

水平と鉛直の接合部を有する壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐力壁の 数値解析モデル

NUMERICAL SIMULATION MODELS OF WALL-TYPE PRECAST REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS ASSEMBLED WITH HORIZONTAL AND VERTICAL CONNECTIONS

高木次郎*¹, 西田周平*², 佐野功汰*³,
遠藤俊貴*⁴, 平松道明*⁵, 村上輝樹*⁶

*Jiro TAKAGI, Shuhei NISHIDA, Kota SANO,
Toshiki ENDO, Michiaki HIRAMATSU and Teruki MURAKAMI*

The inelastic static analysis pushover models of the wall-type precast reinforced concrete (WPC) residential buildings are proposed. The models are composed of beam elements for walls and inelastic springs for the connections. The inelastic force-restoration relationships of the shear walls and connections are defined based on review of past research. The defined relationships are verified with experiments of shear wall frames in the transverse direction of WPC buildings. The proposed models well simulate the lateral strength and sequence of damages such as shear cracks and flexural yielding of the shear wall panels, and shear slips of horizontal connections.

Keywords: *wall-type precast reinforced concrete structure, static pushover analysis, shear wall, experiment, connection, inelastic spring*

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造, 静的増分解析, 耐力壁, 実験, 接合部, 弾塑性ばね

1. はじめに

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート (WPC) 構造は, 集合住宅を主用途として, 工場生産された高品質な壁板と床板を現場接合することで居室を構成する構造である。同構造の集合住宅建物の過去の大地震時の被害は軽微であり¹⁾, 高い耐震性能が確認されている。WPC構造集合住宅建物は日本の高度経済成長に合わせて1960年代後半から多く建設され²⁾, 実験的に接合部の技術開発が進められた。その後, 建設戸数は減少したものの, 接合部の詳細仕様の改良が進み, WPC耐力壁が現場打耐力壁相応の水平耐力と崩壊形を有することが報告されている³⁾。ただし, 設計上完全に現場打壁式 (WRC) 構造と同じ扱いが可能であるとは言えず, 終局状態を考える場合には, 接合部の損傷評価も必要になる。その上で, 壁板同士あるいは壁板と

床板の間の複数種類の接合部の損傷を伴う地震崩壊挙動を精度よく評価することは難しく, 設計上の課題になる。本研究では, 新築WPC構造建物の耐震性能評価のため, 近年の仕様の接合部を含むWPC構造耐力壁の数値解析モデルを提示し, 既往実験との比較を通じてその妥当性を議論する。

一般的な耐震壁付きラーメン構造や壁式構造の集合住宅建物では, 長辺方向 (桁行方向) の架構は開口が多いために純ラーメン構造に近く, 短辺方向 (張間方向) は戸境壁を中心に壁量が多く, 耐震壁 (あるいは耐力壁) がほぼ全ての水平力を負担する。WRC構造や耐震壁付きラーメン構造では, 一般的に壁量が多い張間方向の耐震性能が高いが, WPC構造では接合部が損傷する可能性があり, 必ずしもそれが言えない^{4,5)}。また, WPC構造集合住宅建物の桁行方向の耐震性

*¹ 東京都立大学 都市環境科学研究科 教授・Ph.D.

*² 東京都立大学 都市環境科学研究科 元大学院生 修士 (工学)

*³ 東京都立大学 都市環境科学研究科 大学院生

*⁴ EQSD 一級建築士事務所 博士 (工学)

*⁵ 元大成ユーレック株式会社

*⁶ 大成ユーレック株式会社

Prof., Tokyo Metropolitan University, Ph. D.

Former Graduate Student, Tokyo Metropolitan University, M. Eng.

Graduate Student, Tokyo Metropolitan University

EQSD Structural Consultants, D. Eng.

Former Employee, TAISEI U-LEC Co.,Ltd

TAISEI U-LEC Co.,Ltd

能については、梁降伏先行型の設計とすることによって、数値計算の結果に一定の信頼性が確保できるのに対し、張間方向については、連層の耐力壁板と接合部の支配的な損傷形式の特定が難しく⁵⁾、結果の妥当性を判断しづらい。これは、桁行方向については、スラブとの一体性を含めた壁梁の曲げ耐力評価⁶⁾によって、梁降伏型の架構の水平耐力が概ね求まるのに対し、張間方向については、図1のように連層耐力壁の曲げ降伏とせん断破壊、水平接合部や鉛直接合部のせん断破壊など複数の損傷形が考えられ、耐震性能評価に壊れ方の同定が伴うためである。

本研究で提示するWPC構造耐力壁の静的増分解析モデルでは、耐力壁と直交壁を線材とし、耐力壁の塑性せん断変形と各種接合部のせん断や引張の挙動を弾塑性ばねに集約する。個々の弾塑性ばねの設定根拠をできるだけ明示して、直交壁を有して水平および鉛直接合部を含む既往のWPC耐力壁実験との整合性を評価することでモデルの妥当性を議論する。なお、著者らは既往文献⁷⁾において同様の数値解析モデルを提案しており、基本的な構成は本論文で示すモデルと同様である。ただし、水平接合部の鉛直方向の弾塑性ばねの特性や、鉛直接合部および耐力壁の最大せん断耐力値などの弾塑性ばねの設定を見直している。それらの詳細について他の弾塑性ばねの設定と合わせて本文で述べる。

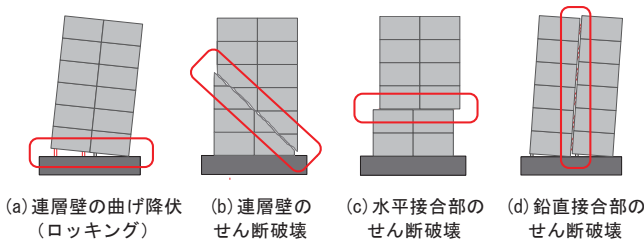


図1 WPC構造集合住宅建物の張間方向架構の損傷機構

2. 張間方向架構の既往耐力壁実験

2.1. 試験体の構成

WPC 構造集合住宅の接合部を含む架構の耐震性能評価実験は、高度経済成長期に同形式の建物が多く建設された時期（以下「高度建設時」と呼ぶ）に比較的多く行われた⁸⁾。張間方向の架構の実験は、桁行方向の実験と比べて少数ではあるが実施されている⁹⁾。ただし、当時の接合部仕様は、現在一般的に使われている仕様とは一部異なる。図2に高度建設時の水平接合部の詳細を示す。接続筋とフレア溶接されたセッティングベースと呼ばれる鋼板が壁板の上下辺に埋め込まれており、それらを現場溶接することで上下の壁板を接合

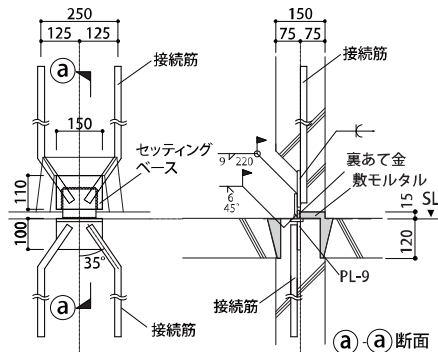


図2 水平接合部のセッティングベースの詳細

する仕組みである。一方、現在の水平接合部は後述の水平接合部の引張実験試験体図（図6）のように連層耐力壁の曲げ耐力に寄与する主筋（以後「軸筋」と呼ぶ）をスリーブ継手で接合する型式が一般的である。

高度建設時以降、近代的な接合部仕様のWPC 構造物の張間方向の架構を対象にした耐震性能評価実験の数は少ないが、文献10, 11)に、2 層分の耐力壁と直交壁で構成される試験体に対する水平漸増繰返加力実験の結果が報告されている。同研究では、図3のような試験体を4 体作成して、一定鉛直荷重下で水平漸増繰返加力を行った。試験体には、耐力壁と直交壁とスラブ、および水平接合部と鉛直接合部の張間方向架構の構成要素が含まれる。実験は、ツィンウォール工法を採用したWPC 構造集合住宅建物の張間方向架構の耐震性能評価を意図した。ツィンウォール工法は、6 階建て以上のWPC 構造集合住宅建物の桁行方向の壁量確保を目的として、居室の共用廊下側とバルコニー側の構面をそれぞれ2 重に設けるものである¹⁰⁾。そのため、4 体の試験体のうち3 体については、直交壁が2 重にあり、比較検討用に直交壁が通常の2 倍の壁厚の試験体（DB-Y-5 試験体）が1 体作成された。本研究では、その1 体の試験体（図3）に対して、数値解析モデルを作成して実験結果との比較評価を行う。

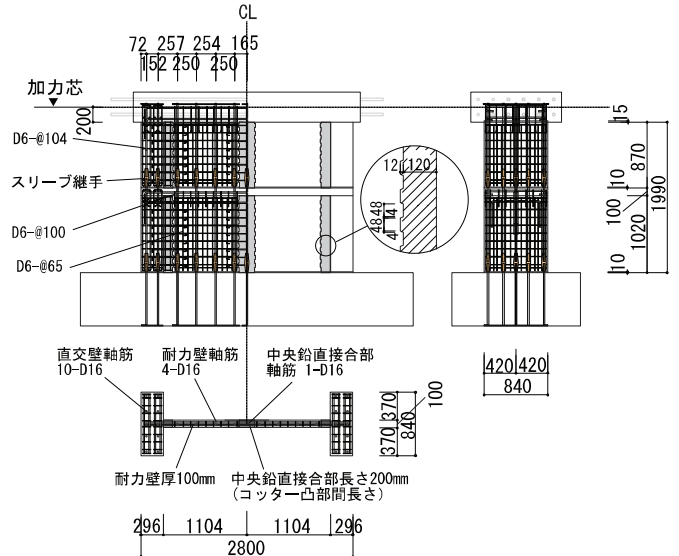


図3 張間方向架構の既往耐力壁実験試験体（DB-Y-5 試験体¹⁰⁻¹²⁾）

試験体は2 層2 スパン分の合計4 枚の耐力壁板と4 枚の直交壁板と層間のスラブおよび上下スタブより構成される。断面寸法と鉄筋径の縮尺はそれぞれ1/2.5 と1/2 である。以降、試験体高さ中央に位置するスラブより下部と上部をそれぞれ「下階」と「上階」と呼ぶ。また、水平接合部について、下から「下段」、「中段」、「上段」の水平接合部のように呼ぶ。下段水平接合部が、下部スタブと下階耐力壁との間の水平接合部であり、中段水平接合部が、上下階耐力壁間の水平接合部である。壁板の高さは下階が1020 mmで上階が870 mmである。スラブ厚さは100 mmでスタブを除く試験体高さは1990 mmである。4 枚の耐力壁板の長さはコッター底間の最短長さで884 mmであり、中央の耐力壁板間の鉛直接合部長さが200 mm、耐力壁板と直交壁板の間の鉛直接合部長さが120 mmである。また、耐力壁板の厚さは100 mmで、直交壁板の厚さは296 mmである。軸筋は全てD16 であり、両側の直交壁中に10 本ずつ、耐力壁中に4

本ずつ、中央の耐力壁同士の鉛直接合部内に1本の合計29本ある。耐力壁と直交壁の間の鉛直接合部内には軸筋（鉛直接合筋）は存在しない。材料試験から、壁板コンクリートの圧縮強度とヤング係数はそれぞれ35.9 N/mm²と22.7 kN/mm²であり、D16鉄筋の降伏強度と引張強度はそれぞれ346 N/mm²と496 N/mm²、D6鉄筋の降伏強度は368 N/mm²である。

2.2. 実験結果の概要

実験結果の概要を以下に述べる。DB-Y-5試験体の結果のみ示すが、他の3体の実験結果も大きな差がないことが報告されている¹⁰⁻¹²⁾。荷重変形角関係および変形角と損傷の関係は図4と表1の通りである。ここで、変形角Rは上部スタブの加力点の水平変位を耐力壁脚部から加力点までの高さ2190 mmで除した値である。

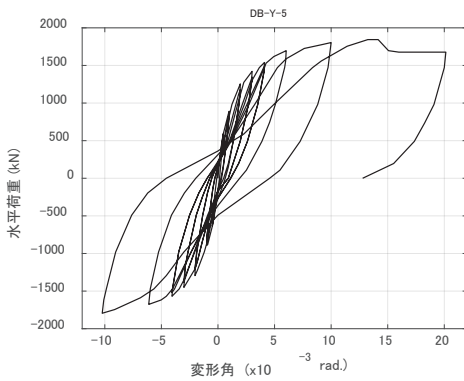


図4 DB-Y-5試験体¹⁰⁻¹²⁾の荷重変形角関係

表1 DB-Y-5試験体¹⁰⁻¹²⁾の変形角と損傷の関係

変形角 (%)	水平耐力 (kN)	損傷の概要
0.05	225	鉛直接合部コッターからの斜めひび割れ
0.05	353	水平接合部目地の目開き
0.1	755	下階耐力壁板のせん断ひび割れ
0.2	1244	下階直交壁板の曲げひび割れ
0.3	1401	直交壁の外側軸筋の降伏
0.5	1705	直交壁の内側軸筋の降伏
1.0	1813	下階水平接合部の滑り増大
1.0	1813	下階圧縮側の鉛直接合部のコッター支圧部の圧壊
1.0以降	1813	直交壁脚部の圧壊
1.4	1861	最大耐力到達
1.4以降	1715程度	下階圧縮側耐力壁板の圧壊が進展

表2に水平耐力の実験値と計算値の関係を示す。試験体はせん断破壊型として設計されたが、実験では耐力壁板にせん断ひび割れは発生したものの、せん断破壊には至らなかった。実験で確認された最大水平耐力 $Q_u=1861$ kNは、以下の荒川最小式による終局せん断耐力計算値 cQ_{su1} の約1.5倍である。また、 cQ_u を直交壁や鉛直接合部の平衡面積を含むI型平面の全断面積で除した最大平均せん断応力度 $c\tau_u$ は2.6 N/mm²である。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053P_t^{0.23}(F_c + 18)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad (1)$$

ここで、(1)式中の変数の定義は以下の通りである。[]内に cQ_{su1} 算出に用いた値を示す。 M/Qd はせん断スパン比 ($1 \leq M/Qd \leq 3$) [1]であり、 σ_{wy} はせん断補強筋の降伏強度[368 N/mm²]、 b は試験体断面面積を全長さで除した等価壁厚[150 mm]、 j は応力中心距離[2450 mm]である。また、 p_t は引張鉄筋比[0.47%]であり、 p_w はせん断補強筋比 ($p_w \leq 0.012$) [3.63×10^{-3}]、 F_c はコンクリートの設計基準強度[35.9 N/mm²]、 σ_0 ($\sigma_0 \leq 8$ N/mm²) [2.16 N/mm²]は耐力壁の圧縮軸応力度である。 M/Qd に関して、耐力壁のシアスパン M/Q は試験体高さ[1990 mm]とし、壁長さ d は直交壁の芯間距離[2504 mm]とした。実験値が計算値を上回る理由は明確には説明できないが、柱梁架構中の耐力壁のせん断耐力評価の経験式をWPC構造の耐力評価に用いることの不整合も考えられる。例えば、引張鉄筋断面積には耐力壁の縦筋を含めず、直交壁中の軸筋(10-D16)のみ考慮したことや、耐力壁の横筋D6-@104をせん断補強筋としたことの妥当性などに議論の余地がある。

一方、2層分の実験試験体を直交壁と上下スタブによって囲まれる1層1スパンの耐震壁と考えると、塩原らによる柱梁架構中の耐震壁の終局せん断耐力算定式¹³⁾による耐力 cQ_{su2} は1986 kNであり、 cQ_u より大きい。ここで、 cQ_{su2} の算出に用いた諸元と数値は以下の通りである。耐力壁の全幅 l_w は2800 mmであり、内法高さ h_w は1990 mm、壁厚 t_w は100 mm、側柱の厚さ B は840 mm、側柱のせい D は296 mm、コンクリートの一軸圧縮応力度 f_c' は35.9 N/mm²、コンクリートの有効圧縮強度係数 γ は0.7である。また、壁横補強筋断面積 Σa_{wh} は507 mm²であり、壁縦補強筋断面積 Σa_{wv} は1787 mm²、側柱主筋断面積 Σa_l は1986 mm²、主筋降伏強度 f_y は346 N/mm²、補強筋降伏強度 f_{wy} は368 N/mm²、試験体に作用する軸力 N' は1511 kNである。文献13)では圧縮ストラットの形成を評価した耐力算定の方法を提示しており、接合部の挙動が圧縮機構に及ぼす影響が比較的小さいために、せん断破壊しない実験挙動に整合する終局せん断耐力算定値になった可能性がある。著者らの既往研究¹⁴⁾でも、鉛直接合部の破壊は一体化された耐力壁のせん断破壊に先行せず、せん断耐力は一体化壁の計算値に近いことが確認されている。一方、「壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説」¹⁵⁾に準拠して算出した下階脚部の終局曲げモーメントを加力高さで除したせん断耐力計算値 cQ_{su} は2026 kNであり、 cQ_u より10%ほど大きい。実験では、直交壁の曲げひび割れ(表1)や軸筋の塑性変形が確認されているが、耐力壁全体の変形モードとしては、曲げ変形あるいはロッキングによる水平変位は相対的に小さい(図5)。なお、図5の変形図は、試験体およびスタブに合計82か所(水平方向30か所と鉛直方向52箇所)の変位計を設置し、耐力壁の変形と接合部の滑りや目開き等を測定した結果を描画したものである。変形角1%時の上部スタブの水平変位は約20 mmであるが、その時の1層脚部の目開き(浮き上り)は1-2 mmであり、曲げ変形による水平変位も概ね同程度である。後述の(2)式に準拠して算出した水平接合部の滑り耐力の計算値 Q_{hu} は1298 kNであり、 cQ_u の約70%である。実験では変形角1.4%で直交壁脚部が圧壊し、水平耐力が低下するものの、変形角2%まで最大水平耐力の95%を保持して変形している。従って、実験耐力壁架構の崩壊形は、曲げ降伏を伴う水平接合部の滑りのように判断できる。

表 2 DB-Y-5 試験体の水平耐力の実験値と計算値の関係

cQ_u	cQ_{su1}	cQ_{su2}	cQ_{mu}	cQ_{hu}
1861 ($c_{tu}=2.6N/mm^2$)	1207 <0.65>	1986 <1.07>	2026 <1.09>	1298 <0.70>

< > 内は計算値の実験値に対する割合を示す。

- cQ_u : 最大水平耐力実験値 (kN)
- cQ_{su1} : 荒川最小式 (1式) による終局せん断耐力計算値 (kN)
- cQ_{su2} : 塩原ら¹³⁾による終局せん断耐力計算値 (kN)
- cQ_{hu} : 水平接合部の滑り耐力 (2式) の計算値 (kN)

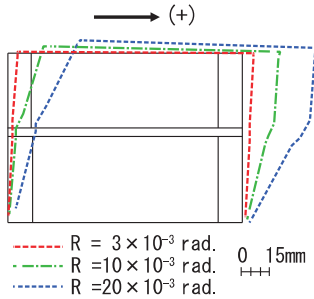


図 5 試験体の変形モード (DB-Y-5)

3. 水平接合部の既往引張実験

WPC 構造建物の連層耐力壁の軸筋は、水平接合部を貫通して機械式継手 (スリーブ継手) によって上下の壁板同士を接合する。軸筋は、連層壁に作用する転倒モーメントによって、壁板の引張縁が離間して浮き上がり、図 1 のようにロッキング変形するのを拘束する。すなわち、WPC 構造連層壁の曲げ変形はロッキング変形と分離して議論することが難しい。

連層壁の曲げ変形下で引張力を受ける軸筋継手の耐力と変形性能を確認する目的で、1994 年に大成プレハブ株式会社 (現大成ユーレック株式会社) が図 6 のような試験体に対する引張実験を実施した。実験の詳細は同社の内部資料としてのみ保存され、公表されていないため、本章で概要を示す。スリーブ継手の有無および壁板の厚さ (100 mm と 400 mm) を実験パラメータとして、それらの組合せ 4 通りを 2 試験体ずつ合計 8 体の試験体が作製された。図 6 の壁厚さ 100 mm でスリーブ継手が存在する S14 シリーズの試験体が WPC 構造建物内の接合部の構成に合致する。この試験体に対して図 7 のサイクルで軸筋の引張方向に対してのみ変位を漸増させて载荷した。図 7 の加力サイクルの縦軸は鉄筋歪であり、実験中に測定した複数の鉄筋歪の最大値 ϵ_{max} である。図 6 中の 1 から 8 の数字は歪ゲージ番号を示し、それらのうち No. 3 の歪値が常に最大で ϵ_{max} を与える。8 体の試験体の最大引張荷重は 63 kN から 66 kN の範囲にあり、荷重変位関係も概ね同様であった。すなわち、この実験によりスリーブ継手が鉄筋母材同等の引張耐力を有することが確認された。以下では図 6 の同仕様の S14 シリーズ試験体 2 体 (S14-1 と S14-2) についての結果を中心に述べる。なお、軸筋の D13 (SD345) の降伏強度と引張強度の平均はそれぞれ、376 N/mm² と 550 N/mm² であり、コンクリート (Fc27) の 4 週強度の平均は圧縮と引張とでそれぞれ 35 N/mm² と 2.7 N/mm² であった。スリーブ継手の仕様は日本スプライススリーブ株式会社製のモルタル充填式鉄筋継手 4U-X であり、図 3 の耐力壁実験で用いたスリーブ継手 (5U-X) とは同仕様で適用鉄筋径のみが異なる。

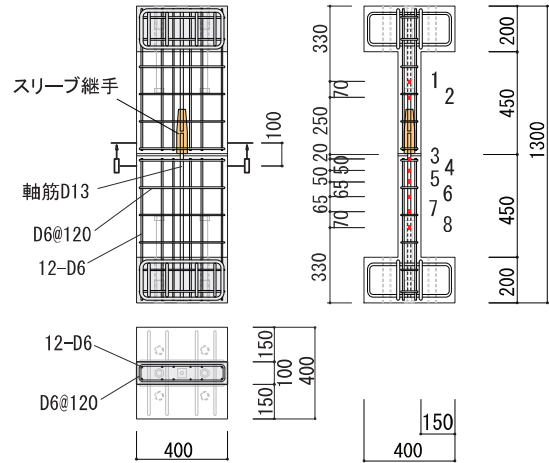


図 6 水平接合部引張試験体 (S14 シリーズ) の構成

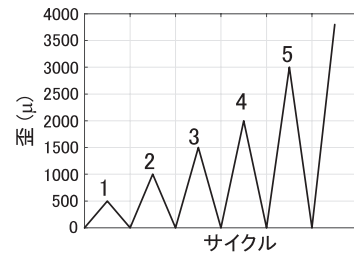


図 7 水平接合部引張実験の加力スケジュール

引張実験で得られた荷重変位関係は図 8 の通りである。図の縦軸は引張荷重であり、横軸は水平接合部の目開き量である。目開き量は、図 6 に示した 2 つの変位計の平均値である。2 体の試験体の最大引張耐力は 66 kN と 64 kN でほぼ等しく、これらは、軸筋 D13 の降伏耐力 P_y と引張耐力 P_u の 135% と 93% である。ここで、 P_y と P_u は材料試験で得られた降伏強度と引張強度の平均値に D13 の公称断面積 127 mm² を乗じた値であり、それぞれ 48 kN と 70 kN である。従って、図 8 から目開き量が 0.5 mm 程度で軸筋が降伏し、歪硬化によって引張軸力が連続的に上昇し、目開き量が約 10 mm で引張耐力に到達したことが理解できる。その後、S14-1 試験体では目開き量 50 mm まで軸筋は破断せず変位計のストロークを超えて測定不能になった。一方、S14-2 試験体では目開き量 22.5 mm で鉄筋が破断した。ただし、22.5 mm は 8 体の試験体のうちの鉄筋破断時目開き量の最小値であり、目開き量測定不能になった S14-1 を含む 3 体の鉄筋破断時目開き量を 50 mm と仮定した場合の試験体 8 体の鉄筋破断時目開き量の平均値は 43 mm である。また、スリーブ継手のある試験体 4 体の鉄筋破断時目開き量の平均値も同じく 43 mm である。

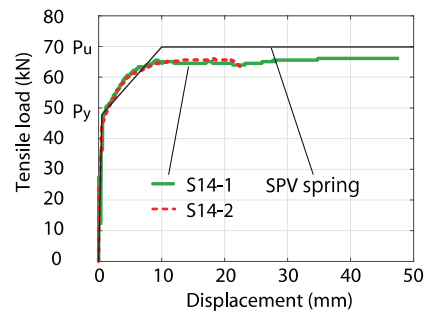


図 8 S14 シリーズ試験体の目開き量と引張荷重の関係

図9にS14-2試験体の軸筋の歪分布を示す。S14-1試験体では ϵ_{max} が10000 μ 時の歪分布の記録に不備があり、S14-2の結果を示したが、歪分布の傾向はS14-1も同様である。 ϵ_{max} が1500 μ 以下の軸筋が弾性の範囲では、歪ゲージNo.4, No.5の順にNo.3の近傍から順に歪値が低下するが、 ϵ_{max} が10000 μ 以上の軸筋降伏以後は歪ゲージNo.3の値(ϵ_{max})が突出して大きく、軸筋の塑性変形が水平接合部近傍で集中的に進行することが分かる。実験後の写真で、壁板端部から軸筋が伸び出した状態で破断した様子が記録されており、水平接合部近傍で軸筋と周辺コンクリートの付着が切れたと推察される。鉄筋の付着長さは鉄筋径の増大に伴い長くなることから、鉄筋破断時の塑性長さおよび目開き量は鉄筋径が大きくなると増大すると考えられる。WPC構造物中の一般的な軸筋は本試験体で用いたD13よりも大きいため、水平接合部の引張塑性変形性能は本実験値より大きいと推察できる。従って、塑性変形の上限を20mmなどとするのは概ね安全側の設定と考えられる。

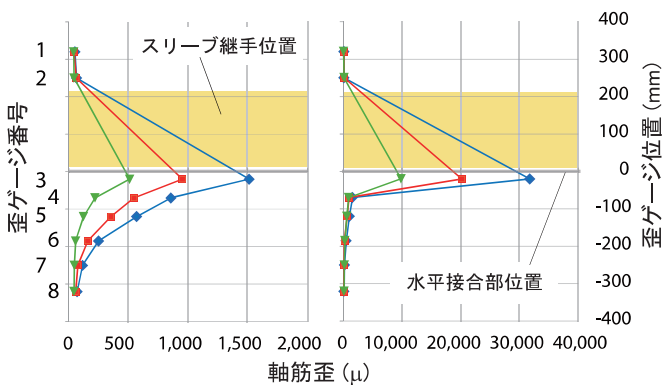


図9 S14-2試験体の軸筋の歪分布

4. 静的増分解析モデル

4.1. 耐力壁実験試験体モデルの構成

図3の既往実験の耐力壁実験試験体の数値解析モデルを図10に示す。2章の耐力壁実験では、変形角2%程度までの損傷と崩壊形が示されているが、新築建物の設計では過大な変形を許容しない一般的な考え方をふまえて変形角1%程度までの水平耐力と損傷過程が実験結果と整合することを重視してモデル化を行う。図3の試験体の4つの耐力壁板をそれぞれ上下端に剛な水平部材を有する弾性線材(曲げせん断要素)でモデル化する。壁のせん断塑性変形は、弾性線材の高さ中央に設けた弾塑性ばね(SCNばね)により評価する。また、壁の曲げの塑性変形は、軸筋の降伏に応じた水平接合部の鉛直方向の弾塑性ばねを軸筋位置に設けることにより評価する。その他、図中の弾塑性ばねの評価対象挙動および設定概要は表3の通りである。これらはいずれも接続する2節点間の全体座標系の水平と鉛直および回転の相対変位に対するばねである。表中に記載のない方向については、ばねが接続する2節点間の相対変位を自由とする。水平接合部ばね(SPばね)は、上下階壁の水平方向の滑りを評価するばね(SPHばね)と鉛直引張方向の軸筋の降伏を評価するばね(SPVばね)により構成される。鉛直接合筋ばね(VJばね)は、引張方向の鉛直接合筋の降伏を評価する。CRばねは、直交壁による耐力壁の曲げ耐力寄与を評価し、直交壁中のSPVばねとVJばねの復元力特性の和として定義する。また、鉛直接合部ばね(JQばね)は、平面

的に隣接する耐力壁間あるいは耐力壁と直交壁間の鉛直方向の相対変位に対して、鉛直接合部の塑性せん断変形を評価するばねである。このように、WPC構造物を線材と弾塑性ばねでモデル化することにより、実用的な解析モデルを提示することを意図する。5章で図3の耐力壁実験と図10の解析モデルの挙動の比較考察を行うが、耐力壁の破壊形式と直接関係のないばね特性や最大耐力までの挙動に与える影響が比較的小さいばね特性については、その妥当性が本論中で議論できていない。それらは特にSCNばねとJQばねである。両ばねの設定に関しては、著者らによる既往研究(16)と(17)とでそれぞれで議論しているので参照いただきたい。次節では、両ばねを含む解析モデル中の全てのばねについて概要と根拠等を整理する。なお、コンクリートのヤング係数は実験試験体の材料試験の結果から22.7 kN/mm²とする。

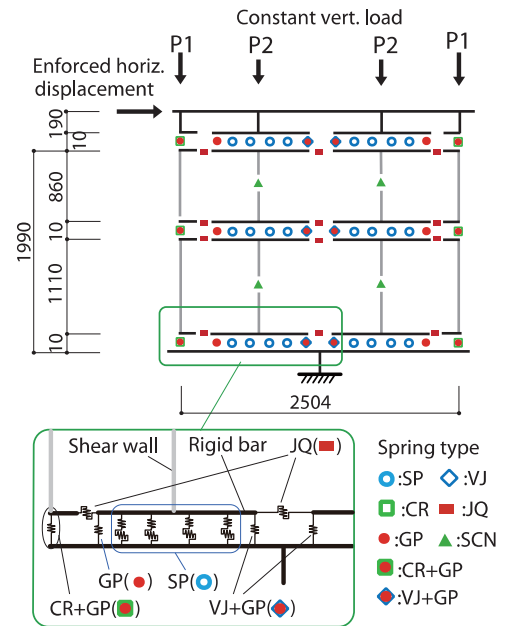


図10 耐力壁実験の数値解析モデル

表3 解析モデル中の弾塑性ばねの概要

名称	評価対象挙動	方向	設定
SCN	耐力壁の塑性せん断変形	水平	耐力壁のひび割れ後の塑性変形を評価する水平方向のばねで、耐力壁の曲げせん断要素の高さ中央に設けた。原点对称の負剛性を有する図11のテトラリニア型の復元力特性とした。
SP SPH + SPV	上下階の耐力壁の水平方向の滑り	水平	上下の耐力壁間の水平方向の滑り変形に対して、初期剛性の大きい完全弾塑性ばねとした。耐力は文献(19)に示されるせん断耐力 Q_{hw} に準拠した。
	耐力壁の曲げ塑性変形	鉛直	鉛直引張方向に弾塑性のばねとした。(鉛直圧縮方向の剛性はGPばねにより評価する。引張方向の復元力特性は軸筋の降伏耐力と引張耐力を折れ点とするトリニアとした。
VJ	鉛直接合筋による耐力壁の曲げ耐力寄与	鉛直	鉛直引張方向にのみ弾塑性とした。鉛直圧縮方向はSPばねと同様である。引張方向の復元力特性は鉛直接合筋の降伏耐力を最大耐力とする完全弾塑性とした。
CR	直交壁による耐力壁の曲げ耐力寄与	鉛直	SPVばねとVJばねの復元力特性の和とした。
GP	耐力壁の圧縮縁の挙動	鉛直	圧縮方向にのみ弾性高剛性とした。
JQ	鉛直接合部による平面的に隣接する壁間の相対変位拘束	水平	弾性高剛性とした。
		鉛直	原点对称の負剛性を有する図11のテトラリニア型の復元力特性とした。
		回転	弾性高剛性とした。

4.2. 弾塑性ばねの復元力特性

4.2.1. SCN ばね

SCN ばねは耐力壁の塑性せん断変形を評価するばねであり、その復元力特性は図 11 のような原点对称のテトラニア型とする。弾性変形は、線材置換した曲げせん断要素により評価することから、塑性変形分のみを評価する同ばねの初期剛性は十分大きく設定する。第 1 折点はひび割れ時とし、その耐力は終局せん断耐力 Q_{su} (図 11 と表 4 中の Q_u) の 1/3 とする。第 2 折点は終局せん断耐力点であり、同点の部材変形角の塑性変形分 δ_{su} (図 11 と表 4 中の δ_u) は参考文献¹⁸⁾に準拠して 0.4% とする。最大耐力後は部材のせん断弾性剛性の 0.005 倍の傾きで耐力が低下する負剛性とした。最大耐力後の剛性については、著者らの既往文献¹⁶⁾で設定した。これは、既往の耐震壁実験および境界梁のせん断ばねモデルの設定を参考に定めたものである。その後の残留耐力は終局せん断耐力の 0.4 倍とした。直交壁を除く耐力壁のみの断面に対して文献 13) に準拠して算出した終局せん断耐力の 1/2 ずつを試験体中央の鉛直接合部両側の耐力壁板の SCN ばねの Q_{su} とした。

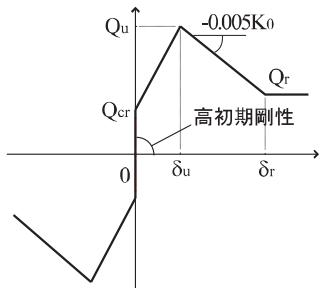


図 11 SCN ばねと JQ ばねの復元力特性

表 4 SCN ばねと JQ ばねの復元力特性設定値

記号	SCN ばね	JQ ばね
δ_{cr}	0.01 mm 程度	0.05 mm
δ_u	変形角 1/250 相当	1.5 mm
δ_r	最大耐力点からせん断弾性剛性の 0.005 倍の負剛性で耐力低下して残留耐力 Q_r 到達時の変位	8.0 mm
Q_{cr}	1/3 Q_u (=1/3 Q_{su})	1/3 Q_u (=1/3 Q_{ju})
Q_u	文献 13) の終局せん断耐力算定式	文献 24) 評価式
Q_r	2/5 Q_u (=2/5 Q_{su})	文献 24) 評価式のコーナー筋寄与分 (4) 式の第 2 項と (6) 式の第 2 項

4.2.2. SPH ばね

上下階の耐力壁板の水平方向の滑りを耐力壁板の軸筋位置に設けた SP ばねによって評価する。同ばねの復元力特性はバイリニアとし、初期剛性を十分大きく降伏時変位を 0.01mm とし、降伏耐力 Q_{huA} は (2) 式¹⁹⁾ に準じた。

井上ら²⁰⁻²³⁾は、張間方向をプレキャスト壁式構造として桁行方向をラーメン構造とする WR-PC 構造の張間方向の連層壁の静的漸増繰返載荷実験を行い、耐力壁と平行なスラブ筋が引張力を負担して、連層壁のトラス機構が形成されることを確認した。スラブ筋の引張降伏によって水平接合部の滑り耐力が決定され、それが連層壁の水平耐力に対して支配的になる可能性を示した。一方、WPC 構造のスラブはプレキャスト板であり、現場打ちスラブの WR-PC 構造とは異なることから、図 10 の解析モデルではスラブ筋の降伏を伴う崩壊形を考慮していない。水平接合部の滑り耐力は、上下に連続する耐

力壁間の摩擦による滑り耐力評価式 ((2) 式) により定めた。これが、SPH ばねの降伏耐力 Q_{huA} である。なお、図 3 の耐力壁実験試験体のスラブは現場打ちであるが、これは試験体製作上の都合であり、一般的な WPC 構造の構成とは異なる。

$$Q_{huA} = 0.7(\sum a_h \sigma_y + N_0 + N_e) \quad (2)$$

ここで、 a_h は水平接合部の有効な接合筋の断面積 (mm^2) であり、 σ_y は耐力壁の水平接合部を横切る縦筋の材料強度 (N/mm^2) である。「壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説」¹⁵⁾等では、直交壁を含まない耐力壁中の軸筋と鉛直接合筋を有効な接続筋としている。本論では、特に引張に有効と考えられる耐力壁 1 枚分 (図 3 の中央対称軸加力側耐力壁 1 枚) の軸筋 (4-D16) を有効な接続筋とした。 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。層全体の水平接合部のせん断耐力を SPH ばねの数で除して、各 SPH ばねに与える。耐力壁実験の解析モデルでは、実験中一定加力した鉛直荷重を考慮し、水平荷重による変動軸力は相殺されるために考慮しない。

滑り発生後 (=バイリニアの SPH ばね降伏後) の剛性は、後述の 5 章の耐力壁実験の挙動との比較から 5 kN/mm とした。これは、主として軸筋のダボ効果による水平接合部の滑り発生後の耐力上昇分であり、(2) 式の $\sum a_h \sigma_y$ 項との相関性が高いと考えられる。ここでは、2 章の耐力壁実験の挙動を説明できる一設定として、5 kN/mm を与えるものであり、一般的な WPC 壁の水平接合部の滑り後の水平剛性を提示するものではない。

4.2.3. SPV ばね

水平接合部の鉛直引張方向の弾塑性ばねの復元力特性は、3 章の水平接合部の引張実験の結果を参考に軸筋の降伏耐力と引張耐力を折れ点とするトリリニア型とした。図 8 中に Vert. SP model として実験結果と比較して示した。折れ点の変位を 0.5 mm と 10 mm とし、それぞれの耐力を降伏耐力 P_y と引張耐力 P_u とした。 P_y と P_u は降伏強度と引張強度に公称断面積を乗じた値である。同ばねは、鉛直圧縮方向には耐力を持たず、後述のコンクリートの圧縮ばね (GP ばね) によって鉛直圧縮方向挙動を評価する。図 8 中の P_u 値は実験の最大耐力より大きく、鉄筋の引張強度を設計に用いることは一般的ではないが、ここでは実験結果の再現を意図した設定を採用した。

4.2.4. VJ ばね

VJ ばねは鉛直接合部内の鉛直接合筋をモデル化したものである。上下階の耐力壁の引張方向の相対鉛直変位に抵抗し、SP ばねと同様の設定とし、圧縮方向挙動は GP ばねによって評価する。図 3 の試験体では中央の耐力壁同士の鉛直接合部に鉛直接合筋があるが、耐力壁と直交壁の間の鉛直接合部には鉛直接合筋が存在しない。中央の鉛直接合部内の鉛直接合筋の VJ ばねについては、接続する 2 つの耐力壁の上下の水平剛材の端部に 1/2 の剛性と耐力を有する VJ ばねを設けた (図 10)。

4.2.5. CR ばね

CRばねは耐力壁の直交壁による上下階の耐力壁の相対鉛直変位の拘束を評価するばねである。直交壁中のSPVばねとVJばねの復元力特性の和とする。

4.2.6. GPばね

GPばねは線材でモデル化した耐力壁板の上下辺の剛材端部に存在する。圧縮方向に対してのみ弾性高剛性を有し、プレキャスト壁板の圧壊による塑性変形を無視する。これは、圧壊を正確に評価することが難しいことと圧壊よりも他の損傷が先行するために評価の重要性が相対的に小さいためである。2章の耐力壁実験でも、圧壊は変形角が1%を超えてから確認されており、それまでに軸筋の降伏や壁のせん断ひび割れおよび水平接合部の滑り等が発生して塑性変形が進行している。WPC構造では現場打壁式構造と比較して、耐力壁の曲げ耐力に寄与する鉄筋が耐力壁間を接続する軸筋に限定され、その降伏が曲げ変形に対して支配的であることと、プレキャストのコンクリートの充填性と強度は高いために、圧壊が全体挙動に与える影響はWRC構造と比較して相対的に小さいと考えられる。

4.2.7. JQばね

鉛直接合部が平面的に隣接する壁間の相対鉛直変位を拘束する効果をJQばねによって評価する。相対鉛直変位に対して、図11の原点对称の負剛性を有するテトラリア型の復元力特性とし、水平方向と回転に対しては弾性高剛性のばねとする¹⁷⁾。折れ点の設定は表4の通りであり、第1折点である接合部の斜めせん断ひび割れ発生時の耐力は最大耐力 Q_{ju} (図11と表4中の Q_u)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 Q_{ju} を与える変位 δ_{su} (図11と表4中の δ_u)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のせん断耐力とした。これらの復元力特性は、1969年から2009年に実施された異なる複数の形式の鉛直接合部の既往せん断実験を参考に、著者が既往研究¹⁷⁾で設定したものである。線材置換した耐力壁要素の上部と下部の水平剛材端部に、1層あたり2箇所JQばねを設け、それぞれに1層分の耐力の半分を与えた。鉛直接合部の最大せん断耐力は既往研究²⁴⁾に基づいて算出する。鉛直接合部の最大せん断耐力 Q_{ju} とシアコッターのせん断耐力 Q_{us} はそれぞれ(3)式と(4)式による。

$$Q_{ju} = \min(Q_{us}, N_{us}, Q_{uw}) \quad (3)$$

$$Q_{us} = \zeta_{uj} \{0.10F_c \beta_{pa} A_{sc} + \zeta_{uc} \sum (a_v \sigma_y)\} \quad (4)$$

ここで、 F_c はコンクリートの設計基準強度(N/mm²)、 A_{sc} はシアコッターの鉛直断面積の和(mm²)、 a_v はシアコッターのコッター筋断面積(mm²)、 σ_y はコッター筋の規格降伏点(N/mm²)である。 β_{pa} はコッターのせん断断面積の割増係数で、耐力壁直交壁間の接合部および溶接継手の耐力壁間の接合部では $\beta_{pa}=1.0$ である。 ζ_{uj} は接合部形状による補正係数で、耐力壁間の接合部では $\zeta_{uj}=1.0$ 、耐力壁直交壁間の接合部では $\zeta_{uj}=0.8$ である。また、 ζ_{uc} は継手方式による補正係数で、溶接継手の場合は $\zeta_{uc}=1.0$ である。 N_{us} はシアコッターの局部支圧耐力(N)で、(5)式による。

$$N_{us} = \zeta_{uj} A \alpha_2 F_c n \quad (5)$$

ここで、 A はシアコッター1個の水平断面積(mm²)、 n は当該鉛直接合部のシアコッターの数である。 α_2 は充填コンクリートまたは充填モルタルの局部支圧を考慮した割増し係数で1.2とした。 Q_{uw} はシアコッター部の充填コンクリートまたは充填モルタルのせん断耐力(N)で、(6)式による。

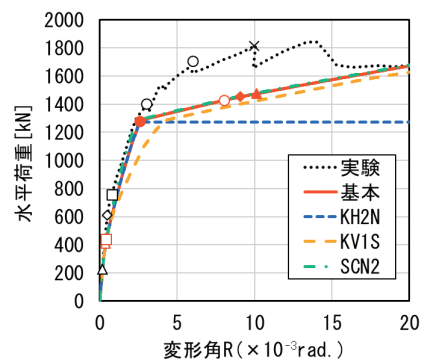
$$Q_{uw} = \zeta_{uj} \{f_{sw} \beta_{ca} l H + 1.4 \zeta_{uc} \sum (a_v \sigma_y)\} \quad (6)$$

ここで、 f_{sw} は充填コンクリートまたは充填モルタルの短期許容せん断応力度(N/mm²)である。 l は充填コンクリートまたは充填モルタルのせん断力に対する有効な幅(mm)、 H は当該階の階高(mm)である。 β_{ca} は充填コンクリートのせん断断面積の割増係数で、耐力壁直交壁間の接合部および溶接継手の耐力壁間の接合部では $\beta_{ca}=1.0$ である。

5. 解析モデルの妥当性評価

5.1. 耐力壁実験との比較

前章の弾塑性ばねを用いて、図10の実験試験体の解析モデル(「基本モデル」と呼ぶ)を作成した。一定鉛直荷重を加えた上で、図3中の「加力芯」位置に一方方向の強制変位を与えて変位制御の静的増分解析を行った。一定鉛直荷重は、ジャッキからの2.2N/mm²相当の一定鉛直荷重(図10中のP1=529kNとP2=227kN)および耐力壁と直交壁の自重とスタブの重量である。自重は各壁の最上部の剛棒に支配体積分を集中荷重として与え、スタブ重量は頂部の剛棒に等分布荷重として与えた。繰返漸増水平荷重載荷実験の骨格曲線と静的増分解析の結果を図12に示す。変形角0.26%で上段の水平接合部の水平方向のばね(SPHばね)が降伏し、順次中段と下段のSPHばねも降伏した。同変形角までの損傷は、鉛直接合部ばね(JQばね)と耐力壁のせん断ばね(SCNばね)の第1折点到達であり、これらは鉛直接合部と耐力壁のせん断ひび割れに対応する。変形角0.26%までの耐力は実験結果とほぼ一致し(図12)、損傷の過程も実験結果と傾向が整合する(表1,5)。SPHばねの降伏後は、同ばねの塑性変形が水平変形に占める割合が高く、同ばね降伏後の剛性設定が0.26%以降の耐力に



- : 軸筋の降伏
- : 水平接合部の滑り (せん断降伏)
- △: 端部鉛直接合部のひび割れ
- ▲: 端部 JQ ばね最大耐力
- ◇: 中央鉛直接合部のひび割れ
- ◆: 中央 JQ ばね最大耐力
- : 耐力壁のせん断ひび割れ
- : 耐力壁のせん断破壊
- ×: 耐力壁の圧壊

図12 解析モデルの荷重変形関係

与える影響が大きい。変形角 1%付近で一部の JQ ばねが最大耐力に到達するが、連層で鉛直接合部の塑性変形が進展するには至っていない。その一因として、図 3 の耐力壁実験試験体固有の条件が考えられる。すなわち、図 1(d)のように鉛直接合部の塑性せん断変形が連層で進展するには、図 3 中央の鉛直接合部の右側と左側の連層壁がそれぞれロッキング変形することになるが、下段壁下部と上段壁上部とで軸筋が耐力壁のスタブからの離間に抵抗する。それにより鉛直接合部の塑性せん断変形の進展が抑制されている可能性が考えられる。

図 13 に実験で記録された下段と中段の水平接合部の滑り量と基本モデルの SPH ばねの変形量を示す。解析の精度は十分とは言えないが、変形角に応じて増大する傾向が確認できる。多くの弾塑性ばねを有する本数値解析モデルにおいて、塑性化進行後の全ての損傷を高い精度で再現することは難しい。例えば、SPH ばねをバイリニアではなくトリリニアとして順次剛性が低下するモデルとすることで、図 12 の滑り発生後の耐力壁の耐力および図 13 の滑り量をより良好な精度で評価できると考えられる。そのようなキャリブレーションによる精度向上の余地はあるが、できるだけ単純なモデルで、変形角 1%程度までの挙動を実用的な精度で評価することを重視して、本モデルの各ばねを設定した。

表 5 基本モデルの変形角と損傷の関係

変形角 (%)	損傷の概要
0.038	端部鉛直接合部のせん断ひび割れ
0.042	耐力壁のせん断ひび割れ
0.044	中央鉛直接合部のせん断ひび割れ
0.258	水平接合部の水平方向の降伏
0.804	直交壁中の軸筋の降伏
0.908	中央鉛直接合部最大耐力到達
1.012	端部鉛直接合部最大耐力到達

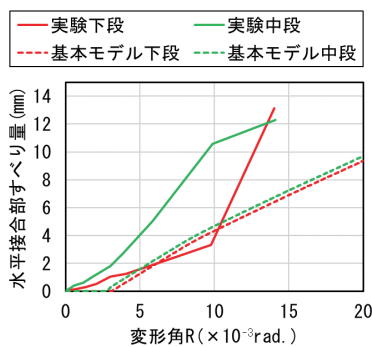


図 13 各階の水平接合部の滑り量と変形角の関係

5.2. 実験挙動評価に支配的なモデル特性

モデルの特性が実験の再現解析に及ぼす影響を考察する目的で、表6のような基本モデルの修正モデルを作成した。KH2Nモデルは、水平接合部の水平方向ばね (SPHばね) の降伏後剛性 (K_{H2}) をゼロにしたモデルであり、KV1Sモデルは、水平接合部の鉛直方向ばね (SPVばね) の初期剛性 (K_{V1}) を小さく、降伏時変位 (D_{VY}) を0.5 mmから3 mmに変更したモデルである。また、SCN2モデルは、耐力壁のせん断ばね (SCNばね) に乗じる係数 (C_{SCN}) を2.0として、同ばねの耐力を2

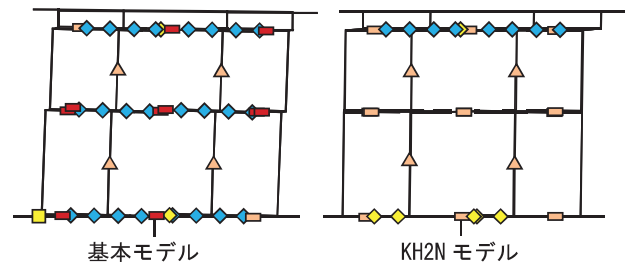
倍にしたモデルである。これらのモデルの静的増分解析結果を図12に追記した。KH2Nモデルでは、変形角0.2%でSPHばね降伏後、水平耐力一定のまま同ばねの塑性変形が増大した。基本モデルとKH2Nモデルの変形角1%時の変形と損傷の様子を図14に示す。KH2Nモデルでは上段の水平接合部に塑性変形が集中するが、基本モデルでは3段の水平接合部に変形が分散し、図5の実験の変形の様子に近い。

次に、KV1Sモデルを考える。KV1Sモデルの K_{V1} は図2のようなセッティングベースの引張実験¹⁶⁾を参考に設定した初期剛性である。KV1Sモデルでは水平荷重500 kN程度までの初期の水平剛性は実験に一致するが、それ以降の剛性が実験より低い (図12)。これは、一定鉛直荷重のために水平荷重加力初期はSPVばねに引張力が作用せず、水平荷重の増大に伴い、引張縁のSPVばねに引張力が作用してからSPVばねの初期剛性の違いが試験体の挙動に影響を与えるためである。水平荷重1300 kN付近で水平接合部が滑る現象とその後の荷重変形角関係の推移は基本モデルと同様である。

さらに、SCN2モデルを考える。基本モデルとSCN2モデルの変形角と水平荷重の関係の差は小さい (図12)。すなわち、耐力壁の塑性せん断ばね (SCNばね) の設定は、本実験挙動を評価する上で支配的ではない。実験では、耐力壁のせん断ひび割れは確認されたが、せん断破壊には至っていないため、SCNばねの設定の妥当性は確認できていない。そして、耐力壁の設定せん断耐力は再現解析の結果に影響しない。図15に基本モデルとSCN2モデルの耐力壁と直交壁の水平力分担率を示すが、負担率の変化も再現解析の結果に影響しない。実験耐力壁架構の崩壊形は、曲げ降伏を伴う水平接合部の滑りであり、それを評価する上では、SPVばねとSPHばねの設定が支配的である。本比較検討では主としてこれら2つのばねの妥当性が確認されたと言える。そして、SCNばねや鉛直接合部ばね (JQばね) については、

表 6 耐力壁実験の解析モデル設定

モデル名称	設定概要	K_{H2} (kN/mm)	D_{VY} (mm)	C_{SCN}
基本	4章の弾塑性ばねを用いた解析モデル	5	0.5	1.0
KH2N	SPHばねの降伏後剛性 KH2 をゼロにしたモデル	0	0.5	1.0
KV1S	SPVばねの初期剛性を小さく、降伏時変位 DVY を 3mm にしたモデル	5	3	1.0
SCN2	耐力壁のせん断耐力を 2 倍にしたモデル	5	0.5	2.0



- ◆ : 耐力壁中の軸筋または鉛直接合筋の降伏
- : 直交壁中の軸筋の降伏
- ◆ : 水平接合部のせん断降伏 (滑り)
- ▲ : 耐力壁のせん断ひび割れ
- : 鉛直接合部のせん断ひび割れ
- : 鉛直接合部最大耐力到達

図 14 変形角 1%時の変形と損傷状況

それらが実験と再現解析の両方でせん断破壊していない結果とひび割れ時期の比較などから設定が不相応ではないことを確認したととまる。

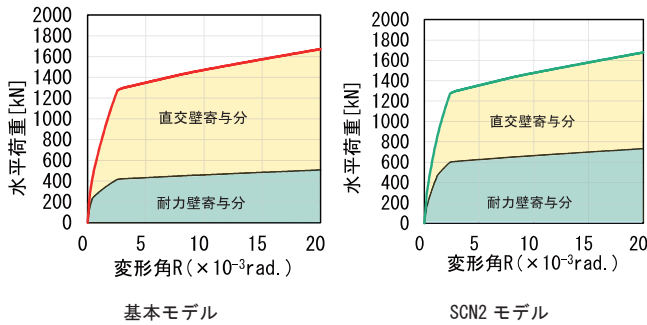


図 15 耐力壁と直交壁の負担水平力の推移

5.3. 直交壁のモデル化について

解析との比較検討対象の図3の実験試験体は、ツインウォール工法の性能検証¹⁰⁻¹²⁾を目的としたもので、直交壁の厚さが一般的なWPC構造よりも2倍厚い。その結果、鉛直接合部部分を含む耐力壁の平衡面積 220,800 mm²に対し、両側の直交壁の平衡面積の和はその2.25倍の497,280 mm²である。図15に基本モデルとSCN2モデルの耐力壁と直交壁の負担水平力の推移を示す。基本モデルにおいて、変形角1%時の水平耐力は1472 kNであり、耐力壁と直交壁の平衡面積の和の全平衡面積で除した平均せん断応力度は2.1 N/mm²である。同変形角時の耐力壁と直交壁の負担せん断力の内訳は460 kNと1012 kNであり直交壁の負担が耐力壁の約2.2倍である。それぞれの平衡面積で除した平均せん断応力度は耐力壁で2.1 N/mm²と直交壁で2.0 N/mm²である。これに対して、解析では、直交壁のせん断ひび割れは評価できていない。耐力壁実験で確認された直交壁の損傷は、耐力壁全体の曲げ変形に起因する直交壁の曲げひび割れと軸筋の降伏であり(表1)、耐力壁に作用する曲げモーメントを直交壁への圧縮と引張の偶力ととらえたときの引張力下の損傷に近い。これらは、解析モデルにおいて、直交壁軸筋の鉛直引張方向の降伏(CRばねの降伏)として評価され、それが耐力壁架構の挙動に与える影響が大きい。解析モデルでは、直交壁の軸筋を1つのCRばねに集約しているために、直交壁中の外側あるいは内側などの軸筋位置による降伏時期の相違などは評価できないが、一般的なWPC構造の直交壁厚は実験試験体の壁厚よりも薄く、その評価はさほど重要ではない。

直交壁の水平剛性はJQばねによって柱頭と柱脚の回転が概ね固定された線材の曲げ剛性として評価される。耐力壁架構中の直交壁は鉛直接合部によって耐力壁に連続的に接続されるために、鉛直接合部近傍では耐力壁の主変形モードであるせん断変形が卓越することが考えられ、直交壁の水平剛性を過小評価している可能性がある。ただし、一般的なWPC構造の直交壁厚さの場合、直交壁の負担せん断力は図15の基本モデルよりも大幅に小さくなり、相対的に水平剛性を精査することの意義は低下する。そして、前節でも述べたように、本実験挙動の評価では、水平方向と鉛直方向の水平接合部のモデル化が重要であり、耐力壁のせん断耐力のモデル化は支配

的ではない。図15の基本モデルとSCN2モデルの耐力壁と直交壁の負担せん断力のように、両者の負担割合が変化しても、耐力壁のせん断ひび割れの時期以外に損傷過程と耐力に与える影響は小さい。

6. まとめ

新築WPC構造集合住宅建物の張間方向架構について、変形角1%程度までの挙動を実用的な精度で評価することを目的として、静的増分解析に用いる弾塑性モデルを提示した。弾塑性ばねの設定根拠を示しつつ、耐力壁板を塑性せん断ばねを有する線材でモデル化し、水平接合部と鉛直接合部を弾塑性ばねでモデル化した。既往実験との比較を通じて、モデル設定の妥当性を確認した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 機械式継手による水平接合部の引張実験を参考に水平接合部の鉛直引張方向の弾塑性ばねを設定した。既往の水平接合部の引張実験では、鉄筋の降伏と共に目開き量が増大し、目開き量10mmで鉄筋の引張強度相当の引張耐力に到達し破断まで20mm以上の変形性能を有した。
- (2) 地震水平荷重に対して複数の破壊形式が存在するWPC構造集合住宅建物の張間方向架構に対する漸増水平加力実験の結果と解析モデルの静的増分解析の結果を比較してモデルの妥当性を確認した。水平荷重の増大に応じて鉛直接合部のせん断ひび割れ、耐力壁のせん断ひび割れ、直交壁の軸筋降伏と続く損傷過程と耐力を良好な精度で評価できることを確認した。静的増分解析では、変形角0.25%で水平接合部の水平方向ばねが降伏して(水平方向の滑りが発生して)同変形が進行した。滑り変形の推移は概ね実験結果と整合した。
- (3) 解析モデル中の弾塑性ばねの設定が、架構の耐力や損傷過程の評価に与える影響を確認する目的で、水平接合部ばね(SPVばねとSPHばね)と耐力壁のせん断塑性変形ばね(SCNばね)の設定を変化させた解析モデルを作成した。比較対象の耐力壁架構の崩壊形は曲げ降伏を伴う水平接合部の滑りである。それを評価する上でSPVばねとSPHばねの設定が重要であり、同ばねのモデル化の妥当性を確認した。一方、耐力壁のせん断耐力の評価は実験架構の変形角と耐力の関係に与える影響が小さく、実験と再現解析の両方でせん断破壊していない結果とひび割れ時期の比較などから設定が不相応ではないことを確認したととまる。

謝辞

本研究の遂行にあたり、INO建築構造研究室の井上芳生氏より貴重な技術助言を頂戴した。また、東京都立大学大学院生の三井蒼氏に図版の作成等協力いただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Report on the Hanshin-Awaji Earthquake Disaster, Vol. Architecture -2, Structural Damage to Prestressed Concrete Buildings ; Structural Damage to Steel Reinforced Concrete Buildings ; Structural Damage to Box Type Wall-Buildings of Concrete or Masonry, and Masonry Garden Walls, Vol. 1, 1998 (in Japanese)
阪神・淡路大震災調査報告, 建築編-2, プレストレス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, 第1版, 1998
- 2) Kadowaki, K., Koizumi, M., Takagi, J., Kitayama, K., Minami, S., Hori,

- T., Kamibayashi, K. and Inokuma, J.: Methods for Placing Openings in Existing Shear Walls in Wall-type Precast Reinforced Concrete Residential Buildings (Vol.1 Overview and Outline of Research) (Transactions of AIJ), pp.553-554, 2010
門脇耕三, 小泉雅生, 高木次郎, 北山和宏, 見波進, 堀富博, 上林一英, 猪熊純: 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, 2010年建築学会大会梗概集, pp.553-554, 2010
- 3) Tagawa, H., Hiramatsu, M., Masuo, K., and Kubota, T.: EnchokustukoubuwoyusurukabeshikiprecastRCtairyokuhekinomagesendanjikken (Bending Shear Tests of Wall-Type Precast RC shear Walls with Vertical Joints) (Transactions of JCI), Vol.32, No.2, pp.442-444, 2010
田川浩之, 平松道明, 益尾潔, 窪田敏行: 鉛直接合部を有する壁式プレキャストRC耐力壁の曲げせん断実験, JCI年次論文報告集, Vol.32, No.2, pp.442-444, 2010
- 4) Nakahashi, Y. and Takagi, J.: Seismic Performance Evaluation of Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Residential Buildings in Longitudinal Direction, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 701, pp. 1037-1046, 2014. 7 (in Japanese)
中橋芳貴, 高木次郎: 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方向の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 第701号, pp.1037-1046, 2014.7(DOI:https://doi.org/10.3130/aijs.79.1037)
- 5) Sano, K., Nishida, S., Takagi, J., Hiramatsu, M. and Murakami, T.: Relationships between Reinforcement Design and Collapse Mechanisms of 6-story WPC Residential Buildings(Transactions of AIJ), Tokai, pp.749-750, 2021.9
佐野功次, 西田周平, 高木次郎, 平松道明, 村上輝樹: 6階建てWPC構造集合住宅建物の配筋設計と崩壊形の関係評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.749-750, 2021.9
- 6) General Building Research Corporation of Japan: Kenchikugijutsuseinoshomeihyokagaiyohokokusho TU-kabebarikoho -kabeshiki PCa zono kabebaritourabunoiittaikakoho- (kaitei1), 2021.3
日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価概要報告書 TU-壁ばり工法-壁式PCa造の壁ばりとスラブの一体化工法-(改定1), 2021.3
- 7) Takagi, J., Shimonishikida, S., Kitayama, K., and Minami, S.: 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 Part1(Transactions of AIJ), No. 671, pp. 113-120, 2012.1(in Japanese)
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, pp.113-120, 2012.1(DOI: https://doi.org/10.3130/aijs.77.113)
- 8) Hirosawa, M. et al.: Kabeshikiprecastkouzou5kaidatenohakajikken (Seismic Tests of 5-Story Wall-Type Precast Concrete structures) (Transactions of Building Research Institute), 1968
広沢雅也ほか: 壁式プレキャスト構造5階建ての破壊実験, 建設省建築研究所年報, 1968
- 9) Tanaka, K., Kawasaki, T., Okamura, K., Okawa, Y., Kawaguchi, Y., and Shiroo Y.: Kabeshikiprecasttekkinconcretezoukousoukyoudoujutakunikansurukenkyu:sono4harimahoukoudokuritutaisinkabenojikken (Research on High Rise Apartment Houses of Wall-type Precast Concrete: Vol.4 Tests of Independent Shear Wall in Transverse Direction) (Transactions of AIJ), Hokuriku, pp.1487-1488, 1974.8
田中宏太郎, 川崎孝彦, 岡村一臣, 大川幸雄, 川口幸洋, 城尾好文: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造高層共同住宅に関する研究: その4 梁間方向独立耐震壁の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.1487-1488, 1974.8
- 10) Yoshida, H., Yoshizaki, S., Asakawa, T., and Tanaka, Z.: Lateral Loading Tests on Precast Concrete Wall Structure Composed of Laminated Double Layers of Wall Columns(Part1. Structural Concept and Experimental Schedule)(Transactions of AIJ), C, Structures II, pp.847-848, 1992.8
吉田宏, 吉崎征二, 浅川敏雄, 田中材幸, ツインウォールよりなる高層壁式プレキャスト構造の水平加力実験: (その1) 工法概要および実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp.847-848, 1992.8
- 11) Hiramatsu, M., Yoshizaki, S., Asakawa, T. and Tanaka, Z.: Lateral Loading Tests on Precast Concrete Wall Structure Composed of Laminated Double Layers of Wall Columns(Part2. Strength and Deformation Characteristics) (Transactions of AIJ), C, Structures II, pp.849-850, 1992.8
平松道明, 吉崎征二, 吉田宏, 浅川敏雄, 田中材幸, ツインウォールよりなる高層壁式プレキャスト構造の水平加力実験: (その2) 耐力および変形性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp.849-850, 1992.8
- 12) Hirai, M., Yoshizaki, S., Yoshida, H., Asakawa, T. and Tanaka, Z.: Lateral Loading Tests on Precast Concrete Wall Structure Composed of Laminated Double Layers of Wall Columns(Part3. Behavior of Joints)(Transactions of AIJ), C, Structures II, pp.851-852, 1992.8
平井正由, 吉崎征二, 吉田宏, 浅川敏雄, 田中材幸, ツインウォールよりなる高層壁式プレキャスト構造の水平加力実験: (その3) 接合部の挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造 II, pp.851-852, 1992.8
- 13) Shiobara et al. (Building Research Institute): Plastic Analysis for Ultimate Strength of One-Story One-Span Reinforced Concrete Shear Wall (Transactions of JCI), Vol.8, 1986
塩原等(建設省建築研究所): 塑性理論による1層1スパン鉄筋コンクリート造耐震壁の終局強度, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 1986
- 14) Nishida, S., Takagi, J., Hiramatsu, M. and Murakami, T.: Static Pushover Analysis Models for Existing Experiments of WPC Shear Walls with Vertical Joints (Transactions of AIJ), Tokai, pp.747-748, 2021.9
西田周平, 高木次郎, 平松道明, 村上輝樹: 鉛直接合部を有するWPC耐力壁実験の静的増分解析モデル, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), pp.747-748, 2021.9
- 15) AIJ: All Standard for Design of Precast Reinforced Concrete Box-Shaped Wall Structures, 2015(in Japanese)
日本建築学会: 壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説, 2015
- 16) Shimonishikida, S., Takagi, J., Minami, S. and Kitayama, K.: 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 Part2, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 680, pp. 1589-1598, 2012. 10 (in Japanese)
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, pp.1589-1598, 2012.10(DOI:https://doi.org/10.3130/aijs.77.1589)
- 17) Takagi, J., Ozeki, S. and Nakahashi, Y.: Analytical Bearing Spring Models of Vertical Joints in Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Residential Buildings, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), No. 693, pp. 2009-2017, 2013. 11 (in Japanese)
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, pp.2009-2017, 2013.11(DOI:https://doi.org/10.3130/aijs.78.2009)
- 18) AIJ: All Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures, pp.81-82, 2010(in Japanese)
日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.81-82, 2010
- 19) The Japan Building Disaster Prevention Association: Kizonkabeshikiprecasttekkinconcretezokenchikubutsutaishinshindanshishin(Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Wall-Type Precast Reinforced Concrete Buildings), Vol.2.3, 2008(in Japanese)
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
- 20) Inoue, Y., Shiohara, H., Itoh, M. and Nakata, S.: Cooperative researchers on WR-PC Construction Method -Test of Precast Concrete multi-story Shear Walls- (part1 Test Program) (Transactions of AIJ), Kanto, pp.529-530, 1993.9(in Japanese)
井上芳生, 塩原等, 伊藤元宣, 中田慎介: WR-PC構法に関する共同研究-張り間方向連層耐震壁の実験-(その1: 実験の概要と結果), 日本建

築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.529-530, 1993.9

- 21) Itoh, M., Shiohara, H., Nakata, S. and Inoue, Y.: Cooperative researchers on WR-PC Construction Method -Test of Precast Concrete multi-story Shear Walls- (part2 Test Result and Consideration) (Transactions of AIJ), Kanto, pp.531-532, 1993.9(in Japanese)
伊藤元宣, 塩原等, 中田慎介, 井上芳生: WR-PC 構法に関する共同研究 -張り間方向連層耐震壁の実験- (その2: 実験結果の考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）, pp.531-532, 1993.9
- 22) Kuramoto, H., Shiohara, H., Itoh, M. and Nakata, S.: Cooperative Researchers on WR-PC Construction Method -Test of Precast Concrete Multi-story Shear Walls- (Part3 Tests on Shear Walls Failing in Flexure) (Transactions of AIJ), Tokai, pp.327-328, 1994.9
倉本洋, 塩原等, 伊藤元宣, 中田慎介: WR-PC 構法に関する共同研究 張り間方向連層耐震壁の実験 その3: 曲げ降伏先行型耐震壁の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）, pp.327-328, 1994.9
- 23) Itoh, M., Kuramoto, H., Shiohara, H. and Nakata, S.: Cooperative Researchers on WR-PC Construction Method -Test of Precast Concrete Multi-story Shear Walls- (Part4 Estimation for Ultimate Strength) (Transactions of AIJ), Tokai, pp.329-330, 1994.9
伊藤元宣, 倉本洋, 塩原等, 中田慎介: WR-PC 構法に関する共同研究 張り間方向連層耐震壁の実験 その4: 耐力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）, pp.329-330, 1994.9
- 24) General Building Research Corporation of Japan: Kenchikugijutsus einoshomeihyokagaiyohokusho TU-P koho -muyosetsutsugiteomochii takabeshiki PCa setsugokoho- (kaitei3), 2016.6
日本建築総合試験所: 建築技術性能証明評価概要報告書 TU-P 工法-無溶接継手を用いた壁式 PCa 接合法-(改定3), 2016.6

(2022年7月9日原稿受理, 2022年12月20日採用決定)