

# 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 解析モデルの改良と比較分析

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2

## IMPROVEMENT OF ANALYSIS MODELS AND COMPARATIVE STUDIES 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 2

下錦田 聡志\*, 高木 次郎\*\*, 見波 進\*\*\*, 北山 和宏\*\*\*\*

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

In order to utilize existing wall-type precast reinforced concrete (WPC) residential buildings, which were constructed more than 30 years ago maintaining high structural performance and good quality, the authors created static pushover analysis models, which are composed of elastic line elements and inelastic joint springs. The analyses showed that the ultimate seismic strength coefficient in short side direction ( $C_{Q1}$ ) was approximately 0.6 and rocking of the multi-story walls was the collapse mechanism. In this research, full-scale experiment of the joint was conducted, in order to investigate its vertical restoring force characteristics. In addition to the improvement of the joint models, coupling beams were newly included in the analysis models. Consequently,  $C_{Q1}$  increased to 0.68-0.72 and the mechanism was the rocking associated with shear failure of the beams. Furthermore, the analyses were compared with the result from Japanese simple seismic performance evaluation method. The contribution of the coupling beams may be overestimated in the method.

**Keywords:** wall-type precast reinforced concrete structure, existing residential building, joint experiment, seismic performance evaluation, 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, 接合部実験, 耐震診断, 静的増分解析, 保有水平耐力

### 1. はじめに

建設後 30 年以上経過した壁式プレキャスト鉄筋コンクリート (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。これらの優良集合住宅ストックの有効活用を目的として、前報<sup>1)</sup>において著者らは、実在する標準設計の WPC 建物の張間方向の静的数値解析モデルを構築し、改修時の新設開口の影響を含めて耐震性能を評価した。数値解析モデルでは、耐震壁を弾性線材に置換し、接合部を弾塑性ばねとした。その結果、地震荷重による崩壊形は、1 階耐震壁脚部の接合部の鉛直引張降伏を伴う連層壁のロッキングであった。同接合部の引張方向の復元力特性については著者らが実施した 1/2 スケールの接合部の要素実験<sup>2)</sup>を参考にしたが、接合部の鋼板厚が薄かったために溶接が難しくなり、原

設計時に想定していた接続筋の降伏ではなく、溶接部の破断により引張耐力が決定された。

そこで本報では、解析モデルの精度向上を目的として、実大の接合部引張要素実験を実施し、接合部ばねの引張方向の復元力特性を見直すと共に、住戸出入口上部の梁のモデル化について検討する。同梁はせん断破壊先行型であることから、前報では考慮しなかったが、その後の予備解析でせん断ばねを含めたモデル化により、建物の保有水平耐力が 10% 以上上昇することが確認されたため精査することにした。

本論では、前報と同じ実在検討対象建物について、上記の解析モデルの改良とそれに伴う耐震性能評価への影響を分析すると共に、「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

\* 清水建設設計本部 修士(工学)

\*\* 首都大学東京都市環境科学研究科 准教授・Ph. D.

\*\*\* 東京電機大学理工学部 准教授・博士(工学)

\*\*\*\* 首都大学東京都市環境科学研究科 教授・工博

Design Division, Shimizu Corporation, M. Eng.

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

Assoc. Prof., School of Science and Engineering, Tokyo Denki Univ., Dr. Eng.

Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.

針」<sup>3)</sup>（以下「診断指針」とする）に基づく耐震診断結果と比較、検討する。解析上の建物の挙動は接合部の復元力特性の評価に多くを依存するが、前報同様、全てについて厳密な評価はできていない。本研究では、利用可能な情報をもとに、工学的に概ね妥当と考えられる WPC 集合住宅建物の解析モデルの一例を示し、その挙動評価を行うことで、同建物の耐震性能評価技術向上の一助とすることを目的とする。

## 2. 実大水平接合部引張実験

### 2.1 実験概要

WPC 構造建物では、上下階の耐震壁は図 1 に示すようなセッティングベース (SB) と呼ばれる水平接合部により連結されている。SB では、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。SB は、地震時の水平力に対して、上下階の耐震壁のずれを防止する機能と転倒モーメントに対する引張力に抵抗する機能を有する。前報および後述の耐震診断では、連層壁の転倒モーメントによる 1 階脚部の SB の引張降伏によるロッキングが 5 階建検討対象建物の張間方向の地震時の崩壊形となった。そこで SB の鉛直引張方向のより正確な復元力特性の把握を目的として、上下階の耐震壁から SB 周辺を抽出した実大引張実験を実施した。検討対象建物における SB の接続筋は D16 から D22 の範囲で下階ほど太径が使用されている。原設計時の仕様準じて SD295 の規格が用意できた D16 と D19 の 2 種類の鉄筋を接続筋とした試験体を、それぞれ 1 体ずつ作成した (図 2)。試験体の作成は実建物同様に上下壁板を個別に作成し、埋設した SB の鋼板を溶接接合した。

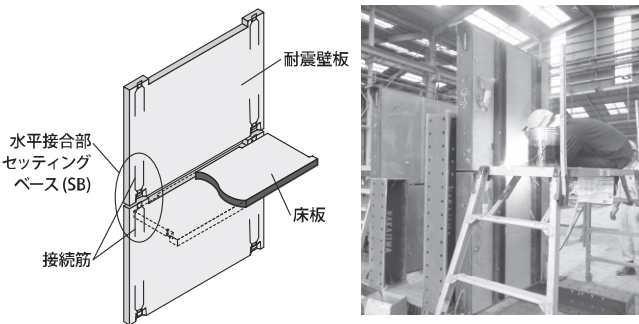


写真 1 SB 部の溶接の様子

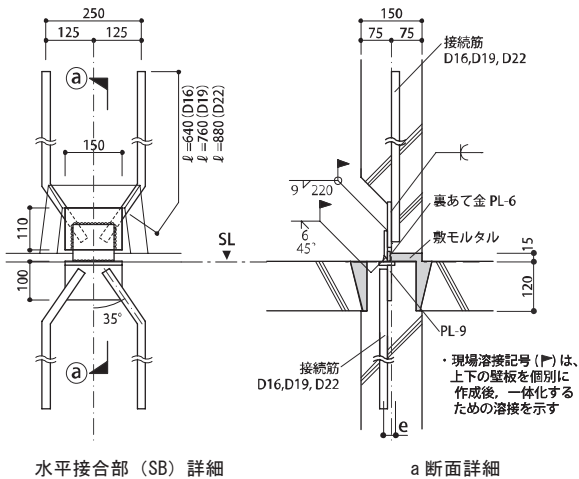


図 1 水平接合部の位置と詳細

建設当時は、床スラブ付近の SB の鋼板同士を低姿勢で溶接したと考えられ、床スラブ高さに足場を組み立てて溶接した (写真 1)。ただし、これは施工状況の確認を目的とするものであり、溶接姿勢による溶接部への影響評価を意図するものではない。作成上の理由から 15mm の上下階壁板の隙間にモルタルを後から充填した。接続筋に D19 と D16 を使用した場合の試験体名をそれぞれ試験体 1 および試験体 2 とした。それぞれの鉄筋の定着長さである 760 mm と 640 mm に応じて試験体高さを 2159 mm と 1879 mm とした。幅は両試験体共に 1140 mm で、載荷用上下面鋼板幅は 1340 mm である。壁筋は縦横筋共に 9φ と 13φ を交互に 200mm 間隔でシングル配筋とした。

試験体は、図 3 のように直立させ、下面と上面の鋼板を反力床と、油圧サーボ式試験機にそれぞれ接続し、変位制御によって一方向に単調引張荷重した。試験体上下面の鋼板と SB 周辺の PCa 壁板を一体化させる目的で、側面にも鋼板を配し、上面あるいは下面の鋼板と突合せ溶接により接合した。上下面鋼板には Y インサート、側面鋼

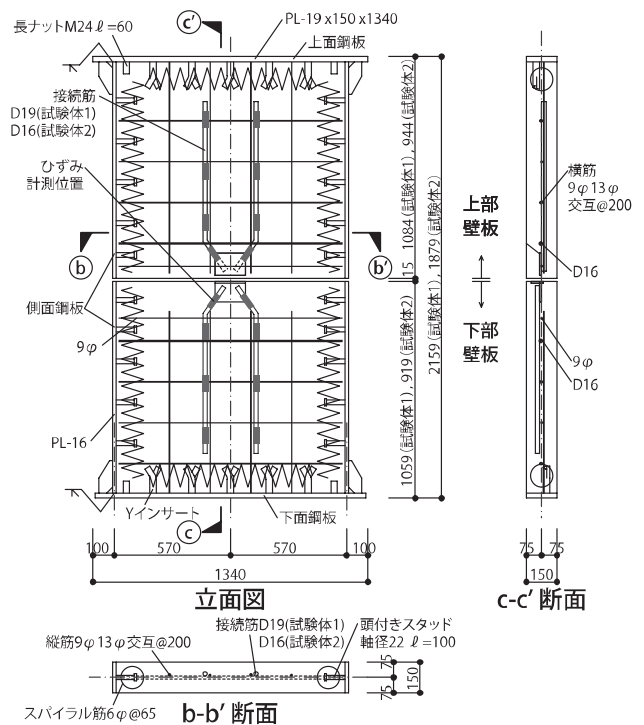


図 2 接合部実験の試験体配筋図

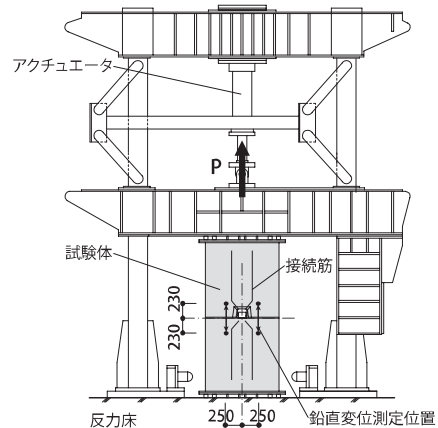


図 3 荷重装置と変位測定位置

板にはスタッドコネクタを配し、割裂破壊の防止用のスパイラル筋も図のように配置することで、上下面鋼板からの引張力をPCa壁板に伝達させた。実験は最大耐力到達後、耐力が低下し、試験体が引張力を負担しなくなるまで行った。鉛直方向の上下階壁板間の相対変位は図3の試験体中央2箇所を表裏で測定し、SBの接続筋1本につき4箇所ずつ図2に示す箇所ではひずみを計測した。

使用したコンクリートおよび鋼材の材料特性を表1に示す。コンクリートの設計基準強度 $F_c$ は、診断指針においてプレキャストコンクリートの強度として想定される $27\text{N/mm}^2$ としたが、試験体の圧縮強度 $\sigma_B$ は $63.6\text{N/mm}^2$ （試験体1）と $64.9\text{N/mm}^2$ （試験体2）である。プレキャスト部材のコンクリートは、脱型時の強度確保のため高強度とする必要があり、既存建物でもコンクリート強度は $27\text{--}30\text{N/mm}^2$ を超える<sup>3)</sup>が、本試験体の場合は、製作上の理由から想定以上に高い値になった。圧縮強度時ひずみ $\epsilon_{co}$ は $0.32\%$ （試験体1）と $0.33\%$ （試験体2）である。また、引張強度 $\sigma_T$ は $4.77\text{N/mm}^2$ （試験体1）と $4.23\text{N/mm}^2$ （試験体2）である。これらは各3体のテストピースの平均値であり、実験載荷翌日に試験した。接続筋の降伏強度 $\sigma_y$ は $348\text{N/mm}^2$ （D16）と $366\text{N/mm}^2$ （D19）であり、引張強度 $\sigma_u$ は $497\text{N/mm}^2$ （D16）と $527\text{N/mm}^2$ （D19）である。降伏ひずみは、材料試験での測定値である。これらはいずれも各3体の平均値である。また、表中の丸鋼と溶接棒の強度は※印を付してミルシート値とカタログ値を示した。さらに、\*印を付した丸鋼の降伏ひずみは、※印の降伏強度を鋼材のヤング係数（ $205\text{kN/mm}^2$ ）で除した値である。

表1 試験体の材料特性

試験体	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_T$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{co}$ (x10 <sup>-3</sup> )
試験体1	27	63.6	4.77	3.18
試験体2		64.9	4.23	3.30

鋼材	規格	使用箇所	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (x10 <sup>-6</sup> )
PL-9	SM490	SB鋼板	392	541	1919
9φ	SR235	壁板（縦横筋）	※363	※477	*1771
13φ	SR235	壁板（縦横筋）	※331	※451	*1615
D16	SD295	SB接続筋、壁板（横筋）	348	497	1881
D19	SD295	SB接続筋	366	527	1912
溶接棒	D5016	SB鋼板の溶接部	※500	※570	—

※：ミルシート値とカタログ値

\*：降伏強度 $\sigma_y$ を鋼材のヤング係数（ $205\text{kN/mm}^2$ ）で除した値

## 2.2 実験結果と考察

各試験体の荷重-変形関係を図4に示す。横軸の鉛直変位は試験体中央表裏各2箇所測定した値の平均値である。試験体1では、荷重170kN時の鉛直変位3mm付近で上部の接続筋の接合金物近くが降伏し、続いて下部の接続筋の同様の箇所が降伏した。ここで、接続筋のひずみは、1本につき4箇所ずつ測定したが（図2）、接合部に近い2箇所では鉄筋の表裏1箇所ずつ（合計2箇所）、他の2箇所では表のみ1箇所にひずみゲージを設けた。接続筋の降伏は接合部に近い2箇所の測定位置のみで確認されており、表裏のひずみ値の平均が表1の降伏ひずみに達した時点で鉄筋が降伏したと判断した。

荷重247kN時の鉛直変位15mmで下部壁板の上部中央のコンクリートが一部剥離し、耐力が急激に低下した。これはコンクリートの剥離により接続筋の付着が十分に機能しなくなったためと考えられる。その後、再び耐力が上昇し、265kN時の鉛直変位37mmで下部の

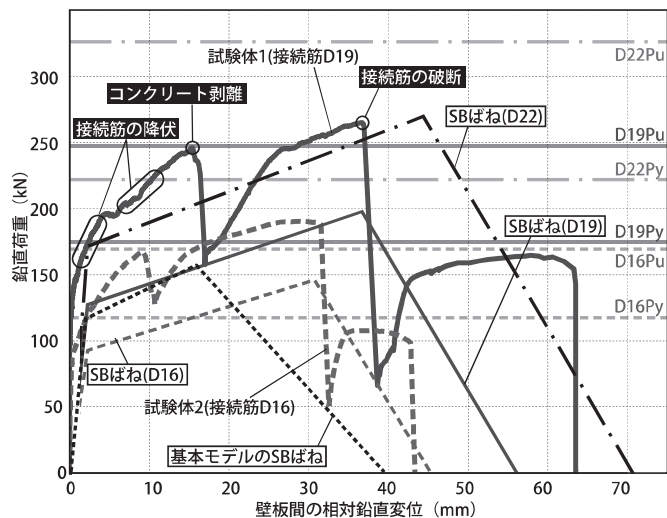


図4 接合部要素実験における鉛直引張方向の荷重-変形関係

接続筋の1本が接合金物付近で破断し最大耐力に至った。最大耐力到達後、さらに載荷すると、他方の接続筋も同様の箇所が破断し、完全に耐力を失った。試験体2についても崩壊順序は同様であり、荷重120kN時の鉛直変位3mm付近で上部の接続筋の接合金物付近が降伏し、続いて下部の接続筋の同様の箇所が降伏した。荷重165kN時の鉛直変位9mmで上部壁板のSB周辺のコンクリートに大きなひび割れが生じるとともに、耐力が大きく低下した。原因は試験体1と同様で付着による鉄筋の変形拘束効果が失われたためである。その後、再び耐力が上昇し、荷重190kN時の鉛直変位31mmで上部の接続筋の1本が接合金物付近で破断し最大耐力となった。

SB内の2本の接続筋D19とD16の降伏強度に対応する降伏耐力 $P_y$ は、図1の「水平接合部（SB）詳細」のように $35^\circ$ に曲げられた鉄筋の角度補正を含めてそれぞれ172kNと119kNであり、同様に引張強度に対応する引張耐力 $P_u$ は247kNと171kNである。ここでの角度補正は、診断指針<sup>3)</sup>に準じて図中の角度の余弦を乗じることとした。試験体の破壊要因として考えられるフレア溶接の破断、SB金物の隅肉溶接部の破断、接続筋の付着引抜による耐力は、試験体1の場合でそれぞれ484kN（1.96）、475kN（1.92）、598kN（2.42）であり、試験体2の場合で414kN（2.42）、475kN（2.78）、419kN（2.45）である。ここで、()内は接続筋の引張耐力に対する比を示す。従って、著者らが実施した1/2スケールの耐震壁および接合部実験<sup>2,4)</sup>では溶接部の破断が耐力を決定したが、溶接部の耐力は接続筋の引張耐力の2倍近いことが分かる。また、図4に示すように両試験体ともに最大引張耐力は鉄筋の引張耐力 $P_u$ より8%程度高くなっているが、これは、 $35^\circ$ に曲げてフレア溶接された接続筋が（図1）、コンクリートの剥離後に引き伸ばされて直線状に変形したために、図中の角度が実質的に小さくなり、補正による耐力低下が小さくなったことが一因と考えられる。

両試験体で上下階壁板間の面外方向の相対変位が確認された。これは、図1の「a断面詳細」に示すように、上下階の接続筋位置が面外方向にeだけ偏心しているためと考えられる。ただし、両試験体の主たる破壊要因は接続筋の破断であり、面外変形が試験体の引張耐力に及ぼす影響は比較的小さいと考えられる。

図5にSBの接続筋が接合金物付近で降伏ひずみに達したときの

ひずみ分布を示す。ここで、接合部直上では鉄筋の曲げ変形により両試験体でひずみゲージが剥離したため測定できていない。接合部から等距離にある図5の「A」の位置で比較すると、D19とD16の接続筋のひずみはそれぞれ降伏ひずみの80%と58%であった。このことは、接合部から同位置までに付着によってコンクリートに伝達された鉄筋軸力の降伏耐力に対する割合がD19の方が小さいことを意味する。従って、接続筋の引張力がコンクリートに伝達されるまでの付着長さはD19の方が長いと考えられる。

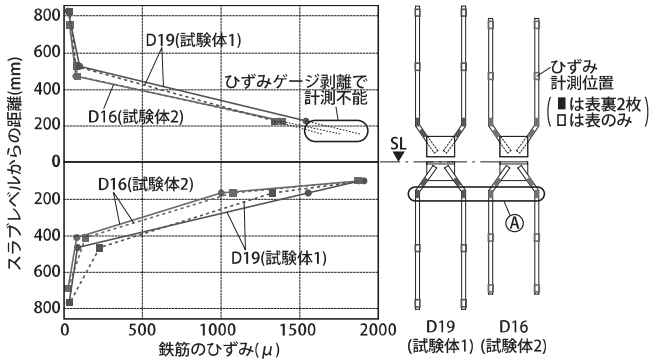


図5 各試験体の接続筋のひずみ分布

### 3. 建物の解析モデル

本報では、前報<sup>1)</sup>と同じ5階建検討対象建物の張間方向について解析を行う。図6に検討建物の基準階の平面図を示す。また、図7に一住戸分のプレキャスト板の構成を示す。前報では図中の±Y方向において2次元静的増分解析モデルを作成した。これを「基本モデル」と呼ぶ。図8のように耐震壁をその平断面形状の弾性線材と頂部と脚部の水平剛材によって構成し、直交壁を診断指針が定める有効幅を有する長方形断面の弾性線材とした。接合部を弾塑性ばねによってモデル化し、建物中の同一軸組架構を1架構として集約した。弾塑性接合部ばねの設定が建物の挙動に及ぼす影響が大きい、それらの詳細については前報を参照いただきたい。

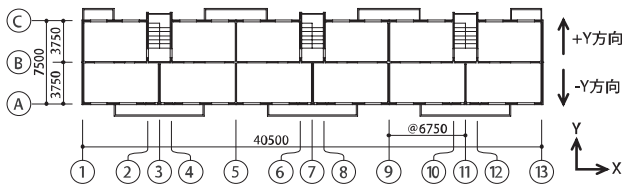


図6 検討対象建物の基準階平面図

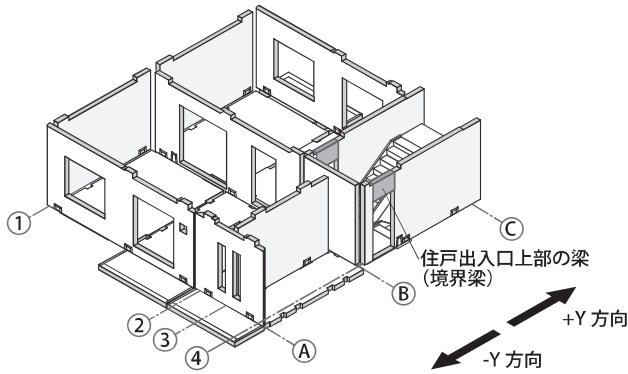


図7 検討対象建物の一住戸構成

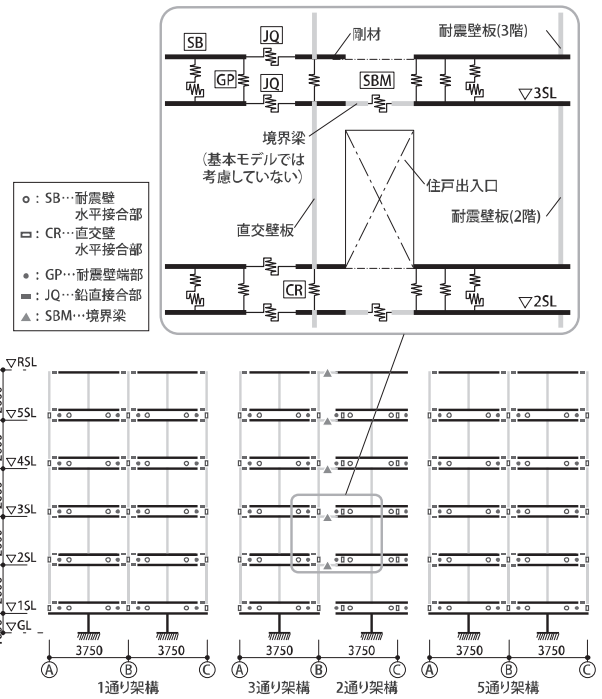


図8 解析モデルの構成

本報で扱う解析モデルは、水平接合部 (SB) の引張方向の設定と図7に示す住戸出入口上部の梁 (以下では同梁を「境界梁」と呼ぶ) のモデル化以外は、基本モデルと同じである。基本モデルでは、耐震壁の水平接合部の挙動を評価する弾塑性ばねをSBばねと呼び、その鉛直引張方向の復元力特性を、1/2スケールの耐震壁実験<sup>2)</sup>と接合部要素実験<sup>4)</sup>の結果を参考に設定した。具体的には耐震壁実験の解析モデル (実験モデル)<sup>4)</sup>のSBばねの復元力特性の変位を2倍、耐力を4倍にする形とした (図4)。これは、変形と耐力がそれぞれ、スケールと断面積に比例すると考えたためである。

### 4. 接合部ばねの復元力特性の修正

#### 4.1 SBばねの復元力特性

前述の実大水平接合部引張実験結果に基づいたSBばねの鉛直引張方向の復元力特性の修正概要を以下に述べる。

図4に修正したSBばねの復元力特性を示す。基本モデルのSBばね特性は、SB鋼板の溶接の破断により耐力が決定した実験結果に基づいたため、接続筋径によらず全て同じとしていた。一方で、本実験では接続筋の降伏及び破断が支配的な破壊形式であり、本報ではD16からD22の各階の接続筋径に応じて復元力特性を設定した。

基本モデルのSBばね特性の設定では、1/2スケールの単調引張実験で得られた耐力に対して最大耐力を75%に低減した。これは、実際の接合部には引張と同時に面内あるいは直交壁では面外方向のせん断 (ずれ) 力も作用することを考慮したためである。ここでの75%という数字に明確な根拠は存在しないが、これによって、耐震壁実験の結果が概ね良好な精度で解析できることを確認している<sup>4)</sup>。復元力特性の第1折点と第2折点を、それぞれ、接続筋の降伏が初めて確認された点と最大耐力となる接続筋の破断点の耐力を75%に低減させた点とした。第2折点以降の負勾配については実験結果を参考にD16とD19の場合で同じ勾配を仮定した。

実験を行っていない接続筋 D22 の SB ばねの復元力特性では、第 1 折点の変位は D16 と D19 の場合と同様に 3mm とし、第 2 折点の変位は鉄筋径に比例すると仮定した。これは、D16 と D19 の実験結果でも、接続筋径により最大耐力を与える鉛直変位が 37mm (試験体 1, D19) と 31mm (試験体 2, D16) とほぼ径に比例していることと、前述の実験時の鉄筋のひずみの分析から、接続筋径が大きい方ほど定着長さが長く、塑性長さも長いと考えられるためである。第 1 折点の耐力については 170kN とした。これは D22 の降伏耐力  $P_y$  を 75% に低減した値であり、D16 と D19 の実験での降伏耐力値が  $P_y$  とほぼ同値であったためである。また、実験で確認された最大引張耐力は、材料試験による鉄筋の引張強度を用いて算出した引張耐力  $P_u$  の約 1.1 倍であったことから、D22 の場合も  $P_u$  (325kN) を 1.1 倍し、75% に低減した値 (268kN) を SB ばねの第 2 折点とした。ここで、材料試験で確認した D16 と D19 の引張強度の値は、実勢値に近い<sup>5)</sup>ことから一般的な建物の性能評価の上で、強度の調整は不要と考えた。負勾配の値は D16 と D19 の場合と同じとした。

#### 4.2 CR ばねの復元力特性

上下階直交壁の鉛直引張方向の接合部をモデル化した CR ばねの復元力特性は、基本モデルと同様に、同一階の壁板間にスラブレベルを貫通して配置される鉛直接合筋 (VR) と SB の復元力特性の和として設定した。ここで、SB と VR の特性は各階の接続筋および鉛直接合筋の径に応じて算出した。CR ばねの符号や位置、各ばねに含まれる SB および VR の数等の情報に関しては前報を参照いただきたい。図 9 に 1 階の全ての CR ばねと 3 階の一部の CR ばねの復元力特性を示す。図のように各階で SB と VR の鉄筋径が違うことから、同じ箇所の CR ばねでも階によってばね特性が異なる。

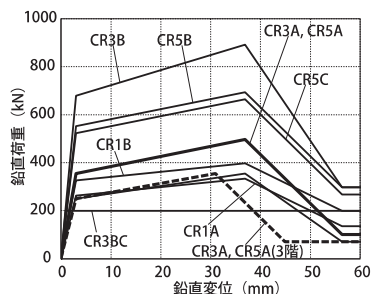


図 9 修正後の 1 階の CR ばねの復元力特性

#### 4.3 解析結果と考察

図 10 に  $\pm Y$  方向載荷時の荷重-変形関係を示す。解析には汎用解析ソフト<sup>6)</sup>を用いた。図の縦軸の荷重は  $A_i$  分布による地震荷重による 1 階層せん断力係数 ( $C_{01}$ ) 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。 $-Y$  方向の図は、負方向の変位と荷重を正として表現した。図では後述する複数の解析モデルの荷重-変形関係を比較している。基本モデルから SB ばねと CR ばねを修正した解析モデルを「SB ばね修正モデル」、境界梁を考慮した解析モデルを「境界梁考慮モデル」、SB ばねと CR ばねを修正し、境界梁を考慮した解析モデルを「改良モデル」とした (表 2)。

表 2 各解析モデルの変更点

		接合部ばね (SB, CR ばね) の修正	
		なし	あり
境界梁 (SBM ばね) のモデル化	なし	基本モデル	SB ばね修正モデル
	あり	境界梁考慮モデル	改良モデル

SB ばね修正モデルでは、 $\pm Y$  方向ともに最大水平耐力 (保有水平耐力) は、 $R=0.8\%$  付近で確認されたが、崩壊形はいずれも 1 階から 5 階までの連層耐震壁のロッキングであり、2 階床レベル以上の上下階の壁接合部に目立った損傷は確認されていない。すなわち、転倒モーメントによる引抜力により、1 階の SB ばねと CR ばねが破断した。従って、2 階より上階の SB 及び CR ばねの鉛直引張方向の復元力特性を評価してきたが、それらが建物の保有水平耐力には直接的には影響しないことになる。基本モデルでは保有水平耐力時の変形角は 0.4% 程度であり、SB ばね修正モデルではその値が大きくなったが、これは 1 階壁脚部の接続筋 D22 の SB ばねの最大耐力時の鉛直変位が 18 mm (基本モデル) から 44mm (SB ばね修正モデル) に大きく修正されたためである。保有水平耐力時の  $C_{01}$  は、 $+Y$  方向で 0.62、 $-Y$  方向で 0.65 であり、 $\pm Y$  方向ともに基本モデルの耐力の 1.1 倍である。

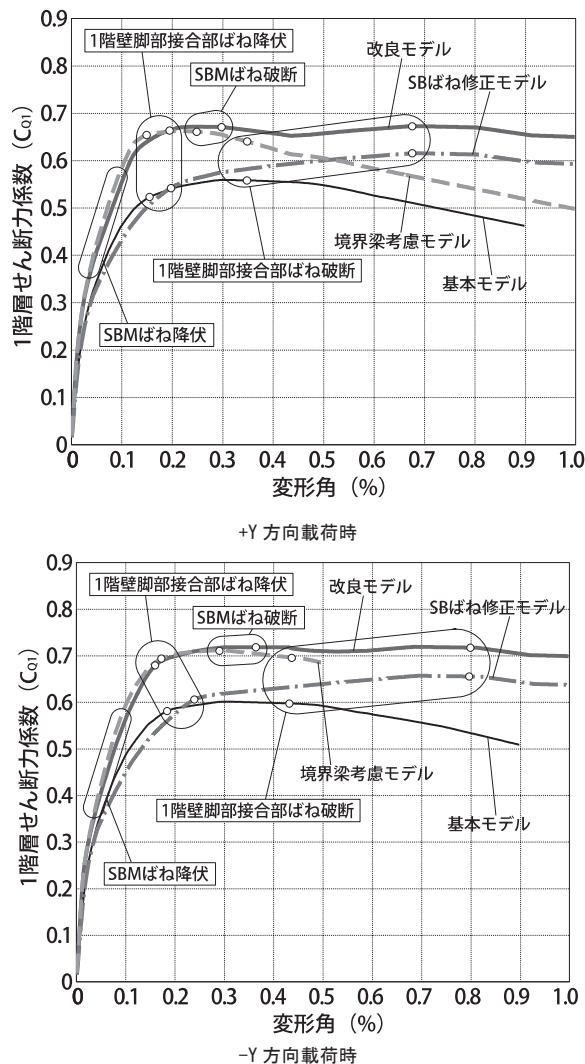


図 10 各解析モデルの荷重-変形関係

## 5. 住戸出入口上部の境界梁の評価

### 5.1 境界梁のモデル化

基本モデルでは、図7の2通り（4通りと同一架構）の住戸出入口上部の梁（境界梁）を無視している。これは、同梁がせん断破壊先行型であるために、建物の挙動に及ぼす影響は小さいと考えたためであるが、本報ではせん断ばねを有する梁部材としてモデル化した。その理由として、せん断破壊先行型の梁でも変形角がある程度大きくなるまでは、せん断耐力を完全には失われまいと考えられることと、予備解析で同梁による3通りと2通り（4通り）の壁とのせん断力及び曲げモーメントのやり取りにより、保有水平耐力が10%以上上昇することを確認したためである。

境界梁の幅は150mm、成は500mmで、有効スパン長さは800mmである。同梁の耐力評価には、床板との合成効果は考慮していない。これは、同梁がせん断破壊型であり、コンクリートが一体的に打設されていないT型断面梁としてのせん断耐力評価ができていないことと、曲げ破壊型の場合よりも合成効果が小さいと考えたためである。

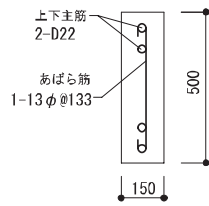


図11 境界梁断面

境界梁の終局曲げモーメント  $M_u$  は以下の略算式により122kNmと求められ、梁長800mmの両端に塑性ヒンジが発生した場合のせん断力  $Q_{su}$  は305kNとなる。

$$M_u = 0.9a_s \sigma_y d \quad (1)$$

ここで  $a_s$  ( $\text{mm}^2$ ) は引張鉄筋断面積、 $\sigma_y$  ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) は引張鉄筋の降伏点、 $d$  (mm) は梁の有効せいである。

一方、以下の荒川最小式<sup>7)</sup>に基づく終局せん断耐力  $Q_{su}$  は129kNであり、同梁はせん断破壊先行型である。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{vy}} \right\} b j \quad (2)$$

ここで、 $M/Qd$  はせん断スパン比 ( $1 \leq M/Qd \leq 3$ )、 $\sigma_{vy}$  はせん断補強筋の降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )、 $b$  は梁幅、 $j$  は応力中心間距離 (mm)、 $p_t$  は引張鉄筋比 (%)、 $p_w$  はせん断補強筋比 ( $p_w \leq 0.012$ )、 $F_c$  はコンクリートの圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) である。

建物の解析モデルでは、2通り耐震壁上部の水平剛材の3通り側に梁部材を設けた（図8）。ここで境界梁に接続する住戸出入口脇のB通り側の壁は、梁端部の曲げモーメントを負担するだけの曲げ耐力を有していない。定量的には、同壁の曲げ耐力は、境界梁の曲げ耐力の11%、境界梁せん断耐力時の梁長800mmの梁両端値が等しいと仮定した場合の曲げモーメントの27%であることから、同梁のB通り側をピン接合としてモデル化した。梁の他端の  $M_u=122\text{kNm}$  を梁長800mmで除した値は153kNであり、いずれにしてもせん断破壊が先行することになる。

### 5.2 境界梁のせん断ばねの復元力特性

せん断破壊先行型の境界梁について、他の接合部ばねの考え方と同様に、弾性変形分については線材置換により評価し、塑性変形分のみ弾塑性せん断ばねでモデル化した。このせん断ばね（SBMばね）は図8のように境界梁中央にあり、鉛直方向の相対変位に対する復

元力特性を図12のように設定した。回転方向には接続する2節点の回転角が等しくなる様に十分大きな剛性を与えた。

境界梁のせん断ばねの復元力特性の設定に関しては、壁谷沢ら<sup>8)</sup>によるせん断破壊型耐震壁のせん断ばねのモデル化や著者ら<sup>4)</sup>によるWPC耐震壁のせん断ばねの復元力特性の検討などを参考に決定した。まず、弾性せん断変形は弾性梁要素により考慮できることから、SBMばねの初期剛性は十分大きな値とした。第1折点はひび割れ点であり、ひび割れ耐力は終局せん断耐力  $Q_{su}$  の1/3とした<sup>8)</sup>。また、第2折れ点はせん断耐力点であり、 $Q_{su}$  を与える変形角  $\delta_{su}$  は0.4%とした。これは、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」<sup>9)</sup>においてせん断破壊する壁のせん断変形角が同値程度であると示されていることに準拠する。最大耐力後の負剛性については、耐震壁の実験結果<sup>4, 8)</sup>を参考に、弾性梁要素のせん断剛性  $K_0$  の-0.005倍とした。また、負勾配後の残留耐力については、最大耐力の40%と仮定した<sup>8)</sup>。これに関連して、一定低軸力載荷時の鉄筋コンクリート柱のせん断挙動評価<sup>10)</sup>や梁部材の曲げせん断実験<sup>11)</sup>などでも、部材変形角が5%程度まで一定のせん断耐力を有する結果が得られている。

このように、本研究におけるせん断ばねの復元力特性の設定は、特定の既往研究に基づくものであり、包括的な研究調査からその妥当性が検証できているものではない。

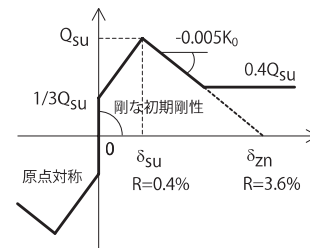


図12 境界梁のせん断ばね（SBMばね）の復元力特性

### 5.3 解析結果と考察

図10に±Y方向載荷時の荷重変形関係を示す。基本モデルでは、±Y方向いずれも  $R=0.4\%$  付近で保有水平耐力に達し、そのときの1階の層せん断力係数  $C_{q1}$  は、0.56 (+Y方向) と0.60 (-Y方向) である。一方、境界梁を考慮した境界梁考慮モデルでは、 $R=0.2\%$  (+Y方向) と  $R=0.3\%$  (-Y方向) で保有水平耐力に到達した。またそのときの  $C_{q1}$  は、0.67 (+Y方向) と0.72 (-Y方向) であり、±Y方向ともに境界梁により耐力は1.2倍になった。境界梁は  $R=0.2\%$  (+Y方向) と0.3% (-Y方向) でせん断耐力に達しており、加力方向による差が大きい。これは、+Y方向ではA通りとB通りの直交壁を含む3通り架構の重量と脚部の接合部ばねの引抜抵抗力が境界梁へのせん断力の和となるのに対し、-Y方向ではC通り直交壁と2通り架構のみの重量と脚部の接合部ばねの引抜抵抗力が境界梁のせん断力の和となり、同じ変形角では+Y方向加力時の方が-Y方向加力時より境界梁に作用するせん断力が大きくなるためと考えられる。 $R=0.2\%$  (+Y方向) と0.3% (-Y方向) 以前の境界梁のせん断破壊前は、2通りと3通りの連層壁が一体となってロッキング変形したのに対し、境界梁のせん断破壊後は図13のように両連層壁が独立してロッキングする様子が確認できた。

### 5.4 改良モデルの解析結果と考察

前述のSBばね修正モデルと同様にSBばねを修正し、境界梁を考慮した改良モデルについて、±Y方向載荷時の荷重-変形関係を図10に示す。またR=1.0%時の変形の様子を図13に示す。図中の●および○印は、SBとCRの鉛直引張方向ばねとJQばね、SBMばねがそれぞれ、各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●印は接統筋あるいは鉛直接合筋の降伏で、○印は同鉄筋の破断である。同様に、SBMばねの●印は境界梁のせん断ひび割れで、○印は同梁のせん断破壊である。改良モデルでは、保有水平耐力は、±Y方向ともにR=0.8%で確認され、そのときの $C_{qi}$ は、0.68(+Y方向)と0.72(-Y方向)である。これは基本モデルの耐力の1.2倍あり、壁に発生する最大平均せん断応力度は、2通り架構の1階で $1.1\text{N/mm}^2$ (+Y方向)、3通り架構の1,2階で $1.8\text{N/mm}^2$ (-Y方向)であった。

耐震壁実験の数値解析<sup>4)</sup>において、耐震壁板のせん断破壊が崩壊形となった実験における壁の最大平均せん断応力度は $2.0\text{--}2.7\text{N/mm}^2$ であったことから、本建物の耐震壁がせん断破壊する可能性は比較的低いと考えられる。

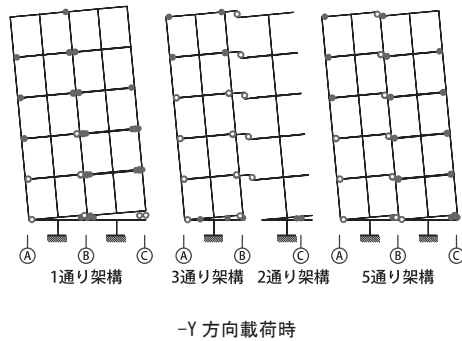
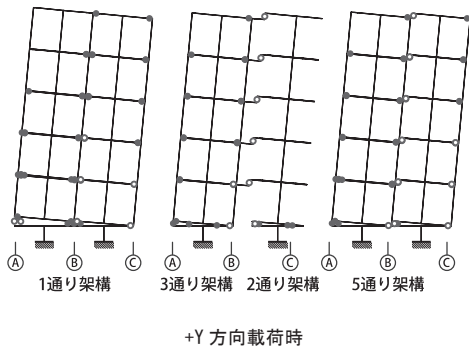


図13 改良モデルの崩壊形

R=0.2%付近(+Y方向)と0.3%付近(-Y方向)で境界梁がせん断破壊してからも、1階壁脚部の引張筋(SBおよびCRばね)の引き戻しによる抵抗力は増大し、保有水平耐力到達後も、R=1.0%付近まで90%近い耐力を維持している。±Y方向ともにR=0.8%付近でSBとCRばねが破断し、1階から5階までの連層耐震壁は1階脚部からロッキング変形している。2階床レベル以上の上下階の壁の接合部(水平接合部)に目立った損傷は確認されていないが、1通り架構と5通り架構では、B通り付近のJQばねで塑性変形が確認されている。つまり、A-B間の壁とB-C間の壁とがB通り位置で鉛直方向にずれている。同ばねの挙動に関しては次節で考察する。

建物のロッキング変形への抵抗機構としては、境界梁による曲げ戻し、軸力による押え込み、1階壁脚部の引張筋による引き戻しが挙げられる。これらの抵抗機構の内訳を図14に示す。ここで、境界梁による曲げ戻しの内訳は、改良モデルとSBばね修正モデルの耐力差とした。1階壁脚部の引張筋による引き戻しの内訳は、長期荷重の載荷中心での1階壁脚部の鉛直方向の反力から転倒モーメントの抵抗分を算出し、それを与える水平力とした。軸力による押え込みの内訳は、建物全体の耐力から境界梁による曲げ戻し分と1階壁脚部の引張筋による引き戻し分を差し引いた値とした。

境界梁による曲げ戻し分は、R=0.2%付近(+Y方向)と0.3%付近(-Y方向)のせん断破壊時に最大になり、引張筋による抵抗はR=0.8%付近で最大になった。+Y方向でのR=0.2%の境界梁のせん断破壊時の内訳は、境界梁の曲げ戻し、軸力による押え込み、引張筋による引き戻しの順でそれぞれ18%、37%、45%であるのに対し、R=1.0%では8%、27%、65%となる。同様に-Y方向でのR=0.3%の境界梁のせん断破壊時の内訳は15%、33%、52%で、R=1.0%時で7%、25%、68%である。いずれもR=0.3%時に比べR=1.0%時では、引張筋による抵抗の水平力抵抗機構の割合が15%程度高くなった。

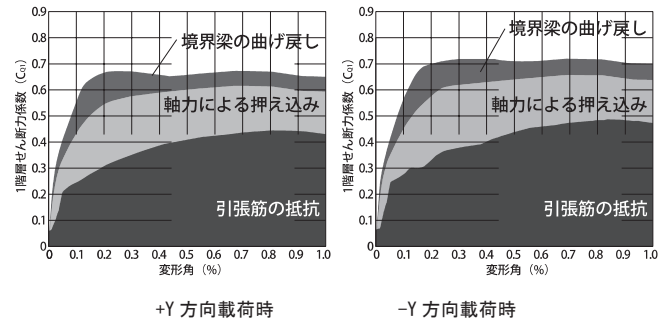


図14 改良モデルの水平力抵抗機構の内訳

### 5.5 JQばねに関する考察

平面的に隣接する壁板同士の鉛直方向のずれに対する接合部ばね(JQばね)については、前報で用いた基本モデルも含めて、図15のようなトリリニアの復元力特性を設定している。改良モデルにおいて、同ばねの鉛直方向のずれは、5通り架構のB-C通り間の耐震壁とB通りの直交壁の間で最大となり、30mm程度であった。改良モデルでは、基本モデルよりも保有水平耐力が上昇したことから、連層壁間に作用する鉛直方向のせん断力が増大し、結果的にずれ変形が進行する結果になった。この場合、図15のように鉛直接合部で最大耐力後に耐力を保持する復元力特性の設定には再検討が必要と考えられる。既往研究<sup>12-14)</sup>では最大10mm程度のずれ変位に対して、最大耐力の半分程度まで耐力が低下する実験結果しか得られておらず、30mmに至るずれ変位における耐力評価はできていない。本節では、前述の改良モデルに対して、JQばねの復元力特性を、図15のように最大耐力後に耐力が低下し、ずれ変位30mmで耐力を失うと仮定したモデル(以下「JQ低下モデル」と呼ぶ)を作成し、それと改良モデルの解析結果を比較することで、鉛直接合部の耐力低下の影響について考察する。図16に、両モデルの+Y方向の荷重-変位関係を示す。変形角R=0.2%付近までは、両者に大きな差は見られないが、その後、改良モデルでは耐力をほぼ維持しているのに対し、JQ低下

モデルでは耐力が低下している。改良モデルでは、 $R=0.68$ で最大耐力に達し、そのときの1階の層せん断係数 $C_{Q1}$ は0.67であるのに対し、JQ低下モデルでは、 $R=0.21$ 時に $C_{Q1}$ は0.66で最大である。

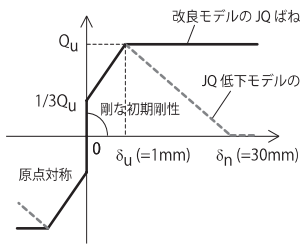


図15 JQばねの復元力特性

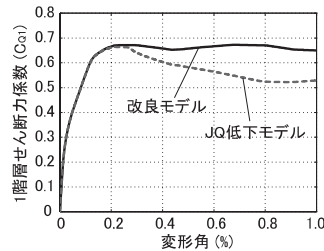


図16 JQ低下モデルの荷重-変形関係

$R=1.0\%$ 時のJQ低下モデルの変形の様子を図17に示す。5通り架構の変形は改良モデルの場合とほぼ同様であるが、1通り架構において、3階床レベル以下でJQばねに比較的大きなずれ変形が確認され、3階床レベルでSBおよびCRばねが破断している。これは、上階ほど径が小さくなるSB接合筋および鉛直接合筋の引張耐力とJQばねのずれ耐力の大小関係に起因している。 $-Y$ 方向についても $+Y$ 方向と同様の傾向であることを確認した。

図15のようなJQばねの復元力特性は、最大耐力後の耐力低下の影響を検討するためのモデルの一例であるが、 $R=0.2\%$ 付近以降の耐力低下および1通り架構でのずれ変形が発生することが確認された。また、保有水平耐力については、それを与える変形角が0.7%付近から0.2%付近に変化したものの、耐力値については、ほぼ同値であった。今後、鉛直接合部のばね設定については、より詳細な検討を行う必要がある。

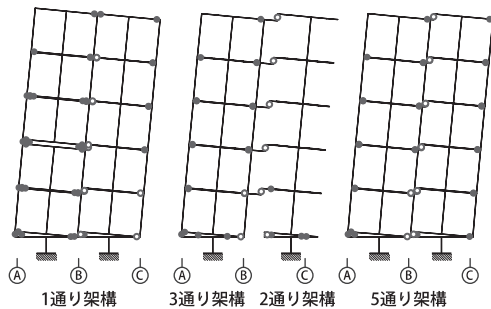


図17 JQ低下モデルの崩壊形 (+Y方向)

## 6. 耐震診断との比較

本章では、検討対象建物である71-5PC-A9-2型式の地上5階建てのWPC構造集合住宅建物の張間方向( $\pm Y$ 方向)の耐震診断を実施し、解析結果との比較検討を行う。診断は診断指針<sup>3)</sup>の第2次耐震診断手法に準拠し、靱性指標 $F$ 値と累積強度指標 $C_i$ 値および構造耐震指標 $I_s$ 値を算出した。

### 6.1 耐震診断の概要と手法

耐震診断に用いた各諸元について以下に述べる。PCa壁板のコンクリート圧縮強度は診断指針に従い、 $27N/mm^2$ とした。鉄筋の材料強

度は、診断指針の規定値である $294 N/mm^2$ (丸鋼)と $344N/mm^2$ (異型鉄筋)とした場合について診断した。耐震壁の全長 $\ell$ (mm)と引張り側の有効曲げ補強筋の全断面積 $a_t$ ( $mm^2$ )、耐震壁の引張に有効な $a_t$ 以外の縦筋の全断面積 $a_w$ ( $mm^2$ )の $\pm Y$ 方向の算定範囲、直交壁の軸力 $N_e$ の算定範囲と直交壁の軸力による偏心モーメントを考慮する際に用いる偏心距離 $e$ を図18に示す。また、図中に $a_t$ と $a_w$ で考慮するSBの接合筋と鉛直接合筋の位置とそれに応じたSB-AとSB-BおよびVR-AとVR-Bの2種類ずつの配筋タイプを示した。また、各階の鉄筋径を表3に整理した。ここで、 $-Y$ 方向の検討において、2通りの階段室脇の耐震壁のC通り壁面から600mm突出した部分には引張筋がないので、全長( $\ell=2610mm$ )には含まない。ただし、 $+Y$ 方向検討時には同部分は圧縮縁として機能するため、全長を3210mmとした。直交壁の $N_e$ の算定範囲は隣接架構までの距離の半分とし、圧縮縁から直交壁までの距離から壁長 $\ell$ の10%を差し引いた数値を偏心距離 $e$ (mm)とした。また、複数の直交壁が存在する場合は、偏心距離と軸力をそれぞれ $e_1$ と $e_2$ 、 $N_{e1}$ と $N_{e2}$ のように表現した。

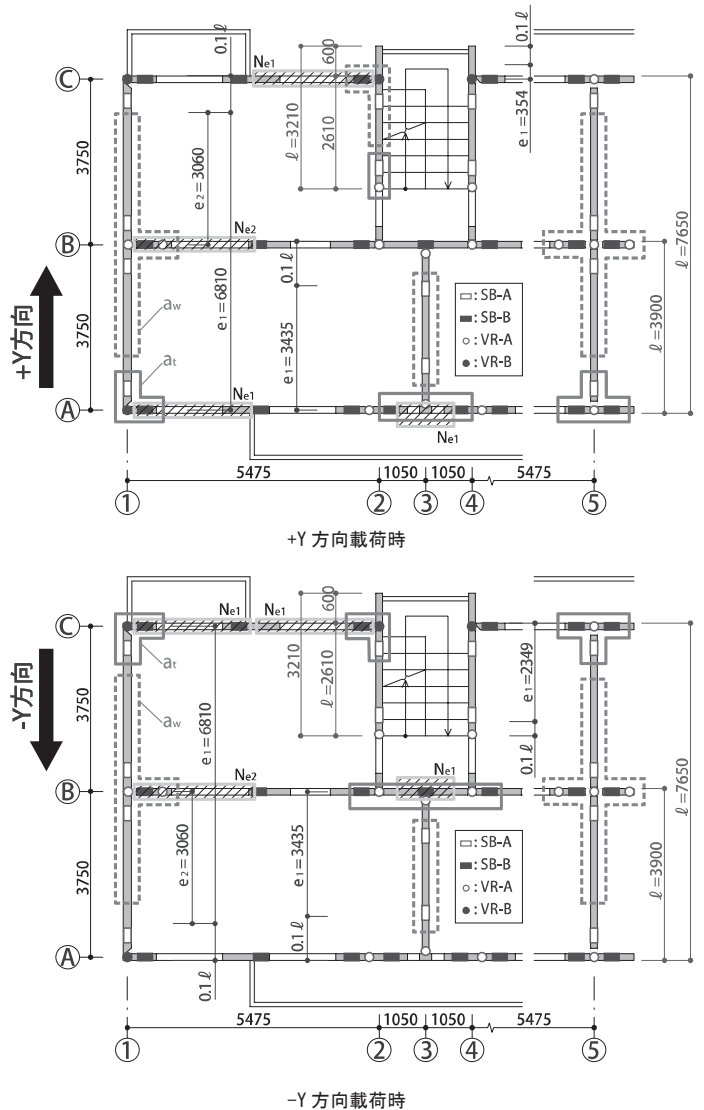


図18 検討対象建物の住戸平面と耐震診断上の各設定



表 3 SB の接続筋と鉛直接合筋の配筋タイプと鉄筋径

階層	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
2	D22	D22		
1				

診断指針では、連層耐震壁の当該階の曲げ降伏時のせん断力  $Q_{mu}$  (N) を下式で与えている。

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{y_0 H} + (k_B + k_S)(N_0 + N_e)Z_0 \quad (3)$$

ここで、 $M_u$  (Nmm) は連層耐震壁の当該階の脚部の終局曲げモーメント、 $y_0$  は反曲点高さ比、 $H$  (mm) は壁脚から建物頂部までの高さである。上式第 2 項は境界梁による曲げ破壊耐力上昇の影響を示しており、 $k_B$  は壁梁の曲げ戻しによる耐震壁の保有水平耐力が増加する効果による係数、 $k_S$  は壁梁のせん断力による耐震壁の鉛直方向の拘束によって保有水平耐力が増加する効果による係数、 $N_0$  と  $N_e$  (N) はそれぞれ圧縮力を正とした耐震壁と直交壁の負担軸力、 $Z_0$  は当該建物の設計時の地震力算出に用いられる地域係数である。境界梁による耐力上昇分は、 $k_B$  と  $k_S$  の和に耐震壁と直交壁の負担軸力の和を乗じた形で定義される。

+Y 方向の 2 通り架構の評価では、境界梁による耐力向上を考慮し、B 通り側の直交壁の軸力は考慮しない。これは、同壁による転倒モーメントの押え込みの影響は、境界梁のせん断力による (3) 式の  $k_S$  の項に含まれると考えたためである。ただし、同架構の C 通り直交壁の軸力については考慮した。また、-Y 方向の 3 通り架構の評価では、B 通りの直交壁を介して接続している 2 通り架構の境界梁のせん断力による影響のみを考慮した。つまり、B 通り直交壁の面外曲げ剛性は小さいと考え、境界梁からの曲げモーメントは 3 通り架構に伝達されないとした。従って、(3) 式における  $k_S$  は考慮するが、 $k_B$  は考慮していない。また、 $I_s$  値算定時に用いる形状指標  $S_b$  と経年指標  $T$  はそれぞれ 1.0 とした。

以上の条件から算出した 1 階の張間方向の累積強度指標  $C_t$  値および構造耐震指標  $I_s$  値と各解析モデルの保有水平耐力時の 1 階層せん断力係数 ( $C_{q1}$ ) を表 4 にまとめて示す。

表 4 解析値と耐震診断値の比較

		境界梁を考慮しない場合	境界梁を考慮する場合
		+Y 方向	$C_{q1}$ 値 (解析) 0.56 (基本モデル) 0.62 (SB ばね修正モデル)
	$C_t$ 値 (診断)	0.63	0.85
	$I_s$ 値 (診断)	1.05	1.28
-Y 方向	$C_{q1}$ 値 (解析) 0.60 (基本モデル) 0.65 (SB ばね修正モデル)	0.72 (境界梁考慮モデル) 0.72 (改良モデル)	
	$C_t$ 値 (診断)	0.66	0.77
	$I_s$ 値 (診断)	1.13	1.37

## 6.2 境界梁を考慮しない場合

はじめに、境界梁の影響を考慮しない場合について、解析と耐震診断の結果を比較分析する。前述の 4 つの解析モデルのうち境界梁を考慮しないのは、基本モデルと SB ばね修正モデルである。一方、耐震診断で境界梁の影響を考慮しないということは (3) 式の第 2

項を無視することに相当する。基本モデルと SB ばね修正モデルの保有水平耐力時の  $C_{q1}$  は、JQ ばねにおける耐力低下を考慮していない場合で、それぞれ 0.56 (+Y 方向) と 0.60 (-Y 方向) および 0.62 (+Y 方向) と 0.65 (-Y 方向) であり、耐震診断での靱性指標  $F=1.0$  時の強度指標  $C_t$  値は 0.63 (+Y 方向) と 0.66 (-Y 方向) である。従って、±Y 方向ともに基本モデルでは 10%程度耐力が低く、SB 修正モデルではほぼ同値という結果になった。耐震診断による  $I_s$  値は 1 階で最も低く 1.05 (+Y 方向) と 1.13 (-Y 方向) である。同値を与える崩壊形は壁脚部の曲げ破壊、つまり接合部鉄筋の降伏を伴うロッキングであり、解析結果と一致している。

## 6.3 境界梁を考慮する場合

次に、境界梁の影響を考慮した場合について述べる。境界梁考慮モデルと改良モデルにおける保有水平耐力時の  $C_{q1}$  は、それぞれ 0.67 (+Y 方向) と 0.72 (-Y 方向) および 0.68 (+Y 方向) と 0.72 (-Y 方向) であった (表 4)。また、(3) 式第 2 項を含めて境界梁の影響を考慮した場合の耐震診断での強度指標  $C_t$  値は 0.85 (+Y 方向) 0.77 (-Y 方向) であった。従って、診断値は +Y 方向で改良モデルの耐力を 25%程上回っている。前述の境界梁を考慮しない場合では、診断値が解析値とほぼ同値であったことをふまえると、境界梁の効果が過大に評価されている可能性がある。つまり、診断指針では、壁梁のせん断破壊や壁梁とスラブの接合部の破壊を考慮して  $k_S$  値に上限を設けているが、その値については検証の余地がある。一方で、本解析では、境界梁のせん断耐力にスラブとの合成効果を考慮しておらず、PCa 壁梁と床板の一体化による影響についても今後検討していく必要がある。

また、-Y 方向の検討では (3) 式第 2 項の  $k_S$  のみ (0.60) を考慮しているが、+Y 方向では  $k_B$  (0.39) と  $k_S$  (0.60) の和 (0.99) を考慮していることにも留意する必要がある。

## 7. まとめ

良質な躯体と高い耐震性能を維持しながら建設後 30 年以上経過する壁式プレキャスト鉄筋コンクリート (WPC) 構造集合住宅は数多く現存し、優良集合住宅ストックの有効活用が望まれる。本研究では、前報で構築した標準的な 5 階建 WPC 構造集合住宅建物の張間方向の解析モデル (基本モデル) を改良し、同方向の耐震性能を解析的に評価すると共に耐震診断結果と比較検討した。本研究で得られた知見を以下に整理する。

- (1) 著者らのこれまでの研究から、検討対象建物の張間方向の地震時の崩壊形は 1 階壁脚部の接合部の引張破断を伴うロッキングと考えられていたが、その保有水平耐力評価上重要な水平接合部の鉛直引張性能を精査する目的で、2 体の水平接合部の実大引張実験を実施した。その結果、接続筋の降伏と破断が破壊形式となり、これまで薄板の溶接が難しい 1/2 スケールの接合部実験で確認されていた溶接部の破断による崩壊形よりも変形性能に優れていることが確認できた。計算による溶接部の破断耐力は接続筋破断耐力の約 2 倍であった。2 体の試験体の接続筋径は D19 (試験体 1) と D16 (試験体 2) であり、最大耐力は 265kN (試験体 1) と 190kN (試験体 2) であった。これは鉄筋の引張強度に対応する引張耐力の 1.1 倍である。また最大耐力

時の鉛直変位は 37mm (試験体 1) と 31mm (試験体 2) であった。

- (2) 水平接合部の実大鉛直引張実験の結果を参考に、検討対象建物の解析モデル (基本モデル) の弾塑性水平接合部引張ばね (SB および CR ばね) の各諸元を鉄筋径に応じて修正し、SB ばね修正モデルを作成した。その結果、張間方向の地震時の崩壊形はこれまで確認されていた 1 階壁脚部の接合部引抜破断を伴う連層壁のロッキングと変わらず、保有水平耐力は 10% 程上昇した。
- (3) 住戸出入口上部の梁は、連層壁を接続する境界梁として機能するが、この梁について、せん断破壊先行型であることを確認した。同梁を弾塑性せん断ばねを有する弾性線材によってモデル化し、境界梁考慮モデルを作成した。その結果、建物の崩壊形は境界梁のせん断破壊を伴う連層壁のロッキングであった。また、境界梁が接続する 2 通りと 3 通りの連層壁の一体的なロッキング変形から、同梁のせん断破壊後、両連層壁が独立したロッキングへと移行することが確認できた。同梁のモデル化により保有水平耐力は 20% 程上昇し、その時の変形角は 0.2% (+Y 方向) と 0.3% (-Y 方向) 付近の境界梁のせん断破壊時であることが確認できた。
- (4) 水平接合部引張ばね (SB および CR ばね) を修正し、境界梁をモデル化した解析モデル (改良モデル) を作成した。その結果、崩壊形は境界梁のせん断破壊後の 1 階壁脚部の接合部ばねの破断を伴う連層壁のロッキングであり、保有水平耐力時の 1 階の層せん断力係数  $C_{01}$  は 0.68 (+Y 方向) と 0.72 (-Y 方向) であった。前報で示した基本モデルと比較すると、 $R=0.3$  付近の境界梁のせん断破壊時と  $R=0.8$  付近の 1 階壁脚部の SB と CR ばねの破断時とで 20-25% 程の耐力上昇が確認された。また、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  $1.8\text{N}/\text{mm}^2$  であり、耐震壁がせん断破壊する可能性は比較的低いと考えられる。
- (5) 改良モデルでは、 $R=0.2$  付近で境界梁がせん断破壊し、 $R=0.8$  付近で 1 階壁脚部の SB と CR ばねが破断している。両者の変形角に差があるために、 $R=1.0$  まで保有水平耐力の 90% 近い耐力を維持することが確認できた。ただし、平面的に隣接する壁板の鉛直接合部のずれに対する接合部ばね (JQ ばね) について、改良モデルでは最大 30mm のずれ変位が確認された。最大耐力後に耐力を維持する回復元力特性を耐力低下を伴う設定に改めた場合の解析結果は、保有水平耐力値はほぼ不変であったが、変形角 0.2% からの耐力の低下が確認された。鉛直接合部の挙動評価については、今後の検討が必要である。また、境界梁のせん断破壊時の水平力抵抗機構の内訳は、境界梁の曲げ戻し、軸力による押え込み、引張筋による引き戻しの順でそれぞれ 15-18%、33-37%、45-52% であり、 $R=1.0$  では 7-8%、25-27%、65-68% であった。引張筋による引き戻しによる抵抗力が  $R=1.0$  では相対的に高くなっている。
- (6) 境界梁の影響を考慮しない場合について、「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」<sup>3)</sup> に準じた第 2 次耐震診断を実施した。その結果、靱性指標  $F=1.0$  時の強度指標  $C_t$  値は 0.63 (+Y 方向) と 0.66 (-Y 方向) となり、SB 修正モデルの保有水平耐力時の 1 階の層せん断力係数  $C_{01}$  とほぼ同値となることを確認した。耐震診断における崩壊形は、曲げ

破壊とされる 1 階耐震壁脚部の接合部の引抜によるロッキングであり、解析結果と一致している。

- (7) 境界梁の影響を考慮した場合について、耐震診断による  $F=1.0$  時の  $C_t$  値は 0.85 (+Y 方向) と 0.77 (-Y 方向) であった。境界梁による耐力上昇は 35% (+Y 方向) と 15% (-Y 方向) であり、+Y 方向において改良モデルの保有水平耐力時の 1 階の層せん断力係数  $C_{01}$  は 0.68 の 1.25 倍になっている。この差の理由として、診断指針ではせん断破壊型の境界梁の寄与分を過大に評価している可能性が考えられる。崩壊形は耐震診断での曲げ破壊とされる結果と一致した。

## 謝辞

本研究における接合部実験は東京都リーディングプロジェクト「環境負荷低減に資する都市建築ストック活用型社会の構築技術」の助成を受けて実施したものである。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。図版の作成において、中橋芳貴氏 (首都大学東京大学院生) 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) 高木次郎, 下錦田聡志, 北山和宏, 見波 進: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第 671 号, pp113-120, 2012. 1
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性強度型耐震設計指針同解説, 1999
- 6) Midas GEN Ver. 790, MIDAS Information Technology Co., LTD, 2011.
- 7) 荒川 卓: 鉄筋コンクリート梁の許容せん断応力度とせん断補強について, コンクリートジャーナル, Vol. 8, No. 7, 1970.
- 8) 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会年次講演会論文集, pp769-772, 1984.
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.
- 10) 芳村 学, 高稲宜和: 崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp163-171, 2005. 1
- 11) 蔵谷幸憲, 福山洋, 中野克彦, 松崎育弘: 高靱性型セメント系複合材料を用いた梁部材の構造性能, コンクリート工学会年次報告集 Vol. 21, No. 3, pp511-516, 1999.
- 12) 日本建築学会: 壁式プレキャスト構造の鉛直接合部の挙動と設計法, 1997.
- 13) 市川昌和他: プレキャスト耐震壁の鉛直接合部に関する実験研究, (その 2) 実験結果および検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp583-584, 1993.
- 14) 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.

(2012年1月10日原稿受理, 2012年7月9日採用決定)