

# プレキャスト連層耐震壁の開発に関する実験的研究

## Experimental Study on the Development for Precast Multistory Shear Wall

塩川 真*	笠松 照親**
Shin Shiokawa	Teruchika Kasamatsu
宮下 剛士*	飯塚 信一*
Takeshi Miyashita	Shin_ichi Iizuka
金川 基*	野沢 桂太***
Motoi Kanagawa	Keita Nozawa

### 要 約

プレキャスト(PCa)連層耐震壁は、水平接合部および鉛直接合部を有することにより、一体打ちの連層耐震壁とは異なる応力伝達性状および破壊性状を示すことが指摘されている。本報は、このような構面内に水平および鉛直接合部を有するPCa連層耐震壁開発のための基礎資料を得ることを目的として行った水平加力実験について報告するものである。

実験結果より以下のことがわかった。①水平接合筋（コッター筋）を壁横筋と同量の配筋とし、水平接合部を敷きモルタル方式とした従来型のPCa連層耐震壁試験体においては、最大耐力は既往の計算式で評価できる。②梁型の無い場合、靱性を確保するために頭つなぎ筋の量を適切に評価し、配筋しなければならない。

### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 実験概要
- § 3. 実験結果
- § 4. おわりに

#### § 1. はじめに

建設業界では昨今、建設コストに対する要求が厳しくなっており、その対応を迫られている。また、環境問題への関心の高まりから、熱帯雨林を破壊しつつ供給される合板型枠に依存し続けることが許されない状況にあり、限りある資源の有効利用を推進することが求められている。このような社会情勢に対し、PCa工法はきわめて有効な手段を提供するものであり、その開発を今後さらに推し進めていかなければならないと思われる。

建物をPCa工法で建設する場合、鉄筋コンクリート造建物の構造躯体をPCa化することにより、工期の短縮、省力化、高品質化といった効果を期待できることは周知のとおりである。特に、耐震壁等の断面の薄い板状部材においては型枠面積も大きく、現場でのコンクリート打

設時の作業性は悪く、これらの部材をPCa化することは、コストの削減、省力化等の有効な手段となる。しかし、PCa連層耐震壁は、PCa壁板と下階梁または床スラブとの水平接合部、PCa壁板と場所打ち壁または側柱との鉛直接合部を有することにより、一体打ちのRC連層耐震壁とは異なる破壊機構を示すことが指摘されており、そのため設計を含め施工の合理化を図る上で大きな問題となっている。

従来型のPCa連層耐震壁はPCa柱との間にある幅をもった場所打ち壁を必要とし、その部分に型枠を用いることになる。しかし、この部分の型枠を不要にすることがより合理的と考え、その開発をすすめることにした。しかし、そのようなPCa連層耐震壁を開発するにあたり、従来型のPCa連層耐震壁の構造性能を把握し、さらに問題点を明らかにしておくことも必要であると考えた。そこで本報では、鉛直接合部のコッター筋を壁横筋と同量配筋とし、また、水平接合部を敷きモルタル方式とした従来型のPCa連層耐震壁試験体の構造性能を把握するために行った水平加力実験について報告するものである。

#### § 2. 実験概要

##### 2-1 試験体

試験体は、集合住宅のPCa連層耐震壁下部2層を想定した約1/3縮小モデルである。試験体数は3体で、表-1に各試験体の諸元を、図-1に各試験体のPCa化の形態

\* 技術研究所技術研究部建築技術研究課

\*\* 技術研究所技術研究部

\*\*\* 建築設計部構造課

を模式的に示す。また、試験体の形状および配筋の一例を図-2に示す。各試験体とも柱断面は300mm×300mm、柱芯間2,500mm、壁厚75mmとし、壁筋はD6@200Wで配筋した。試験体のパラメータは破壊モードおよび梁型の有無で、W-1,2試験体は、梁型のないPCa壁板を内蔵した連層耐震壁で、W-1は曲げ降伏型の破壊モードを想定し、W-2はせん断破壊型としており、柱の主筋量および補強筋量を変化させた。W-3試験体は、梁型を有する連層耐震壁で、想定破壊モードをせん断破壊型としており、柱の配筋はW-2と同じである。

各試験体のPCa壁板の接合方法は、水平接合部では敷きモルタルを介してモルタル充填式継手を用いたドライジョイント方式、鉛直接合部はコッターを有するウェットジョイント方式で、鉛直接合部のコッター筋を同一の位置において、側柱からの差し筋との重ね継手(LI=30d、フック有り)とした。試験体の製作は、ほぼ実施工に近い手順で行った。

2-2 使用材料

コンクリートの材料試験結果を表-2に示す。全試験体ともコンクリートの設計基準強度(F)は27N/mm<sup>2</sup>とした。粗骨材は最大寸法13mmの碎石を使用し、セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。PCa壁板は横打ちで打設し、場所打ちコンクリートは各層毎に縦打ちとした。

使用した鉄筋は、D10、D13、D16はSD345、D6はSD295である。各鉄筋の引張試験結果を表-3に示す。

2-3 加力および測定方法

図-3に加力装置を示す。実験では、上部の反力フレームに取り付けた500t油圧ジャッキで一定軸力(柱断面に対する軸方向応力度:W-1,2は $\sigma_0=2.5\text{N/mm}^2$ 、W-3は $2.0\text{N/mm}^2$ )を両側柱に終始加え、試験体頂部の加力梁位置に左右のアクチュエータにより正負交番の繰返し水平力を加えた。水平力は、加力梁位置にQ/2の「押し」とQ/2の「引き」の同時加力とした。加力の制御は、加力位置の水平変位を基準とした部材角(R)により行い、

表-1 試験体諸元

試験体	W-1	W-2	W-3
側柱: b×Dc	300×300mm	300×300mm	同左
主筋	4-D13 (0.56%)	8-D16 (1.77%)	同左
補強筋	D6@35 (0.61%)	D6@50 (0.43%)	同左
耐震壁	梁: b×D 主筋 補強筋	—	200×250mm 4-D13 (1.16%) D6@100 (0.32%)
	頭つなぎ筋	2-D6+1-D10	同左
	壁板: t×lw 縦横筋	75×2200mm D6@200W (0.43%)	同左
	水平接合筋	D6@200W (0.43%)	同左
	鉛直接合筋	4-D13+2-D10 (0.38%)	同左
	コッター	あり	同左
破壊モード	曲げ降伏型	せん断破壊型	せん断破壊型

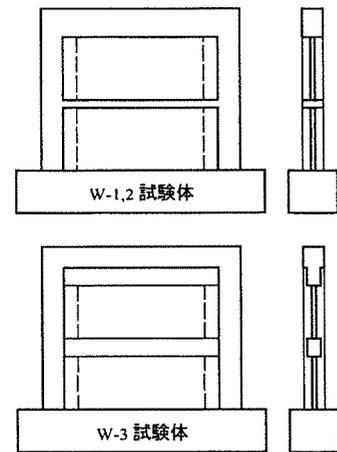


図-1 試験体のPCa化の形態

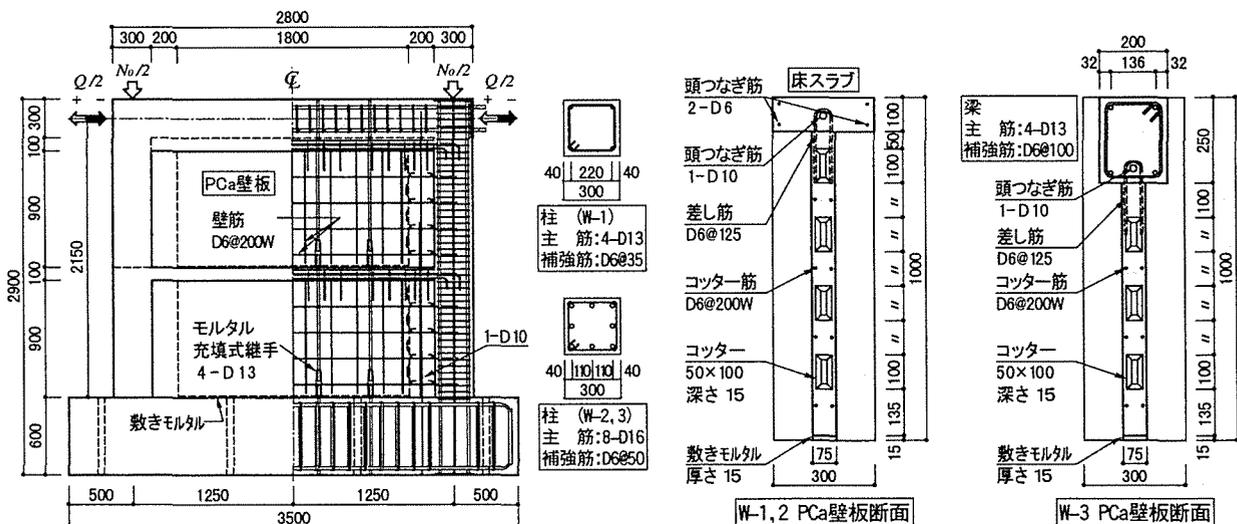


図-2 試験体の形状および配筋例

曲げ降伏型のW-1は、 $R = \pm 1/1,000$ で1回、 $R = \pm 2/1,000$ 、 $\pm 4/1,000$ 、 $\pm 6/1,000$ 、 $\pm 10/1,000$ で各2回繰返した後、 $\pm 15/1,000$ まで加力を行った。せん断破壊型のW-2,3は、 $R = \pm 1/1,000$ で1回、 $R = \pm 2/1,000$ 、 $\pm 4/1,000$ 、 $\pm 6/1,000$ 、 $\pm 8/1,000$ を各2回正負繰返した後、 $R = \pm 10/1,000$ まで加力して実験を終了した。

変位の測定は、加力芯および各階の水平変位、梁位置での伸び量、各接合部のずれ変位と目開き量などについて行った。さらに、主筋、補強筋および接合筋の主要な箇所にはひずみゲージを貼付した。

§ 3. 実験結果

3-1 破壊状況

各試験体の最終時ひび割れ発生状況を図-4に示す。各試験体とも $R = 1/1,000$ のサイクルで引張側柱に曲げひび割れが発生し、壁板にもせん断ひび割れが発生した。また、2層床スラブ下に水平方向にひび割れが発生し、敷きモルタルと壁板の境界の水平接合部にもひび割れが発生した。

W-1は、 $R = 6/1,000$ のサイクルで2層床スラブ下で圧壊がみられ、サイクルピーク時に最大荷重に達した。 $R = 10/1,000$ サイクルでは、1層の圧縮側柱と壁板隅角部が圧壊し、2層床スラブ上側が剥離を起こした。最終サイクル( $R = +15/1,000$ )では、2層床スラブが柱から分離したかたちとなり、その上下の壁板コンクリートの剥離が顕著になった。

W-2は、 $R = 6/1,000$ のサイクルで、2層床スラブ下で圧壊がみられ、続いて圧縮側柱に圧壊が発生した。また、2層柱頭にせん断ひび割れが発生しはじめ、サイクルピーク時に最大荷重に達した。 $R = +8/1,000$ サイクルでは2層床スラブが柱から剥離を起こしたため耐力が低下し、2層床スラブ下の壁板コンクリートの剥離が顕著となった。最終サイクル( $R = +10/1,000$ )では、2層床スラブの剥離が顕著となり、その上下の壁コンクリートの剥離が顕著になった。

W-3は、 $R = 4/1,000$ サイクルで、壁板のせん断ひび割れが1層柱脚にまで伸びはじめた。 $R = 6/1,000$ のサイクルでは、1層の壁板隅角部が圧壊し、2層柱頭に壁板から

表-2 コンクリート材料試験結果

		圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
W-1	PCa壁	34.0	2.83	2.99
	1層	30.0	2.60	2.80
	2層	34.9	2.93	2.72
W-2	PCa壁	34.4	2.85	2.52
	1層	31.1	2.60	2.65
	2層	35.6	2.93	2.96
W-3	PCa壁	33.0	2.82	2.81
	1層	30.3	2.63	2.73
	2層	33.8	2.89	2.44

表-3 鉄筋材料試験結果

	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 ( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
D16	390	1.91	586	24.6
D13	358	1.89	530	28.2
D10	379	1.86	548	28.1
D6	363	1.83	548	23.7

\*D6は0.2%offset

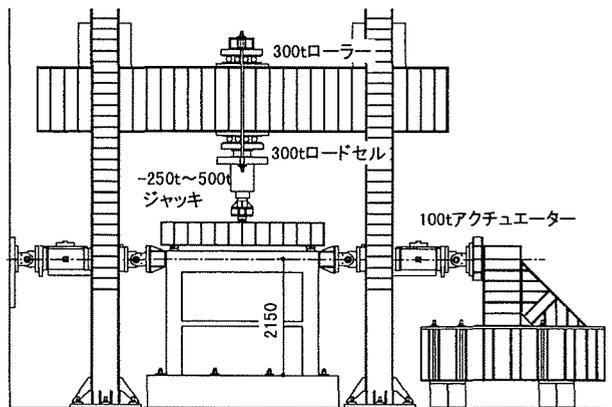


図-3 加力装置

のせん断ひび割れが進展しはじめ、サイクルピーク時に最大荷重に達した。 $R = 8/1,000$ サイクル以降では、1層の壁板隅角部の圧壊と柱脚部のせん断ひび割れが顕著となり、また1層の敷きモルタルと壁板との水平接合部のずれ変位が大きくなった。梁と壁板との鉛直方向のずれ変位は実験終了時までみられなかった。

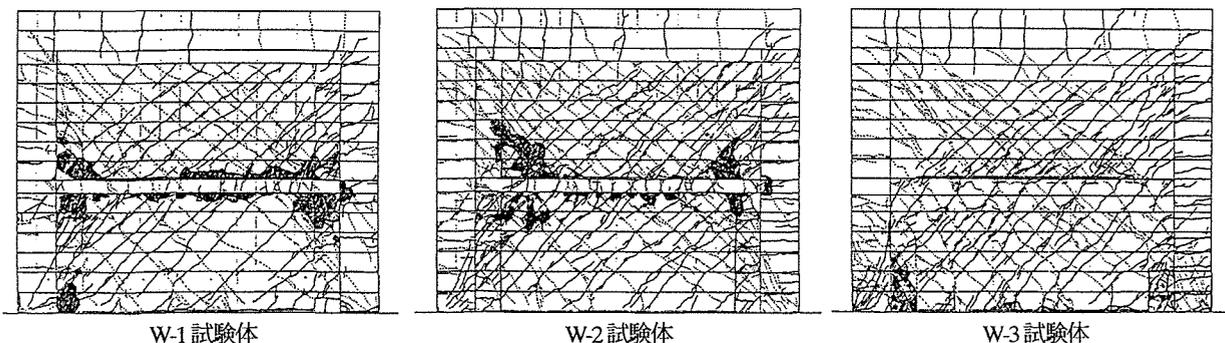


図-4 最終ひび割れ状況

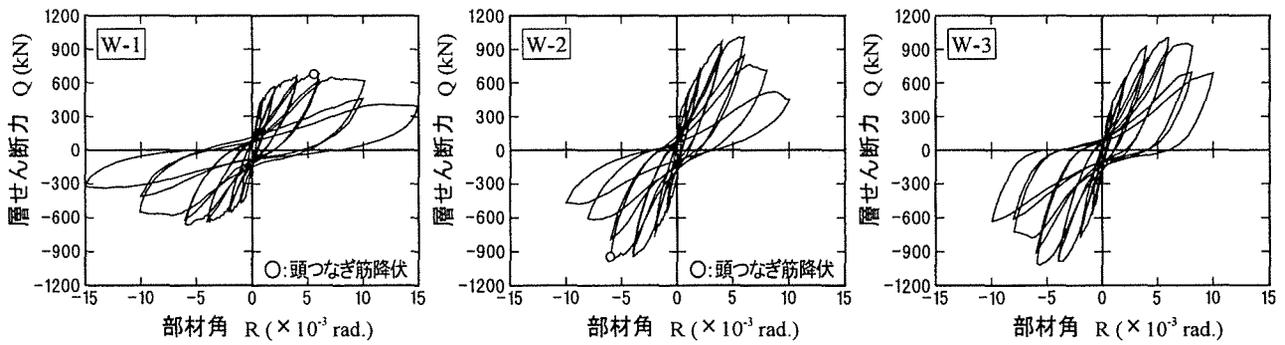


図-5 各試験体の層せん断力-変形関係

各試験体の最終破壊形式は、W-1,2が曲げ降伏後、2層壁板隅角部圧潰後の床スラブ剥離によるフレーム分離型破壊。梁型を有するW-3は、曲げ降伏後、1層壁脚のずれにより柱脚が押し出されて破壊に至る、壁脚部のせん断破壊であると判断された。

3-2 荷重-変形関係

各試験体の層せん断力-変形関係を図-5に示す。曲げ降伏先行型のW-1は、 $R=10/1,000$ サイクルまで耐力低下の少ないループを示した。 $R=6/1,000$ サイクルまでに床スラブ筋および頭つなぎ筋が降伏し、それ以降緩やかに耐力が低下したが、 $R=10/1,000$ サイクル時に1層の壁板隅角部が圧壊し、 $R=+15/1,000$ サイクル時に2層床スラブが柱から剥離を起こしたため、それ以降耐力が低下した。

W-2,3はせん断破壊型の試験体であるが、 $R=4/1,000$ サイクル時に側柱主筋が降伏している。 $R=6/1,000$ サイクル時で両者とも最大耐力に達し、それ以降耐力は大きく低下している。梁型の無いW-2は、 $R=+8/1,000$ サイクル時に2層床スラブが柱から剥離し、壁板と柱が分離した形になり耐力が急激に低下した。床スラブ筋を柱主筋の内側に配筋したならば、このような床スラブの剥離は起こらなかったものと考えられる。

梁型を有するW-3は、最大耐力以降、 $R=-8/1,000$ サイクル時に1層の壁板隅角部の圧壊と柱脚部のせん断ひび割れが顕著となり、それ以降耐力が上がらなくなった。また、1層の敷きモルタルと壁板とのずれ変位が大きくなった。

3-3 最大荷重の計算値との比較

表-4は最大耐力の実験値を既往の略算式<sup>3)</sup>による計算値と比較したものである。式中用いたコンクリート圧縮強度は場所打ちコンクリート各層の平均値とし、頭つなぎ筋または梁主筋は全て水平せん断補強筋として有効であるとして算定した。

曲げ降伏型のW-1において、実験値に対する1)式による曲げ耐力計算値の比は1.10、1.12で、1割程度計算値を上回った。せん断破壊型のW-2,3において、せん断最終強度式に2)式(下限値)を使用した場合、実験値に対す

表-4 最大耐力実験値と計算値との比較(単位:kN)

		W-1		W-2		W-3	
実験値		679	-666	1008	-959	991	-1029
曲げ耐力	計算値 <sup>1)</sup>	605		1115		1063	
	実/計	1.12	1.10	0.90	0.86	0.93	0.97
せん断耐力	計算値 <sup>2)</sup>	801		928		915	
	実/計	0.85	0.83	1.09	1.03	1.08	1.12
	計算値 <sup>3)</sup>	939		1112		1093	
実/計	0.72	0.71	0.91	0.86	0.91	0.94	

1)  $M_{wu} = a_t \cdot \sigma_y \cdot I_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot I_w + 0.5 N \cdot l_w$

2)  $Q_{wsu} = \left\{ 0.053 p_{te}^{0.23} (\sigma_B + 180) / \sqrt{M / (QD) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} t_e \cdot j$

3)  $Q_{wsu} = \left\{ 0.068 p_{te}^{0.23} (\sigma_B + 180) / \sqrt{M / (QD) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_0} \right\} t_e \cdot j$

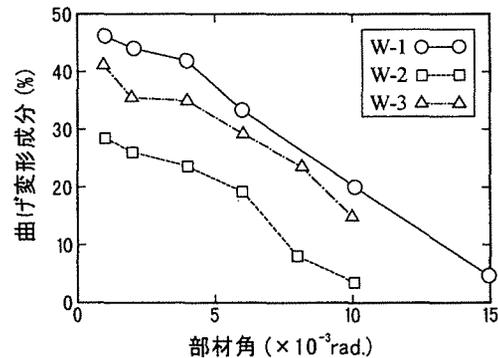


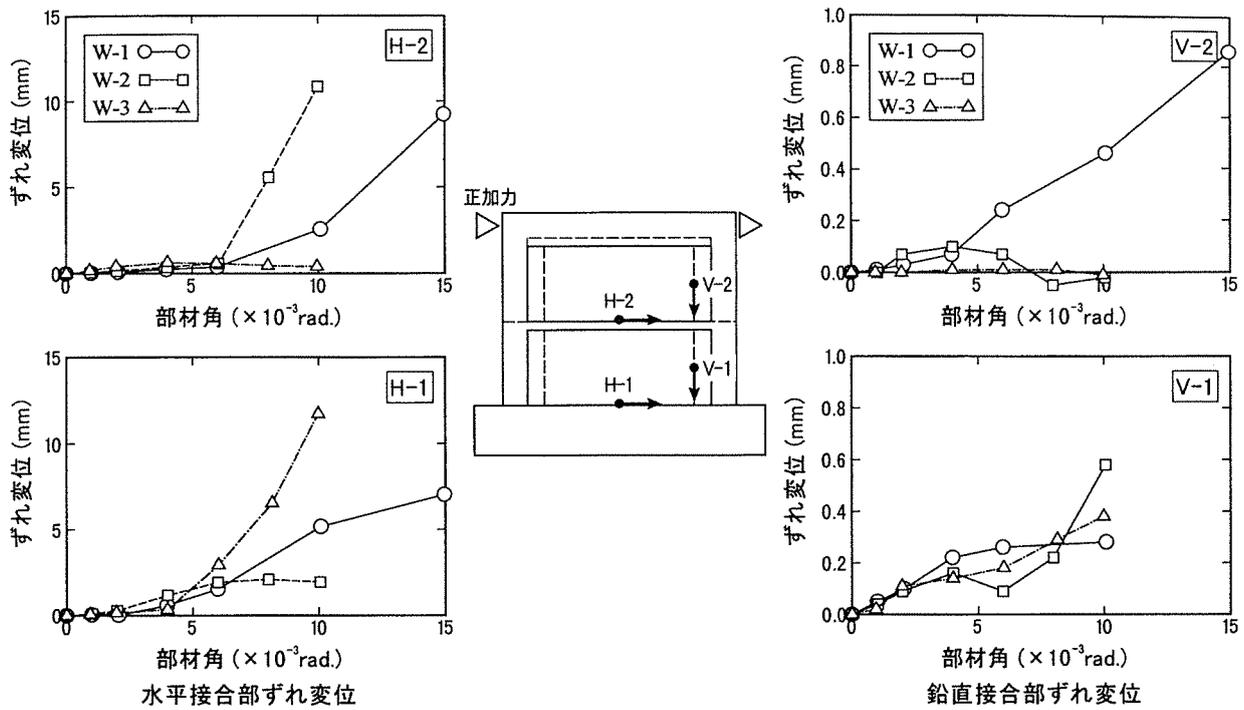
図-6 曲げ変形成分の変化

る計算値の比は1.03~1.12で比較的良好な対応を示したが、3)式を使用した場合0.86~0.94で1割前後計算値を下回った。

3-4 曲げ変形成分の変化

各試験体の、各加力サイクルピーク時(正加力時)における変形成分の変化を図-6に示す。曲げ変形量は、左右の側柱の高さ方向に計測した区分変形により各区間の曲率を求め、加力点から計測区間中央までの距離を乗じたものの積分によって算定した。

全試験体とも $R=4/1,000$ サイクルまで曲げ変形量は緩やかに減少するが、 $R=6/1,000$ サイクル以降曲げ変形性の減少割合が大きくなっている。W-1は曲げ降伏型の試験体であるが、頭つなぎ筋が降伏する $R=6/1,000$ サイクル以降急激に曲げ変形性が減少し、 $R=15/1,000$ サ



図一七 PCa壁板の水平および鉛直接合部のずれ変位

イクル時では全体変形の5%にまで減少した。W-1と同様に、最終時に床スラブが剥離を起こしたW-2も、4%にまで減少した。梁を有するW-3も同様な減少傾向を示したが、W-2よりも終始10%前後大きい値を示している。

### 3-5 局所性状

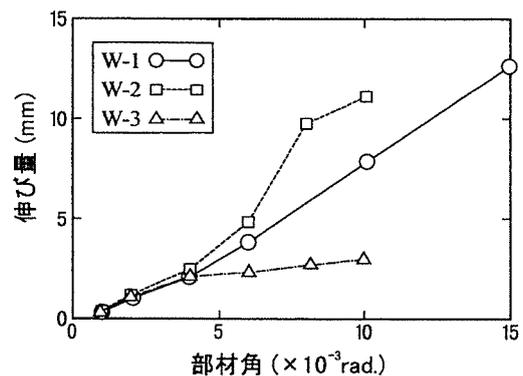
各加力サイクルピーク時におけるPCa壁板1,2層の水平接合部および鉛直接合部のずれ変位と部材角との関係(正加力時)を図一七に示す。

水平接合部においては、1層壁脚水平接合部が破壊したW-3は、2層のずれ変位は小さく最終時まで1mmにも満たなかったが、1層では最大耐力に達するR=6/1,000サイクル時には3.5mmのずれ変位を示し、それ以降ずれ変位は急激に増大し、最終時には10mm以上のずれ変位を示した。

2層床スラブが剥離したW-1,2は、頭つなぎ筋が降伏ひずみに達するR=6/1,000サイクル以降2層でずれ変位が急激に増大している。1層では、せん断破壊型のW-2は最大耐力に達するR=6/1,000サイクル以降ずれ変位はほとんど変化せず、最終時に2mm程度であった。曲げ破壊型のW-1は、最大耐力に達するR=6/1,000サイクルまではW-2と同様な変化量を示したが、それ以降もずれ変位は増大し、最終時には7mm程度であった。

鉛直接合部においては、全試験体ともひび割れの観察からずれや目開きが大きく発生した様子は見られず、ずれ変位は1mmにも満たなかった。全試験体とも、変位がみられるのは鉛直接合部のずれよりもせん断ひび割れによるものと思われる。

各加力サイクルピーク時における2層床スラブの材軸



図一八 床スラブの伸び量(2F)

方向の伸び量と部材角との関係(正加力時)を図一八に示す。伸び量は内法スパン長さの変化量で、スパン内に生じたひび割れ幅を含んだものである。

全試験体ともR=4/1,000サイクルまでは同様な変化量であるが、梁を有するW-3は最終時まで梁主筋が降伏しておらず、R=4/1,000サイクル以降ほとんど伸び量が増えていない。これに対し、床スラブが剥離を起こしたW-1,2は、頭つなぎ筋の降伏が始まるR=6/1,000サイクル以降急激に伸び量は増大している。

### 3-6 頭つなぎ筋のひずみ分布

図一九に、各加力サイクルピーク時(正加力時)における2層床スラブ内に配筋した頭つなぎ筋および梁主筋のひずみ分布を示す。梁を有するW-3は、最終時まで梁主筋は降伏ひずみに達しなかった。PCa壁幅内でのひずみの分布はほぼ一様で、ひずみの大きさはR=6/1,000サイクル時でも600 $\mu$ 程度であった。

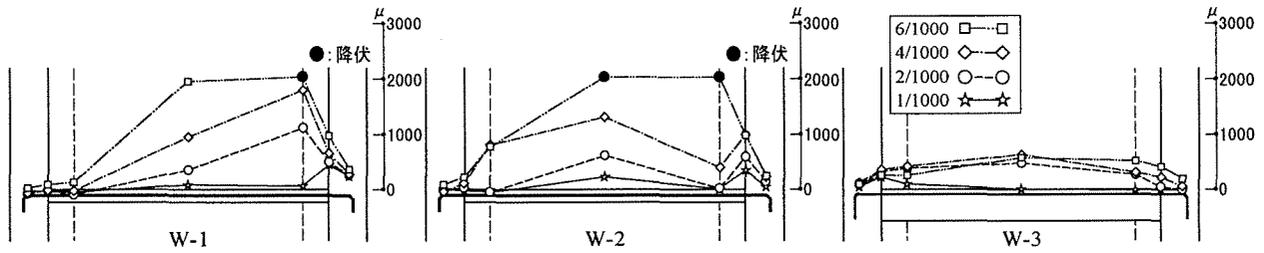


図-9 頭つなぎ筋のひずみ分布

2層床スラブが剥離したW-1,2は、柱内定着位置でのひずみはさほど大きくないが、鉛直接合部位置では、スラブの剥離が起こり始める $R=6/1,000$ サイクル時に頭つなぎ筋が降伏している。また、スラブ中央位置のひずみも両者とも大きく、W-2は $R=6/1,000$ サイクル時に降伏しており、このことが耐力低下につながったものと思われる。

§ 4. おわりに

鉛直接合部のコッター筋を壁横筋と同量配筋とし、また、水平接合部を敷きモルタル方式とした従来型のPCa連層耐震壁の水平加力実験を行った結果、次のような知見が得られた。

- ①コッター筋を壁横筋と同量配筋とした場合、最大耐力は既往のせん断耐力計算式（下限値）で評価できる。
- ②耐震壁の靱性を確保するために、梁型の無い場合、頭つなぎ筋の量を適切に評価し、柱に確実に定着することが必要である。また、梁型を有する場合でも柱脚部におけるせん断補強筋の配筋量を考慮する必要がある。
- ③局所性状においては、2層床スラブが柱と分離したW-1,2は、剥離が起こり始める $R=6/1,000$ サイクル以降2層でずれ変位が増大した。一方、1層壁脚水平接合部が破壊したW-3は、1層で $R=4/1,000$ サイクル以降ずれ変位が増大し、最終時には10mm以上のずれ量を示した。鉛直接合部においては、全試験体ともひび割れの観察からずれや目開きが大きく発生した様子は見られなかった。

参考文献

1) 日本建築センター：建築物の構造規定—建築基準法 施工令第3章の解説と運用—, pp.338~339, 1997.