

論文 プレキャスト壁板を内蔵した SRC 連層耐震壁の構造性能

松本智夫*・西原 寛*・鈴木英之*・田畑 卓*

要旨：鉄骨鉄筋コンクリート造側柱に、プレキャスト鉄筋コンクリート造壁板を内蔵した連層耐震壁の水平加力実験を行った。鉛直および水平接合部にシャーコッターを付けたプレキャスト壁板は、上端に梁鉄骨に代わる平鋼（頭つなぎ鋼板）を埋設しており、水平接合部鉛直接合筋はモルタル充填式継手により接合されている。鉛直接合部の位置および頭つなぎ鋼板の断面積を変えた3体の試験体の実験結果から、頭つなぎ鋼板の断面積が大きくて引張降伏を起こさない試験体の場合には、その耐荷機構に耐震壁としての一体性が確保されていることが検証された。

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリート、プレキャスト壁板、連層耐震壁、耐荷機構、頭つなぎ鋼板

1. はじめに

1970年代、高層集合住宅において急速に普及したSRC構造にHPC構造がある。HPC構造では、各住戸の境にある戸境壁は耐震壁として利用され、平鋼筋違いを内蔵するPCa耐震壁の他、鉄筋筋違いを内蔵する形式もみられた。この耐震壁の場合には、内蔵する鉄骨にその耐力を期待し、コンクリートは鉄骨の座屈を拘束することにより、最大耐力以後の靱性を確保する役割を担っていた。従って、付帯架構と一体化したコンクリートによる鋳固め形式のRC耐震壁ほどの耐力の大きさは期待できなかった。また、現場の鉄骨加工や建方精度に依存した施工上の問題点も多く指摘されていた¹⁾。

そこで、筆者らは以下の方針に従い、図-1に示すようなSRC造側柱にPCa-RC壁板を内蔵する（以下「SRC-PCa連層耐震壁」と称す）連層耐震壁の工法を提案した。

①側柱は、HPC構造と同じくH形鋼を弱軸使いとした場所打ちSRC造とする。

②PCa壁板には梁型を設けず、壁板上端の水平方向に平鋼（これを、「頭つなぎ鋼板」と称す）を埋設する。頭つなぎ鋼板は、その両端部で側柱のH形鋼と接合されることにより、PCa

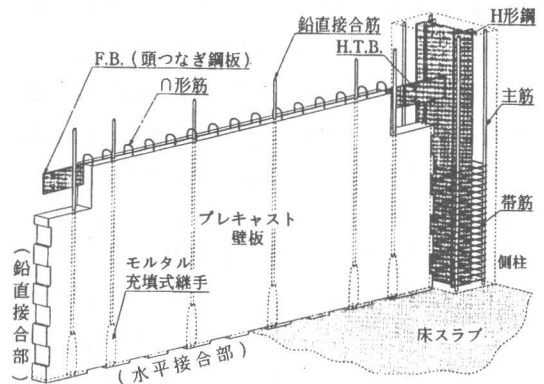


図-1 SRC-PCa連層耐震壁の概念図

連層耐震壁における鉛直接合部の頭つなぎ筋（鋼板）としての効果を期待する。

③PCa壁板の上端を除く3辺（鉛直および水平接合部）の端面にはシャーコッターを付け、側柱および床スラブの場所打ちコンクリートを打込む際に、これらのコッターは深さ分以上飲込まれるようにする。

④水平接合部鉛直接合筋は、PCa壁板にあらかじめ埋込まれているモルタル充填式の機械式継手により上、下の層で連続的に接合される。

⑤PCa壁板の上端の端面には、 $\cap$ 形筋を梁のあばら筋程度の間隔で配筋しておくことで、頭つなぎ鋼板とPCa壁板コンクリートとの付着を良好にし、なおかつ床スラブとPCa壁板

*安藤建設(株)技術研究所（正会員）

との水平接合部におけるだば効果にも期待する。

ここでは、上記の提案を基に、SRC-PCa 連層耐震壁の水平力に対する挙動を把握することおよびその耐荷機構を考察することを目的として実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体および使用材料

試験体は表-1に示す3体である。図-2に試験体 SRCW-1 および SRCW-2 の形状、配筋を示す。いずれの試験体も HPC 構造の梁間方向連層耐震壁下部3層を対象としており、想定される破壊モードはせん断破壊型で共通とした。

試験体 SRCW-1 は、側柱が RC 造の PCa 連層耐震壁との連続性を意識したもので、PCa 壁板の鉛直接合部には、コッター、頭つなぎ鋼板 (F.B.6 × 50) およびコッター筋 (10-D6) を有し、コッター筋は側柱からの差し筋と場所打ち壁部分で重ね継手 (継手長さ: $L_d=40d$, d : 鉄筋径) している。試験体 SRCW-2 は、PCa 壁板の鉛直接合部にはコッター筋がなく、頭つなぎ鋼板

表-1 試験体の構造諸元

試験体	SRCW-1	SRCW-2	SRCW-3
側柱: $bc \times Dc$	340 × 210		
鉄骨 (ϕ)	H-200 × 100 (3.80%)	←	←
主筋 (p_g)	8-D13 (1.42%)		
帯筋 (p_w)	□-D6@30 (0.63%)		
PCa壁板: $t_w \times l_p$	72 × 1,400	72 × 2,010	72 × 2,010
横補強筋 (p_{sh})	D6@200W (0.44%)	D6@200W (0.44%)	D6@200W (0.44%)
縦補強筋 (p_{sv})	D6@340W (0.26%)	D6@340W (0.26%)	D6@340W (0.26%)
頭つなぎ鋼板	F.B. $t \times w = 6 \times 50$	F.B. $t \times w = 6 \times 100$	F.B. $t \times w = 6 \times 50$
コッター筋 (p_v)	10-D6 (0.44%)	0	0
コッター率 (鉛直)	49%	39%	39%
鉛直接合筋 (p_h)	4-D10+8-D6 (0.38%)	2-D13+4-D10 (0.38%)	2-D13+2-D10 (0.28%)
コッター率 (水平)	30%	40%	40%

(F.B.6 × 100) のみで側柱に定着されている。

ただし、頭つなぎ鋼板の断面積は、試験体 SRCW-1 の1層分の頭つなぎ鋼板およびコッター筋断面積の和にほぼ等しい。試験体 SRCW-3 も、PCa 壁板の鉛直接合部のコッター筋は省略しているが、頭つなぎ鋼板の断面積を試験体 SRCW-2 の半分 (F.B.6 × 50) とし、鉛直接合筋についても PCa 壁板の中央に近い2本 (ここでは2-D10) を減じている。また、試験体 SRCW-1 では PCa 壁板の鉛直接合部が場所打ち壁との間にあるのに対して、試験体 SRCW-2 および SRCW-3 では、PCa 壁板と側柱との接合端に鉛直接合部が存在している。

表-2および表-3には鋼材およびコンクリート

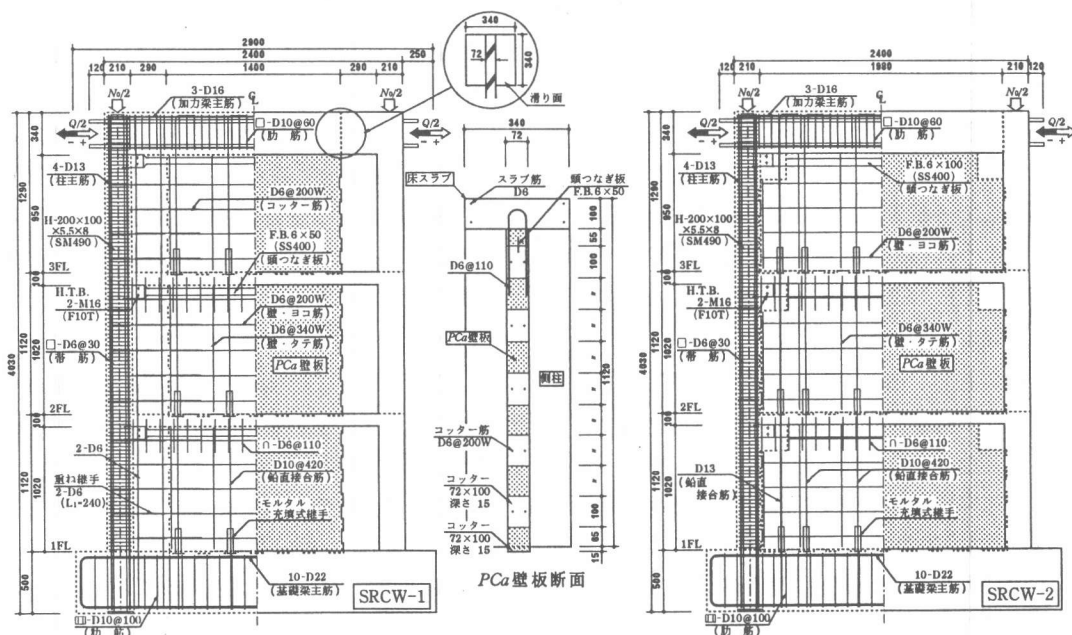


図-2 試験体SRCW-1, 2の形状・寸法および配筋

表-2 鋼材の材料試験結果

使用鋼材の種類：呼び名	σ_y	ϵ_y	σ_t	E_s	伸び (%)
鉄骨 (SM490) : H-200×100×5.5×8					
フランジ (SRCW-1,2)	393	2120	490	206	40
(SRCW-3)	376	2090	487	206	40
ウェブ (SRCW-1,2)	450	2220	531	207	30
(SRCW-3)	438	2170	522	208	33
側柱主筋、鉛直接合筋 (SD345) :					
D13 (SRCW-1,2)	420	2290	570	187	25
(SRCW-3)	417	2290	575	201	25
鉛直接合筋 (SD295A) :					
D10 (SRCW-1,2)	354	2030	509	175	28
(SRCW-3)	352	1910	511	192	27
補強筋、コッター筋 (SD295A) :					
D6 (SRCW-1,2)	457	2580	573	180	14
(SRCW-3)	439	2380	566	193	14
頭つなぎ鋼板 (SS400) :					
$t \times w = 6 \times 50$ (SRCW-1)	394	2110	510	207	36
(SRCW-3)	371	2090	510	207	37
$t \times w = 6 \times 100$ (SRCW-2)	342	2020	465	207	40

記号 σ_y : 降伏強度 (N/mm²), ϵ_y : 降伏歪 (μ), σ_t : 引張強度 (N/mm²)
 E_s : ヤング率 (kN/mm²)

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体	SRCW-1			SRCW-2			SRCW-3		
部位	σ_B	E_c	$c\sigma_t$	σ_B	E_c	$c\sigma_t$	σ_B	E_c	$c\sigma_t$
PCa壁	30.4	24.9	2.84	30.8	26.3	3.23	34.3	26.8	3.15
基礎梁	30.8	24.4	2.88	31.4	26.1	2.79	33.3	25.7	3.04
1 層 (グラウト)	26.3	23.2	2.90	26.7	24.3	3.03	32.5	25.8	2.95
(98.2)(44.8)	—	—	—	—	—	—	(113)(43.6)	—	—
2 層 (グラウト)	29.3	23.8	3.30	30.5	25.8	3.30	29.6	26.0	2.91
(93.4)(48.4)	—	—	—	—	—	—	(104)(48.4)	—	—
3 層 (グラウト)	27.7	23.4	3.31	29.7	26.5	2.74	30.4	24.4	2.67
(81.7)(45.6)	—	—	—	—	—	—	(111)(43.2)	—	—

記号 σ_B : 圧縮強度 (N/mm²), E_c : ヤング率 (kN/mm²), $c\sigma_t$: 割製引張強度 (N/mm²)

表-4 ひびわれ時せん断力、初期剛性の比較

試験体	SRCW-1	SRCW-2	SRCW-3
Q_{fcr} [kN]	+	335.8	275.6
	R	0.48	0.43
	計	290.2	289.9
	(*)	(1.16)	(0.95)
Q_{scr} [kN]	+	237.2	295.3
	R	0.26	0.51
	計	318.6	357.7
	(*)	(0.74)	(0.83)
K_e [kN/mm]	実	313.9	260.2
	計	276.3	295.2
	(*)	(1.14)	(0.88)
			(0.98)

式および記号 (*): 実験値/計算値

$Q_{fcr}(R)$: 側柱の初曲げひびわれ時のせん断力 (部材角×1/1000)

$Q_{fcr}(\text{計}) = (c\sigma_t + \sigma_0)Z_e/H$ [kgf] ここに, $c\sigma_t = 0.396\sigma_B^{0.73}$

σ_B : 1階側柱のコンクリート圧縮強度 [kgf/cm²]

$Q_{scr}(R)$: 壁板のせん断ひび割れ時のせん断力 (部材角×1/1000)

$Q_{scr}(\text{計}) = T_{scr} \cdot l_w \cdot l_w / K_w$ [kgf] ここに, $T_{scr} = c\sigma_t$ (同上)

ただし, 試験体SRCW-2および3では, σ_B をPCa壁板のコンクリート圧縮強度とした,

$$K_e(\text{計}) = \frac{1}{\frac{(3H-H')H'^2}{6E_c \cdot I_e} + \frac{K \cdot H'}{G \cdot A_w}} : \text{初期剛性}$$

H' : 基礎梁上端から加力梁下端までの距離

E_c : PCa壁板および場所打ちコンクリートの平均弾性係数

の材料試験結果を示す。試験体の製作はほぼ実施工通りとし, PCa 壁板を横打ちで製作, 場所打ちコンクリートは各層毎に縦打ちとした。

2.2 加力および測定方法

加力は, 試験体の両側柱に終始一定の軸方向力 609kN (全断面積に対する平均軸方向応力度: $\sigma_0 \approx 2.1 \text{ N/mm}^2$) を作用させた状態で, 頂部の加力梁位置に水平力を $Q/2$ の押しと $Q/2$ の引きの同時加力で行い, 正負交番繰返し载荷とした。加力制御は, 加力梁中央の水平変位に基づく部材角制御とし, $R = \pm 1/1000$ で 1 回, $\pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100$ で各 2 回, $\pm 1/67$ で 1 回繰返した後, $+1/50$ まで加力して終了した。なお, 鉛直接合部の滑り挙動を頂部加力梁が拘束しないようにするため, 図-2に示す位置で加力梁断面の壁厚の幅を除くコンクリート部分は絶縁した。

変位の測定は, 各階の水平変位および各階スラブ心位置での鉛直変位, 各接合部のずれ変位と目開き量などについて行った。また, 鉄骨, 鉄筋の主要な箇所でのひずみ測定も行った。

3. 実験結果および検討

3.1 全体挙動

表-4に初ひびわれ時のせん断力を示す。各試験体の初ひびわれは, 場所打ちコンクリート部分が PCa 壁板部分に先行して生じた。また, 初期剛性については, 各試験体とも弾性剛性の計算値で近似できることが確認された。

図-3に試験体の最終ひびわれ破壊状況を, 図-4にせん断力-頂部水平変位 ($Q-\delta_r$) 関係および正加力時の包絡線をそれぞれ示す。

各試験体の破壊経過は, 試験体 SRCW-1 が, 最大せん断力に達した後に, 鉛直接合部のずれ破壊を起こした。そのため, 図-4に示すように, エネルギー吸収能の少ないスリップ型のループを示して, 耐力も低下した。最終的には 1 層の PCa 壁板の圧潰も起こった。試験体 SRCW-2 は, 最大せん断力に達した後, 3 層壁板のコンクリートが各所で大きく剥落するスリップ状のせん断破壊を呈し, 耐力は徐々に下降した。最

終加力時には、3 層の壁板はほぼ全面にわたってスリップ破壊を起こし、耐力は最大せん断力の約 40 % に低下した。試験体 SRCW-3 は、最大せん断力以後、壁板の鉛直接合部での側柱からの遊離が進行し、両側柱と PCa 壁板とは分離してせん断力に抵抗するようになった。加力梁の滑り面にも段差が生じ、明らかに分離していることが観察された(図-3参照)。ただし、試験体 SRCW-3 の耐力低下は比較的緩やかで、最終加力時においても最大せん断力の 6 割程度を維持していた。

表-5に最大荷重時のせん断力を示す。計算値は、一体打ちの RC 耐震壁の曲げおよびせん断終局強度式を用いたが、柱鉄骨および頭つなぎ鋼板を等価な鉄筋に置換して考慮した。その結果、破壊モードは実験結果と必ずしも一致しているわけではないが、RC 耐震壁の平均的なせん断耐力を与える式から得られる値が、本試験体の最大せん断強度に近いことが分かった(図-4参照)。しかしながら、試験体 2 体の最終破壊形式となった鉛直接合部の終局せん断強

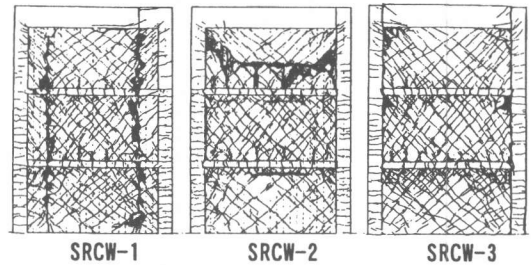


図-3 試験体の最終ひびわれ・破壊状況

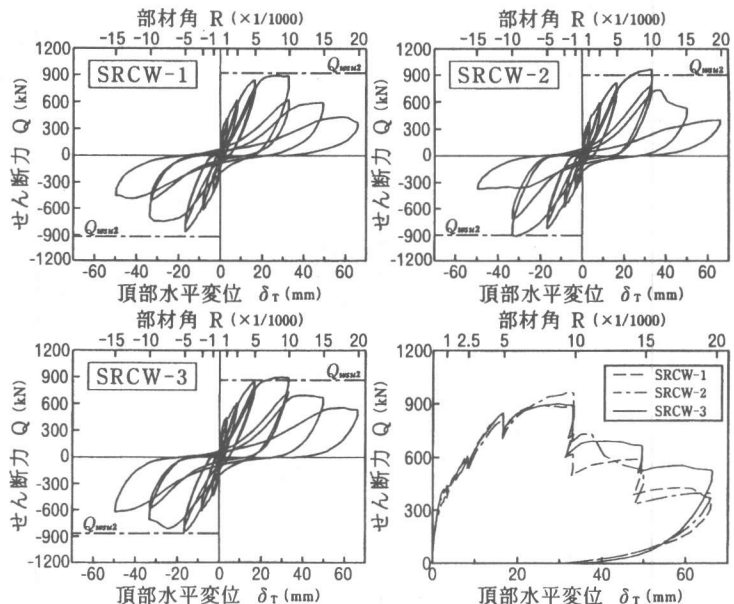


図-4 せん断力-頂部水平変位曲線および包絡線

度時水平せん断力は、実験最大せん断強度に比してかなり小さくなっていた。

一方、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型

表-5 最大荷重時のせん断力の比較(単位:kN)

試験体		SRCW-1	SRCW-2	SRCW-3
Q_{max}	+	894.3	966.3	900.8
	R	7.76	9.66	8.95
	-	856.8	909.7	846.7
	R	5.08	9.61	5.03
Q_{wmu}	計	1293.9	1290.6	1245.8
	(*)	(0.69)	(0.75)	(0.72)
Q_{wsu1}	計	700.4	676.3	631.9
	(*)	(1.28)	(1.43)	(1.43)
Q_{wsu2}	計	923.2	903.9	870.4
	(*)	(0.97)	(1.07)	(1.03)
Q_{vsu}	計	751.7	691.7	525.2
	(*)	(1.19)	(1.40)	(1.72)

式および記号 (*): 正加力時の実験値/計算値

$Q_{max}(R)$: 実験最大せん断力(部材角 $\times 1/1000$)

$Q_{wsu} = (A_c \cdot \sigma_y + 0.5 A_w \cdot \sigma_{wy} + 0.5 N) l_w / H$

Q_{wmu} : RC造耐震壁の曲げ終局強度

$$Q_{wsu1} = \left\{ \frac{0.053 \bar{p}_a^{0.23} (a_v \sigma_B + 180)}{M / (Q \cdot D) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot \bar{p}_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} b_e j \quad [\text{kgf}]$$

$$Q_{wsu2} = \left\{ \frac{0.068 \bar{p}_a^{0.23} (a_v \sigma_B + 180)}{\sqrt{M / (Q \cdot D) + 0.12}} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot \bar{p}_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} b_e j \quad [\text{kgf}]$$

$Q_{wsu1}(Q_{wsu2})$: RC造耐震壁のせん断終局強度最小値(平均値)

$\bar{p}_{wh}$: b_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比(頭つなぎ鋼板を含む)

Q_{wsu} : 水平せん断補強筋(頭つなぎ鋼板を含む)の降伏点強度

$a_v \sigma_B$: PCa壁板および場所打ちコンクリートの平均圧縮強度

$Q_{wsu} = (0.1 \sigma_B \cdot A_{sc} + \sum A_{sv} \cdot \sigma_{vy}) l_w / h_w$

Q_{wsu} : 鉛直接合部の終局せん断強度時水平せん断力

σ_B : 場所打ちコンクリートの平均圧縮強度

A_{sc} : シャーコッターの鉛直断面積の和

$a_v (\sigma_{vy})$: 水平接合筋の断面積(降伏点)

l_w : 側柱の中心間距離, h_w : 階高

耐震設計指針(案)・同解説²⁾によれば、頂部に水平力を受ける連層耐震壁を一つの壁とみなし、力の伝達メカニズムとしては①全体アーチ機構、②層間アーチ機構(梁筋トラス機構)、③全体トラス機構(壁筋トラス機構)の3つを想定している。いま、試験体 SRCW-1 ではコッター筋による③の壁筋トラス機構を考慮するが、他の2体の場合には①+②でせん断強度が決まることになるとする。

上記の算定方法に基づき、PCa 壁板のコンクリート圧縮強度の有効係数(ν)を $\nu=\nu_0$ とした場合と、 ν を0.7あるいは0.8といった定数にした場合の試験体のせん断強度を算定し、実験最大せん断強度と比較したものを表-6に示す。また、参考までに RC 耐震壁の終局強度に関する既往のマクロモデルの一つである南・村上モデル³⁾を適用した結果も示した。南・村上モデルの終局せん断強度式は、壁の横補強筋の引張降伏によりせん断耐力が決まる場合である。

表-6によれば、 $\nu=\nu_0$ とした場合にはかなり安全側の算定結果となった。また、試験体 SRCW-1 で $\nu=0.7$ 、試験体 SRCW-2 および3では $\nu=0.8$ と仮定すると、一体打ちの RC 耐震壁の平均値を与えるせん断耐力式と同程度の精度で耐力が推定できることになり、壁板の ν を一

表-6 SRC-PCa連層耐震壁のせん断耐力(単位:kN)

試験体	SRCW-1	SRCW-2	SRCW-3
Q_{max} 実	894.3	966.3	900.8
$V_{u,1}$ 計	795.4	723.5	640.0
($\nu=\nu_0$)(*)	(1.12)	(1.34)	(1.41)
$V_{u,2}$ 計	926.7	857.3	806.3
($\nu=0.7$)(*)	(0.97)	(1.13)	(1.12)
$V_{u,3}$ 計	1011.2	942.6	901.4
($\nu=0.8$)(*)	(0.88)	(1.03)	(1.00)
南・村上 計	1010.6	987.2	905.2
モデル(*)	(0.88)	(0.98)	(1.00)

式および記号 (*):実験値/計算値

$$V_u(\text{計}) = t_w \cdot l_{ws} \cdot \rho_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w \cdot l_{ws} \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2$$

$$\tan \theta = \sqrt{(H/l_{ws})^2 + 1} - H/l_{ws}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) \rho_s \cdot \sigma_{sy} / (\nu \cdot \sigma_B)$$

$\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 2000$ ここに、 σ_B : PCa 壁板のコンクリート圧縮強度 [kgf/cm²]

律には決められないと思われた。

3.2 接合部の挙動

基礎梁および加力梁の接合部に対する拘束効果の影響が小さいと思われる2層のPCa壁板に注目し、接合部中央位置で測定したずれ変位と目開き量を図-5に示す。図の矢印方向にずれあるいは目開きを生じた場合を正とした。

水平接合部のずれ変位は、各試験体ともPCa壁板の下端にコッターを付けて水平接合部をずれにくくしていることから、少なくとも最大せん断力時までは小さい。その後の大変形形において、水平接合部のずれ変位が一部増大しているのは、破壊の進行によるひびわれ幅の拡大の

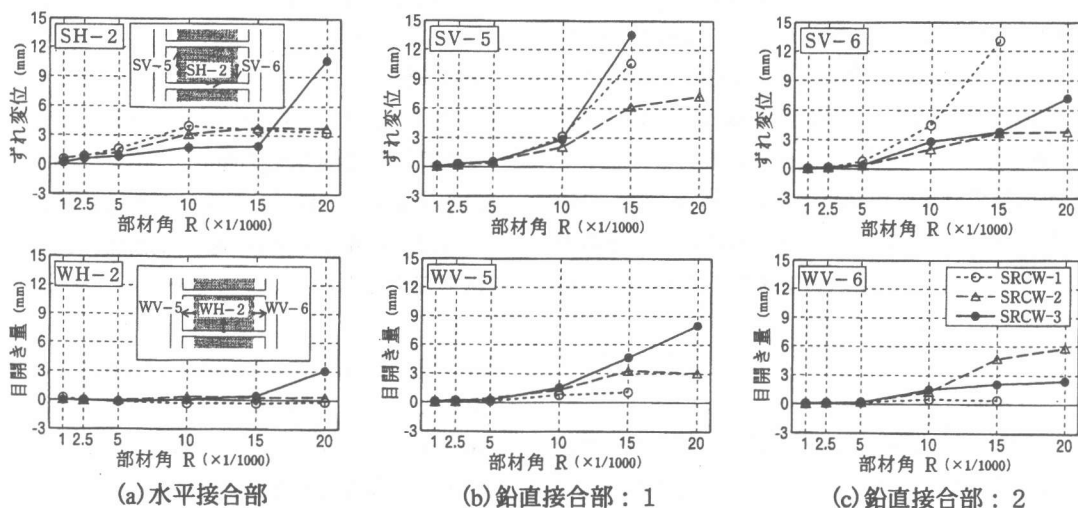


図-5 PCa壁板の接合部でのずれ変位および目開き量

影響を受けているものと思われる。また、水平接合部での目開きはほとんど生じていない。

鉛直接合部のずれ変位は、最大せん断力時の $R=+1/100$ までは各試験体とも 2 層の水平接合部と同程度にずれを生じている。それ以降は、破壊モードが鉛直接合部の破壊となった試験体 SRCW-1, 3 で、鉛直接合部のずれ変位が急激に増加し、最終加力時には測定不能となっていた。また、試験体 SRCW-2, 3 では、引張側柱にある鉛直接合部の方が、圧縮側柱にあるそれよりもずれ変位は大きい。

鉛直接合部の目開き量については、特に試験体 SRCW-3 で、飲込まれているコッター深さの半分以上の目開きを示し、PCa 壁板が側柱から分離していることが分かる。一方、鉛直接合部がずれて破壊した試験体 SRCW-1 では、最終的にはコッターが圧潰して測定不能となっているが、少なくとも $R=+1/67$ までの鉛直接合部の目開き量はきわめて小さい。従って、試験体 SRCW-1 と SRCW-3 はともに鉛直接合部の破壊ではあるが、鉛直接合部を設ける位置によって最終的な破壊状況が異なることになる。

3.3 頭つなぎ鋼板のひずみ性状

図-6は、頭つなぎ鋼板の材軸方向のひずみ分布を、正加力時の制御部材角ごとに $R=+1/100$ まで示した。これによると、他の試験体に比べて頭つなぎ鋼板の断面積が2倍となっている試験体 SRCW-2 では、最大せん断力時の $R=+1/100$ でも 1, 2 層とも降伏ひずみには達していない。試験体 SRCW-1 と SRCW-3 はともに頭つなぎ鋼板の大きさは同じであり、鉛直接合部のコッター筋の有無が相異点である。図-6では、試験体 SRCW-3 の最大せん断力時の頭つなぎ鋼板のひずみは、1, 2 層とも降伏ひずみか、それに近い値になっている。

4. 結 論

SRC-PCa 連層耐震壁の試験体 3 体の水平加力実験から、以下のような知見が得られた。

(1) 本試験体 3 体のうちでは、PCa 壁板上端

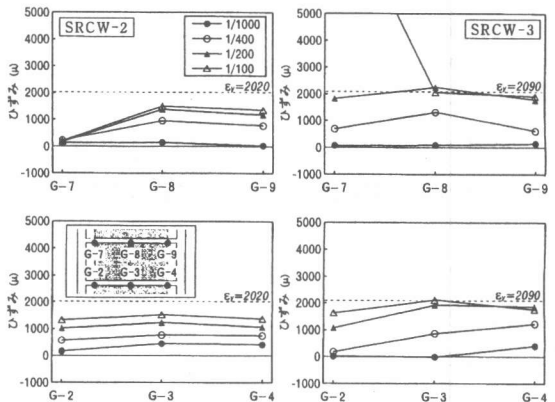


図-6 頭つなぎ鋼板のひずみ分布

の頭つなぎ鋼板の断面積が最も大きい試験体が、せん断耐力も最大となっていた。また、その耐力については、一体打ち RC 造耐震壁の平均的なせん断強度を与える式により推定することが、おおむね可能であると思われる。

(2) 各試験体の最終破壊形式は、PCa 壁板の鉛直接合部の位置および PCa 壁板上端の頭つなぎ鋼板の断面積の大小に依存していた。即ち、PCa 壁板の鉛直接合部が側柱との接合端にある場合は、頭つなぎ鋼板の断面積が大きく引張降伏しなければ、壁板の拡がりは拘束されて PCa 壁板のスリップ破壊となった。逆に、頭つなぎ鋼板の断面積が小さく引張降伏してしまう場合には、側柱との接合端である鉛直接合部で分離破壊を起こす結果となった。

参考文献

- 1) 若林実・南宏一・谷資信・平野道勝：新建築学大系 42 合成構造の設計，彰国社，1982.9
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，7 章耐震壁のせん断に対する設計，pp.208-240，1997.7
- 3) 日本コンクリート工学協会：RC 耐震壁のマクロモデルと FEM ミクロモデルに関するパネルディスカッション論文集，[付録-2]南・村上モデルの入出力例とプログラムリスト，pp.103-112，1988.1