開口を設けた5通り

架構1階の水平力分担率が14.7%から11.4%(+Y方向)と14.3%から9.9%(-Y方向)に低下しているが、同架構の上階の分担率は±Y方向ともに、ほとんど変化がない。新設開口脇の耐震壁の平均せん断応力度は1.4N/mm²(+Y方向、B-C間壁)および1.5N/mm²(-Y方向)であり、無開口モデルでの1.0-1.1N/mm²に比べて上昇するものの、せん断破壊には至らないものと推定できる。2階開口モデルにおいても、5通り架構の2階壁の分担率と平均応力度に同様の傾向が確認されている。連層開口モデルでは、全体的に5通り架構の水平力分担率が低下している。特に上階ほど低下度が大きく、+Y方向5階で無開口の場合に比べて半分以下になっている。これは、開口左右の壁が独立してロッキングすることで、壁の曲げ剛性が大きく低下するためと考えられる。開口新設後の耐震壁の平均せん断応力度は1階開口モデル同様1.5N/mm²となっている。

5. まとめ

良質な躯体と高い耐震性能を保持しながら築30年以上を経過する壁式プレキャスト鉄筋コンクリート(WPC)構造集合住宅は多数現存すると考えられ、優良住宅ストックの有効活用が望まれている。本研究では、標準的なWPC構造集合住宅建物の張間方向の耐震性能を解析的に評価し、耐震壁への新設開口設置を伴う改修のための、基礎資料を提供した。本研究で得られた知見を以下に整理する。

- (1) 現存する標準的なWPC構造集合住宅建物を対象に、張間方向の耐震性能評価を目的とした静的増分解析モデルを作成した。解析モデルでは、プレキャスト(PCa)耐震壁板を剛材を含む弾性線材、壁板の接合部を弾塑性ばねに置換している。
- (2) 構築した解析モデルを用いて、地震荷重をAi分布とした場合の張間方向の保有水平耐力を算出した。保有耐力時の1階の層せん断力係数は0.58(+Y:正方向)と0.62(-Y:負方向)であり、崩壊形は1階耐震壁脚部の接合部の破断を伴うロッキングであった。このことから、水平接合部の鉛直引張方向のばねの復元力特性が保有水平耐力に及ぼす影響が大きいと考えられ、同ばねの設定について、より詳細な今後の検討が必要と考えられる。
- (3) 計画的に必要と考えられる平面上対象位置にある2箇所の戸境壁板に幅950mm高さ2100mmの新設開口を設け、開口補強を施さない場合の建物の解析モデルを作成し、開口新設の影響を評価した。連層で開口を設けた場合には、保有水平耐力は18%低減したが、1階あるいは2階に開口を設けた場合では、保有水平耐力の低下率は3%以下であった。また、いずれの場合も水平接合部の引張破断を伴うロッキングが崩壊形であった。
- (4) 開口を新設しない場合では、保有水平耐力時の耐震壁の発生せん断力を直交壁を含まない耐震壁の断面積で除した平均せん断応力度の最大値は1.2N/mm²であり、耐震壁にせん断破壊が発生する可能性は低いと考えられる。また、新設開口を設けた場合は、最大平均せん断応力度は1.5N/mm²まで上昇するものの、せん断破壊には至らないものと推定できる。

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(一般財団法人住総研/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、一般財団法人住総研およびプレハブ建築協会の関係諸氏よりご協力をいただいた。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) 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。
- 5) 高木次郎、北山和宏、見波進: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、日本建築学会構造系論文集、第663号、pp1015-1024、2011.5
- 6) 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。
- 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010。
- 8) 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。
- 9) 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。
- 10) Midas GEN Ver. 761, MIDAS Information Technology Co.,LTD.

APPENDIX (JQばねの最大せん断(ずれ)耐力について)

鉛直接合部の1層あたりのせん断(ずれ)耐力 Q_{su} を文献8)に準じて算出する。接合部の圧縮軸力(抗力)と接合面の付着抵抗を無視すると、 Q_{su} は以下のように与えられ、本論文の検討対象建物では各階同一値となる。

$$Q_{su} = n_{dwl} Q_{dwl} + n_{sky} Q_{sky}$$

ここで、 Q_{dwl} 、 n_{dwl} 、 Q_{sky} 、 n_{sky} はそれぞれ、差筋(図5)のダボ抵抗、差筋本数[9φ6本]、シヤキーの支圧耐力、シヤキーの個数[6箇所]である。なお、上記および以降で[]内は検討建物における数値および条件を示す。

差筋のダボ抵抗 Q_{dwl} は下式で与えられ、代入計算により5.2kNとなる。

$$Q_{dwl} = \frac{d_s^3 \sigma_y \beta}{1.934}$$

ここで、 d_s と σ_y は、差筋径(mm)[9]と差筋の降伏強度(N/mm²)[294]であり、 β は次式で定義される係数で0.046である。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_c d_s}{4E_s I_s}} \quad k_c = 55 \left(\frac{E_c \sigma_b}{E_s \delta_{sd}} \right)^{3/4}$$

ただし、 E_s 、 I_s 、 E_c 、 σ_b 、 δ_{sd} はそれぞれ、差筋のヤング係数(N/mm²)[205,000]と断面2次モーメント(mm⁴)[322]、コンクリートのヤング係数(N/mm²)[25,700]と圧縮強度(N/mm²)[27]、差筋のずれ変形量(mm)[1.0]である。

一方、シヤキーの支圧耐力 Q_{sky} は、シヤキーの支圧面積 A_p (mm²)[2,400]を用いて下式で与えられ、64.8kNとなる。

$$Q_{sky} = A_p \sigma_b$$

以上より、各階2箇所ずつ存在するJQばねの最大せん断(ずれ)耐力は Q_{su} の半分と仮定して210kNとなる。

(2011年6月10日原稿受理、2011年10月4日採用決定)