

高強度 PCa 柱を用いた RC 造 H 形立体耐震壁の曲げ特性に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON BENDING PROPERTIES OF H-SHAPED RC SHEAR WALLS
USING HIGH-STRENGTH PRECAST MEMBERS太田 行孝^{*1}, 西村 英一郎^{*2}, 川又 哲也^{*3}, 釣賀 達稀^{*3},
恒成 恭宏^{*3}, 得能 将紀^{*3}, 桑素 彦^{*1}, 竹中 啓之^{*4}Yukitaka OHTA, Eiichirou NISHIMURA, Tetsuya KAWAMATA, Tatsuki TSURUGA,
Takahiro TSUNENARI, Masaki TOKUNO, Motohiko KUWA and Hiroyuki TAKENAKA

In this study, we conducted an experiment on H-shaped three-dimensional reinforced concrete walls using high-strength precast members, and aimed to consider the bending moment properties from the experimental results. In this experiment, which was conducted assuming bending yield at the wall base, three specimens with the direction of the application of force set as a parameter were subjected to repeated cyclic static loading.

The experimental results showed that the walls showed stable hysteretic behavior of bending yield type up to 1/33 rad in the strong axis direction, 1/50 rad in the weak axis direction, and 1/67 rad in the diagonal direction. It was also confirmed that the high-strength precast columns did not experience crushing of the core concrete or localized destruction of the vertical joints. Furthermore, after constructing an analytical model for the structural experimental specimens, the experimental results were compared with the analytical results, and the applicability of the analytical model was examined.

Keywords: Reinforced Concrete Structure, H-shaped Three-dimensional RC Wall,
High-strength Precast Members, Bending Moment Properties

鉄筋コンクリート造, H 形立体耐震壁, 高強度プレキャスト柱, 曲げ特性

1. はじめに

近年, 超高層鉄筋コンクリート造 (以下, RC) 建築物において, 連層耐震壁を用いることにより, 空間の自由度を向上させた架構形式が採用されている. 連層耐震壁には, 両側に付帯柱を設けた I 形の耐震壁のほかに, L 形, コ形, H 形などの立体的な耐震壁がある.

本研究では, 壁脚部が曲げ降伏する H 形立体耐震壁を対象として構造実験を実施し, その曲げ特性を評価する. また, H 形立体耐震壁には, 曲げ降伏時に大きな圧縮軸方向力が生じる壁板端部及び壁板交差部に高強度プレキャスト柱を用いる (図 1). 高強度プレキャスト柱の幅とせいは壁板の厚さと同じとし, 柱以外の壁板は現

場打ちコンクリートとする. そのため, プレキャスト柱と現場打ちコンクリートの壁板との鉛直接合部には, 水平接合筋とシャークキーを設けて応力伝達を図っている.

高強度プレキャスト柱を用いた連層耐震壁の構造実験については T 形の立体耐震壁¹⁾や I 形の耐震壁²⁾などが報告されている. 一方, H 形立体耐震壁の構造実験については, 現場打ちコンクリートの耐震壁を対象とした一連の研究³⁾などが報告されているが, 現状では, 高強度プレキャスト柱を用いた H 形立体耐震壁の構造実験による研究は報告は確認されていない.

本研究では, まず, 壁板端部及び壁板交差部に高強度プレキャスト柱 (Fc80, USD685) を用いた H 形立体耐震壁を対象とし, 縮尺約 1/6 の大型試験体を用いた正負繰り返し加力実験を実施して, 強軸方向, 弱軸方向及び斜め方向の曲げ耐力などを評価する. 次に, 実験結果から, 各方向の曲げに対する履歴性状, 損傷状況 (ひび割れ, 圧壊) などを検討して, 曲げ耐力の算定方法や鉛直接合部のせん断伝達などについて考察する. さらに, 構造実験試験体を対象に解析モデルを構築して静的弾塑性解析を実施し, 実験結果と比較することにより, 解析モデルの適用性について検討する.

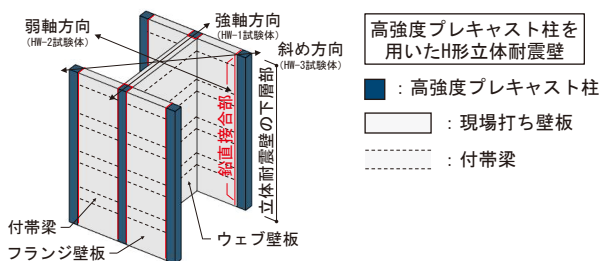


図 1 本研究の対象とする H 形立体耐震壁

^{*1} 戸田建設 (株) 設計統轄部構造設計部 博士 (工学)

^{*2} 戸田建設 (株) 技術研究所 修士 (工学)

^{*3} 戸田建設 (株) 設計統轄部構造設計部 修士 (工学)

^{*4} 戸田建設 (株) 技術研究所 博士 (工学)

Structural Design Department, TODA CORPORATION, Dr.Eng.
Technology Research Institute, TODA CORPORATION, M.Eng.
Structural Design Department, TODA CORPORATION, M.Eng.
Technology Research Institute, TODA CORPORATION, Dr.Eng.

2. 実験概要

2.1 試験体概要

H形立体耐震壁が有する地震時の曲げ特性を把握するため、同一断面・形状の試験体3体を計画した。試験体の加力方向は、HW-1試験体を強軸方向、HW-2試験体を弱軸方向、HW-3試験体を斜め方向とした。試験体図および配筋方法を図2に、材料試験結果を表1にそれぞれ示す。試験体は、実構造物の連層耐震壁の下層部4層を想定した縮尺約1/6の比較的大型のH形立体耐震壁試験体である。試験体の形状は、平面が2,500mm×2,500mm、高さが3,550mmであるH形（以下、フランジに相当する壁板をフランジ壁板、ウェブに相当する壁板をウェブ壁板と呼称する）とした。フランジ壁板の端部及びフランジ壁板とウェブ壁板の交差部には、高強度プレキャストRC柱（以下、PCa柱）を設けた。一方、PCa柱以外の壁板は、PCa柱と同幅として現場打ちRC造とした。また、壁板の付帯梁（梁せい300mm）は、各層に設けており、幅を壁厚と同幅として現場打ちRC造とした。壁板及び付帯梁には、設計基準強度（以下、 F_c ）60N/mm²のコンクリートを使用した。一方、PCa柱には、壁板より高強度の F_c 80N/mm²のコンクリートを使用した。また、コンクリート骨材の最大粒径13mmに対し、最小かぶり厚さは15mmとした。PCa柱の主筋には、高強度鉄筋（USD685）を使用した。PCa柱際の壁板端部において、壁厚の1.0倍の範囲（以下、壁板拘束部）は、地震時の変動圧縮軸方向力を考慮して高強度横補強筋（USD785）を配筋した。コンクリートの横拘束を高めるため、PCa柱の帯筋は、壁板拘束部の横補強筋より多く配筋した。PCa柱と壁板との鉛直接合部には、壁板の鉛直断面積に対するシャークキーの断面積の比が約25%となるようにシャークキーを設けた。また、壁板の横筋は、PCa柱際の壁板端部に継手を設けてPCa柱内に定着した。

2.2 実験装置および加力スケジュール

加力装置を図3に示す。水平力の正負繰り返し加力は反力壁に取り付けた水平ジャッキ2基を用いて実施した。さらに、鉛直ジャッキ2基により、軸力比0.1相当（設計値を想定し、全断面の σ_B を $F_c/60$ として算出）の一

定軸方向力を与えた。また、本試験体はH形立体耐震壁の下層部を想定しているため、試験体両側の鉛直ジャッキ

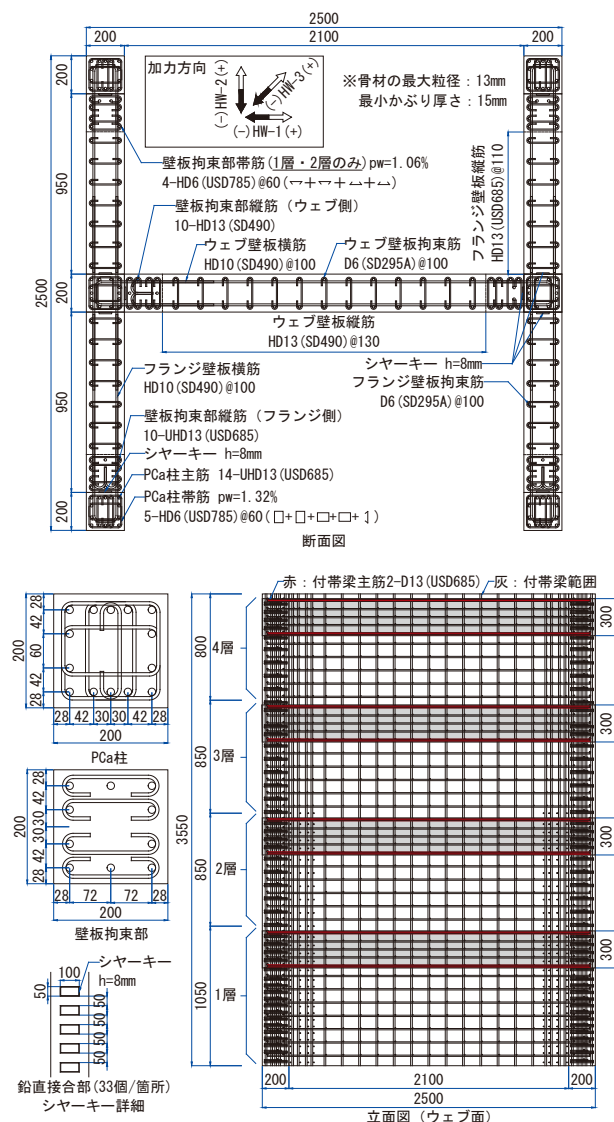


図2 H形立体耐震壁試験体

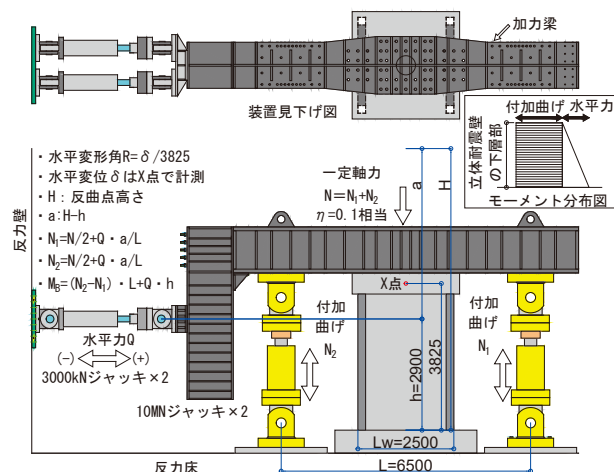


図3 加力装置

表1 材料試験結果

(a) コンクリート				(b) 鉄筋		
部位	試験体名	E_c [$\times 10^4$ N/mm ²]	σ_B (σ_c) [N/mm ²]	鉄筋種	E_s [$\times 10^5$ N/mm ²]	σ_y (σ_u) [N/mm ²]
PCa柱	HW-1	4.16	89.2 (3.16)	UHD13 (USD685)	1.90	758 (929)
	HW-2	4.14	86.7 (3.40)	HD13 (SD490)	1.88	561 (712)
	HW-3	4.09	88.9 (3.84)	HD10 (SD490)	1.83	554 (732)
フランジ壁板	HW-1	3.65	59.9 (4.90)	HD10 (SD490)	1.83	554 (732)
	HW-2	3.79	67.9 (3.46)	HD6 (USD785)	1.79	940 (1164)
	HW-3	3.80	74.8 (3.62)	D6 (SD295)	1.78	387 (552)
ウェブ壁板	HW-1	3.95	76.4 (3.17)			
	HW-2	3.88	75.3 (3.65)			
	HW-3	3.84	73.9 (3.39)			

キの制御により試験体頂部に曲げモーメントを作用させ、計画したせん断スパンとなるように加力した。この加力方法により、試験区間は台形の曲げモーメント分布となる。試験体の水平変形角 (R) は、水平変形 (δ) を上部スタブ中央部 X 点から下部スタブ上面までの鉛直距離 (3825mm) で除して求めた (図 3)。

各試験体の加力スケジュールを図 4 に示す。壁脚部に作用する曲げモーメントを漸増させ、曲げ降伏モードを計画しつつ、耐力壁の作用せん断力が大きくなるように試験体のせん断スパン比 ($M/(QL_w)$) を変えて加力した。なお、HW-1 試験体では加力装置の稼働調整のため、 R が $1/150\text{rad}$ 時まで初期加力を行い、除荷後再加力した。

3. 実験結果

3.1 実験経過及び荷重変形関係

HW-1 試験体、HW-2 試験体及び HW-3 試験体の壁脚曲げモーメント (M_B) と R との関係を図 5 に示す。

HW-1 試験体では、 R が $+1/100\text{rad}$ 時の 1 回目ピーク時に PCa 柱の主筋の一部が引張降伏した。その後、 R が $+1/67\text{rad}$ 時の 1 回目ピーク時に引張側のフランジ壁板の全縦筋が降伏した。圧縮側のフランジ壁板では、最外縁においてかぶりコンクリートの圧壊が見られたが、耐力低下は生じなかった。 R が $+1/33\text{rad}$ 時においても、フランジ壁板の圧壊領域は大きく進展せず、ウェブ壁板の横筋及び付帯梁の主筋は降伏しなかった。HW-1 試験体では、コアコンクリートは圧壊せず、曲げ降伏型の履歴

ループを示した。

HW-2 試験体では、 R が $+1/200\text{rad}$ 時の 1 回目ピーク時に圧縮側の PCa 柱脚部のかぶりコンクリートが圧壊し、 R が $+1/150\text{rad}$ 時の 1 回目ピーク時に PCa 柱の主筋の一部が引張降伏した。その後、PCa 柱のかぶりコンクリートの圧壊領域は進展したが、 R が $+1/50\text{rad}$ 時においても耐力低下は生じず、PCa 柱の帯筋は降伏しなかった。HW-2 試験体では、コアコンクリートは圧壊せず、曲げ降伏型の履歴ループを示した。

HW-3 試験体では、 R が $+1/200\text{rad}$ 時の 1 回目ピーク時に圧縮側の PCa 柱脚部のかぶりコンクリートが圧壊し、 R が $+1/150\text{rad}$ 時の 1 回目ピーク時に PCa 柱の主筋の一部が引張降伏した。その後、PCa 柱のかぶりコンクリートの圧壊領域が進展し、 R が $+1/50\text{rad}$ 時において壁板部の縦筋の座屈と圧壊の進展により耐力がやや低下したが、PCa 柱の帯筋は降伏しなかった。HW-3 試験体においても、曲げ降伏型の履歴ループを示した。

3.2 破壊およびひび割れ性状

各試験体の R が $+1/67\text{rad}$ 時の損傷状況を図 6 に示す。HW-1 試験体では、 R が $+1/67\text{rad}$ 時にフランジ壁板のかぶりコンクリートが圧壊した。フランジ壁板の縦筋が引張降伏した R が $+1/100\text{rad}$ 時以降において斜めひび割れが進展し、 R が $+1/50\text{rad}$ 時のひび割れ幅は最大 1.50mm 程度であった。HW-2 試験体では、 R が $+1/200\text{rad}$ 時に PCa 柱のかぶりコンクリートに圧壊が生じた。ひび割れ幅の進展は小さく、 R が $+1/67\text{rad}$ 時のひび割れ幅は最大 0.90mm 程度であった。HW-3 試験体では、 R が $+1/200\text{rad}$ 時以降に PCa 柱やフランジ壁板のかぶりコンクリートにおいて圧壊が進展した。ひび割れ幅の進展は小さく、 R が $+1/67\text{rad}$ 時のひび割れ幅は最大 0.90mm 程度であった。

各試験体とも PCa 柱と壁板部の鉛直接合部には、顕著なずれ変形はなく、局所的な破壊は生じなかった。

3.3 各曲げ耐力の比較

各試験体の各曲げ耐力について、実験値と計算値を表 2 に示す。ここで、曲げひび割れモーメントの計算値 (M_c) 及び曲げ終局モーメントの計算値 (M_{u1}) は、設計で一般に用いられる文献⁴⁾の算定式を用いた。

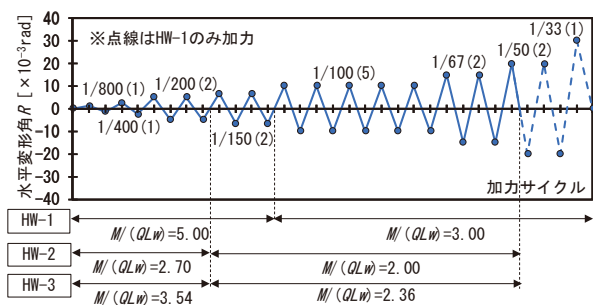


図 4 加力スケジュール

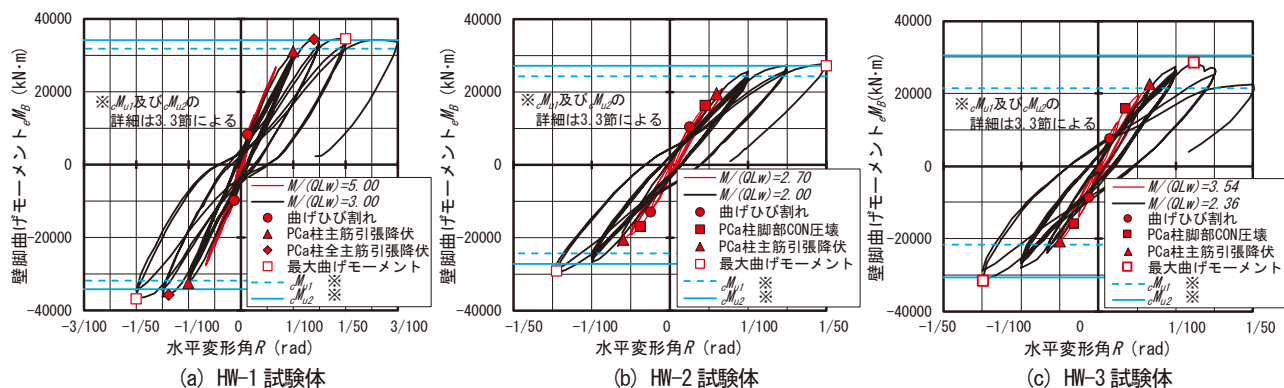


図 5 壁脚曲げモーメントと水平変形角との関係

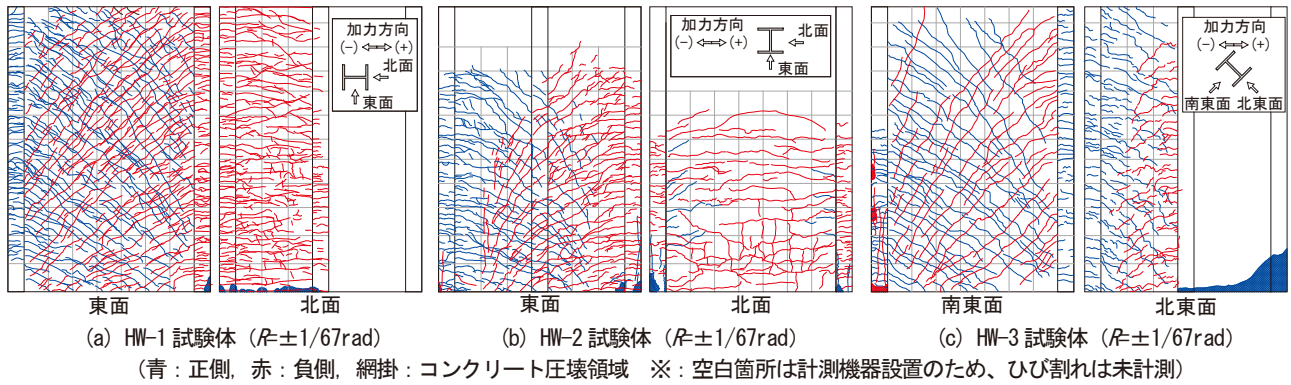


図6 試験体の損傷状況

引張側の PCa 柱主筋降伏時モーメントの計算値 (ϵM_{cy}) 及び曲げ終局モーメントの計算値 (ϵM_{u2}) は、4.1節に示す平面保持を仮定したファイバーモデル解析から求めた。解析に用いるファイバーモデル、主筋の応力とひずみとの関係、およびコンクリートの応力とひずみとの関係等、詳細は4章を参照されたい。

ϵM_{u2} は、PCa 柱コアコンクリート (拘束域) の全要素のひずみが0.003に達した時点の曲げモーメントとする。

ϵM_c は、HW-3試験体では実験値 (ϵM_c) とよく対応しているが、HW-1試験体、HW-2試験体では対応が良くない。 $\epsilon M_c/\epsilon M_c$ にはばらつきが見られるが、各サイクルのピーク時にひび割れの計測 (発生箇所, 進展, 幅) を実施したことが一因として考えられる。

引張側の PCa 柱主筋降伏時モーメントの実験値 (ϵM_{cy}) は、解析による ϵM_{cy} に比べて HW-1試験体では0.94倍、HW-2試験体では1.04倍、HW-3試験体では0.97倍であり、計算値 (ϵM_{cy}) は実験値 (ϵM_{cy}) と比較的良好に対応した。

実験の最大曲げモーメント (ϵM_u) は、既往の計算式による ϵM_{u1} に比べて HW-1試験体では1.09倍、HW-2試験体では1.15倍、HW-3試験体では1.33倍である。

既往の計算式による ϵM_{u1} は、実験の最大値 (ϵM_u) に対して概ね1.1~1.3程度の余裕度が確保できた。

実験の最大値 (ϵM_u) は、解析による ϵM_{u2} に対して、HW-1試験体では1.01倍、HW-2試験体では1.02倍、HW-3試験体では0.94倍であった。なお、HW-3試験体で計算値がやや大きいのは、これは圧壊部のモデル化の精度のためと考えられる。計算値 (ϵM_{u2}) は、 ϵM_{u1} に比べて実験値 (ϵM_u) を比較的良好に推定できた。

3.4 鉛直接合部のせん断力伝達

フランジ壁板とウェブ壁板の交差部にある PCa 柱とウェブ壁板との鉛直接合部について、作用せん断力 (Q_k) とせん断耐力 ($v Q_{wu1}$) との比較を表3に示す。鉛直接合部の Q_k の最大値は、HW-1試験体では5828kN、HW-2試験体では3516kN、HW-3試験体では4436kNであり、この値が最も大きい HW-1試験体を対象とした。なお、 Q_k は文献⁵⁾の算定式 (表3注) から算出した。

Q_k の最大値は、文献⁶⁾のせん断耐力 ($v Q_{wu1}$) に比べて

表2 実験値と耐力計算値の比較

試験体	曲げひび割れモーメント [kNm]		柱主筋降伏時モーメント [kNm]		曲げ終局モーメント [kNm]	
	実験値 ϵM_c (計算値 ϵM_c)	$\epsilon M_c / \epsilon M_c$	実験値 ϵM_{cy} [解析値 ϵM_{cy}]	$\epsilon M_{cy} / \epsilon M_{cy}$	実験値 ϵM_u ¹⁾ (計算値 ϵM_{u1} ²⁾ [解析値 ϵM_{u2}]	$\epsilon M_u / \epsilon M_{u1}$ [$\epsilon M_u / \epsilon M_{u2}$]
HW-1	13711 (9779)	(1.41)	31100 [33150]	[0.94]	34613 (31855) [34200]	(1.09) [1.01]
HW-2	10494 (5075)	(2.07)	24845 [23800]	[1.04]	27853 (24310) [27200]	(1.15) [1.02]
HW-3	7450 (7429)	(1.00)	27472 [28416]	[0.97]	28630 (21522) [30582]	(1.33) [0.94]

注1) 実験値は最大曲げモーメントを示す。

注2) $\epsilon M_{u1} = \epsilon a_g \cdot \epsilon \sigma_y \cdot l_w + 0.5 \cdot \epsilon a_v \cdot \epsilon \sigma_y \cdot l_w + 0.5 \cdot N \cdot l_w$
記号の詳細は文献3) による

表3 鉛直接合部の実験値と耐力計算値との比較

試験体	Q_k [kN]	$v Q_{wu1}$ [kN]	$(Q_k / v Q_{wu1})$	$v Q_{wu2}$ [kN]	$(Q_k / v Q_{wu2})$
HW-1	5828	5272 (1.11)		5329 (1.09)	

注) $Q_k = \Delta M / \Delta h \cdot h_w / l_w$ (1)⁵⁾

$v Q_{wu1} = 0.10 \sigma_B \cdot A_s + \Sigma a_v \cdot v \sigma$ (2)⁶⁾

$v Q_{wu2} = 0.09 \sigma_B \cdot A_s + 1.28 \Sigma a_v \sqrt{(\sigma_B \cdot v \sigma) + 0.54 \Sigma a_v \cdot v \sigma}$ (3)⁷⁾

約1.11倍、文献⁷⁾のせん断耐力 ($v Q_{wu2}$) に比べて約1.09倍である。 Q_k の最大値は、既往の計算式によるせん断耐力に対して1.1倍程度であり、データ数は少ないが、既往の計算式は安全側の評価であることが推測される。

3.5 曲率分布

各試験体の高さ区間における曲率を図7に示す。

HW-1試験体では、 R が1/100rad 時に PCa 柱主筋が降伏し、 R が1/67rad 時にはフランジ壁板の縦筋が降伏し、区間4まで曲率が大きくなった。

HW-2試験体では、 R が1/150rad 時に壁端の PCa 柱主筋が降伏し、 R が1/67rad 時には HW-1試験体と同様に区間4まで曲率が大きくなった。

HW-3試験体では、 R が1/67rad 時には、他の試験体に比べてかぶりコンクリートの圧壊が進展しているため、曲率が大きい領域は区間2までであった。

なお、 R が $1/67\text{rad}$ 時以降では、壁脚部の損傷が進展するため、曲率分布の測定精度は今後の課題としたい。

4. 壁部材モデルの検証

4.1 解析概要

HW-1試験体（強軸方向）および HW-2試験体（弱軸方向）を対象に解析モデルを構築し静的弾塑性解析を行う。

図 8 に解析モデルの概念図を示す。解析では加力は水平変位のみとするため、せん断スパン比 ($M/(QL_w)$) が実験と同一となる高さまでモデル化し、頂部に水平変位と一定軸方向力を作用させる。そのため、実験における 2 つの $M/(QL_w)$ に対応して、試験体ごとに高さの異なる 2 つの解析モデルを用いる。実験では $M/(QL_w)$ を载荷サイクルの途中で変更しているが、解析では初期载荷から高さの異なる 2 つの解析モデルを用いる。また、実験結果と比較する場合、解析結果には高さの異なる 2 つの解析モデルから得られる解析結果より実験の変形に応じた値を選択することとする。壁部材モデルの高さ方向の分割は、実建物における 1 層分相当の高さとする。壁脚部には、4.2 節に示す方法で鉄筋のスタブからの抜け出しによる付加変形を考慮する。なお、PCa 柱の鉛直接合部におけるずれ変形は、本解析モデルでは考慮しない。壁

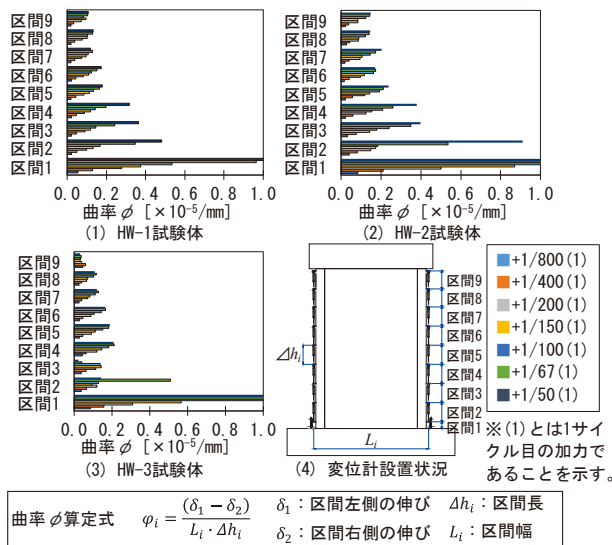


図 7 曲率分布（正加力時）

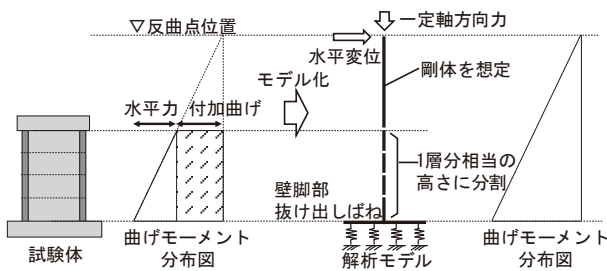


図 8 解析モデル概念図

部材モデルでは、曲げおよび軸方向力に対しては平面保持を仮定したファイバーモデル（図 9）を用いる。耐震壁は 1 層ごとに壁頭及び壁脚にファイバー要素を配置する。ファイバー要素により曲げおよび軸方向力に対する曲率を求め、剛性を算出する。せん断力に対してはマルチせん断ばねを用いて、その復元力特性はトリリニア原点指向型（図 10）とする。ファイバーモデルの復元力特性について、鉄筋には修正 R-O 型⁸⁾（図 11）、コンクリートには曲線剛性通減型⁸⁾（図 12）を用いる。骨格曲線について、鉄筋はバイリニア（図 13）、コンクリートは拘束域・非拘束域の各々で設定し、拘束域はひずみ軟化域を New RC 式⁹⁾、非拘束域はひずみ軟化域を Shah 式¹⁰⁾に近似して用いる（図 14）。

4.2 壁脚部のモデル化

鉄筋のスタブからの抜け出しによる付加変形を考慮するために、文献 3) を参考に壁脚部に単軸ばねを設けた。図 15 (a) に壁脚部分のモデル化概念図および抜け出しばねの設定を示す。鉄筋の抜け出しばねの圧縮剛性

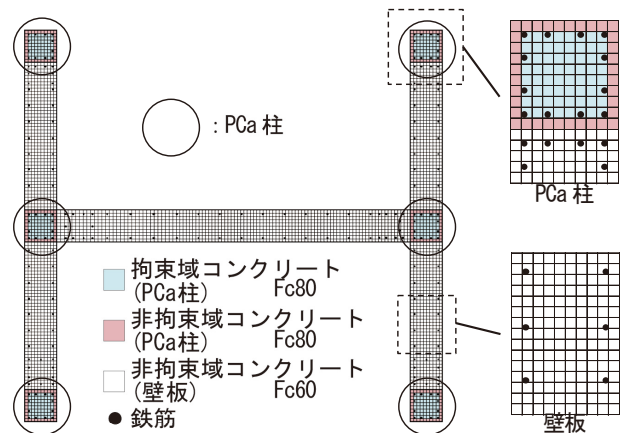


図 9 ファイバーモデル

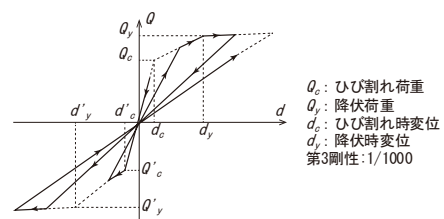


図 10 原点指向型モデル

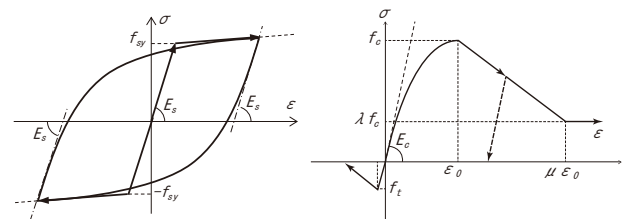


図 11 修正 R-O 型モデル⁸⁾

図 12 曲線剛性通減型モデル⁸⁾

K_{NC} 、引張剛性 K_{NT} を次式より評価した。鉄筋の抜け出しばねは、図15 (b) に示す要素分割に基づき配置し、1要素内のコンクリートおよび鉄筋を単軸ばねに代表させた。単軸ばねの長さは、PCa 柱主筋の引張降伏時における抜け出し変形が概ね同等となるように設定した。

$$K_{NC} = (E_c \cdot A_c + E_m \cdot A_m) / L_b$$

$$K_{NT} = 2 \cdot E_m \cdot A_m / L_b$$

ここで、 E_c ：コンクリートのヤング係数

A_c ：1要素内のコンクリート断面積

E_m ：鉄筋のヤング係数

A_m ：1要素内の縦筋断面積

d ：鉄筋径

L_b ：定着長さ（ここでは、40d と仮定）

4.3 包絡線の比較

図16に各試験体の実験及び解析における壁脚モーメント M_B と水平変形角 R との関係を包絡線により示す。ここで、HW-1試験体の $R=1/100\text{rad}$ 以降および HW-2試験体の $R=1/150\text{rad}$ 以降のサイクルを対象とする。また、PCa 柱主筋降伏時の壁脚モーメントおよび水平変形角も同図に示す。なお、水平変形角は、加力スタブ中央の高

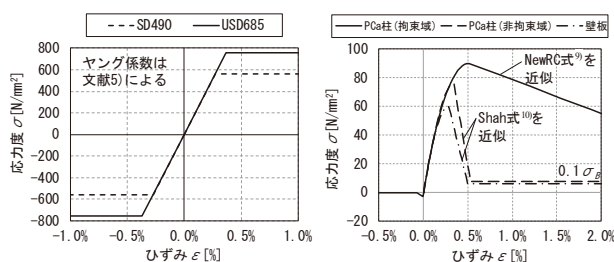


図 13 主筋の骨格曲線

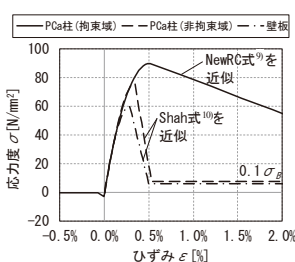
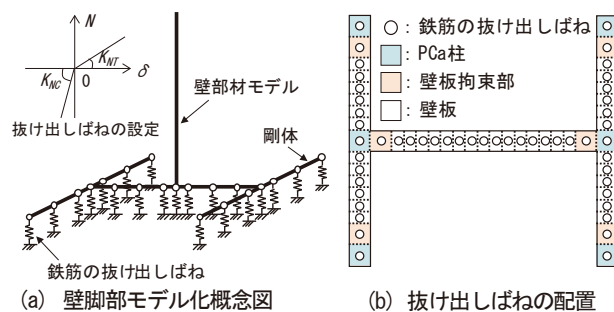


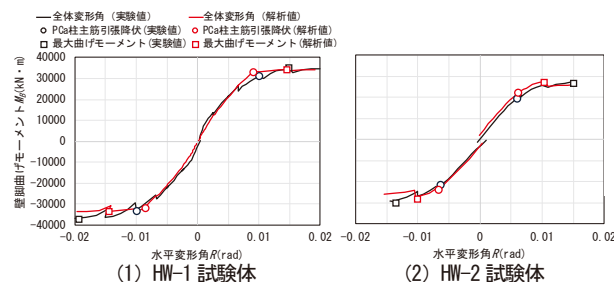
図 14 コンクリートの骨格曲線



(a) 壁脚部モデル化概念図

(b) 抜け出しばねの配置

図 15 抜け出しによる付加変形を考慮した壁脚部分のモデル化



(1) HW-1 試験体

(2) HW-2 試験体

図 16 実験値と解析値との包絡線の比較

さにおける水平変位によるものとする。いずれの試験体においても、剛性および最大壁脚モーメントについて実験値と解析値は概ね対応した。また、PCa 柱主筋降伏時の水平変形角についても概ね対応した。

4.4 壁脚曲げモーメントと水平変形角との比較

HW-1試験体、HW-2試験体の壁脚曲げモーメント（以下、 M_B ）と水平変形角（以下、 R ）の実験値と解析値との比較をそれぞれ図17 (1)、(2) に示す。 M_B の最大値の比較では、いずれの試験体においても実験値と概ね対応していることが分かる。また、載荷時剛性および除荷時剛性の比較では、HW-2試験体の R が $1/67\text{rad}$ のサイクル（2回目）を除き概ね良好に対応した。

4.5 各加力サイクルにおける M_B と R との比較

(1) HW-1試験体

R が $1/400\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 、 $1/67\text{rad}$ および $1/50\text{rad}$ 時の加力サイクルにおける、HW-1試験体の M_B と R の実験値と解析値との比較をそれぞれ図18 (a)～(f) に示す。各サイクル時において、履歴ループの形状は実験値と比較的良好に対応した。

(2) HW-2試験体

R が $1/400\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 、 $1/67\text{rad}$ 時の加力サイクルにおける、HW-2試験体の M_B と R の実験値と解析値との比較をそれぞれ図19 (a)～(d) に示す。履歴ループの形状は実験値と比較的良好に対応した。

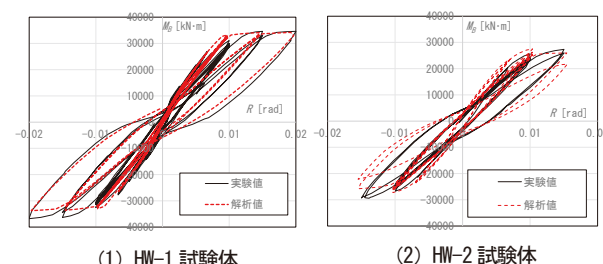
4.6 フランジ壁板の縦筋のひずみ分布の比較

R が $1/150\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 時の HW-1試験体、HW-2試験体における引張側フランジ壁板の縦筋のひずみ分布について実験値と解析値との比較をそれぞれ図20 (a)、(b) に示す。解析値の縦筋のひずみ分布は実験値よりもやや小さい傾向であるが概ね良好に対応した。

5. まとめ

高強度プレキャスト柱を用いた H 形立体耐震壁を対象とした構造実験を実施し、曲げ耐力や部材モデルの適用性などを考察した。本研究の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- (1) 曲げ降伏が先行後、強軸方向では R が $1/33\text{rad}$ 時まで、弱軸方向では R が $1/50$ 時まで、斜め方向では R が $1/67$ 時まで顕著な耐力低下はなかった。
- (2) 壁端部の PCa 柱は、かぶりコンクリートには圧壊



(1) HW-1 試験体

(2) HW-2 試験体

図 17 M_B と R の実験値と解析値との比較

が生じたが、コアコンクリートの圧壊や鉛直接合部の局所的な破壊は生じなかった。

- (3) 曲げ終局モーメントは、既往の計算式による計算値に対して1.1~1.3程度の余裕度があつた。
- (4) 曲げ終局モーメントは、強軸方向、弱軸方向及び斜め方向において平面保持を仮定したファイバーモデル解析により比較的精度よく計算できた。
- (5) 鉛直接合部の作用せん断力は、既往の計算式によ

るせん断耐力に対して1.1倍程度であり、安全側の評価であることが推測された。

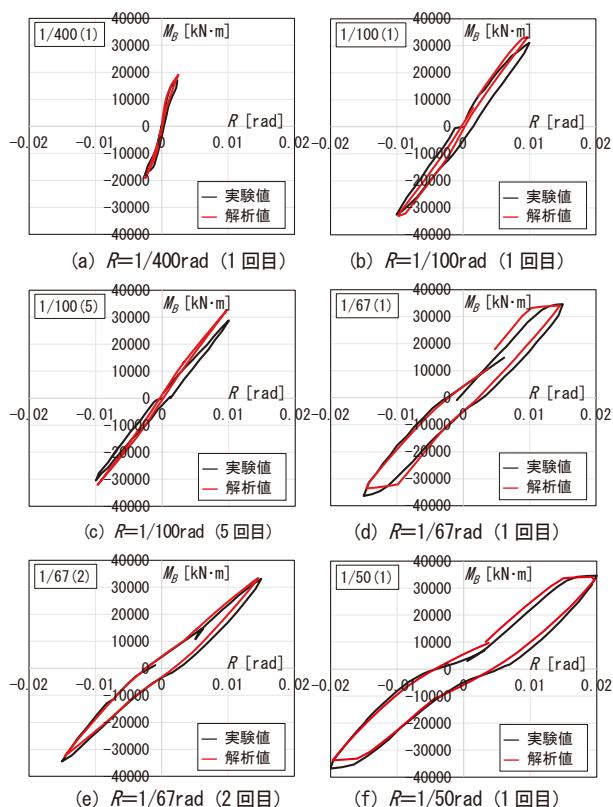


図 18 加力サイクルごとの M_θ と R との関係 (HW-1 試験体)

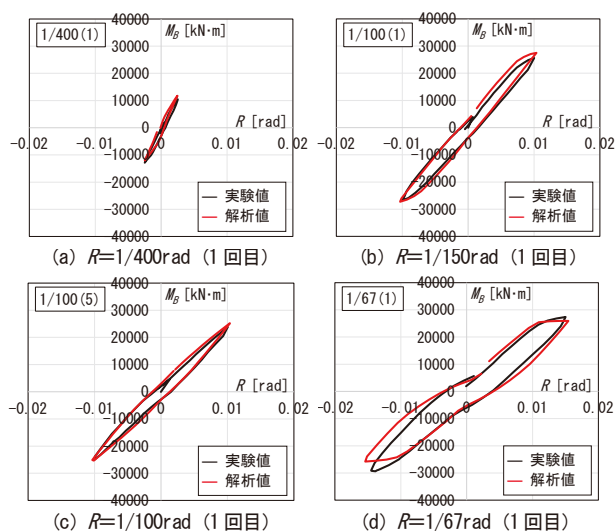
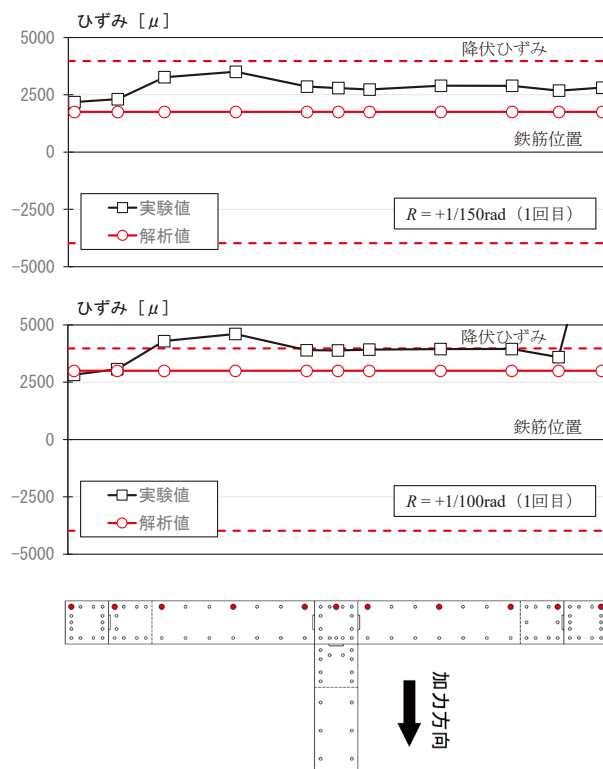
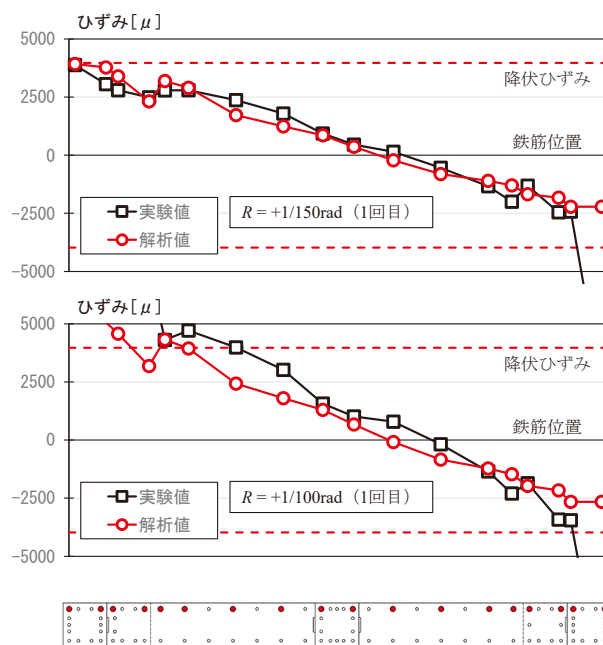


図 19 加力サイクルごとの M_θ と R との関係 (HW-2 試験体)



(a) HW-1 試験体



(b) HW-2 試験体

図 20 フランジ縦筋のひずみ分布の比較

- (6) 壁脚曲げモーメントと水平変形角との関係の比較では、解析値は実験値と概ね良好に対応した。
- (7) 加力サイクルごと履歴ループの形状の比較では、解析値は実験値と概ね良好に対応した。
- (8) 縦筋のひずみ分布の比較では、解析値は実験値と概ね良好に対応した。

参考文献

- 1) 中澤春生, 大久保香織, 刑部章, 淵本正樹: プレキャスト柱型を内蔵する RC コアウォールの耐力および変形性能評価に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, 2009.7
- 2) 松永健太郎, 田野健治, 安田正治, 佐藤知行: 120N/mm^2 コンクリートを用いた PCa 柱と場所打ち壁板からなる連層耐震壁の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.171-172, 2021.9
- 3) 丸田誠, 鈴木紀雄, 別所佐登志: 鉄筋コンクリート造開断面立体耐震壁の構造性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第520号, pp.109-116, 1999.6
- 4) (一社) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021.2
- 5) (一社) 日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針 (案)・同解説, 2002.10
- 6) (一社) 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, 2015.12
- 7) 望月重, 榎谷栄次, 永坂具也: 壁式プレキャスト構造鉛直接合部のせん断耐カーダウエル効果および圧縮拘束力を考慮した場合, 日本建築学会構造系論文集, 第424号, pp.11-22, 1991.6
- 8) 構造システム (株): SNAP Ver.8 テクニカルマニュアル, 2022.3
- 9) (財) 国土開発技術研究センター: 平成 4 年度 NewRC 研究開発概要報告書, 1993.3
- 10) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp.163-170, 1995.8