

[2027] プレキャスト合成耐震壁の耐力および変形

正会員 望月 重 (武蔵工業大学工学部)
 正会員 ○石川 康之 ((株)熊谷組 構造部)

1. 序

高層鉄筋コンクリート共同住宅においては、桁行方向を架構構造とし、はり間方向を連層耐震壁構造とする建物が要求されるようになってきている。その際、施工の省力化かつ高品質コンクリートの打設の点から、耐震壁の壁板にはり付きプレキャスト板を用い、付帯柱を場所打ち柱とする合成連層耐震壁が用いられる例が多くなってきている。本研究ではこのような構造に着眼しプレキャストの壁板と場所打ちの付帯柱からなる合成耐震壁の実験と一体打ち耐震壁の実験を行い、耐力および変形・破壊性状について比較検討した。さらにプレキャスト合成耐震壁の接合部をボンドリンク要素に置換した非線形有限要素法解析を行い、実験結果を追跡した。

2. プレキャスト合成耐震壁の実験

2-1 実験計画

表-1 試験体の構造諸元

試験体名	付帯柱 (200×100)		壁板 (580×780)				鉛直接合部		水平接合部	
	Pg (%)	Pw (%)	t (mm)	Psv (%)	Psh (%)	Pjh (%)	Asc (mm ²)	Pjv (%)	スリフ(本)	
WPC	2.13	0.64	75	0.59	0.60	0.49	24375	0.65	4	
WRC	2.13	0.64	75	0.59	0.60	-	-	-	-	
配筋	6-D10	D6-E50		D6-E70	D6-E70	4-D10	75×65×5		4-D10	

加力ばり(220×200):主筋比 Pg=2.31%, せん断補強筋比 Pw=0.58%

試験体:試験体は、プレキャスト合成耐震壁と一体打ち耐震壁の2体で、実大の約 1/3 の模型である。試験体

Pg (%):柱の主筋全断面積のコンクリート全断面積に対する比(主筋比) Pw (%):柱のせん断補強筋比(帯筋比) Psv (%):壁板の鉛直方向のせん断補強筋比(縦筋比) Psh (%):壁板の水平方向のせん断補強筋比(横筋比) Pjh (%):プレキャスト壁板の水平方向の接合筋比 Asc (mm²):鉛直接合部のシャコッター鉛直断面積の和 Pjv (%):プレキャスト壁板の鉛直方向の接合筋比 t(mm):壁厚

の構造諸元を表-1に、試験体の配筋を図-1に示す。プレキャスト合成耐震壁WPC においては、壁板と柱との鉛直接合部および壁板と加力ばりとの水平接合部にコッターおよび接合筋(D10)を設け、ジョイントコンクリートなしで直接打ち継いだ。また、壁板と基礎ばりとの水平接合部では接合筋(D10)を敷モルタル15mmを介してスプライススリーブで接合した。WPC の製作順序を以下に記す。 1)基礎ばりおよび壁板を別々に打設する。 2)基礎ばり表面のレイタンスを取り除き、モルタルを敷き壁板を建て込む。

4)付帯柱および加力ばりを配筋する。 3)型枠を取り付け、付帯柱および加力ばりを同時に打設する。また、一体打ち耐震壁WRC においては、壁板、付帯柱、基礎および加力ばりを同時に打設した。なおWPC の鉛直接合筋比とWRC の壁縦筋比がほぼ等しくなるように配筋した。コンクリート、鉄筋およびスプライススリーブの材料特性をそれぞれ表-2,3,4に示す。

加力および制御方法:試験体の加力は、図-2に示すように試験体の左右に取り付けた2台の50t 復動ジャッキで加力ばりの両端に同時に等量の引張力と圧縮力を加える正負交番の曲げせん断加力である。圧縮側ではロードセル、加力治具を介し加力ばり端部を直接押し、引張側では加力

表-2 コンクリート・敷きモルタル・グラウト材の材料試験結果

試験体名	打設場所	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (x10 ⁶ kg/cm ²)
WPC	PC壁板	401	28.5	2.64
	基礎ばり	394	23.9	2.49
	柱+加力ばり	372	25.2	2.06
	敷きモルタル	389	22.3	1.98
	グラウト材	1078	37.4	3.16
WRC	全体	265	16.9	2.17
材料	セメント	種類:普通ポルトランドセメント 比重:3.15		
	粗骨材	最大寸法 15.0mm以下	比重:2.65	粗粒率:6.54
	細骨材	最大寸法 2.5mm以下	比重:2.63	粗粒率:2.37

表-3 鉄筋の材料試験結果

使用材料	降伏強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び率 (%)	ヤング係数 (x10 ⁶ kg/cm ²)
D 6	3410	5720	22.2	1.76
D 10	4000	5710	22.5	1.93
D 13	3540	5300	21.5	2.02

表-4 スプライススリーブの材料試験結果

項目	強度	軸方向剛性	残留変形量	じん性	
	Pmax/Py (%)	.70σy (%)	.95σy (mm)	最大引張荷重時の伸び (%)	
試験体名 WPC	185	150	141	0.14	4.86

※RPC J委員会(鉄筋継手性能判定基準)——A級継手
 強度: min[1.35σ_y, σ_n], 残留変形量: 0.3mm以下, 最大引張荷重時の伸び: 3.0%以上 軸方向剛性: Es以上(0.70σ_y), 0.9Es以上(0.95σ_y)

ばりに埋設したP C鋼棒(17φ)を加力治具を介してもう一方の 50t復動ジャッキで引く。変形の履歴は、正負とも部材角(加力高さにおける相対変位を基礎ばり上端からの高さで除した値) $R=1, 2, 4, 6, 8, \dots \times 10^{-3} \text{rad}$ で制御し、同一部材角で正負とも2回づつの繰り返し加力を行い、部材角 $R=18 \times 10^{-3} \text{rad}$ を正負とも2回づつ繰り返したのち破壊に至らした。

測定：高感度変位計で左右の柱の頂部、中央部および脚部中心の鉛直および水平方向変位、柱および基礎ばりとプレキャスト壁板のすべりおよび分離方向の相対変位を測定し、ストレインゲージで柱主筋、接合筋、壁筋およびコンクリート表面のひずみ度を測定した。

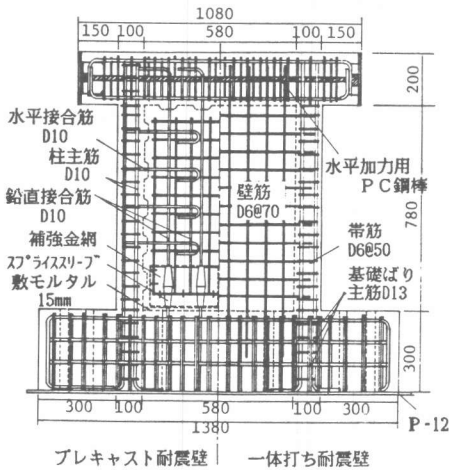


図-1 試験体の配筋

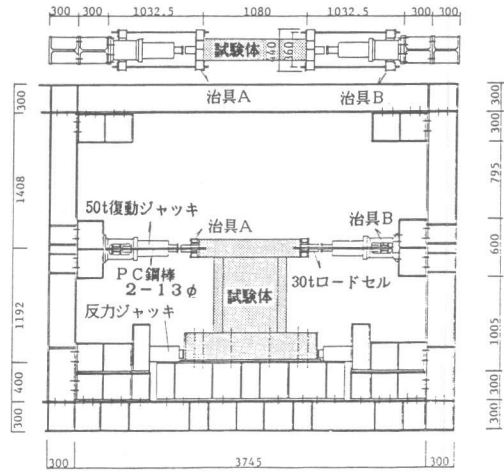


図-2 加力装置

2-2 実験結果

ひびわれ進展：試験体WPC では、第1サイクル($R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ までの載荷)で、まず引張側柱と基礎ばりの境界面から水平接合部にかけてひびわれが発生し、続いて引張側柱の曲げひびわれとそれに連続する壁板のせん断ひびわれ、鉛直接合部のひびわれの順に発生した。第3サイクル($R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$)では壁板の対角線方向にせん断ひびわれが発生し、さらに第5サイクル($R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$)では付帯柱の圧縮側脚部にまでせん断ひびわれが進展した。WRC では、第1サイクルでまず引張側の壁脚隅角部に斜めひびわれが発生し、引張側柱と基礎ばり境界面のひびわれ、引張側柱の曲げひびわれとそれに連続する壁板のせん断ひびわれが続いて発生した。第3サイクルでは壁板の対角線方向にせん断ひびわれが発生し、その後も多数のせん断ひびわれが広がった。

最大荷重：表-5は、試験体の最大荷重および破壊モードを示したものである。本実験ではいずれの試験体も曲げ降伏が先行したが、プレキャスト耐震壁においても一体打ち耐震壁の曲げ最大強度略算値 $mQu.1$ 以上の耐力を得ることができ、また一体打ち耐震壁と比較してもほぼ同等な耐力であった。一体打ち耐震壁WRC についても実験値は略算値 $mQu.1$ を一割以上上回っている。

最終破壊状況：図-3は、試験体WPC およびWRC の最終破壊状況を示したものである。WPC では、付帯柱脚部の破壊がはげしい。また、水平接合部でのすべりお

表-5 試験体の最大荷重および破壊モード

試験体	exp Q_u t (kg/cm ²)	$mQu.1$ t (kg/cm ²)	$mQu.2$ t (kg/cm ²)	sQu t (kg/cm ²)	exp Q_u m $Qu.1$	exp Q_u m $Qu.2$	破壊モード	
WPC	+	18.83 (36.9)	17.62 (34.6)	18.98 (37.2)	24.86 (48.8)	1.07	0.99	水平接合部のすべり破壊および付帯柱のせん断破壊
	-	17.12 (33.6)	16.69 (32.7)	17.64 (34.6)	22.83 (44.8)	0.97	0.90	
WRC	+	19.30 (37.3)	16.69 (32.7)	17.64 (34.6)	22.83 (44.8)	1.16	1.09	付帯柱の曲げ降伏、および壁板の圧縮せん断破壊
	-	17.91 (35.1)	16.69 (32.7)	17.64 (34.6)	22.83 (44.8)	1.07	1.02	

(1) exp Q_u ：実験の最大荷重

(2) $mQu.1 = (0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 \cdot a_w \cdot \sigma_w \cdot D) / H$

(3) $mQu.2$ ：断面のひずみの平面保持を仮定し、材料の非線形性に基づき反復計算により断面の軸力が外力と釣り合うように中立軸位置を求め、その時のモーメントを全せいで除した値。ただし、 $\epsilon_c = 0.003$

(3) $sQu = (0.0679 \cdot Pte^{0.23} (Fc + 180) / \sqrt{(M/QD + 0.12) + 2.7 \sqrt{(Pwh \cdot \sigma_w h)}}) \cdot e \cdot j$

よび目開きが著しく、壁脚端部の敷きモルタルでは圧潰・面外へのはらみ出しが見られるが、壁脚部のスリーブ付近にはほとんどひびわれは生じていない。一方、WRC では壁板全体にせん断ひびわれが密に入っており、特に壁脚部での圧潰・剝落が顕著である。

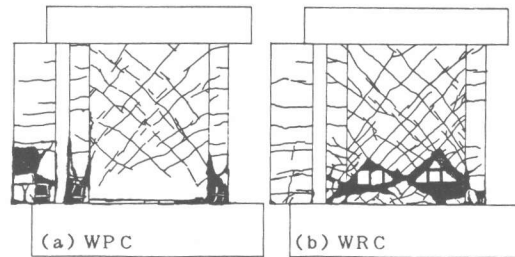


図-3 最終破壊状況

荷重-部材角関係：各試験体の処女包絡線を最大荷重で正規化したものを図-4に、各試験体の荷重-部材角曲線の正側包絡線を図-10に示す。試験体WRC では部材角 $R=6.0 \times 10^{-3}$ rad で最大荷重となり、その後の剛性低下もゆるやかで、変形性状も良好である。試験体WPC では、部材角 $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad の最大荷重時に壁板のせん断ひびわれが圧縮側の柱脚部にまで進展し、その後の剛性低下は一体打ち耐震壁と比較して大きい。

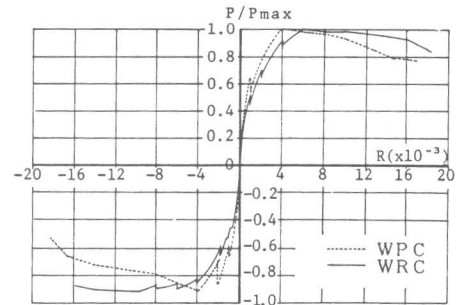


図-4 P/Pmax-部材角関係

等価粘性減衰定数-部材角関係：図-5は、各試験体について、同一部材角における2回目の履歴ループを基に求めた等価粘性減衰定数(heq)と部材角(R)の関係を示したものである。部材角 $R=2.0 \times 10^{-3}$ rad までは、一体打ち耐震壁WRC とプレキャスト耐震壁WPC の heqの値はほぼ同じである。WPCでは、 $R=2.0 \times 10^{-3}$ rad 以降部材角が大きくなるに従ってheqの値は大きくなっているのに対し、WRC では部材角 $R=6.0 \times 10^{-3}$ rad 以降変形が大きくなるに従ってheqの値は小さくなっている。

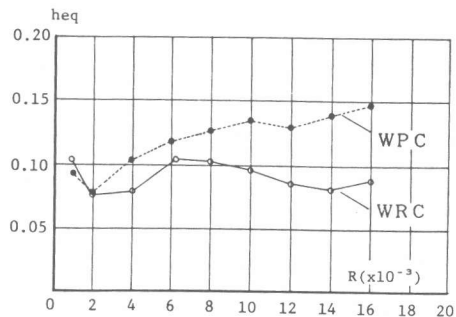


図-5 等価粘性減衰定数-部材角関係

3. 有限要素法解析

3-1 解析方法：本解析において用いた非線形解析法は荷重増分法であるが、最大荷重付近およびそれ以降の解析を可能にするため、変位増分法も併用した。すなわち、本解析では、低荷重で変形が小さく解析対象の剛性が高い範囲では荷重増分法を用い、解析対象の剛性が低くなった時点で変位増分法に切り換えた。本解析では、部材角 $R=3.0 \times 10^{-3}$ rad に相当する変形を越えた時点で切り換えるものとした。増分荷重は $2t/\text{step}$ とし、各ステップで各要素ごとにひびわれ、圧潰等の破壊条件の判定を行い、もし降伏破壊条件に達していればそれまでにその要素が保持していた力を内部応力に等価な要素節点力として再分配し、次ステップで作用させた。また、増分変位は部材角 1×10^{-3} rad に相当する $0.88\text{mm}/\text{step}$ とした。

3-2 材料性状のモデル化

コンクリート：線形ひずみ三角形要素とし、二軸応力下の構成法則は等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルとする。また、降伏条件はKupfer等の研究に基づいてモデル化した。

鉄筋：柱主筋、接合筋および一体打ち耐震壁の壁筋は線要素、プレキャスト耐震壁の壁筋、基礎ばりおよび加力ばりの主筋およびせん断補強筋、柱のせん断補強筋はコンクリート要素に一樣分布する三角形要素とし軸方向力のみを負担させる。応力-ひずみ関係はbi-linear とする。ま

た、鉄筋とコンクリートは完全付着とする。

3-3 接合部のモデル化：プレキャスト壁板と付帯柱・基礎ばりのコンクリート要素間には直交する二方向のバネからなる結合要素を介在させ、この結合要素および接合筋を通じて接合部の応力伝達が行えるようにした。打ち継ぎ面に直交する方向の剛性はコンクリートの一軸特性に基く剛性とし、応力が引張強度 ($1.8\sqrt{F_c}$ ； F_c は圧縮強度) を越えた場合にひびわれが発生するものとしてバネの力を解放する。打ち継ぎ面に平行な方向(すべり方向)の剛性および破壊条件は当研究室で行った接合部の実験^{1) 2)} から決定した。また、ひびわれ幅が0.5mm 以上、あるいは接合部のコンクリートに圧潰が生じた場合にはバネを切断した。なお図-6 に水平接合部のすべり方向のバネの剛性および破壊条件を示す。

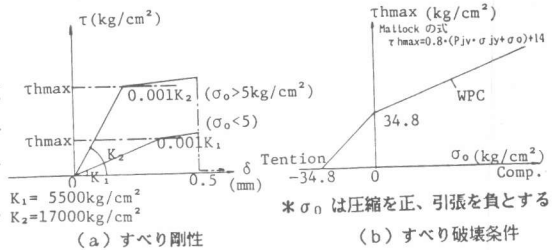


図-6 接合部のモデル化 (水平接合部)

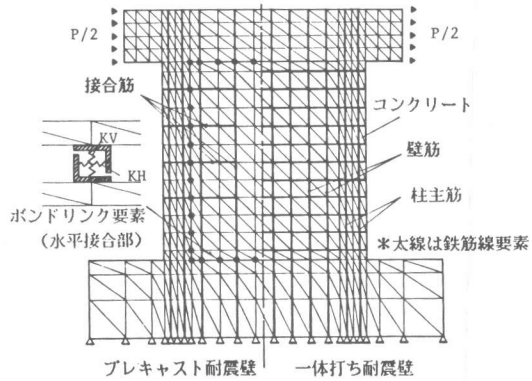


図-7 要素分割

3-4 要素分割：プレキャスト耐震壁および一体打ち耐震壁のモデルの要素分割を図-7に示す。要素分割は一体打ち耐震壁の配筋に近づくように考慮したため、プレキャスト耐震壁のモデルでは接合筋の位置が実際の配筋と多少異なっている。

表-6 実験と解析の比較

	WPC			WRC		
	実験	解析	実/解	実験	解析	実/解
曲げひびわれ発生荷重 ⁽¹⁾	(t) 6.0	6.0	1.00	4.5	6.0	0.75
斜めひびわれ発生荷重 ⁽²⁾	(t) 13.6	14.0	0.97	12.5	12.0	1.04
付帯柱主筋降伏荷重[外側]	(t) 11.9	16.0	0.74	16.0	16.0	1.00
付帯柱主筋降伏荷重[内側]	(t) 17.7	18.0	0.98	16.0	17.0	0.94
接合筋降伏荷重 ⁽³⁾	(t) 17.1	18.0	0.95	17.7	19.0	0.93
圧潰開始荷重 ⁽⁴⁾	(t) —	18.0	—	—	14.0	—
最大荷重	(t) 18.8	19.1	0.98	19.3	19.4	0.99

- (1) 曲げひびわれ発生荷重は、引張側柱脚部に発生したひびわれの荷重をとる。
 (2) 斜めひびわれ発生荷重は、壁板中央部に発生したひびわれの荷重をとる。
 (3) 一体打ち耐震壁については壁縦筋(中央付近)の降伏荷重をとる。
 (4) 実験による圧潰開始荷重は明確でなかったので省略する。

3-5 解析結果

破壊経過：実験および解析のひびわれ発生荷重、鉄筋の降伏荷重および最大荷重を比較したものを表-6に示し、以下に試験体の破壊経過について、(1) ひびわれ、(2) 鉄筋の降伏、(3) 最大荷重、(4) 最大荷重以後、の順に述べる。(1) 引張側柱脚部の曲げひびわれ発生荷重は、解析ではどちらの試験体も6.0tであった。WRC では解析値が高めの値を示し、実験値/解析値の値で0.75となるが、WPC については良く一致している。壁板中央部の斜めひびわれ発生荷重はどちらの試験体も良く一致している。(2) 付帯柱主筋、WPC の接合筋およびWRC の壁縦筋の降伏荷重についても実験と解析は比較的良く一致しているが、全体的には解析の方が高めの値を示している。(3) 最大荷重はどちらの試験体も良く一致している。図-8は、解析における最大荷重時の変形・破壊状態を示したものである。また、図-9(a) はWPC の敷モルタル部における鉛直接合筋の各荷重段階におけるひずみ分布を、図-9(b) はWRC の壁脚部における壁縦筋のひずみ分布を示したものである。WPC の解析では、最大荷重時に水平接合部要素のすべり破壊、圧縮側壁脚部要素の圧潰が生じている。また、壁脚部に浮き上がりがみられるが実験より小さい値である。WRC の解析では、最大荷重までに引張側柱の主筋および壁縦筋がすべて引張降伏し、また圧縮側柱が圧潰しており実験と良く対応している。(4) WPC の解析では、圧縮側の壁脚部の要素に圧潰が広がり水平接合部のすべり量が急増し急激に耐力が低下している。WRC の解析では、最大荷重に

後壁板要素に圧潰が広がっており実験と良く対応している。

荷重-部材角関係：図-10 は、荷重-部材角曲線の正側包絡線について実験と解析の比較を行ったものである。WPC については、最大荷重に至るまでの領域では実験と解析はきわめて良く一致している。WRC の実験では低荷重でひびわれの進展が早かったため、解析より実験の方の剛性が低くなっているのに対し、10.0t から解析ではひびわれが急増しており、14.0t 以降ではほぼ剛性も等しくなっている。このように、接合部をボンドリンク要素に置換した有限要素法解析によって、実験結果

を概ね追跡することができたが、最大荷重以後の挙動については耐力低下の面で実験と解析の間に差異が生じている。

4. 合成耐震壁のすべり耐力の検討

水平接合部のすべり量：図-11 は、プレキャスト合成耐震壁WPC について壁板と基礎ばり境界面（水平接合部）のすべり量と部材角の関係を示したものである。すべり量は壁板脚部の中央および左右で測定した値の平均値である。図より、最大荷重となった部材角 $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad まではほとんどすべりは生じていないがそれ以降の変形段階で急増しており、 $R=6.0 \times 10^{-3}$ rad 時ではすでに1mm 以上のすべりが生じていることから、最大荷重時に水平接合部のすべり破壊が生じたものと考えられる。すでに述べたように解析でも最大荷重時に水平接合部にすべり破壊が生じており、良く対応している。

水平接合部のすべり耐力：表-7は、プレキャスト合成耐震壁について水平接合面でのすべり耐力の検討を行ったものである。

圧縮側柱、引張側柱のせん断強度および壁板の水平接合部のすべり強度の和として合成耐震壁の水平接合面でのすべり耐力を評価する。圧縮側柱のせん断強度は荒川式を用いて計算し、引張側柱についてはせん断補強筋のみの効果を考慮する。また壁板と基礎ばりとの水平接合部のすべり強度は、学会式とmattock の式を用いて計算する。この表からわかるように水平接合部のすべり強度に学会式を用いた場合では計算値 $HQu.1$ は実験での最大荷重 $\exp Qu$

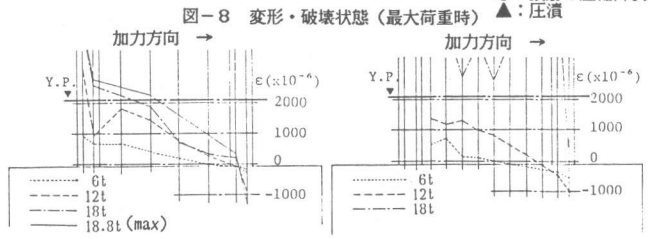
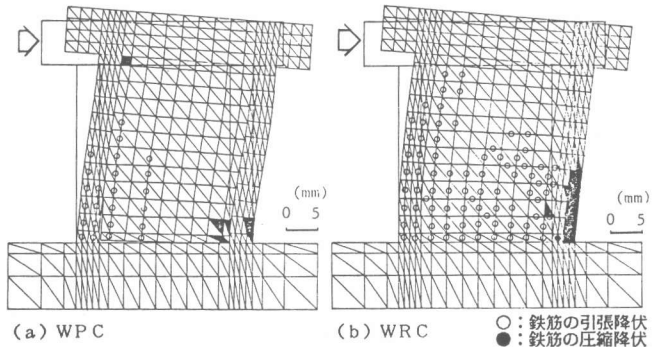


図-8 変形・破壊状態（最大荷重時）
図-9 鉄筋のひずみ分布

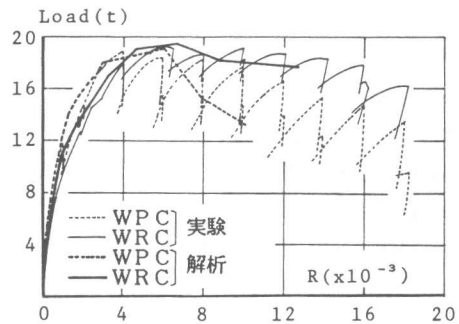


図-10 荷重-部材角曲線（実験と解析の比較）

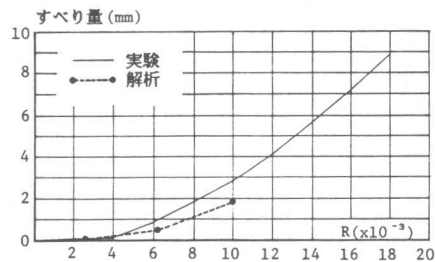


図-11 水平接合部のすべり量-部材角関係

より正側荷重では2割ほど低い値となるが安全側に評価することができるとは。しかしながら、水平接合部のすべり強度としてMattockの式を用いた場合には、計算値 ${}_H Q_u.2$ は実験値と比較してかなり高めであり、不安全側の結果となった。

付帯柱の応力：付帯柱の主筋に貼付したストレインゲージの測定値より、部材端断面において平面保持を仮定し、曲げモーメントと軸力を算出し、さらに算出した曲げモーメントをゲージ間隔（本実験では、柱内法高さ78cmに対し、15cm間隔で貼付）で除して圧縮柱の負担せん断力を計算した。図-12は算出結果を示したものである。この図からわかるように、試験体WPCが最大荷重となった部材角 $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは両試験体に明確な相違は見られないが、部材角 $R=8.0$ および $12.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時では圧縮側柱の中央付近から下方でWPCのモーメントの値が急増しており、それとともに圧縮柱の負担せん断力も増加している。表-7に示したように荒川式による圧縮柱のせん断強度の計算値は6.13tであるが、最大荷重時の柱脚部のせん断力を実験での柱主筋のひずみから計算した場合5.90t(図-12(a)〈軸力〉より)となり、計算結果と良く一致していることがわかる。以上のことから、壁板の浮き上がり、圧縮側敷モルタル部の圧潰によって壁板の負担せん断力の割合が減少し、圧縮側柱の負担せん断力が増加したため柱のせん断破壊が生じたものと思われる。

5. 結論

プレキャストの壁板と場所打ちの付帯柱からなる合成耐震壁の水平加力実験を行った結果、試験体の破壊モードは水平接合部のすべり破壊および圧縮側柱のせん断破壊であった。耐力的には一体打ち耐震壁と同等の耐力を得ることができたが、最大荷重以後の剛性低下は一体打ち耐震壁より大きい結果となった。プレキャスト合成耐震壁の変形に十分なじん性を持たせるためには、壁板の水平接合部のすべり破壊及び付帯柱がせん断破壊が生じないようにすることが重要である。〈謝辞〉試験体製作にあたり御協力頂きました日本spraysリース株式会社に感謝致します。

〈参考文献〉 1)望月 重、梅木芳人：プレキャスト鉄筋コンクリート構造接合部の面内・面外拘束効果に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、p.p.335-336、1986
2)望月 重、梅宮良之：鉛直接合部の面外拘束効果に関する実験、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、p.p.373-376、1985

表-7 合成耐震壁のすべり耐力

荷重	exp Q_u (1) (t)	$cQ_u.c$ (2) $cQ_u.t$ (3) (t)	$Q_h.1$ (4) $Q_h.2$ (5) (t)	${}_H Q_u.1$ (6) ${}_H Q_u.2$ (7) (t)	$\frac{expQ_u}{{}_H Q_u.1}$	$\frac{expQ_u}{{}_H Q_u.2}$
正側	18.83	6.13	7.92	15.71	1.20	0.82
負側	17.12	1.66	15.18	22.97	1.09	0.75

- (1)exp Q_u ：実験の最大荷重
(2)圧縮柱のせん断強度： $cQ_u.c=\{0.053 \cdot Pt^{0.23}(F_c+180)/(M/Qd+0.12)+2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_w y+0.1 \sigma_0}\}b \cdot j$
ただし、 $M/Qd=1.5$ 、 $\sigma_0=145 \text{kg/cm}^2$ (図-12(a)の軸力図より決定)
(3)引張柱のせん断強度： $cQ_u.t=2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_w y \cdot b \cdot j}$
(4)水平接合部の終局強度式 学会式： $Q_h.1=0.7(\sigma_y \sum ah+Nh)$
(5)Mattockの式： $\tau h=0.8(Ph \cdot \sigma_y + \sigma h)+14$ $Q_h.2=\tau h \cdot t \cdot Q_w$
(6) ${}_H Q_u.1=cQ_u.c+cQ_u.t+Q_h.1$ (7) ${}_H Q_u.2=cQ_u.c+cQ_u.t+Q_h.2$

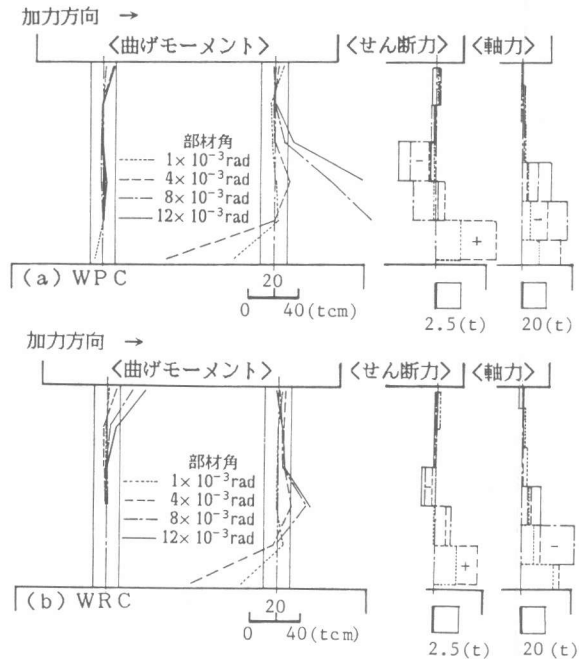


図-12 付帯柱の応力