

# 論文 RC 造方立て壁の破壊性状と補強法に関する実験的研究

林田 江里加<sup>\*1</sup>・小野 正行<sup>\*2</sup>・江崎 文也<sup>\*3</sup>

**要旨:** 方立て壁が地震時の荷重を受けたときに、構造スリットがなくてもできるだけ破壊が目立たないような配筋詳細および補強法を明らかにすることを目的として、壁縦筋の付着の有無および壁板の補強方法を変動因子とした架構内方立て壁について漸増変位振幅正負繰り返し载荷を行った。実験によれば、架構内の腰壁がない方立て壁は、壁板の縦筋の付着をなくすことで、方立て壁の損傷が改善されることがわかった。また、架構内の腰壁がとりつく方立て壁は、壁板を補強することで、若干靱性が高くなり、架構内の腰壁がない方立て壁は、壁板を補強することで、せん断破壊を防止する効果が期待できることがわかった。

**キーワード:** 2次壁, 架構, 変動軸力, 炭素繊維

## 1. 序

福岡県西方沖で方立て壁や袖壁などの2次壁のせん断破壊が目立った。方立て壁の場合は、曲げひび割れやせん断ひび割れが生じると材軸方向に伸びるため、架構に組込まれた場合、変動軸力が作用する。そのため、曲げで決まる水平耐力がせん断で決まる耐力より小さくなる場合でも、変動軸力の影響でせん断破壊を起こすことが十分予想される。そこで、方立て壁が地震時の荷重を受けたときにどのような破壊メカニズムになるのかを実験的に確かめ、できるだけ破壊が目立たないような配筋詳細および補強法を提案することが必要と思われる。

本研究では架構内方立て壁の履歴性状と水平耐力を実験的に明らかにするとともに、破壊メカニズムをコントロールするための配筋詳細および補強法を明らかにすることを目的としている。

本論は、これらの実験結果およびその検討について述べるものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は一般的なマンションにみられる方立て壁を想定したおよそ縮尺1/4の最下層の試験体である。図-1に試験体形状を示す。試験体数は9体で、変動因子は試験体形状、壁縦筋の付着の有無および補強方法(壁板に補強材を横に等間隔に貼付たものと壁板に補強材をXに貼付たもの)である。表-1に試験体一覧を示す。試験体名は、イ-ロの2つの識別記号で示した。イはそれぞれ、FW: 架構のみの試験体, SW: 腰壁つき試験体, LW: 腰壁なし試験体, B: 壁縦筋の付着有, UB: 壁縦筋の付着無を示す。ロはそれぞれ, 0: 壁板の補強無, SH: 壁板に補強材を横に等間隔に貼付, SX: 壁板に補強材をXに貼付, を示す。

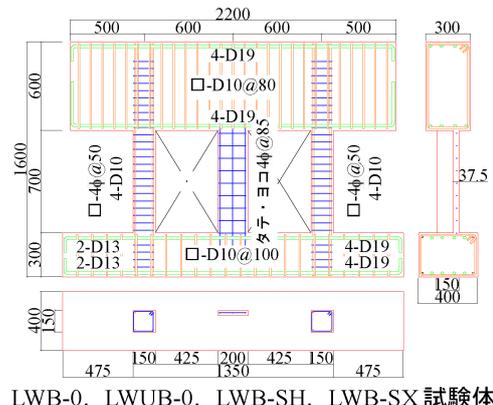
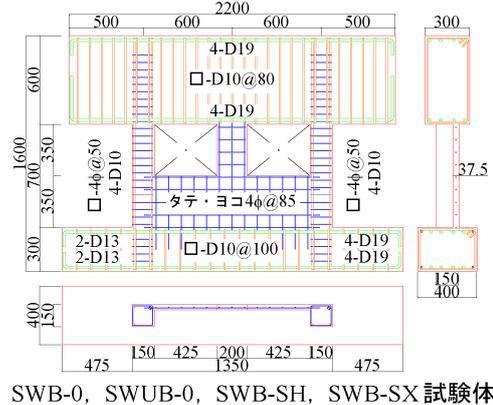
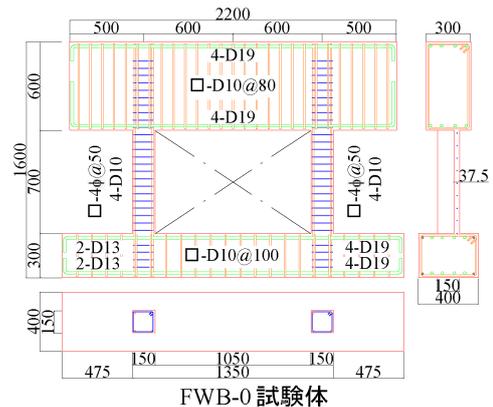


図-1 試験体形状 寸法単位: mm

\*1 西日本技術開発株式会社 (正会員)

\*2 近畿大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

\*3 福岡大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧 寸法単位：mm

試験体名	柱						壁		
	断面積	スパン	主筋		帯筋		壁厚	壁筋	
	$b \times D$	$h$	配筋	$p_t(\%)$	配筋	$p_w(\%)$	$t$	配筋	$p_s(\%)$
FWB-0	150×150	700	4-D10	0.63	4φ@50	0.35	37.5	タテ・ヨコ共 4φ@85	0.41
SWB-0, SWUB-0									
LWB-0, LWUB-0									
SWB-SH, SWB-SX									
LWB-SH, LWB-SX									

付着の無い試験体の壁縦筋は、図-2に示すようにビニールホースで保護している。図-3に補強詳細図を示す。補強材には炭素繊維バンドを使用した。補強材は接着剤を用いて実際の建物への適用を考慮し、壁板片面貼付とした。せん断補強筋としての横筋と斜め筋のせん断補強効果を定性的に調べるため、2つの補強法を計画した。SH補強法の補強材貼付間隔は、腰壁つき試験体では57mmピッチ、腰壁なし試験体では58mmピッチとした。また、SX補強法で使用した補強材の幅は、SH補強法で使用した補強材の半分の25mmとした。表-3に使用材料の力学

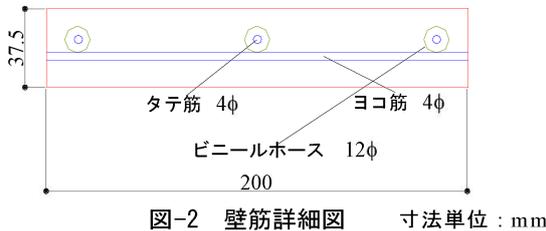


図-2 壁筋詳細図 寸法単位：mm

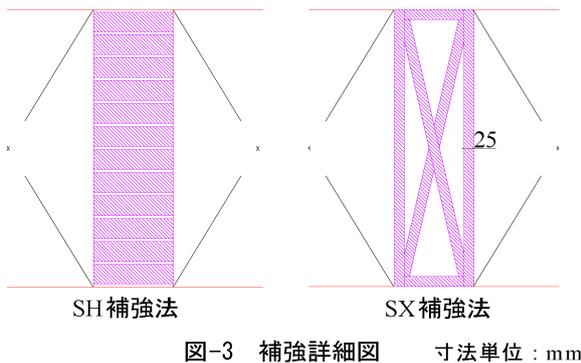


図-3 補強詳細図 寸法単位：mm

表-3 使用材料の力学的性質

(1) 鉄筋					
	$a(\text{cm}^2)$	$\sigma_v(\text{MPa})$	$\sigma_u(\text{MPa})$	$E(\text{GPa})$	$\varepsilon(\%)$
4φ	0.13	185	294	197	46.6
D10	0.71	329	478	—	—

$a$ ：断面積  $\sigma_v$ ：降伏点強度  $\sigma_u$ ：引張強度  
 $E$ ：ヤング係数  $\varepsilon$ ：伸び

(2) コンクリート			
試験体	$\sigma_B(\text{MPa})$	$\sigma_t(\text{MPa})$	$E_c(\text{GPa})$
FWB-0	27.2	2.25	—
SWB-0, SWUB-0 LWB-0, LWUB-0	27.9	2.36	—
SWB-SH, SWB-SX LWB-SH, LWB-SX	24.9	1.78	—

$\sigma_B$ ：シリンダーの圧縮強度  $\sigma_t$ ：シリンダーの割裂強度  
 $E_c$ ：ヤング係数

(3) 炭素繊維バンド（メーカー規格）

幅	厚さ	引張強度	引張弾性率
50mm	1.2mm	1500MPa以上	140GPa以上

(4) 接着剤（メーカー規格）

種類	引張強度	引張せん断強度
無溶剤・2成分 接着剤	20MPa以上	14MPa以上
	接着強度（対コンクリート） 1.5MPa以上	

(5) 接着剤の調合表

接着剤名	色	重量比
主剤（E-2370MS）	灰色	2
硬化剤（E-2370MS）	黒色	1

的性質を示す。

## 2.2 载荷方法および载荷プログラム

図-4に示す加力装置を用いて本実験を行った。試験体は、基礎部分をPC鋼棒によって反力フレームに固定した。図-5に载荷プログラムを示す。载荷方法は、試験体の

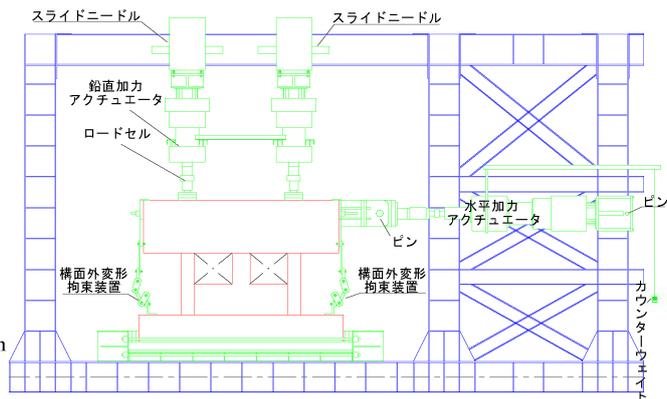


図-4 加力装置

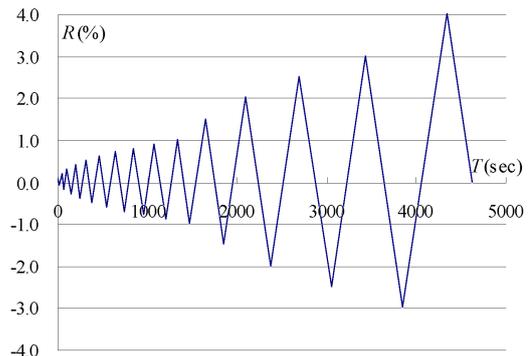


図-5 载荷プログラム

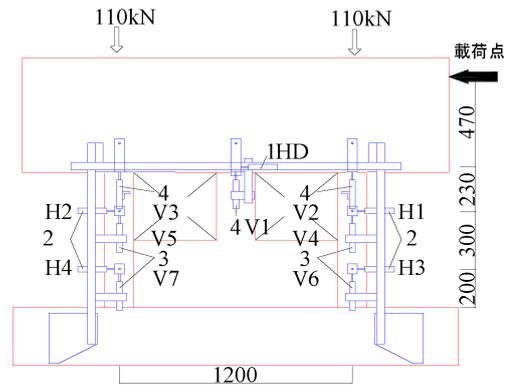
両柱頭部に一定鉛直荷重110kN(側柱軸圧縮応力度4.9N/mm<sup>2</sup>相当)を載荷した後、水平加力アクチュエーターにて漸増変位振幅正負繰り返しの載荷とした。柱頭部に載荷する一定鉛直荷重は、水平力を載荷している間中一定に保持されるように制御した。水平力は、基礎梁上端より120cmの位置にて載荷した。また、水平力の載荷速度は、上部の剛な側梁下端の水平変位の速度が0.01cm/sec、すなわち層間変形角 $R$ の速度で0.014%/secとなるようにした。層間変形角 $R$ は、上部の剛な梁の中央部における水平変位 $\delta$ を基礎梁上端より上部梁下端までの高さ $h(=70\text{cm})$ で除した値 $\delta/h$ である。

### 2.3 測定方法

図-6に柱主筋および壁筋ひずみ測定位置を、図-7に変位測定装置をそれぞれ示す。鉄筋のひずみについては、図-6に示す位置の柱主筋および壁筋にゲージを貼付してひずみを測定した。図-7に示すような基礎梁にボルトで固定された変位測定フレームに定着した変位計にて、柱および梁の水平変位および鉛直変位を測定した。ひび割れ

試験体名	ゲージ貼付位置
FWB-0	
SWB-0 SWUB-0 SWB-SH SWB-SX	
LWB-0 LWUB-0 LWB-SH LWB-SX	

図-6 柱主筋および壁筋ひずみ測定位置



1: 水平変位制御用変位計 2: 側柱はらみ量測定用変位計  
3: 側柱伸び量測定用変位計 4: 側梁はらみ量測定用変位計

図-7 変位測定装置 寸法単位: mm

れおよび破壊状況は、目視およびデジタルカメラにより記録した。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊性状および履歴性状

図-8に各試験体の水平荷重 $Q$ と部材角 $R$ との関係を、図-9および図-10に各試験体の実験終了時のひび割れ状況写真をそれぞれ示す。 $Q$ - $R$ 関係図に破線で示した直線は、文献1)による方立て壁と柱の曲げ強度略算値の累加で、一点鎖線で示した直線は、文献1)による方立て壁と柱のせん断強度略算値の累加である。方立て壁は長方形断面柱として柱の強度式を準用した。ただし、付着のない方立て壁の曲げ耐力については、鉄筋による曲げ強度は考慮せず、軸力のみで負担するものとして計算した。SWB-0試験体およびSWUB-0試験体では水平耐力に至るまでのひび割れの発生には顕著な違いは見られなかった。両試験体とも $R=0.4\%$ 近傍で方立て壁に斜めひび割れが発生した。続いて、短柱部に斜めひび割れが発生し、 $R=0.6\%$ 付近で水平耐力に達した。その後、水平変形の増大と共にそのひび割れが拡大していき、急激な耐力低下を示す履歴性状となった。破壊モードは短柱のせん断破壊モードである。SWB-0試験体およびSWUB-0試験体において、方立て壁の縦筋の付着の有無による破壊性状に顕著な違いは見られなかった。LWB-0試験体では、 $R=0.3\%$ に至る途中で方立て壁に初期の斜めひび割れが発生した。その後、水平変形の増大と共にそのひび割れが拡大し、せん断破壊に至った。また、柱頭・柱脚部には $R=0.5\%$ 近傍で水平ひび割れ、続いて $R=0.7\%$ 近傍で斜めひび割れが発生し、 $R=4.0\%$ に至る途中で柱がせん断破壊を起こした。一方、LWUB-0試験体の初期ひび割れは、方立て壁の上下端に $R=0.2\%$ に至る途中で水平ひび割れが発生し、その後水平変形が増大しても壁板に斜めひび割れは発生せず、壁板上下端の圧壊だけが進む曲げ破壊の性状を

示した。また、柱頭・柱脚部には $R=0.5\%$ 近傍で水平ひび割れ、続いて $R=0.6\%$ 近傍で斜めひび割れが発生し、その後、水平変形が増大しても斜めひび割れ幅は拡大せずに柱頭・柱脚部の圧壊が顕著になり、 $R=1.5\%$ 近傍で水平耐力に達し平滑域の長い履歴性状を示した。架構としてはLWB-0試験体と同様の $Q-R$ 曲線を示し、破壊モードは曲げ破壊モードである。LWB-0試験体およびLWUB-0試験体は基準試験体FWB-0試験体とほぼ同じ履歴性状を示していることがわかる。SWB-SH試験体は $R=0.6\%$ 時に壁板に水平ひび割れを確認した。また、柱と腰壁の接合部に斜めひび割れを確認した。その後、部材角の増大とともに斜めひび割れが拡大し、 $R=0.7\%$

時に柱にせん断ひび割れが発生した。LWB-SH試験体では、柱頭に初期の水平ひび割れを確認した。その後、壁板端部に水平ひび割れが発生し、部材角の増大とともにひび割れが拡大し、壁板下端部が圧壊した。SWB-SX試験体は $R=0.3\%$ に至る途中で方立て壁に貼付た炭素繊維バンド下と柱にひび割れが発生し、 $R=0.4\%$ 近傍で壁板にせん断ひび割れが発生した。その後、柱に水平ひび割れが発生し、炭素繊維バンドの剥離および柱にせん断ひび割れが見られた。SWB-0試験体同様、壁板にせん断破壊が生じたが、SWB-0試験体に比べ若干靱性が高くなった。LWB-SX試験体は $R=0.2\%$ で炭素繊維バンドの剥離が始まり、 $R=0.5\%$ で柱頭に水平ひび割

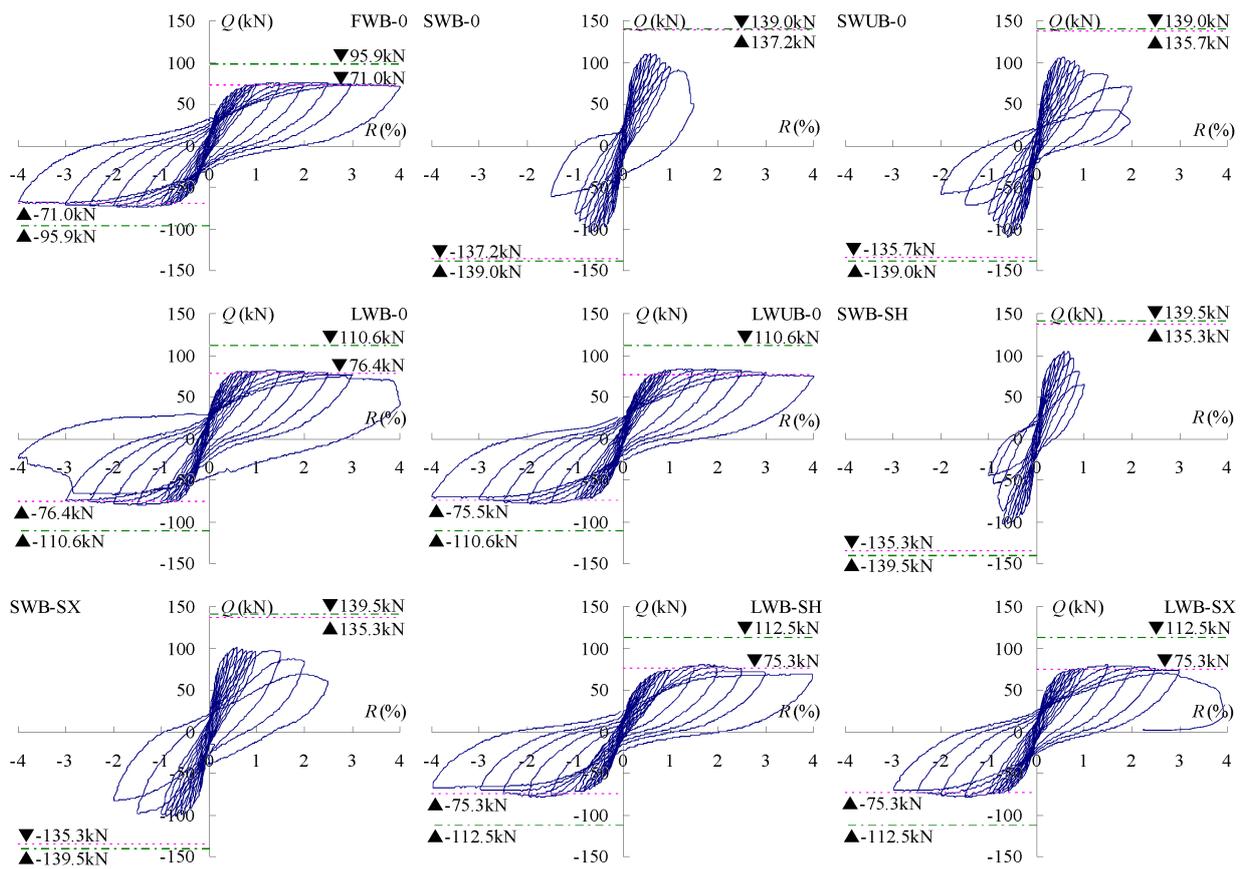


図-8 水平荷重 $Q$ と部材角 $R$ との関係



図-9 各試験体の実験終了時のひび割れ状況写真(1)

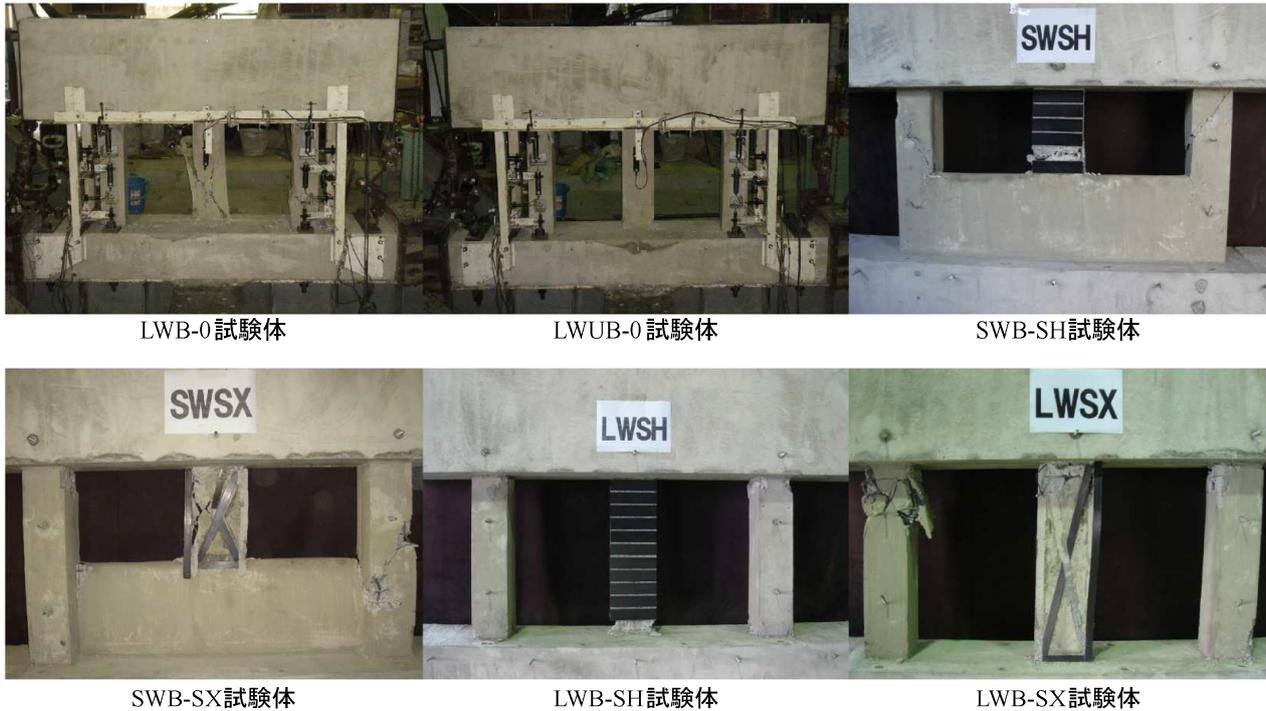


図-10 各試験体の実験終了時のひび割れ状況写真(2)

れが発生した。その後、柱頭にせん断ひび割れが起こり、壁板上部が圧壊した。しかし、最後まで壁板にせん断ひび割れが発生することはなく、補強材の効果を発揮していると言える。SWB-SX試験体およびLWB-SX試験体の炭素繊維バンドが実験開始から初期の段階で剥離した原因は、炭素繊維バンドと壁板上部に十分な隙間が確保されていなかったためである。また、壁板に補強材を横に等間隔に貼付た試験体と壁板に補強材をXに貼付た試験体を比較すると、後者の試験体の方が靱性のある履歴性状を示すことから、壁板に補強材をXに貼付た補強法の方がせん断破壊を防止しやすいと言える。著者らは、鉛直方向の変位を拘束した方立て壁要素のみの研究<sup>2), 3)</sup>も行っている。図-11に方立て

壁の鉛直方向平均軸ひずみ(図-7の測定位置V1の鉛直変位より求めた平均ひずみ)を方立て壁要素の場合と比較したものを示す。破線で示した履歴曲線は、方立て壁要素のみの $\epsilon_y$ - $R$ 関係図である。方立て壁要素実験では、鉛直荷重を作用させていないが、架構内方立て壁試験体の部材角 $R$ の増大に伴う $\epsilon_y$ の増加率とほぼ同程度であることがわかる。このことから、鉛直変位拘束下の方立て壁要素の実験を行うことで架構内方立て壁と同程度の実験結果が得られ、実験の簡素化が期待できるものと思われる。

### 3.2 鉄筋のひずみ

図-12に各試験体の代表的な位置の壁筋(図-6参照)のひずみ $\epsilon$ と部材角 $R$ との関係を示す。図中に破線で示す直線は鉄筋の降伏点強度である。壁板の縦筋の付着がある試験体と付着がない試験体とを比較すると、付着がある試験体の壁縦筋は降伏しているが、付着がない試験体の壁縦筋は降伏していない。このことから、壁縦筋の付着がないSWUB-0試験体およびLWUB-0試験体の壁板では縦筋による負担水平力が少なく、そのことが壁の損傷を小さくしているものと思われる。壁板に炭素繊維バンドを貼付た試験体のせん断補強筋は、壁板に補強材を横に等間隔に貼付た試験体では降伏は見られないが、壁板に補強材をXに貼付た試験体では降伏している。SWB-SX試験体およびLWB-SX試験体のせん断補強筋が降伏した理由としては、前節でも述べたように、炭素繊維バンドと壁板上部に十分な隙

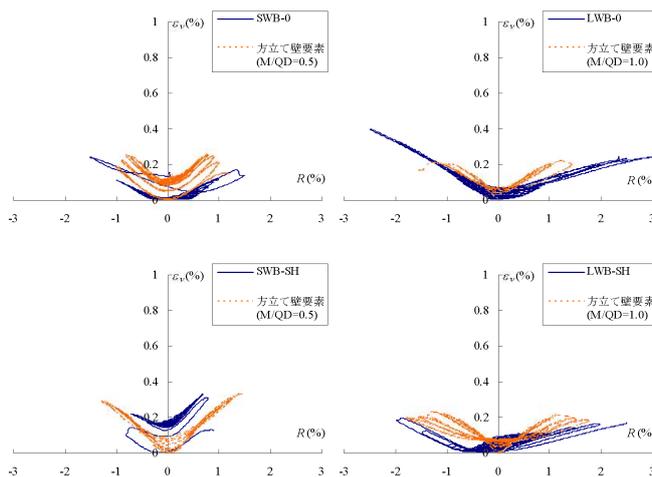


図-11 方立て壁要素との比較

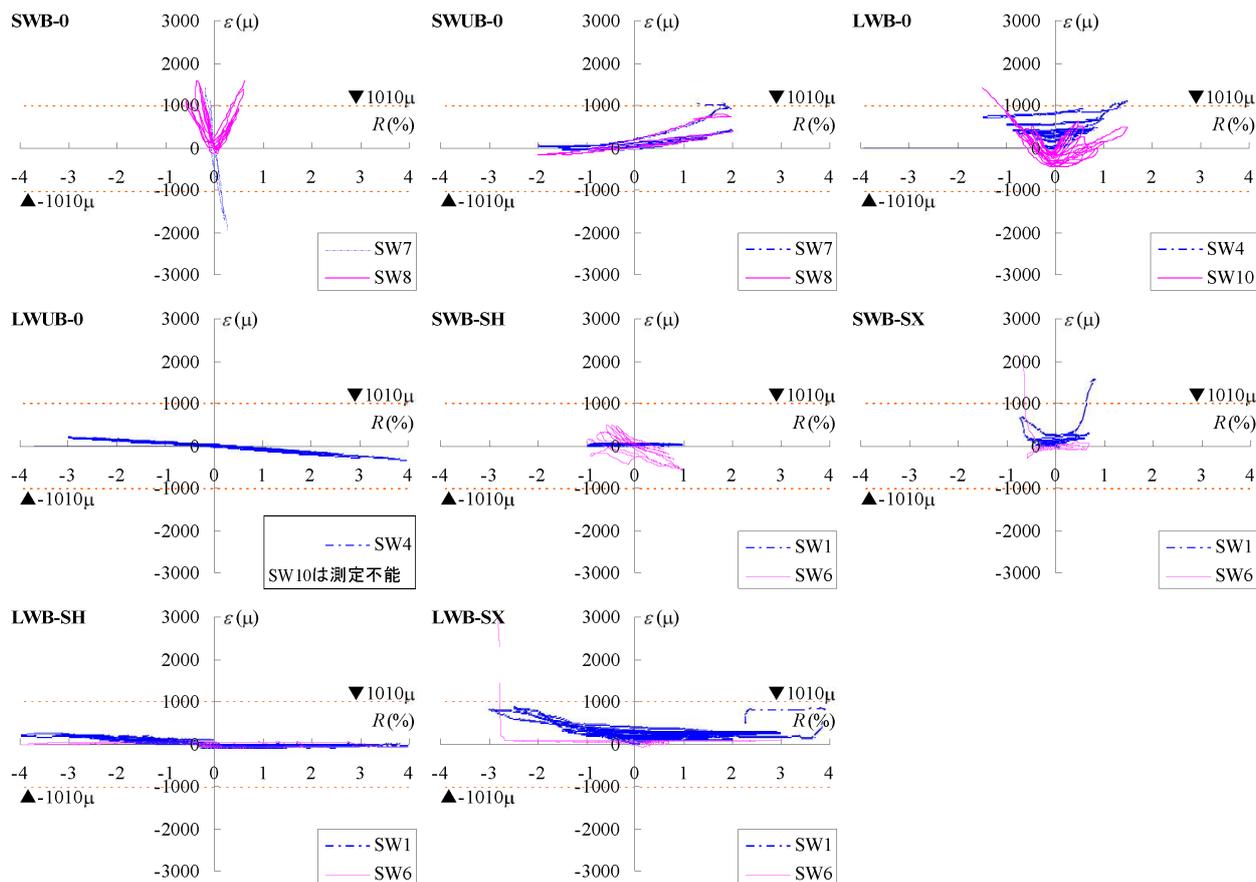


図-12 各試験体の代表的な試験体の壁筋のひずみ $\varepsilon$ と部材角 $R$ との関係

間が確保されていなかったためと考えられ、実験の途中で炭素繊維バンドが剥離し、実験終了時までに補強材としての効果が十分に発揮されないまま曲げ破壊した後、せん断補強筋が降伏して最終的にせん断破壊に至ったものと推測される。

#### 4. 結論

本実験により、以下の結論が得られた。

- (1) 架構内の腰壁がない方立て壁の場合、壁板の縦筋の付着をなくすことで、方立て壁の損傷が改善される。
- (2) 架構内の腰壁がとりつく方立て壁の場合、壁板の縦筋の付着をなくすことで、多少の靱性改善を期待したが、その効果は見られなかった。
- (3) 架構内方立て壁の鉛直方向平均軸ひずみの増加率は、鉛直荷重を作用させていない方立て壁要素の鉛直方向平均軸ひずみの増加率とほぼ同程度である。
- (4) 架構内の腰壁がとりつく方立て壁は、壁板を補強することで、若干靱性が高くなる。また、架構内の腰壁がない方立て壁は、壁板を補強することで、せん断破壊を防止する効果が期待できる。
- (5) 架構内の方立て壁の壁板の補強には、壁板に炭素繊維バンドをXに貼付した補強法がせん断破壊を防止するのに有効である。

#### 5. 今後の課題

架構内の腰壁がとりつく方立て壁は、壁板の縦筋の付着の有無によらず水平耐力以後は、急激な耐力低下を見せ、せん断破壊に至った。壁板の縦筋の付着をなくすことで、多少の靱性を期待したが、破壊性状に顕著な違いは見られなかったことから、この種の方立て壁の破壊性状の改善が今後の課題である。また、架構内の腰壁がとりつく方立て壁は、壁板を補強したにもかかわらず方立て壁にせん断破壊が見られた。壁板を補強していない方立て壁よりも若干靱性は高くなったが、破壊性状に顕著な違いは見られなかった。この補強方法の改善とせん断破壊防止に有効な補強方法の提案が今後の課題である。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), pp.396-398, 2000年
- 2) 李 文聰・江崎文也・小野正行: 方立て壁の履歴性状に及ぼす材軸方向の変位拘束の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.29, No.3, pp.373-378, 2007年
- 3) 林田江里加・李 文聰・江崎文也・小野正行: 方立て壁の履歴性状に及ぼす材軸方向の変位拘束の影響に関する研究 その2 せん断スパン比1と0.5の場合, 日本建築学会九州支部研究報告 第47号, pp.369-372, 2008年3月