

# 論文 プレキャスト柱型を内蔵するRCコアウオールの耐力および変形性能評価に関する実験

中澤 春生<sup>\*1</sup>・大久保 香織<sup>\*2</sup>・刑部 章<sup>\*3</sup>・淵本 正樹<sup>\*4</sup>

**要旨：**両側端部にプレキャスト（PCa）柱型を有する鉄筋コンクリート（RC）コアウオールの耐力と変形性能を評価する方法を検討するために、6体の試験体を用いて8種類の加力実験を行った。実験の結果より、PCa柱型と壁部との間のコンクリート接合面のせん断強度を確保すれば、全断面一体打ちのコアウオールと同等の性能が得られることを確認した。また、本実験結果に対してT形断面コアウオールのフランジ壁の有効幅を壁長さと同じ寸法として曲げ耐力を安全側に評価できること、I形およびT形断面コアウオールの変形性能は鉄筋の抜出しを考慮する曲げ変形モデルと簡易なせん断変形モデルの累加で評価できることを示した。

**キーワード：**コアウオール、立体耐震壁、直交壁、有効幅、変形性能評価

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート（RC）造の超高層建築物の構造形態の一つとして、コア部分を壁厚の大きい連層耐震壁で囲む構造がある。本論文は、そのような連層耐震壁（以下、コアウオールとする）に関するものである。RCコアウオールは地震時に生じる各層のせん断力を合理的に負担し適切な全体挙動をもたらす効果があり、特にアスペクト比の大きい建物で実用されている。しかし、その変形性能は曲げ変形、せん断変形、鉄筋の抜出しに伴う壁脚部の回転変形の影響を受けるが、これらを考慮した評価方法は確立されていない。また、コアウオールの断面形状はT形、L形やC形等の立体耐震壁として計画される場合も多いが、せん断力方向に直交するフランジ壁の跳ね出しが大きい場合の有効幅についても未解明である。一方、RCコアウオールの施工は、全断面現場打ちコンクリートを打設するのが一般的であるが、多くの太径鉄筋の現場組立てや立体耐震壁の型枠組立ては容易でなく、プレキャスト（PCa）化による施工合理化も望まれている。しかし、PCa部材を内蔵して現場打ちコンクリートと一体化されるコアウオールの性能やコンクリート接合面の挙動にも不明な点が多い。本論文では、このような観点から、PCa柱型を内蔵するRCコアウオールについて実施した性能確認実験の結果を報告するとともに、その耐力と変形性能評価についての考察を加える。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体断面を図-1に、試験体一覧を表-1に、試験体の側面図・配筋図を図-2に示す。試験体は総数6体であるが、2体の試験体（I08RC-FとI08PCa-F）では曲げ降伏先

行型の加力を行った後にせん断破壊型の加力をI08RC-SとI08PCa-Sとして実施したため、実験種類としては8種類である。いずれも縮尺は約1/4の縮小モデルで、壁厚（t）は200mm、壁高さ（Hw）は1300mmとした。試験体の断面形状は、I型で壁長さ（Lw）が1600mmのものと800mmのものの2種類と、T型で壁長さが800mmでせん

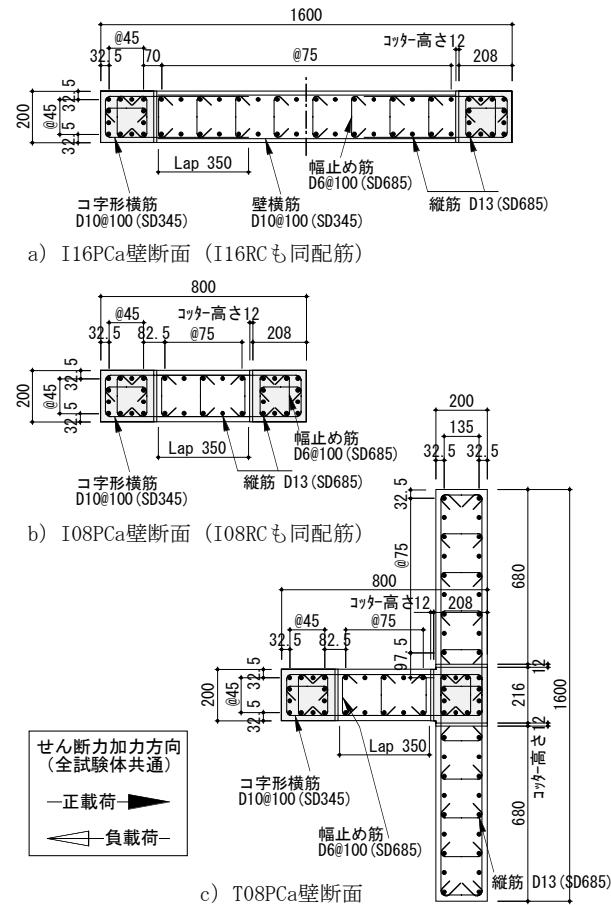


図-1 試験体断面

\*1 清水建設(株) 技術研究所生産技術センター 工博 (正会員)

\*2 清水建設(株) 技術研究所生産技術センター 工修 (正会員)

\*3 清水建設(株) 設計本部構造設計部 工修 (非会員)

\*4 清水建設(株) 生産技術本部技術開発推進部 工修 (非会員)

表一 試験体一覧

試験体	壁厚 tw	壁長 Lw	フランジ壁	柱部配筋			壁部配筋			想定破壊 モード								
				主筋	横筋	補強筋	縦筋	横筋	補強筋									
I16RC-F	200 mm	1600 mm	無	12-D13 (SD685) □200mmの 仮想断面 に対して $p_g=3.81\%$	$\square D10@100$ (SD345) $p_{ch}=0.71\%$	幅止め筋 2-D6@100 (SD685) 中子筋 1-D6@100 (SD685)	2-D10@100 (SD345)	柱部から伸 びるコ字形 横筋同士を 壁部で重ね	幅止め筋 D6千鳥 @150/100 (SD685)	曲げ破壊 せん断破壊 曲げ破壊 せん断破壊								
I16PCa-F																		
I08RC-F		800 mm																
I08PCa-F																		
I08RC-S		800 mm																
I08PCa-S																		
T08PCa-F		800 mm																
T08PCa-S																		

【工法】RC：全断面一体打設，PCa：柱部がプレキャストで壁部が現場打ち 【コンクリート設計基準強度】プレキャスト，現場打ちともFc60

注1) I08RC-SおよびT08PCa-Sは、I08RC-FおよびI08PCa-FのR=2%までの  
加力を終了した試験体を用いて実験した

注2) 各試験体の軸力・シアスパンは図-3中に記載

断力方向に直交する全幅1600mmのフランジ壁が片側のみに取付くもの1種類の合計3種類である。コアウォールの両側端部には柱型の配筋を施し、コ字形横筋で囲むとともに、幅止め筋と中子筋で拘束している。I型断面の試験体では、それぞれの壁長さについて、PCa柱型を内蔵する試験体と全断面一体打ちの試験体を比較することとしているが、T型断面試験体の2体はいずれもPCa柱型を内蔵し、せん断スパンを変えて曲げ破壊型とせん断破壊型の実験を行った。柱型の断面寸法は200×200mmであるが、PCa柱型の現場打ちコンクリートとの接合面には8mmふかした先端に高さ12mmのシアコッターを200mm間隔で設けた。

使用材料種類と材料試験結果を表一2および表一3に示す。PCa柱型に用いたコンクリートと現場打ちコンクリートはいずれも設計基準強度( $F_c$ )が60N/mm<sup>2</sup>で、実験時の材令は異なるものの、試験の結果に著しい差異はなかったため、本論文における耐力算定等には両者の平均値を用いている。

## 2.2 加力方法の概要

加力概要を図-3に示す。コアウォールの危険断面が存在する最下層では、シアスパンが階高よりも大きくなることが一般的であり、本実験ではそのような曲げモーメント状態を再現するため、せん断力に比例する付加曲げモーメントを作成させることとした。また、せん断力は、試験体頂部に設置した加力フレームの両側から押し・引きで加える形式としたが、試験体がせん断力方向に対して捩じれて変形することを抑制するために、引き側が70%と、相対的に卓越するように配分して加力した。加力は、一方向単調載荷としたI08-S以外では、壁頂部水平変位を制御マスターとする変位漸増正負交番繰返し載荷とした。試験体のうち、I型断面の6ケースでは壁断面積( $A_w$ )に対して0.12Aw·Fcの一定軸力を作用させたが、T型断面の2体ではフランジ壁が圧縮側となる正載荷において軸力が増加し、負載荷において軸力が0となる変動軸力を作用させた。各試験体では想定する破壊

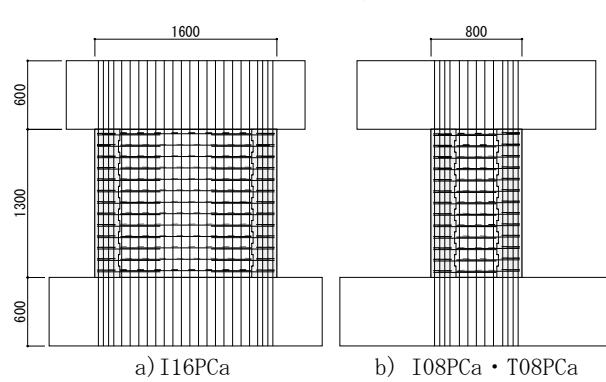


図-2 試験体側面図および配筋図

表一2 鉄筋材料試験結果

使用部位	種類	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
縦筋	D13 SD685	737.2	942.9	205000	12.1
横筋	D10 SD345	392.5	564.5	189000	18.8
補強筋	D6 SD685	716.8	917.8	187000	9.8

表一3 コンクリート材料試験結果

使用部位	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	ボアン比	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
PCa柱コンクリート	76.5	37808	0.231	4.03
現場打ちコンクリート	74.6	37008	0.229	4.34
平均	75.5	37408	0.230	4.19

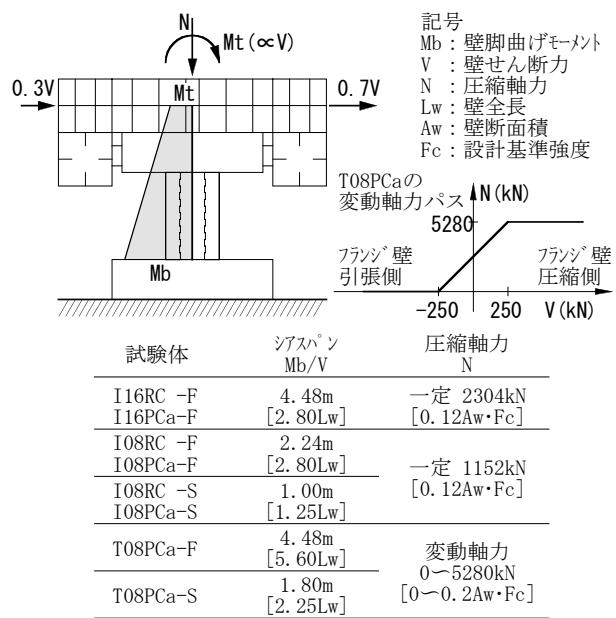


図-3 加力概要

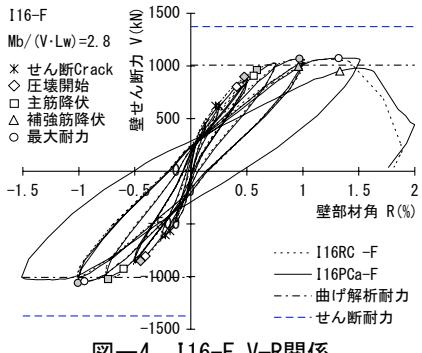


図-4 I16-F V-R関係

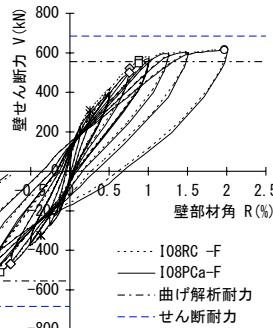


図-5 I08-F V-R関係

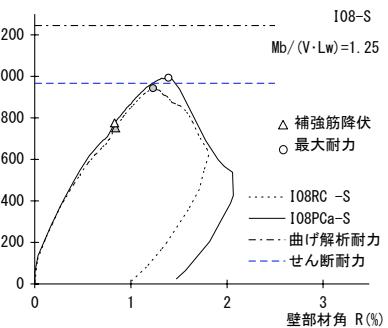


図-6 I08-S V-R関係

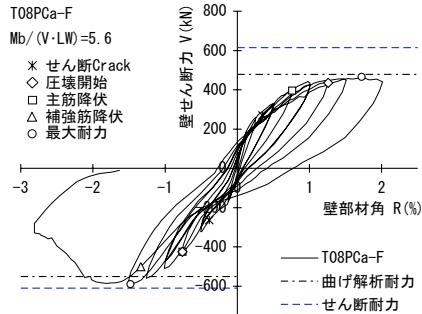


図-7 T08PCa-F V-R関係

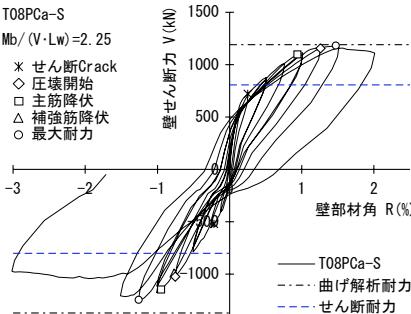


図-8 T08PCa-S V-R関係

モードに合わせて、せん断力に対する付加曲げメントの大きさを調整し、シアスパンを図-3中に示す値となるように制御して加力を行った。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊経過

壁せん断力( $V$ )–壁部材角( $R$ )関係を図-4～図-8に、曲げ破壊型のPCA試験体3体の最終破壊状況を写真-1～写真-3に、実験結果一覧を表-4に示す。各試験体で軸力レベルやせん断スパンが異なっているが、ひび割れの発生状況はI08RC-SとI08PCa-Sを除く試験体で大略同様で、 $R=0.1\%$ 前後に壁脚部の曲げひび割れが発生し、 $R=0.2\sim0.25\%$ で曲げせん断ひび割れの発生とせん断ひび割れの発生がこの順に生じるという経過を辿った。この次に生じる破壊現象は圧縮縁コンクリートの圧壊であったが、圧壊開始時の壁部材角は壁長さが長いI16RC-FとI16PCa-Fの2体が $R=0.5\%$ 程度で、それ以外のI08RC-F・I08PCa-FとT08PCa-F・T08PCa-Sの4体が $R=0.75\%$ 程度であり、壁長さの長い試験体の方が早期に圧縮縁コンクリートの圧壊が生じた。なお、これら試験体6体の圧壊開始時において、最も圧縮側の主筋(縦筋)の壁脚断面における軸方向ひずみは概ね同等で、約 $-3000\mu$ (引張ひずみを正に表記)であった。圧縮縁コンクリートの圧壊に続いて主筋が降伏したが、主筋の降伏も壁長さが長い2体が早く、 $R\approx0.6\%$ に生じている。この2体とせん断スパン比 $M_b/(V \cdot L_w)$ が等しく壁長さが800mmのI08RC-F・I08PCa-Fでは主筋降伏時部材角は $R=0.9\%$ 程度であった。

その後、I16RC-FとI16PCa-Fの2体は圧縮側コンクリー

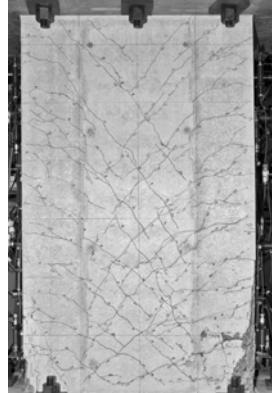


写真-1 I16PCa-F 破壊状況

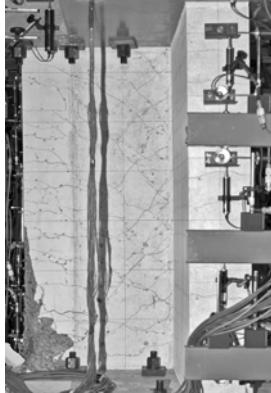


写真-2 T08PCa-F 破壊状況

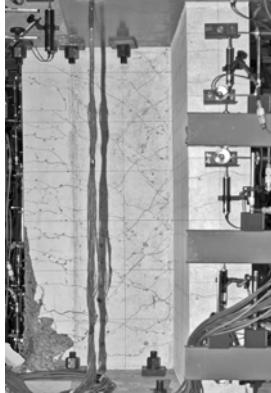


写真-3 T08PCa-S 破壊状況

トが広範囲に圧壊し、急激に耐力が低下した。耐力低下開始時の壁部材角は、I16RC-Fが $R=1.5\%$ の加力サイクル一回目の $R=+1.4\%$ で、I16PCa-Fが $R=2\%$ の加力サイクル一回目の $R=+1.6\%$ であった。壁長さが800mmの試験体のうちI08RC-FとI08PCa-Fは、いずれも圧縮側コンクリートの圧壊が進行していたが、 $R=2\%$ までの加力において耐力低下を伴う破壊には至らなかった。これらの試験体は、この後にせん断スパンを小さくしたI08RC-SとI08PCa-Sとして、せん断破壊型加力を行った。

T形断面試験体のうち曲げ破壊型に計画したT08PCa-Fでは、フランジ壁が圧縮側となる正載荷側でもフランジ壁脚部の圧縮面に圧壊が生じたが $R=2\%$ までに大きな耐力低下は生じなかった。それに対してフランジ壁が引張側となる負載荷側では、変動軸力が0であるが、圧縮側コンクリート断面が相対的に小さいため、 $R=-2\%$ 程度で壁脚部の圧壊が進行して急激な耐力低下を伴って破壊し

表一4 実験結果および耐力計算値一覧

試験体	実験結果						耐力計算値(注1)		(注2) 計算耐力時 鉛直接合部 せん断力 (kN)	(注3) 鉛直接合部 せん断強度 (kN)	
	主筋降伏		補強筋降伏		最大耐力		破壊モード	曲げ	せん断		
	Vvy (kN)	Rvy (%)	Vhy (kN)	Rhy (%)	Vmax (kN)	Rvmax (%)		cVfu (kN)	cVs <sub>u</sub> (kN)		
I16RC-F	962	0.59	997	0.96	1069	0.97	曲げ圧壊	1009	1373	—	—
	-1024	-0.74			-1058	-1.01					
I16PCa-F	907	0.56	954	1.33	1076	1.32	曲げ圧壊	556	685	937	< 1634
	-925	-0.60			-1044	-0.95					
I08RC-F	563	0.88	-570	-1.49	618	1.97	曲げ降伏	556	685	—	—
	-547	-1.01			-594	-1.90					
I08PCa-F	547	0.88	-592	-1.91	615	1.97	曲げ降伏	556	685	1205	< 1634
	-512	-0.89			-598	-1.97					
I08RC-S	—	—	753	0.84	943	1.23	せん断圧縮	1245	967	—	—
I08PCa-S	—	—	777	0.83	993	1.39	せん断圧縮			2095	> 1634
T08PCa-F	396	0.76	-500	-1.34	466	1.72	曲げ圧壊	478	614	1036	< 1634
	-425	-0.76			-590	-1.48	曲げ圧壊	-551	-610		
T08PCa-S	1099	0.94	-987	-0.77	1183	1.47	曲げ圧壊	1189	806	1746	> 1634
	-1146	-0.95			-1246	-1.26	せん断圧縮	-1371	-801		

(注1)曲げ耐力はコンクリートモデルをKent-Parkモデルとした断面曲げ解析により、せん断耐力は韧性保証型設計指針により算定

(注2)鉛直接合部せん断力は、耐力時の水平せん断力を側柱中心間距離( $L_w'$ )で除したせん断応力度に壁高さ( $H_w$ )を乗じて算出

(注3)鉛直接合部せん断強度は、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準(9.3)式により算定

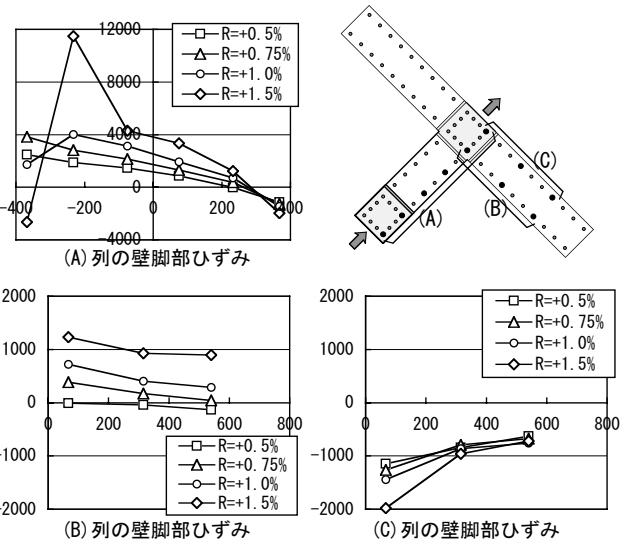
た。一方、せん断破壊型に計画したT08PCa-Sでも、せん断スパンが異なるので耐力は異なるものの、正載荷側の履歴性状は概ねT08PCa-Fと同様であった。しかし、負載荷側では $R=0.8\%$ 程度でせん断補強筋が降伏し、 $R=-1.2\%$ 以後にせん断ひび割れが拡大し、耐力が低下した。ただし、耐力低下の程度は曲げ圧壊した試験体ほど急激なものではなかった。

また、曲げ破壊型の加力後にせん断スパンを変えて実施したせん断破壊型のI08RC-SとI08PCa-Sでは、 $R=0.8\%$ 程度でせん断補強筋が降伏したが、その後も耐力は上昇しながらせん断ひび割れが拡大していき、 $R=1.2\%$ 以後に最大耐力を示し、急激な耐力低下を伴って破壊した。

以上、各試験体の破壊経過を述べたが、破壊経過にPCa柱型の有無による違いはみられなかった。本実験では、表一4中右欄に示すように、壁式プレキャスト設計規準<sup>1)</sup>に示される鉛直接合部強度を用いて、大半で打ち継ぎ接合面強度が耐力時接合面せん断力を上回るように設定したが、これを満足しないI08PCa-SやT08PCa-Sでも接合面が破壊することなく、T08PCa-Sのフランジ壁境界の接合面シアコッタ一部にひび割れが観察された程度であった。このことから、上述の設定を満足するPCaコアウォールは全断面一体打ちのRCコアウォールと同等の性能を有するものと考えられる。

### 3.2 最大耐力

最大耐力の実験値と計算値を表一4中に示すとともに、図一4～図一8のV-R関係にも計算耐力を表示している。ここに、曲げ耐力計算値はコンクリートモデルをKent-Parkモデル<sup>2)</sup>とした断面曲げ解析によって求め、せん断耐力計算値は韧性保証型設計指針式<sup>3)</sup>により求めている。なお、柱型拘束筋の内側のコンクリートは強度後の



図一9 T08PCa-F正載荷時の主筋ひずみ分布

軟化勾配のみを緩やかにしたKent-Parkモデルとし、横拘束による強度上昇は与えていない。柱型拘束筋内側以外のコンクリートには無拘束のKent-Parkモデルを使用した。図表に示すように、各試験体の耐力は、T形断面のせん断破壊型としたT08PCa-Sで、せん断耐力の計算値を大きく上回る最大耐力を示した以外は、各試験体の最大耐力は計算耐力とよく一致している。ただし、大半の曲げ破壊型試験体が曲げ耐力計算値をやや上回る最大耐力を示しているのに対して、T形断面試験体のフランジ壁が圧縮となる正載荷側で計算耐力をわずかに下回る最大耐力を示している。

### 3.3 T形試験体正載荷時の主筋ひずみ分布

T形断面の曲げ破壊型試験体のT08PCa-Sについて、フランジ壁が圧縮側となる正載荷時の壁脚部主筋(縦筋)のひずみ分布を図一9に示す。(A)列左側は負載荷時の圧壊の影響から $R=1\%$ 以後に圧縮ひずみに推移していくが、

全体的には厚さ200mmのフランジ壁が取付く(A)列右側が圧縮ひずみとなる全体曲げ挙動がみてとれる。ひずみ測定値を結ぶ直線とひずみ0の軸が交差する中立軸位置は、 $R=0.5\%$ 時で200mmの位置にあり、変形が進行するにつれて右方向に中立軸位置が移動している。200mmの位置はフランジ壁との境界の位置であり、そこからフランジ壁内に中立軸位置が移動していることがわかる。

一方、フランジ壁内主筋である引張側の(B)列と圧縮側の(C)列のひずみ分布をみると、両者ともその位置ごとに一定のひずみを示していない。両図とも横軸0がウェブ壁の中心であり、横軸の値が大きい位置がフランジ壁幅の外側である。図よりフランジ壁の外側に行くにつながってひずみ値は小さくなり、曲げの抵抗が弱くなっていることが伺える。このことから、圧縮側となるフランジ壁の有効幅を考慮する必要性が認められる。

#### 4. 実験結果の考察

##### 4.1 T形断面試験体のフランジ壁有効幅の検討

実験の最大耐力が曲げ耐力計算値をわずかに下回ったT形断面のフランジ壁が圧縮側となる場合のフランジ壁

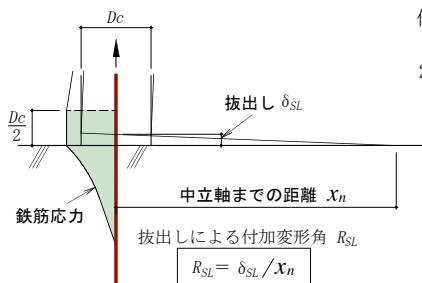


図-11 鉄筋抜出し変形算定の概要

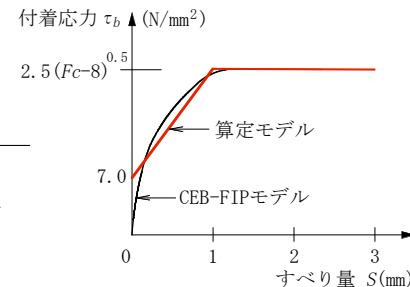


図-12 鉄筋の付着すべり関係モデル

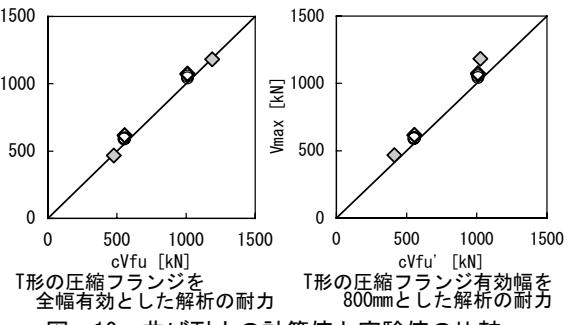


図-10 曲げ耐力の計算値と実験値の比較

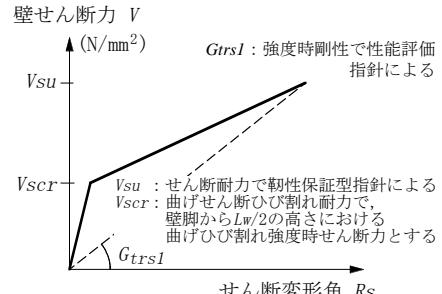


図-13 せん断変形角モデル

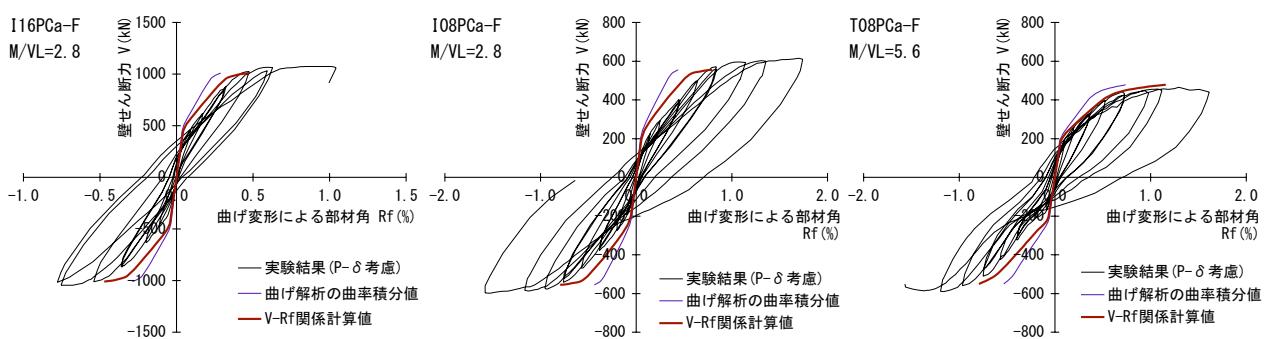


図-14 曲げ破壊型試験体の曲げ変形評価

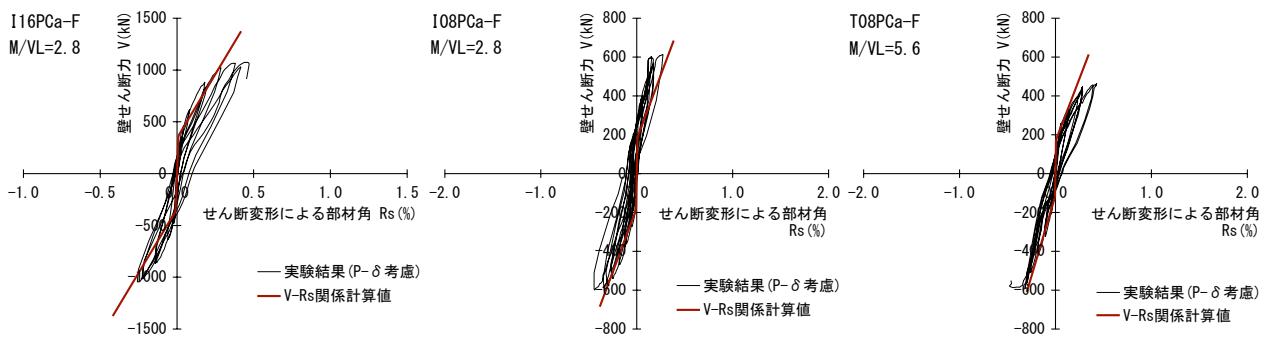


図-15 曲げ破壊型試験体のせん断変形評価

有効幅について、その他の試験体の計算値に対する耐力比との関係から検討してみる。断面曲げ解析による計算耐力と実験結果との比較について、全幅を有効とした場合と圧縮フランジ有効幅を壁長さと同じ800mmとした場合の2ケースについて図-10に示している。フランジ壁全幅を有効とした場合でも耐力は計算値にほぼ一致しているが、その他の試験体(I形およびT形の負載荷側)は計算値を5~10%上回っている。一方、有効幅を800mmとした場合は、有効幅以外の断面は断面積分の軸力をのみを負担するとして解析したものであるが、網かけした対象ケースも実験結果が計算値を10~15%上回っている。こ

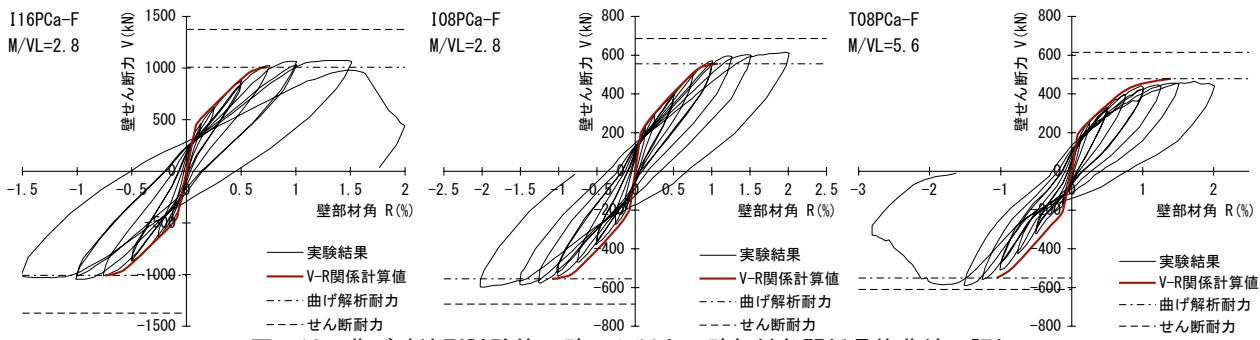


図-16 曲げ破壊型試験体の壁せん断力一壁部材角関係骨格曲線の評価

のように、やや控えめではあるが、有効幅を壁長さと同じとすることによって、安全側に評価できるといえる。

#### 4.2 コアウォールの変形性能評価に関する検討

コアウォールの設計では荷重変形関係を適切に評価してモデル化する必要がある。ここでは、その一方法として、鉄筋の抜出しを考慮する曲げ変形モデルを提案し、既往のせん断変形モデルを簡略化したモデルとの累加としてコアウォールの変形を推定する方法を提案する。なお、本方法では、モーメント曲率関係の除荷則や、最大強度後の荷重低下を軟化域として扱うべき部分と除荷として扱うべき部分を確定するための破壊領域高さの同定が未解明なため、最大耐力までの単調増加部分の荷重変形関係について評価することとした。

コアウォール脚部の引張鉄筋の抜出し変形算定の概要を図-11に、抜出し量算定に用いる付着すべり関係モデルを図-12に示す。この付着すべり関係はCEB-FIPモデルコード<sup>4)</sup>の付着すべり関係モデルを近似した2折れ線とした。鉄筋のスタブからの抜出し量算定では断面曲げ解析によって得られる引張側柱型中心のひずみとそれに対応する鉄筋応力がスタブ内の鉄筋付着によって支えられており、図-12に示すすべり量がスタブ内の鉄筋の伸び量と等価であると仮定する。具体的には、スタブ内の鉄筋応力と伸び量、それに関連する付着すべり関係をいずれも満足するような鉄筋応力分布を数値計算で求め、それに基づいてスタブからの抜出し量を算定した。壁脚の鉄筋の全抜出し量は、このようにして得たスタブからの抜出しに、壁部材からの抜出しを累加して求めることとした。壁部材からの抜出し量は、明確な根拠はないが、柱型せいの1/2の高さまでのテンションシフトを仮定して、その間の鉄筋伸び量で与えることとした。この方法により得た鉄筋抜出し量を曲げ解析での中立軸までの距離で除して抜出しによる変形角とし、それに曲げ解析の断面曲率を壁高さ方向に2回積分して求めた壁部材の変形角に累加したものが、曲げ変形による部材角( $R_f$ )となる。本方法により求めた変形と実験の曲げ変形(変位計で測定した壁側面の鉛直方向伸縮から得た区間平均曲率の積分量)とを比較した図を図-14に示すが、両者は比較的良く一致している。

次にせん断変形は、図-13に示すように、曲げせん断ひび割れ発生までは弾性とし、その後は韌性保証型指針式により求めたせん断耐力に対して、性能評価指針<sup>5)</sup>に示される強度時剛性に基づく剛性低下をするとした2折れ線でモデル化することとした。このモデルによるせん断変形と実験のせん断変形(実験の全変形から前述の曲げ変形を引いた量)との比較を図-15に示す。また、曲げ変形とせん断変形を累加した計算値と実験の壁部材角との比較を図-16に示す。図より、本方法による変形推定が実用上十分な精度であると判断される。

#### 5. まとめ

PCa柱型を内蔵するRCコアウォールと全断面一体打ちのRCコアウォールの実験を通じ、以下の知見を得た。

- 1) PCa柱型と現場打ちコンクリートとの打ち継ぎ接合面に生じるせん断力を上回る接合面強度を確保したPCaコアウォールは全断面一体打ちのRCコアウォールと同等の性能を有する。
- 2) 本実験の結果に対して、T形断面RCコアウォールの圧縮側フランジ壁の有効幅を壁長さと同じ寸法と仮定することで、その曲げ耐力を安全側に評価できる。
- 3) 壁脚引張主筋の抜け出しを考慮する曲げ変形モデルと既往のせん断変形モデルを簡略化したモデルによって得る変形の累加によって、曲げ破壊型のコアウォールの変形を実用上十分な精度で推定できる。

#### 参考文献

- 1) 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、1982
- 2) Kent,D.C.and Park,R.:Flexural Members with Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, ST7, July, 1971, pp.1969-1990
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の韌性保証型耐震設計指針・同解説、1999
- 4) Comite Euro-International du Beton:CEB-FIP MODEL CODE 1990, 1990
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説、2004