

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 桁行方向の耐震性能評価

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF EXISTING WALL-TYPE PRECAST REINFORCED CONCRETE RESIDENTIAL BUILDINGS IN LONGITUDINAL DIRECTION

中橋 芳貴*, 高木 次郎**
Yoshiki NAKAHASHI and Jiro TAKAGI

A significant number of wall-type precast reinforced concrete (WPC) residential buildings exist in Japan that were constructed more than 30 years ago but maintain good structural quality and seismic strength. In order to utilize this building stock, structural renovation is needed such as opening shear walls and addition of elevators, and seismic performance of pre and post renovation is to be evaluated. In authors' previous research, static pushover analysis models were created for standard existing WPC residential buildings under seismic load in the transverse direction. In this research, the models were extended for load in the longitudinal direction. The maximum base shear coefficient, which is defined as the ratio of lateral force to the building weight, is 0.73, and the preliminary failure mechanism is beam yielding, in addition to a limited number of beam shear failures, shear cracking of walls, and bearing failure of the vertical joints. The maximum strength and the failure mechanism calculated using an existing simple seismic performance evaluation method reasonably agreed with that obtained by the models.

Keywords: wall-type precast reinforced concrete structure, existing residential building, longitudinal direction, 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, 桁行方向, 耐震診断, 静的増分解析, 保有水平耐力

1. はじめに

1960年代半ばから大量に建設され、良質な構造躯体と高い耐震性能を維持する壁式プレキャスト鉄筋コンクリート(WPC)構造集合住宅建物の活用を目的として、著者らは現存する標準設計された建物の耐震性能を評価してきた。具体的には、張間方向の静的増分解析モデルを作成し、崩壊形と保有水平耐力を評価すると共に、プレキャスト鉄筋コンクリート(PCa)耐震壁板に開口を新設した場合について評価した¹⁻⁵⁾。解析モデルでは、耐震壁を弾性線材に置換し、各接合部を弾塑性ばねとした。水平接合部の引張方向の復元力特性については、実大スケールでの要素実験を行い詳細な評価を行った²⁾。その結果、張間方向の基礎固定の解析モデルにおいて、保有水平耐力時の1階の層せん断力係数は0.64であり、鉛直接合部のせん断破壊を伴う連層壁のロッキングが崩壊形となることを確認した。また、鉛直接合部の復元力特性について、既往研究を分析すると共に、ばらつきの大いせん断強度および変形性状について、それらのモデル設定が建物挙動に与える影響を評価した³⁾。その結果、鉛直接合

部のモデル化のうち、最大耐力後の負勾配値および残留耐力値と最大耐力を与えるずれ変位の設定が建物の保有耐力および崩壊挙動に与える影響は限定的であることを確認した。

本研究では、これまで扱ってきた標準設計建物について、桁行方向の静的増分解析モデルを作成し、耐震性能評価を行う。また、「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」⁶⁾(以下「診断指針」と呼ぶ)に準拠した耐震診断結果と比較を行う。建物の解析的な挙動評価は接合部の復元力特性に大きく依存するが、本研究ではそれらの全てについて必ずしも厳密な評価はできていない。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、その挙動評価を通じて、同建物の耐震性能評価のための一資料を提示する。

2. 解析モデル

2.1 建物の架構とモデル化の概要

著者らがこれまで検討してきた標準設計された5階建WPC構造集

* (株)ジェイアール東日本建築設計事務所 修士(工学)

** 首都大学東京都市環境科学研究科 准教授・Ph. D.

JR East Design Corporation, M. Eng.

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

合住宅建物¹⁾の基準階平面図を図1に示す。5通りと9通りを境として各階で階段を共有する2住戸の基本単位が反復されることから、1通りから5通りまでを解析の対象とし、2次元の静的増分解析モデルを作成した。この場合、5通り付近の桁行方向の耐震壁は半分の長さで評価されることになり、建物全体を扱った場合よりも耐力を低く評価することになる。実際、後述の耐震診断では、建物全体と5通りまでの1階段室単位の累積強度指標を比較した場合、建物全体の場合の方が1階段室単位の場合よりも7%程高い値になった。本

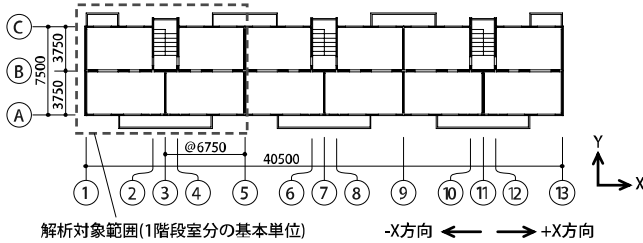


図1 検討対象建物の基準階平面図

解析では、図1の建物を対象とするが、階段室の数に依存しない汎用性の高い評価を目的として、1階段室単位をモデル化することとした。この場合、モデルは3通りに関して対称になることから、解析は図1の+X方向のみ行った。

一住戸分のPCa板の構成を図2に、水平接合部および鉛直接合部の詳細を図3に示す。水平接合部は、上下階のPCa耐震壁板の接合部であり、鉛直接合部は、平面的に隣接する壁板の接合部である。基礎梁と壁板との接合は、図3の水平接合部が用いられている。また、鉛直接合部の後打ちコンクリート内の鉛直方向の鉄筋(図2,3のc, e, f部)およびB通り構面PCa壁板に埋設され上下の連続する壁板に接合される鉄筋(図2,3のg部)を鉛直接合筋と呼ぶが、この鉄筋の基礎梁への定着および継手部でのフレア溶接は鉄筋の引張耐力を確保するのに十分な長さとなっている。

図4に桁行方向の軸組図を示す。A通りとB通り構面は各階3枚のPCa壁板で構成され、C通り構面は階段室の開口があり、2枚で構成されている。壁板の形状は各階共通であるが、下階ほど鉄筋径が

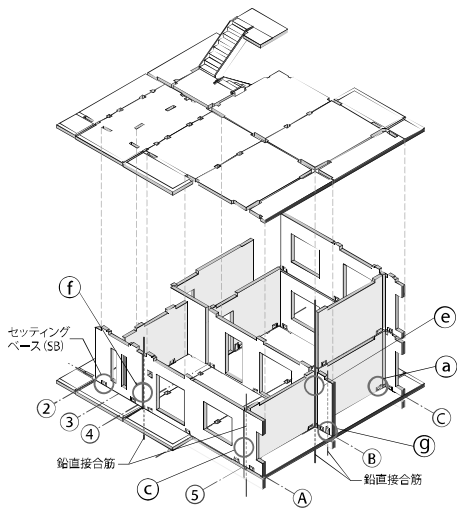


図2 WPC 構造集合住宅の構成

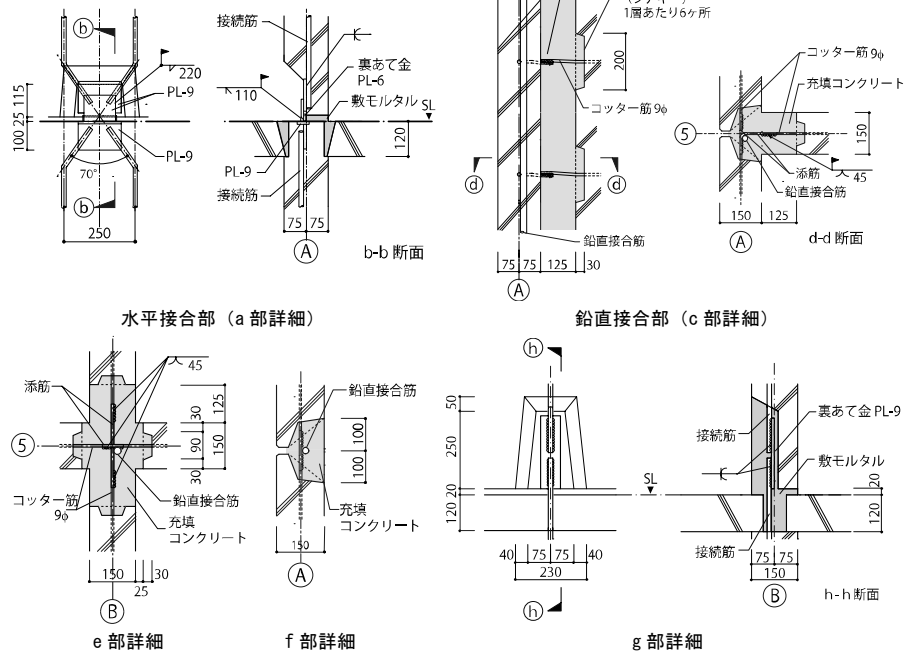
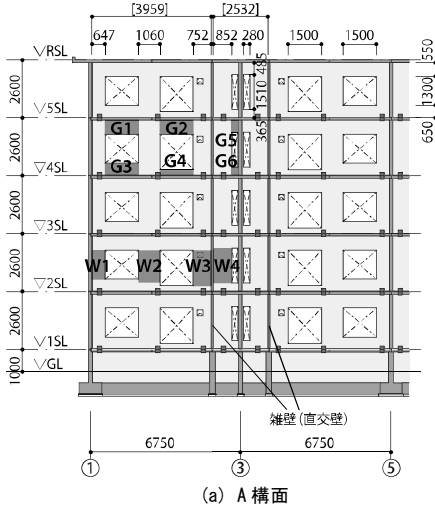
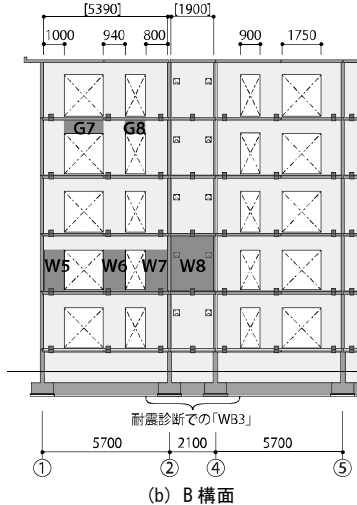


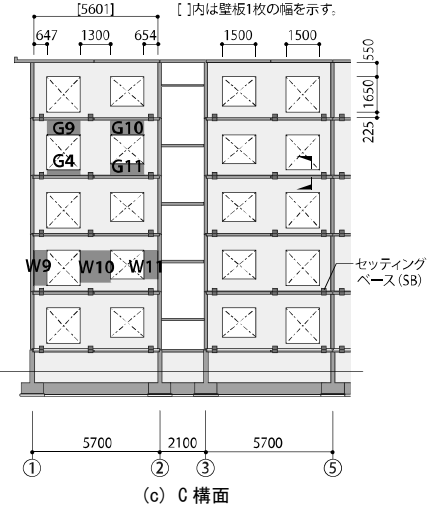
図3 接合部詳細図 (図2の各部詳細)



(a) A 構面



(b) B 構面



(c) C 構面

図4 検討対象建物の桁行方向軸組図

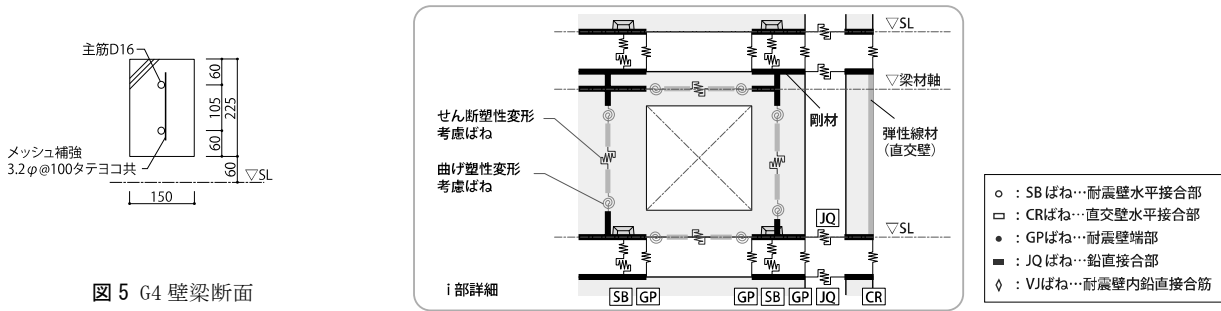


図5 G4 壁梁断面

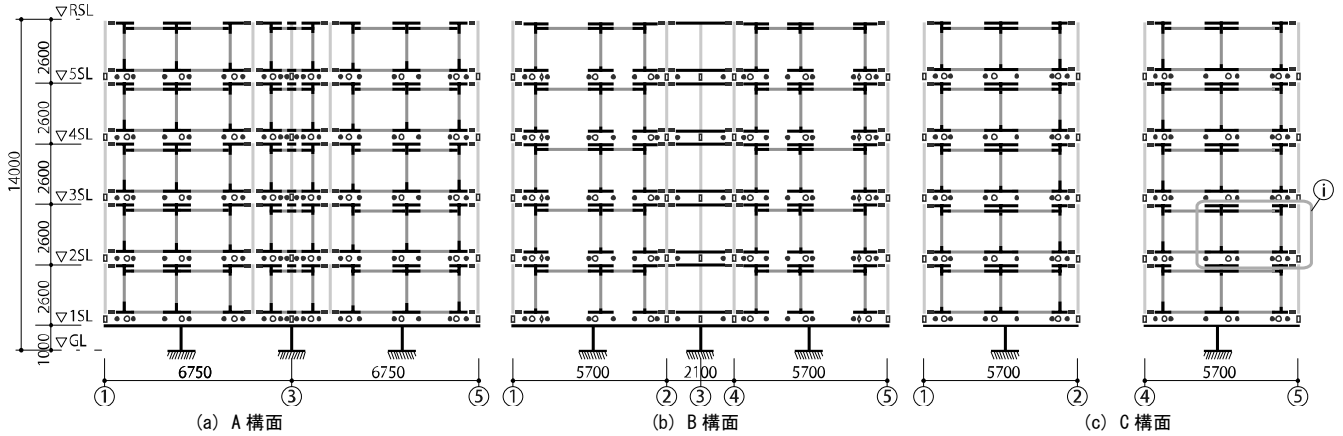


図6 解析モデルの構成

大きく配筋されている。また、水平および鉛直接合部での接続筋や鉛直接合筋(図3)の径も下階ほど大きい。壁厚はいずれも150mmである。整理のため、開口脇の壁および梁について、図中2階と4階部分に符号を表記した。これらは各階共通である。

図6に解析モデルの概要を示す。長方形断面の壁および梁について、塑性変形ばねを有する弾性線材とし、曲げおよびせん断剛性はコンクリートの弾性係数を用いて算出した。壁の上下端の水平部材および壁と梁の仕口の剛域に相当する部分を剛材とした。塑性変形ばねおよび接合部ばねの詳細については後述する。検討方向に直交する張間方向の壁(以下「直交壁」)については、各構面間の1/2の壁幅と壁厚の長方形断面としてモデル化した。ここで、1通りの妻壁厚は180mmで、5通りの壁厚150mmよりも大きい。これらの直交壁厚が建物挙動に与える影響は軽微であり、いずれも150mmとして3通りに対する対称性を保持する形でモデル化した。また、B通り構面の2通りと4通りの直交壁については、住戸出入口までを壁幅とした。そして、基礎梁は剛体として変形を無視した。これは、1階床レベルは地盤レベルから1mほど立ち上がっており、基礎梁の成が大きく耐力が高いこと、地盤の状態によって杭や直接基礎の形式が異なり、基礎梁の支持条件が変化するためである。ただし、特定の杭基礎を想定し、基礎梁をモデル化した場合でも結果への影響は軽微であることを別途確認した。剛床を仮定し、3構面の耐震壁上端の各階床レベルの水平変位を同一とした。

材料強度は診断指針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は設計基準強度と等しく27N/mm²とし、ヤング係数は25.7kN/mm²と算出⁸⁾した。また、異形鉄筋の材料強度は344N/mm²、ヤング係数は205kN/mm²とした。

図7に接合筋の位置と床板の割付および壁軸力算出用の支配床範囲を示す。また、各階の接続筋を表1に示す。図および表中の「SB」

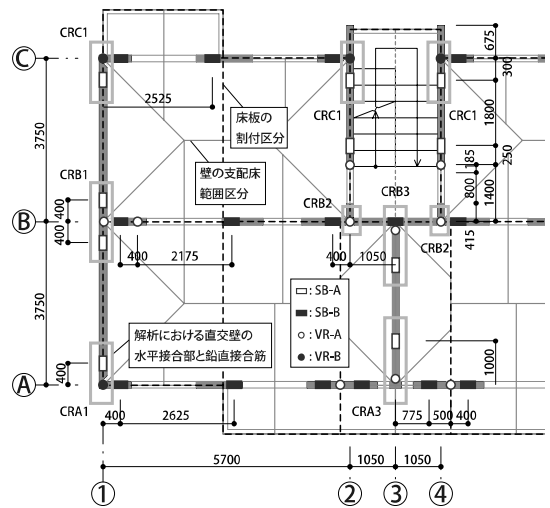


図7 住戸内の接続筋位置

表1 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
2	D19	D19	D19	D22
1	D22	D19		

および「VR」はそれぞれ、水平接合部の接続筋と鉛直接合筋を示す。耐震壁および直交壁ごとの軸力を算出し、各階の付加鉛直荷重を壁部材上端の節点に集中荷重として与えた。直交壁の軸力は、隣接する架構で2分割して与えた。なお、単位面積あたりの重量(固定荷重+積載荷重)の計算値は一般階で8.2kN/m²、R階で5.6kN/m²である¹⁾。

2.2 接合部ばねモデル概要

各接合部の弾塑性ばねの概要を表2に示す。ばねは、解析上2節点間の全体座標系における水平、鉛直および回転の相対変位に対する反力の形で定義され、表中に記載のない方向については剛性を与えていない。

水平接合部ばね (SB ばね) では、上下階壁の水平方向のずれと鉛直引張方向の接合筋の降伏と破断を評価した。VJ ばねは、鉛直接合筋による鉛直引張方向のばねであり、鉄筋断面積に引張強度を乗じた引張耐力を有する完全弾塑性ばねとした。降伏時変位の設定に明確な根拠はないが、SB ばねの鉛直方向降伏時変位 (3mm) と同じとした。GP ばねは耐震壁の端部にあり、鉛直圧縮方向のみの高剛性ばねとした。従って、PCa 壁板の圧壊による変形は無視している。さらに、鉛直接合部ばね (JQ ばね) は、平面的に隣接する壁の相対鉛直変位に対するばねであり、鉛直接合部のせん断ひび割れおよび接合部コンクリートから接合筋によるせん断力伝達機構への移行を評価した。これらのばねの復元力特性の設定は、基本的に著者らの既往研究¹⁻⁵⁾に準じるが、建物の挙動に与える影響が特に大きいと考えられるSB、CR および JQ ばねについて次節以降で述べる。

表2 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。耐力は診断指針 ⁶⁾ に示されるせん断(ずれ)耐力 Q_{su} 値に準拠した。
	鉛直	引張方向に弾塑性、圧縮方向に弾性高剛性とした。引張方向の復元力特性は接合部要素実験 ²⁾ を参考に設定した。
VJ	鉛直	引張方向に、鉛直接合筋 (VR) の寄与分を完全弾塑性ばねとした。
CR	鉛直	引張方向に弾塑性、圧縮方向に弾性高剛性とした。引張方向の復元力特性は直交壁中のSBおよびVJばねの特性の累加とした。
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	原点对称の負剛性を有するテトラリニア型の復元力特性とした。最大耐力は「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計基準・同解説」 ⁹⁾ に準じて算出した。
	回転	弾性高剛性とした。

2.3 水平接合部ばねモデル

水平接合部ばね (SB ばね) では、上下階の耐震壁の水平方向のずれと鉛直方向の引張に対する弾塑性挙動を評価する。水平方向のずれに対しては、著者らの既往研究¹⁾に準じて、初期剛性の十分大きい完全弾塑性ばねとし、降伏時変位は0.01mm以下とした。これは、水平接合部のずれが発生するまで同接合部でのずれ変位はごく微小であると考えたためである。また、せん断(ずれ)耐力は、診断指針⁶⁾における Q_{su} 値であり、その算出には壁の長期軸力を用いた。

SB ばねの鉛直引張方向の復元力特性を図8に示す。これらは、著者らによるD16とD19の2体の実大水平接合部引張実験結果を参考に、既往研究²⁾で同鉄筋径およびD22の場合について設定したものである。復元力特性は4線で構成され、第1折点は接続筋の降伏が初めて確認された点であり、第2折点は最大耐力となる接続筋の破断点である。最大耐力時変位および鉄筋の降伏長さは2体の実験²⁾で鉄筋径に応じて大きくなっており、それに準じて接続筋がD22の場合の最大耐力時変位を設定した。

CR ばねは、鉛直引張方向のみに機能するばねであり、その復元力特性は、直交壁中のSB ばねとVJ ばねの累加である。SB とVJ ばね

の耐力は、図7と表1の鉄筋径に応じて算出した。図8に1階の主なCR ばねの復元力特性を示す。CR ばねの符号と位置は図7の通りである。

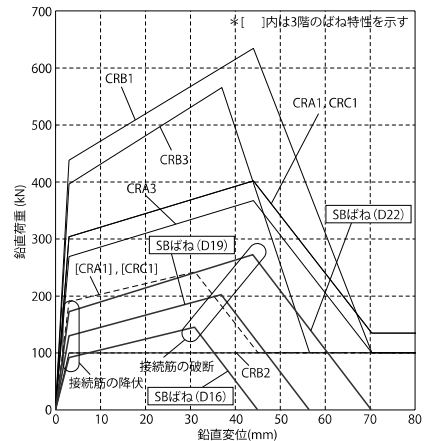


図8 主な1階のSBおよびCRばねの鉛直方向の復元力特性

2.4 鉛直接合部ばねモデル

鉛直接合部の鉛直方向の相対変位に対するばね (JQ ばね) の復元力特性は、図9のような原点对称のテトラリニア型とした³⁾。第1折点である接合部への斜めせん断ひび割れ発生時の耐力は最大耐力の1/3とし、そのときの変位を0.05mmとした。第2折点である最大せん断耐力 Q_{su} は「壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計基準・同解説」⁹⁾に準拠した。最大耐力を与える変位 δ_{su} は既往実験を参考に1.5mmとした。最大耐力後の残留耐力はコッター筋(差筋)のせん断耐力で最大耐力の27.7%とした。これらの復元力特性の設定は、既往の実験データとの比較により設定したものである³⁾。参照した既往実験は必ずしも検討対象建物の鉛直接合部と同じ仕様ではなく、比較実験データも限定的であったことから、妥当性は十分には検証できていない。1層あたり2箇所JQ ばねを設定し、それぞれに、1層あたりの耐力の半分を与えた。表3に1箇所あたりのJQ ばねの各折点での荷重および変位を示す。

ここで、1層あたり2箇所のJQ ばねでは、直交壁と耐震壁が一体となったT形の平断面としては評価できていない。ただし、本解析では、接合部の弾塑性挙動が建物全体の挙動に与える影響が大きく、直交壁つき壁柱の曲げ剛性を10倍に増大させた解析を行ったが、結果への影響はごく軽微であった。

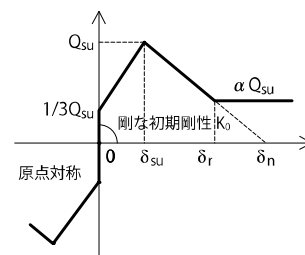


図9 JQ ばねおよび壁と壁梁のせん断ばねの復元力特性

表3 JQ ばねおよび壁と壁梁のせん断ばねの復元力特性値

	第1折点		第2折点		第3折点	
	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位 δ_{su} (mm)	荷重(kN)	変位 δ_r (mm)
JQ ばね	$1/3Q_{su}$	0.05	Q_{su}	1.5	$0.277Q_{su}$	8.0
壁・梁	$1/3Q_{su}$	$Q_{su}/3k_0$	Q_{su}	$0.4\ell^{*1)}$	$0.4Q_{su}$	$*2)$

*1): ℓ (mm) は部材長さ。*2): 最大耐力後、部材変形角 $\delta_n=3.6\%$ で耐力消失するような負剛性とし、残留耐力 $0.4Q_{su}$ を与える変位 δ_r とした。

2.5 壁梁モデル

各開口上部および下部の壁梁は線材でモデル化し、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」⁷⁾に準じて、曲げおよびせん断の終局耐力を求めた上で、塑性変形分を回転およびせん断ばねとして集約して与えた。開口上部と下部の壁梁は、それぞれ部材軸レベルと壁要素下部の水平剛材レベルに設けた。開口上部の壁梁については、曲げ耐力と剛性について床板との一体性を考慮して図10のようなT型断面と断面2次モーメントが等価な長方形断面としてモデル化した。スラブの協力幅は「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」⁸⁾を参考に、梁の材軸方向スパンの0.1倍とした。ここで、梁と床板の梁の材軸方向のずれに対する剛性や耐力の評価はできておらず、曲げ性能についてT型断面としてモデル化することの妥当性は確認できていない。また、壁式構造建物でのスラブの協力幅の設定についても検討の余地がある。ただし、床板の梁耐力への寄与を変数とした解析を行っており、それについては後述する。梁と床板の一体性やスラブの協力幅、さらに、上階開口下部の壁との一体性など、梁の耐力と剛性のモデル化には多くの課題が残されている。本研究では、それらの課題を指摘することと、モデルの一例により建物の挙動を分析する。B通り構面の開口下部の壁梁は、高さ95mmと短く、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。各壁梁の有効せい、梁幅および配筋を表4に整理した。表中配筋の1段目が引張鉄筋断面積 a_t (mm²)、2段目がスラブ筋断面積 a_s (mm²)、3段目がせん断補強筋比 p_w (%)である。また、各壁梁の符号と位置は図4の通りである。

終局曲げモーメント M_u は以下の式により算出した。

$$M_u = 0.9(a_t s \sigma_y d + a_s s \sigma_{sy} d_s) \quad (1)$$

ここで $s \sigma_y$ (N/mm²) は引張鉄筋の降伏点、 d (mm) は壁梁の有効せい、 $s \sigma_{sy}$ (N/mm²) はスラブ筋の降伏点、 d_s (mm) は圧縮縁からス

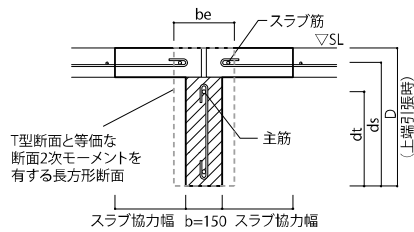


図10 開口上部の壁梁断面

表4 壁梁断面表

	G1	G2	G3	G5	G7	G8	G9	G10	G11
d (mm) ^{*1)}	580[460]	580[460]	530[560]	485	510[390]	510[390]	580[460]	580[460]	530[560]
d_s (mm)	610	610	---	545	510	510	610	610	---
b_o (mm) ^{*2)}	216[261]	262	---	202	276	251	265	220[266]	---
配筋	R階	198[D16] 254[4-9φ] 0.12[9φ@200]	286[D19] 381[6-9φ] 0.12[9φ@200]	---	198[D16] 127[2-9φ] 0.16[9φ@200]	---	198[D16] 381[6-9φ] 0.12[9φ@200]	198[D16] 381[6-9φ] 0.12[9φ@200]	---
	5階	286[D19] 132[13φ] 0.15[9φ@200]	387[D22] 450[13φ, 5-9φ] 0.12[9φ@200]	198[D16] ---	198[D16] 127[2-9φ] 0.16[9φ@200]	---	286[D19] 450[13φ, 5-9φ] 0.12[9φ@200]	286[D19] 132[13φ] 0.14[9φ@200]	198[D16] ---
	4階	387[D22] 132[13φ] 0.15[9φ@200]	585[D22, D16] 450[13φ, 5-9φ] 0.16[9φ@150]	286[D19] ---	387[D22] 127[2-9φ] 0.44[13φ@150]	387[D22] 265[2-13φ] 0.38[13φ@125]	286[D19] 265[2-13φ] 0.66[13φ@80]	485[D19, D16] 450[13φ, 5-9φ] 0.25[13φ@200]	---
	3階	---	585[D22, D16] 450[13φ, 5-9φ] 0.34[13φ@150]	387[D22] ---	387[D22] 127[2-9φ] 0.66[13φ@100]	---	585[D22, D16] 450[13φ, 5-9φ] 0.33[13φ@150]	387[D22] 132[13φ] 0.30[13φ@200]	286[D19] ---
	2階	387[D22] 132[13φ] 0.29[9φ@100]	585[D22, D16] 450[13φ, 5-9φ] 0.40[13φ@125]	---	585[D22, D16] 127[2-9φ] 0.94[13φ@70]	---	774[D2-D22] 450[13φ, 5-9φ] 0.50[13φ@100]	387[D22] 132[13φ] 0.40[13φ@150]	387[D22] ---
	1階	---	---	585[D22, D16] 0.28[9φ@150]	---	---	---	---	774[D22, D16] 0.59[13φ@150]

*1) : []内は上端筋引張の場合の d が下端筋引張の場合の d と異なる場合の値を示す。*2) : []内はR階の b_o が2~5階の b_o と異なる場合を示す。

ラフ筋までの距離である。開口上部壁梁の下端引張端および開口下部壁梁では、(1)式第2項を無視した。

また、終局せん断耐力 Q_{su} は、床板の寄与を無視して、以下の荒川最小式により算出した。

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

ここで、 M/Qd はせん断スパン比 ($1 \leq M/Qd \leq 3$)、 σ_{wy} (N/mm²) はせん断補強筋の降伏強度、 b (mm) は梁幅、 j (mm) は応力中心間距離、 p_t (%) は引張鉄筋比、 p_w はせん断補強筋比 ($p_w \leq 0.012$) である。また、 F_c (N/mm²) はコンクリートの設計基準強度であり、診断指針⁹⁾に準じて27N/mm²とした。

せん断破壊型の壁梁は、A通り構面中央G5とG6(図4)のみで、その他は曲げ降伏型となった。なお、G6には壁の縦筋以外にせん断補強筋としての配筋がないことから、同コンクリート断面のせん断強度を終局耐力とした。

曲げ降伏型の壁梁両端には、(1)式の終局曲げモーメントを耐力とする完全弾塑性型の回転ばねを設けた。ここで、曲げひび割れによる曲げ剛性低下は考慮していない。これは、2階の壁梁について、曲げひび割れ耐力 M_c は終局曲げ耐力 M_u の40-150%とばらつき、すべての壁梁の M_c を $0.4 M_u$ と仮定した場合でも崩壊形に変化はなく、保有耐力の低下も1%以下であったためである。解析モデルの単純化を優先した。

壁梁の中央にはせん断塑性変形を考慮したばねを設けた。せん断ばねの復元力特性は著者らによる張間方向検討時の住戸入口上部の梁(境界梁)のモデル化²⁾と同様に、図9のような原点对称のテトラリニア型とした。初期剛性は十分剛とし、第1折点はひび割れ時に相当し、その耐力は終局せん断耐力 Q_{su} の1/3とした。第2折れ点はせん断耐力点であり、 Q_{su} を与える部材変形角 δ_{su} は0.4%である。最大耐力後は部材変形角 δ_n が3.6%で耐力消失するような負剛性とし、その後の残留耐力は最大耐力の40%とした。以上の特性値を表3に示す。

2.6 壁モデル

開口脇の壁は線材としてモデル化し、壁梁同様「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」⁷⁾に準じて、曲げおよび

せん断の終局耐力を算出した。

終局曲げモーメント M_u は下式より算出した。

$$M_u = 0.8a_s \sigma_s D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{F_c b D} \right) \quad (3)$$

ここで D (mm) は壁幅, b (mm) は壁厚, N (N) は長期軸力である。

一方, 終局せん断耐力 Q_{su} は(2)式に圧縮軸力による強度増分 $0.1 \sigma_0 b j$ を加えた値である。 σ_0 (N/mm²) (≤ 8 N/mm²) は壁の圧縮軸力度で長期軸力より算出した。なお, 桁行方向架構の主崩壊形は梁の曲げあるいはせん断破壊であることを後述するが, その上で壁柱に水平力による変動軸力を考慮した場合でも, 結果への影響はごく軽微であることを別途確認している。各壁の有効せいおよび配筋を表5に示す。各壁の符号と位置は図4の通りである。耐震壁の配筋は図11のようになっており, 引張鉄筋断面積 a_s は耐震壁の縦筋を含めず, 鉛直方向の開口補強筋(柱筋)のみを考慮した。また, 耐震壁の横筋をせん断補強筋と考えた。

塑性変形ばねの復元力特性は壁梁と同様であり, 各壁に回転およびせん断ばねを設けた。

3. 解析結果

3.1 解析結果と考察

解析には, 汎用ソフト¹²⁾を用いた。+X方向載荷時の荷重-変形関係を図12に点線で示す。なお, 図中の実線および一点鎖線の解析結果については後述する。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_{q1} を示し, 横軸の変形角 R は R 階の水平変位を1階床レベル(1SL)からの高さ13.0mで除した値である。

$C_{q1}=0.38$ 程度でA構面1通り側2階の壁梁(G4)と5通り側3階

の壁梁(G4)から曲げ降伏し始め, $R=0.35$ でほとんどの壁梁が曲げ降伏した。 $R=0.16$ でA構面3通り付近2階の壁梁G6が, $R=0.22$ でB構面4通り付近1階脚部のJQばねが図9の復元力特性における最大耐力に達し始め, $R=0.39$ 付近でA構面3通り付近の壁梁G6の多くが, $R=0.41$ 付近でB構面4通り付近のJQばねの多くが同図の負勾配後の残留耐力域に達した。また, 壁梁G2, G9においてもせん断破壊が確認された。保有水平耐力時の C_{q1} は0.73であり, この時の変形角は0.41%であった。著者らによる張間方向の解析では保有水平耐力時の C_{q1} は0.64であり, この時の変形角は0.19%であった²⁾。桁行方向の最大耐力は張間方向の1.14倍であり, 保有水平耐力時の変形角が大きかった。これは, 張間方向では, 鉛直接合部ばね(JQばね)が最大耐力に達することで, 建物の保有水平耐力が決定されたのに対し, 桁行方向では, B構面4通り付近のJQばねとせん断破壊型壁梁がせん断破壊するものの, 建物全体としては, 壁梁の曲げ降伏が支配的であったためと考えられる。壁梁を含まない解析モデルを作成し, その荷重変位関係を図12に示した。これより保有水平耐力の75%ほどに壁梁が寄与していることが分かる。

図13に各階の層せん断力係数-層間変形角関係を示す。なお, 耐震診断結果を示す図中の点線については後述する。上階ほど各階の層せん断力係数 C_{qi} は大きく, 保有水平耐力時の層間変形角は2階で0.5%と最大であった。

図14に保有水平耐力時の架構毎の負担地震荷重を示す。A通り構面の負担率がやや高く, C通り構面の負担率がやや低い。C通り構面の低負担率は階段室があるためである。負担軸力が大きいB通り構面の負担率がA通り構面より小さいが, これはB通り構面では開口下部の壁梁がないことに加え, 開口上部の壁梁も比較的耐力が小

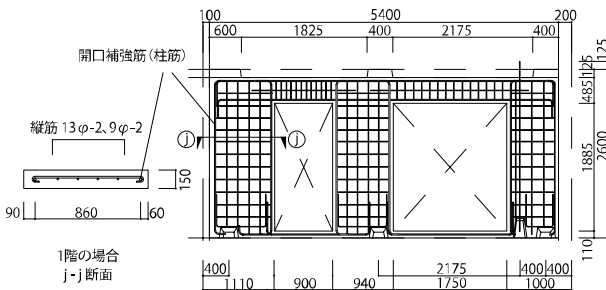


図11 耐震壁の配筋図(B構面W5-7の場合)

表5 壁断面表

	W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11
d (mm) ^{*1)}	407 [467]	970	662 [602]	702 [762]	740	880	920	1810	497 [557]	1210	564 [504]
a_s (mm ²)	5階	198 [D16]							198 [D16]		
	4階	286 [D19]	198 [D16]	198 [D16]	198 [D16]	198 [D16]	198 [D16]		397 [2-D16]		
	3階							198 [D16]	485 [D19, D16]	198 [D16]	198 [D16]
	2階	387 [D22]	286 [D19]	286 [D19]	286 [D19]		286 [D19]		673 [D22, D19]		
	1階					286 [D19]	387	286			

*1): []内は左端筋引張の場合の d が右端筋引張の場合の d と異なる場合の値を示す。
*2): ρ_s は全壁柱共通で1~2階で0.33%, 3~4階で0.25%, 5階で0.21%となる。

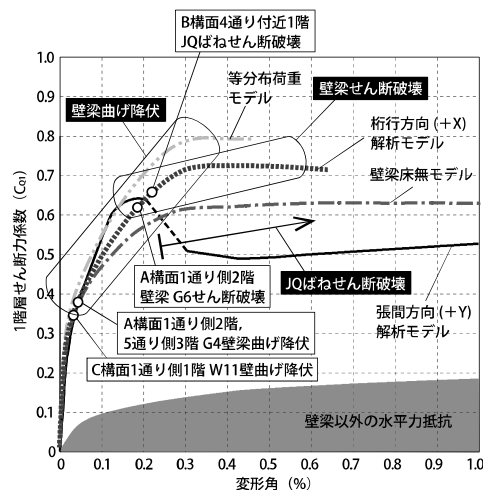


図12 各解析モデルの荷重-変形関係

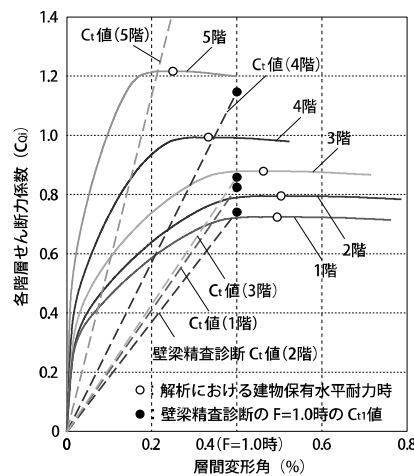


図13 各階の層せん断力係数-層間変形角関係

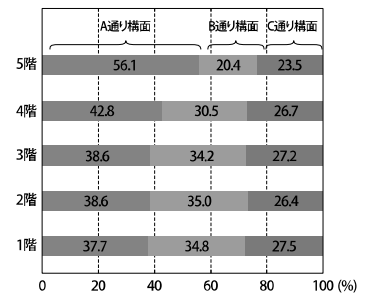


図14 保有水平耐力時の各構面の地震荷重分担率

さいためと考えられる。

図 15 に桁行方向の変形と接合部ばねの損傷の様子を示す。図中の◇および◆印はSB鉛直方向ばね、CRばね、JQばね、壁梁および開口脇壁のせん断ばねがそれぞれ、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。壁梁および開口脇壁の回転ばねについては●印が降伏耐力に達していることを示す。

保有水平耐力時のJQばねの最大変位は4.3mmで図9の復元力特性における第3折点に達していなかった。また、このときSBばねは1階で引張降伏したものの、最大耐力には達しなかった。さらに、開口脇の壁は、 $C_{q1}=0.27$ でA構面5通り側の壁W1から順次せん断ひび割れ耐力に達するものの、保有水平耐力時の $R=0.41$ まで最大せん断耐力には至らなかった。また、 $C_{q1}=0.35$ でC構面1通り側1階のW11壁から曲げ降伏し、保有水平耐力時には開口脇の壁の多くが曲げ降伏した。

3.2 既往実大実験との比較

1967年に当時の建設省建築研究所で1階段室型5階建WPC構造建物の桁行方向の実大実験が行われた。既往文献^{10,11)}からは、配筋等の詳細な情報が確認できていないことから、解析的に再現できないが、報告されている挙動の概略と本解析結果を比較する。実験建物では本研究対象建物よりも、全構面でPCa壁板の幅が小さく枚数が多い。1枚のPCa壁板に対し原則として開口が1つのみである。そして、本研究対象建物のC通り構面に相当する構面の開口が小さく、全構面で水平接合部の数が1つずつ多い。水平力の載荷モードは本解析ではAi分布であるのに対し、各階等分布である。

実験における最大水平耐力時の1階の層せん断力係数 C_{q1} は1.5程度であり、これは、本解析による同値0.73の約2倍である。その原因については十分に解明できていないが、上記の配筋や載荷条件のほか、壁梁の耐力評価の影響も考えられる。実験における構造物の挙動は、 $C_{q1}=0.2$ 付近で壁梁に曲げひび割れが発生し、 $C_{q1}=0.6$ 付近で1階の水平接合部のずれ破壊が確認され、 $C_{q1}=0.9$ 以降でずれ変形が全体変形に占める割合が30%弱となった。さらに、 $C_{q1}=1.5$ 付近で壁のせん断破壊が発生し耐力が低下した。本解析では、水平接合部のずれ変形は、ほとんど確認されていない。同変形に対するばねは完全弾塑性モデルであり、1階部分の同ばねの耐力和の2階以上の建物重量に対する比は1.9である。すなわち、各水平接合部のずれが等しいと仮定すると、 $C_{q1}=1.9$ までずれはほとんど生じない計算になる。既往研究からは水平接合部のずれに対する最大耐力以

外の変位についての情報が十分に得られておらず、また、著者らの既往研究⁴⁾でも、その精密な復元力特性の評価の必要性が十分に認識されていなかったこともあり、完全弾塑性モデルとしたが、その設定に改良の余地があることを示唆している。ただし、 $C_{q1}=0.6$ を超える水平力下でのみ確認される同変形に対して、挙動を精査する意義については、検討が必要である。

実験と解析との最大耐力(保有水平耐力)の違いの原因を考える目的で、地震荷重を各階等分布としたモデル(等分布荷重モデル)を作成した。等分布荷重モデルの荷重変形関係を図12に示す。 $C_{q1}=0.37$ でC構面1階の開口脇壁W11が曲げ降伏し、 $C_{q1}=0.41$ でA構面1通り側2階の壁梁G4から曲げ降伏した。保有水平耐力時の C_{q1} は0.80であり、このときせん断破壊している壁はなかった。載荷方法を等分布に変更することにより、保有水平耐力は10%上昇したが、ずれ破壊したSBばねは存在しなかった。

また、壁梁のモデル化が解析結果に及ぼす影響についても検討した。前節の解析モデルでは、開口上部の壁梁について、床板との一体性を考慮したが、梁の耐力と剛性については、床との一体性のほか、上階開口下部の壁との一体性など、WPC構造固有の評価の難しさがある。そこで、壁梁のモデル化の代替例として、床板の寄与を無視した解析モデル(壁梁床無モデル)を作成した。壁梁床無モデルでは、開口上部の壁梁を図10の斜線部分のみ考慮した。床板を考慮した場合に比べ、上端引張時の曲げ耐力は約半分になった。壁梁床無モデルの荷重変形関係を図12に示す。 $C_{q1}=0.36$ でB構面1通り側3階の壁梁G8から曲げ降伏し始め、 $R=0.35$ でほとんどの壁梁が曲げ降伏した。 $R=0.16$ 付近でA構面3通り付近の壁梁が、 $R=0.23$ 付近で1階脚部のJQばねがせん断破壊し始め、 $R=0.5$ 付近でA構面3通り付近の壁梁の多くがせん断破壊した。保有水平耐力時の C_{q1} は0.63であり、この時の変形角は0.88%であった。床板を考慮しないことにより保有水平耐力時の C_{q1} は14%低下した。一方、上階開口下壁との一体性などの理由から、実際の壁梁の耐力が解析モデルの設定値よりも高い場合を想定して、耐力を一律に2倍と仮定した場合、 C_{q1} 値は27%上昇した。従って、壁梁の耐力評価が建物耐力に大きく影響することが分かる。

4. 耐震診断との比較

本章では解析と耐震診断の比較検討を行う。診断は、診断指針⁶⁾の第2次耐震診断手法に準拠した。診断では、壁梁による壁の曲げ耐力への寄与について、梁からの曲げモーメントによる効果と壁の

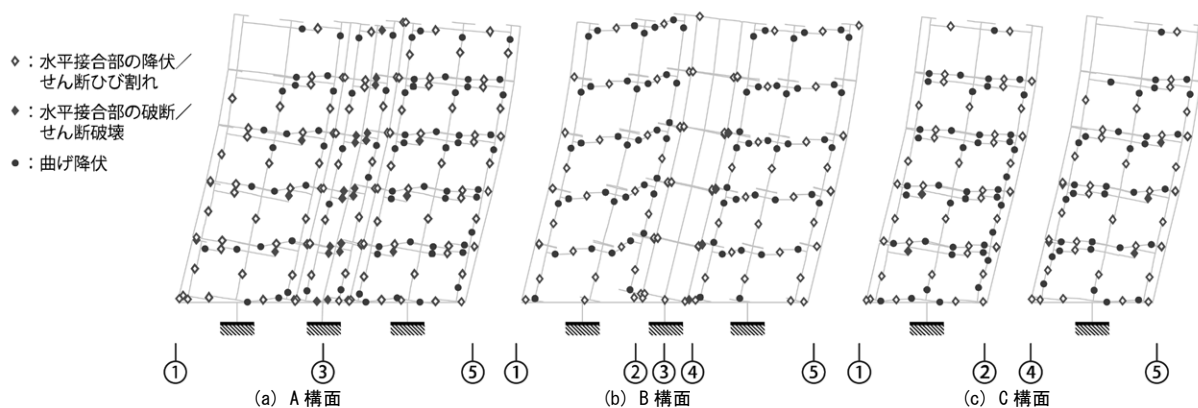


図 15 保有水平耐力時変形図 (R=0.41時)

引張側に取り合う梁のせん断力による転倒抵抗のそれぞれについて、壁軸力に係数を乗じる形で略算することとしているが、前節での解析的な検討において、曲げ戻しの効果が水平耐力に占める割合が大きいことが確認されたことから、同効果を精査した場合と、診断指針通りの略算とした場合との比較を行う。さらに、壁梁の耐力に床板の寄与を無視した場合についても検討した。

診断指針通りの略算による場合、梁による壁の曲げ耐力への寄与は、壁に取り合う梁の数や位置に応じて算出され、梁の耐力は考慮されない。開口下部には一部に成が 200mm 程度の梁 G4 (図 5) が存在し、これを梁として考慮する場合としない場合の両方で診断を行った。表 6 に実施した耐震診断ケースとそれぞれのケースの診断条件および結果を整理した。解析における保有水平耐力時の C_{01} は変形角 $R=0.41\%$ 時のものであり、この比較として診断では、累積強度指標 C_i 値の $F=1.0$ 時 (層間変形角 $R=0.4\%$) のもの「 C_{i1} 値」を示す。次節以降に、診断条件の基本形として壁の曲げ耐力への寄与を精査し、解析モデル同様、図 1 の基本単位を対象とした場合の診断条件および結果を述べる。続いて、その他の比較検討形について述べる。

表 6 解析値と耐震診断値の比較

診断ケース名称	耐震診断								解析
	壁梁精査 (基本形)	壁梁床無 (比較検討形)	G4 考慮 (比較検討形)	指針準拠 (比較検討形)	指針準拠		指針準拠		
壁梁寄与	精査	精査	指針準拠	指針準拠	指針準拠		指針準拠		(精査)
G4 壁梁	考慮	考慮	考慮	非考慮	考慮		考慮		考慮
床板 ^(*)	考慮	非考慮	考慮	考慮	考慮		考慮		考慮
耐震性能	C_{i1} 値 ^(*)	I_s 値 ^(*)	C_{i1} 値	I_s 値	C_{i1} 値	I_s 値	C_{i1} 値	I_s 値	C_{01} 値 ^(*)
5 階	2.28	2.28 S	2.21	2.21 S	1.93	2.14 D	1.90	2.09 D	0.73
4 階	1.14	1.14 S	1.07	1.31 D	0.95	0.95 D	0.90	0.96 D	
3 階	0.86	1.03 D	0.76	0.88 D	0.79	0.79 S	0.75	0.75 S	
2 階	0.74	0.89 D	0.65	0.76 D	0.80	0.80 S	0.75	0.75 S	
1 階	0.82	0.82 S	0.71	0.71 S	0.87	0.87 S	0.81	0.81 S	

*1): C_{i1} 値は $F=1.0$ 時の値を示す。*2): 数値後の「D」は靱性型、「S」は強度型の算定式で決定されたことを示す。*3): C_{01} 値は保有水平耐力時の 1 階の層せん断力係数を示す。*4): 壁梁への床板の寄与を示す。

4.1 耐震診断の概要

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および鉄筋の材料強度は、解析モデル同様、診断指針に従い $27\text{N}/\text{mm}^2$ および $294\text{N}/\text{mm}^2$ (丸鋼) と $344\text{N}/\text{mm}^2$ (異形鉄筋) である。耐震壁の全長 ℓ (mm)、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)

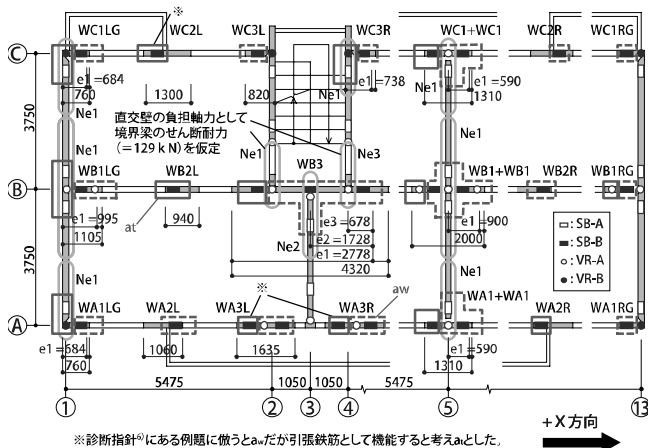


図 16 検討対象建物の住戸平面と耐震診断上の各設定

の算定範囲および直交壁の軸力 N_e の算定範囲と直交壁の軸力による偏心モーメント算定用偏心距離 e を図 16 に示す。診断上の耐震壁の符号は各階で共通である。診断指針では a_t を引張り縁から 0.20 または 200mm 以内の範囲にあるものを算入するとしている。図 16 の a_t の範囲は基本的にこれに準じているが、WA3L, WA3R および WC2L 内の一部の鉄筋については、引張側の鉄筋として十分機能していると考え、 a_t に算入した。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 ℓ の 10% を差し引いた数値を偏心距離 e (mm) とした。B 構面 3 通りを中心とする耐震壁 (WB3) では、複数の直交壁が存在することから偏心距離と軸力をそれぞれ e_1, e_2, e_3 と N_{e1}, N_{e2}, N_{e3} のように表現した。診断指針では、直交壁の負担軸力 N_e は、耐力壁に直交する全ての壁で、相隣合う耐力壁がある場合は、直交壁の負担軸力の 1/2 としている。ここで、WB3 の直交壁である 2 通りおよび 4 通りの階段室脇の壁は住戸入口上部の梁 (境界梁) によって接合されている。従って、2 通りおよび 4 通りの直交壁からの WB3 の鉛直方向の拘束力は境界梁のせん断耐力が上限になり、(2) 式で算出される同梁のせん断終局耐力 129kN を拘束力とした。

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) は下式で定義されている。

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{y_0 H} + Q_{mub} \quad (4)$$

$$Q_{mub} = (k_B + k_S)(N_o + N_e)Z_0 \quad (5)$$

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。 y_0 は診断指針に準拠して 2/3 とした。(4) 式第 2 項は壁に接続する壁梁による曲げ破壊耐力上昇分で、耐震壁軸力 N_o と直交壁軸力 N_e の和と、 k_B と k_S の和および当該建物の設計時の地震力算出に用いられる地域係数 Z_0 の積で定義されている。これは、壁梁の耐力はある程度重量に比例して設計されるであろうことから、それに乗じる係数を定義する形で規定されたものである。なお、 N_o と N_e の軸力は、壁重量と図 7 に示す各壁の支配床重量および積載荷重の累加により算出した。

k_B と k_S は (6) および (7) 式で与えられ、それぞれ耐震壁の両側に接続する壁梁の曲げ戻しおよび耐震壁の曲げ引張側に接続する壁梁のせん断力による耐震壁の鉛直方向の拘束による壁の耐力向上に関する係数である。

$$k_B = \frac{2n_f - 1}{2n_f} \alpha_s \alpha_b \alpha_t \alpha_r k_0 \leq 0.6 \quad (6)$$

$$k_S = \frac{\ell_w}{\ell_s} \frac{2n_f - 1}{2n_f} \alpha_s \alpha_b \alpha_t \alpha_r k_0 \leq 0.6 \quad (7)$$

上式で、 $(2n_f - 1) / 2n_f$ は階数による補正係数で、 n_f は当該階が支持する床数である。 ℓ_w (mm) は耐震壁の有効せいで 0.9ℓ とし、 ℓ_s は耐震壁の曲げ引張り側となる側の壁梁の内法長さで、 k_0 は設計時に用いられた当該階の短期許容応力度設計用の震度 (=0.2) である。 α_s と α_b は強度増加係数であり、それぞれ床板の寄与 (スラブ筋の梁への協力効果) によるもの (=1.5) と腰壁の効果によるものである。 α_b は壁に接続する開口下の腰壁位置の壁梁の数に依存し、1.0

から 2.0 の値をとる。 α_0 は水平荷重に対する応力に必要な強度を基準として、鉛直荷重に対する設計により生じる余裕率 (=1.1) であり、 α_r は同じく配筋調整により生じる余裕率 (=1.3) である。(6)、(7)式より、(4)式第 2 項を診断指針に準拠した場合、壁に接続する梁の数と位置のみが考慮され、梁の耐力は考慮されない。なお、 I_s 値算定時に用いる形状指標 S_0 と経年指標 T は共に 1.0 とした。

4.2 壁梁による壁の曲げ耐力寄与を精査した場合の診断結果

耐震診断は診断指針に準拠するが、壁梁の壁の曲げ耐力への寄与については(4)式の第 2 項に(5)式を用いるのではなく、別途精査する。この場合の本耐震診断を「壁梁精査診断」と呼び、後述の耐震診断の前提条件を変化させた場合の比較検討形に対する基本形とする。(4)式による耐震壁の曲げ破壊時のせん断耐力は、壁脚部および壁梁の曲げ降伏が破壊機構として想定されており、同式の第 1 項と第 2 項がそれぞれによる耐力寄与分とされる。ここで、第 2 項の Q_{mub} 値について、(8)式より算出することを考える。これは、図 17 に示す壁梁の曲げ戻しと耐震壁の曲げ引張側の鉛直上向きの変位を壁梁が拘束する効果を壁の水平抵抗力の形で表現したものである。

$$Q_{mub} = \frac{\sum M_{ua} + \sum M_{ub} + \sum Q_{Mua} \ell_{su}}{\sum P_i H_i} \cdot \sum P_i \quad (8)$$

ここで、 M_{ua} と M_{ub} (Nmm) はそれぞれ耐震壁の曲げ引張側と圧縮側に接続する壁梁 (腰壁を含む) の終局曲げモーメントであり、 Q_{Mua} (Nmm) は耐震壁の曲げ引張側に接続する壁梁の曲げ終局モーメント時のせん断力である。また、 ℓ_{su} (mm) は曲げ引張側の壁梁から耐震壁の圧縮縁までの長さ、 P_i (N) は A_i 分布による地震荷重、 H_i (mm) は壁脚から建物頂部までの高さである (図 17)。

このような条件で実施した壁梁精査診断では、 C_{t1} 値は 2 階で最も小さく 0.74 であり、解析での保有水平耐力時の C_{01} 値と比較すると、1%大きい (表 6)。図 13 に壁梁精査診断における各階 $F=1.0$ 時 (層間変形角 $R=0.4\%$) の C_{t1} 値の原点からの割線を示した。解析では 1 階の層せん断力係数 C_{01} 値が最小であったが、 C_{t1} 値は 2 階で最小となった。原因については十分解明できていないが、診断では考慮されていない鉛直接合部のせん断破壊の影響なども考えられる。例えば、診断では B 通り中央の 3 つの壁板により構成される図 4 の WB3 壁を一体化した耐震壁として扱っているが、解析では B 通り構面 4 通り付近の JQ ばねがせん断ずれ破壊している。

I_s 値は 1 階で最小となり 0.82 である。 C_{t1} 値とは異なり I_s 値が 1 階で最小となった理由は、1 階では 2 階よりも脆性的な破壊形式となる壁が多く、 I_s 値を算出する際に強度型の算定式となったためである。崩壊形は、直交壁を持たない壁で水平接合部のずれ破壊および壁のせん断破壊が多いものの、全体としては壁の曲げ降伏が支配的であった。既往の実大実験で確認された水平接合部のずれ破壊が破壊形式となる耐震壁も存在した。

壁梁の水平抵抗力への寄与を確認する目的で、(4)式の第 2 項を無視して診断した場合、 C_{t1} 値は 1 階で最も小さく 0.19 であり 74% 低下した。また、解析で壁梁を含めない場合の保有水平耐力時の C_{01} は 0.20 であり、両者は概ね一致した。つまり、水平耐力の 75% 程度が壁梁の寄与分である (図 12)。

また、診断では、解析モデルと同様に建物の 1 通りから 5 通りま

での 1 階段室分を対象としたが、その場合、図 1 の建物で 5 通りや 9 通りの位置にある桁行方向の壁耐力を過小評価することになる。建物全体を対象に耐震診断を行った場合、靱性指標 C_{t1} 値は 2 階で最も低く 0.79 であり、 I_s 値は 1 階で最も低く 0.89 であった。1 階段室分の診断結果に比べ、 C_{t1} 値が 7% 大きい結果となり、建物全体を対象に解析した場合も同程度の耐力上昇が予想できる。

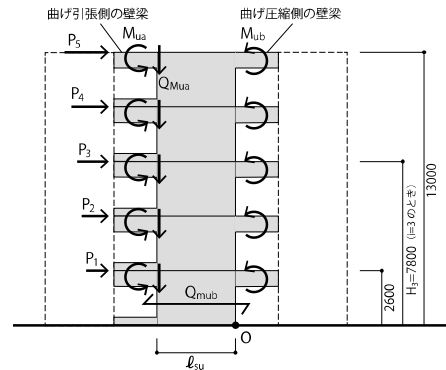


図 17 1 階の壁梁の耐震壁水平低力への寄与分

4.3 解析と診断の前提条件が結果に及ぼす影響

本節では、耐震診断の基本形である壁梁精査診断に対して、診断条件を変更した 3 つの比較検討形について考察する。比較検討形の内訳は、壁梁による耐力寄与を診断指針通りの略算とした場合の 2 通りと、基本形と同様に壁梁の寄与を精査した場合の 1 通りである。壁梁寄与を略算した 2 通りは、開口下部の成が小さい G4 梁 (図 5) を無視した場合 (以下「指針準拠診断」と考慮した場合 (以下「G4 考慮診断」) であり、壁梁寄与精査の 1 通りは、壁梁の耐力に床板の寄与を考慮しない場合 (以下「壁梁床無診断」) である。各診断ケースの診断前提条件と $F=1.0$ のときの強度指標 C_{t1} および構造耐震指標 I_s 値を表 6 に整理した。

指針準拠診断での C_{t1} 値と I_s 値はいずれも 2 階で最も小さく、共に 0.75 であった (表 6)。これらは、壁梁精査診断の値より 1% 高い。また、G4 考慮診断での C_{t1} 値と I_s 値もいずれも 3 階で最も小さく、共に 0.79 であった。これらは、壁梁精査診断の値よりも 7% 高い。一方、解析での保有水平耐力時 C_{01} は 0.73 であり、壁の破壊形評価に課題があるものの、建物全体としては、概ね妥当な評価が得られた。一方、壁梁による耐力寄与を診断指針通りの略算とした場合、扱う壁梁に注意をしなければ危険側の評価となる可能性がある。

壁梁精査診断と壁梁床無診断の C_{t1} 値は 2 階で最小であるのに対し、診断準拠診断では 2 階と 3 階でほぼ同値、G4 考慮診断では 3 階で最小であることについて考察する。壁の曲げ耐力に対する壁梁の寄与の割合に着目して、壁梁精査診断と指針準拠診断を比較した場合、壁梁精査診断では 1-3 階の全ての壁の曲げ耐力に対する壁梁の寄与の割合は、下階から 78%、73%、69% であるのに対し、指針準拠診断では 73%、69%、60% である。指針準拠診断では 2 階と 3 階と値にやや差があり、壁の軸力に応じて算出される 3 階の壁梁耐力が過小評価されていることになる。

また、指針準拠診断と G4 考慮診断では、強度型の評価式で算出された 2 階および 3 階の I_s 値が最小となった。壁梁精査診断では、同階の I_s 値は靱性型の評価式で算出され、1 階の I_s 値よりも大きい。この理由は、壁に接続する梁の耐力評価が壁の破壊形式の評価に影

響したと考えられる。つまり、診断指針に準拠した場合、壁の曲げ耐力における梁の寄与は、梁の耐力に関係なく、壁に接続する梁の数に応じて壁の負担軸力に比例して算出されるので、負担軸力が比較的大きい壁で寄与が大きくなる。これは、長期荷重の負担率の大きい壁ほど、曲げ引張側に接続する壁梁の配筋量が多いことを仮定しているが、例えば図 16 の WB3 壁のように軸力が大きい壁に接続する壁梁の耐力が他の壁梁の耐力よりも高い設計には必ずしもなっていない。つまり、壁梁の壁の曲げ耐力への寄与は、軸力が大きい壁では過大評価となる可能性がある。水平力負担率の高い WB3 壁は壁梁精査診断では曲げ破壊型であったのに対し、指針準拠診断と G4 考慮診断では、梁の寄与が大きくなることにより、曲げ耐力が増大し、せん断破壊型となった。このことにより、同診断における 2, 3 階の I_s 値は強度型の評価式で決定されることになった。

基本形である壁梁精査診断では、(8)式より壁梁の水平抵抗力への寄与分を算出し、(4)式に壁梁による耐力上昇分として代入した。診断指針通りに壁梁の水平抵抗力への寄与を計算した場合、耐震壁と直交壁の負担軸力の和が大きい WB3 の 1 階で 0.6 倍に低下した。最も低下したのは WB1LG の 1 階で 0.3 倍に低下した。これは、B 構面の壁梁の曲げ耐力が、壁梁が接続する壁の負担軸力に寄らず、全階で同一なためである。また、耐震壁と直交壁の負担軸力の和が小さい WC1RG の 5 階では 17 倍に上昇した。このことは、WB3 壁の例のように、壁の破壊形式の評価に誤差を伴う可能性を示唆している。

開口上部の壁梁耐力に床板を考慮しない場合（壁梁床無診断）の C_{t1} 値と I_s 値はそれぞれ 2 階と 1 階で最小となり、0.65 と 0.71 であった。壁梁精査診断に比べて、それぞれ 12% と 13% 低下した。解析同様に床板を壁梁耐力に考慮することによる水平耐力への影響が大きいたことが確認できた。

5. まとめ

本研究では、現存する標準的な WPC 構造集合住宅建物を対象に、桁行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) 耐震壁板の開口周囲の壁梁および壁は線材に置換し、弾性線材に曲げあるいはせん断の先行破壊モードに応じた塑性変形ばねを設けて塑性変形を評価した。また、壁板の接合部を弾塑性ばねに置換した。これを用いた解析によって得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 地震荷重を A_i 分布とした場合の桁行方向の保有水平耐力を算出した。保有水平耐力時の 1 階の層せん断力係数 C_{q1} は 0.73 であり、その時の変形角は 0.41% であった。崩壊形は 1 階脚部の接合部の降伏および耐震壁間のずれを伴う壁梁と開口脇壁の曲げ降伏であった。著者らによる同建物の張間方向の解析¹⁻³⁾での保有水平耐力時 C_{q1} およびその時の変形角はそれぞれ 0.64 と 0.19% であり、桁行方向の耐力の方が 1.14 倍大きく、保有水平耐力時変形角も大きかった。
- (2) 同建物の桁行方向について「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」⁶⁾（以下「診断指針」）に準じた第 2 次耐震診断を実施した。壁梁による水平耐力向上分を精査した場合（壁梁精査診断）、靱性指標 $F=1.0$ 時の強度指標 C_{t1} 値は 2 階で最も低く 0.74 となり、解析での保有水平耐力時 C_{q1} とほぼ同値であった。 I_s 値は 1 階で最も低く 0.82 であった。

耐震診断における崩壊形は直交壁のない壁の一部でせん断破壊および水平接合部のずれ破壊となったが、全体としては壁の曲げ破壊で、水平耐力が決定された。これは、解析での梁降伏型の崩壊形と概ね一致した。

- (3) 壁の曲げ耐力への接続壁梁の寄与は、診断と解析とで 70-80% 程度と高い割合であることを確認した。建物全体としては両者の接続壁梁の寄与度は概ね一致したが、個々の壁に着目すると、診断による略算値は精算値の 0.3 倍から 17 倍とばらつきが大きく、壁の崩壊形評価に影響することを示した。
- (4) 壁梁による水平耐力向上分を診断指針通りに算出した場合（指針準拠診断）、 C_{t1} 値と I_s 値はいずれも 2 階で最も小さく、共に 0.75 であった。 C_{t1} 値は壁梁精査診断の場合とほぼ同値となり、解析の保有水平耐力時の C_{q1} に比べ 3% 高かった。指針準拠診断は扱う壁梁に注意をしなければ危険側の評価となる可能性があり、壁の破壊形評価に課題があるものの、建物全体としては、概ね妥当な評価が得られた。
- (5) 梁降伏が主体の崩壊形では、梁耐力の評価が建物の挙動および保有耐力に与える影響が大きいが、本研究では、開口上部の壁梁の床板や上階開口下部の梁（腰壁）との一体化に関しては十分評価できていない。梁の耐力評価の影響を確認する目的で床板の梁耐力への寄与を考慮しない解析を行ったところ、保有水平耐力が 14% 低下した。また、診断では、 C_{t1} 値が 2 階で最も低く 0.65 となり、壁梁精査診断に比べ 12% 低下した。

謝辞

図版の作成に際して大関修平氏（首都大学東京大学院生）と白井亮氏（同学部生）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) 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) 下錦田聡志, 高木次郎, 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, 日本建築学会構造系論文集, 第 680 号, pp1589-1598, 2012. 10
- 3) 高木次郎, 大関修平, 中橋芳貴: 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鉛直接合部のせん断ばねモデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 693 号, pp2009-2017, 2013. 11
- 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) 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) 日本建築防災学会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 2001 年改訂版 7 刷, 2001
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 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) 広澤雅也: 公団型中層プレハブ, コンクリートジャーナル vol. 11, No. 11, pp42-56, 1973
- 11) 建築構造学大系編集委員会: 建築構造学大系 21, 特殊コンクリート構造, 第 1 版第 2 刷, 1973
- 12) Midas GEN Ver. 800, MIDAS Information Technology Co., LTD, 2013

(2013年11月7日原稿受理, 2014年3月31日採用決定)