

# 論文 構面外に設置した補強壁に関する実験的研究

ト部 藍<sup>\*1</sup>・太田 義弘<sup>\*2</sup>・山田 政雄<sup>\*3</sup>・木村 秀樹<sup>\*4</sup>

要旨：耐震改修において、柱・大梁に囲まれない位置（構面外）にエポキシ樹脂を用いた接着工法により補強壁を設置する補強工法を提案することをねらいとして、本架構の構造性能を確認する実験的研究を行った。1層1スパンの既存のスラブ中央に補強壁として、RC壁あるいは波形鋼板耐震壁を設置する架構を模擬した縮尺1/2の2体の試験体を製作し静的載荷実験を行った。実験より、両試験体の相違を把握するとともに、本架構が目標とする変形性能を有していることを確認することができた。

キーワード：耐震補強, 接着工法, 波形鋼板耐震壁

## 1. はじめに

耐震改修において、従来の壁を増設する補強方法は、建物の保有耐力を増し、強度的に補強するのに適した方法である。<sup>1)</sup>しかし、増設する耐震壁は既存フレーム内（左右を柱、上下を大梁に囲まれる位置）に設置されねばならず、このため、新たに設置した耐震壁によって建物を使用する上で支障が出ないように、従来からの部屋割りを変更したり、設備機器などの配置換えを行う必要が生じることがあり、補強することが困難となる場合も多い。そこで、耐震改修において平面計画の自由度を高めることと十分な変形性能を有する靱性抵抗型の建物とすることをねらいとして、**図-1**に示すような柱・大梁に囲まれない位置に補強壁を任意に設置することができる補強工法（以下、構面外耐震壁と略記する）を提案する。既存躯体コンクリートと構面外耐震壁の接合に関しては、工事中の騒音、振動粉塵などの発生源となるあと施工アンカーボルト工事をなくすため、近年多用されているエポキシ樹脂を用いた接着工法<sup>2)</sup>を採用する。また、構面外耐震壁として、RC壁に加えて、波形鋼板耐震壁<sup>3),4)</sup>に関する検討を行う。波形鋼板耐震壁は、

重量が軽いこと、また、周辺部材の変形を拘束しない特徴によって既存躯体における特定部材への損傷を集中させないことから耐震改修に適していると考えられる。

## 2. 目的

本研究では、構面外に接着工法を用いてRC壁と波形鋼板耐震壁を設置した架構の静的載荷実験を行い、最大耐力、剛性、破壊性状などの構造性能を把握し、目標とする変形性能を有することを確認するとともに靱性指標を設定する基本データを得ることを目的とする。

## 3. 実験概要

### 3.1 試験体

**図-2**に試験体の詳細を示す。1層1スパンの既存のスラブ中央に構面外耐震壁を設置したものを対象とし、階高のほぼ中央高さまで模擬した。試験体の縮尺は1/2であり、構面外耐震壁・スラブ・壁に直交する梁・壁に平行な梁（以下、直交梁・平行梁と略記する）および加力梁から構成される。試験体は、構面外耐震壁をRC壁とする試験体RCと波形鋼板耐震壁とする試験体Wの2体である。試設計より、試験体RCは構面外耐震壁の平均せん断応力が1.0~2.0N/mm<sup>2</sup>の時、直交梁の曲げ降伏が先行するように設計を行った。試験体Wについても同様に、直交梁の曲げ降伏が先行するように設計を行った。また、目標とする変形性能は層間変形角1/100radまで大きな耐力低下がないこととする。

試験体RCでは構面外耐震壁の脚部に設置したシアー筋付きプレートを、試験体Wでは試験体RCと同幅・同厚の壁脚部プレートを、エポキシ樹脂を用いてスラブに接着接合し、構面外耐震壁とスラブの一体化を図るものとした。両試験体ともプレートの接着面にはショットブ

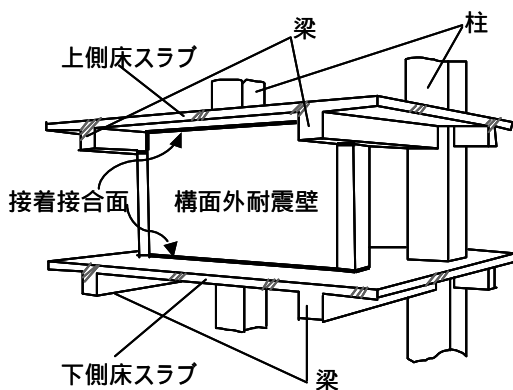


図-1 構面外補強壁

*1 (株)竹中工務店技術研究所建設技術研究部	研究員	工修	(正会員)
*2 (株)竹中工務店技術研究所建設技術研究部	主任研究員	工修	(正会員)
*3 (株)竹中工務店 大阪本店設計部構造部門	構造課長代理	工修	(正会員)
*4 (株)竹中工務店技術研究所建設技術研究部	主席研究員	工博	(正会員)

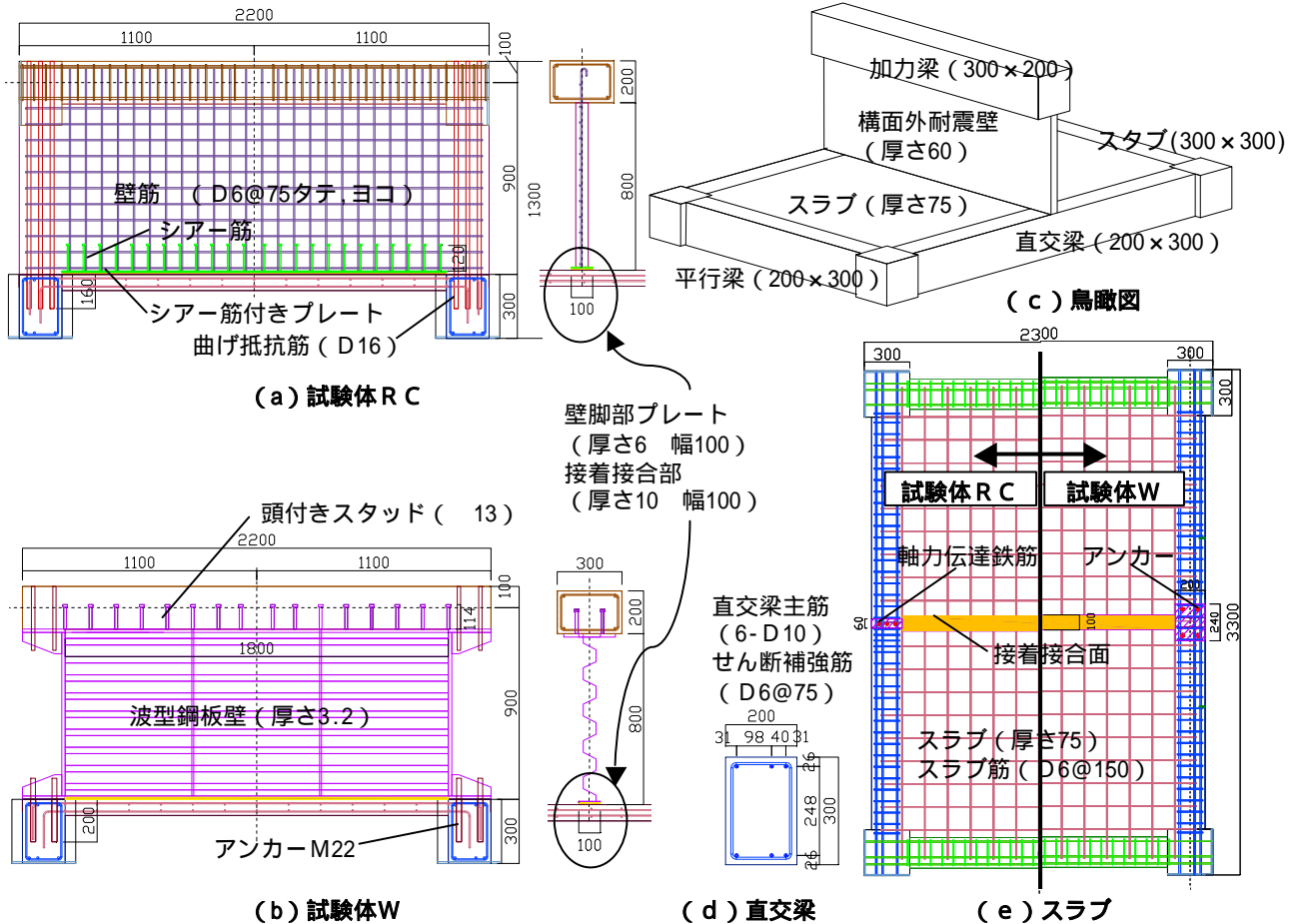


図-2 試験体(単位:mm)

表-1 鉄筋の材料特性

部位	鉄筋径	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )
曲げ抵抗筋	D16	348	491	1.79
梁主筋	D10	367	510	1.85
スラブ筋・壁筋・ 梁せん断補強筋	D6	370	515	1.89

表-2 鋼板の材料特性

部位	厚さ (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )
波形鋼板	3.2	325	423	1.97
壁脚部プレート	6	280	427	1.97
鋼板フランジ	16	274	429	1.89

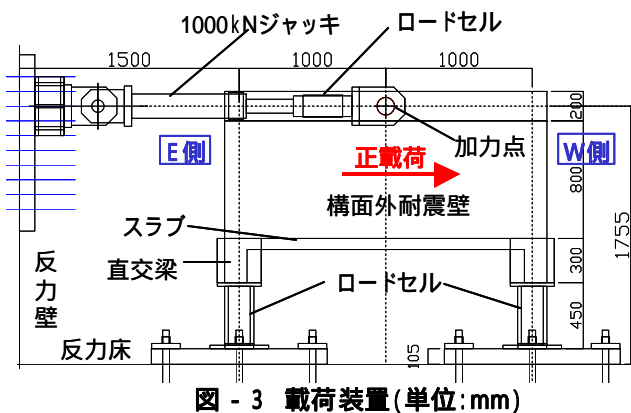
表-3 コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>3</sup> N/mm <sup>2</sup> )
RC	20.4	2.17	26.6
W	21.9	2.17	29.2

・引張強度は割裂試験による。  
・ヤング係数は圧縮強度の1/3点から算出した。

表-4 エポキシ樹脂の材料特性

種類	圧縮降伏強さ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮弾性率 (N/mm <sup>2</sup> )	付着強さ (N/mm <sup>2</sup> )
注入用	105	3060	2
パテ状	78.2	5510	-



ラスト処理を行うとともにスラブのコンクリート接着面は目荒らしを施し、プレートとスラブの隙間10mmをパテ状エポキシ樹脂でシール後、注入用エポキシ樹脂を圧入した。また、試験体 RC の曲げ抵抗筋の直交梁への定着及び試験体 W のアンカーの直交梁への定着も注入用エポキシ樹脂を用いた。表-1~表-4 に使用した鉄筋、鋼板、コンクリート及びエポキシ樹脂の材料特性を示す。

### 3.2 荷重計画

図-3 に荷重装置図を示す。水平荷重 Q は、加力梁を挟み込むように設置した2台の1000kN ジャッキを用い

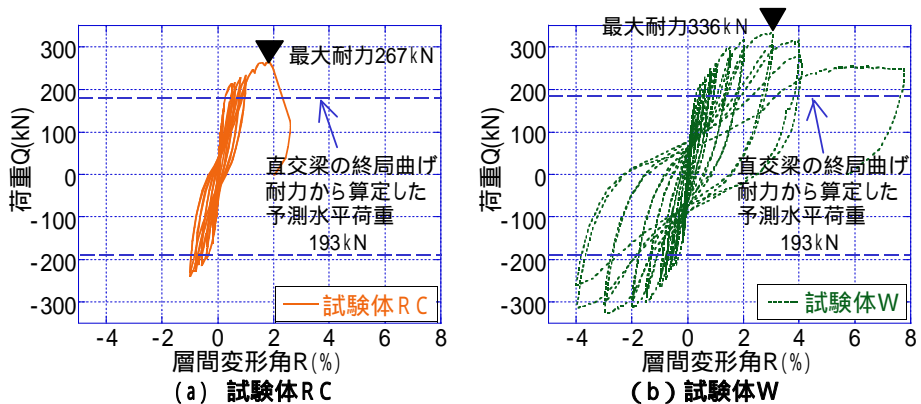


図 - 4 水平荷重 - 層間変形角関係

て、図 - 3 において E 側から W 側への加力を正載荷として加力を行った。固定条件は、スタブ下にロードセルを設置し 4 点支持とした。載荷履歴は、両試験体とも層間変形角 R (加力梁中央高さの水平変位をスラブから加力点までの高さ = 900mm で除したのもの) = ±0.01%, ±0.1%, ±0.2%, ±0.4%, ±0.6%, ±0.8%, ±1.0% で各 2 回ずつ繰返した。その後、試験体 RC は R = +2.0% に向かう途中、耐力が低下したため載荷を終了した。また、試験体 W は、その後 R = ±2.0%, ±3.0%, ±4.0% で各 2 回ずつ繰返し、R = 8.0% まで漸増載荷を行った。

4. 実験結果及び考察

4.1 実験経過と水平荷重 - 層間変形角関係

図 - 4 に水平荷重 - 層間変形角関係を示す。予測水平荷重は、スラブの協力幅を考慮した直交梁の曲げ終局耐力から算定した。試験体 RC は、水平荷重 Q = 10 kN 正載荷時に直交梁の中央に曲げひび割れが発生し、R = 0.4% 正載荷時に W 側直交梁の中央に最も近い壁に直交するスラブ筋が降伏した後、剛性が大きく低下した。R = 0.8% 正載荷時、直交梁において圧縮側かぶりコンクリートの剥離が進み圧壊の兆候が見られた。R = ±1.0% の

繰返し載荷後、R = +2.0% に向かう途中の R = +1.8% の時点で、耐力が急激に低下した。その時、E 側直交梁における曲げ抵抗筋の定着部分でのコーン状破壊と壁とスラブの接着接合面における目開きを確認した。最大耐力は、R = +1.8% 時で +267 kN であった。

一方、試験体 W は、水平荷重 Q = 5 kN 正載荷時に、直交梁の中央に曲げひび割れが発生し、R = 0.8% 正載荷時に W 側及び E 側直交梁主筋が降伏した後も、剛性の低下は穏やかであり、耐力は上昇し続けた。R = 1.0% 正載荷時、直交梁において圧縮側かぶりコンクリートの剥離が進み圧壊の兆候が見られた。その後、R = 3.0% 正載荷時に最大耐力の +336 kN (試験体 RC の約 25% 増) に至った。R = 4.0% 時に、壁とスラブの接着接合面において目開きを確認したが、急激に耐力が落ちることなく、R = 8.0% まで最大耐力の 75% の耐力を保持したまま変形が進み、靱性のある挙動を示した。

両試験体とも、設計通り直交梁の曲げ降伏先行型となっていることと、R = 1.0% (1/100rad) まで耐力が低下することなく、目標とする変形性能を満たしていることを確認した。

両試験体とも、設計通り直交梁の曲げ降伏先行型となっていることと、R = 1.0% (1/100rad) まで耐力が低下することなく、目標とする変形性能を満たしていることを確認した。

4.2 損傷状況

4.2.1 ひび割れ状況

図 - 5 の Q = 約 240 kN 時の壁及びスラブのひび割れ状況を示す。この時、試験体 RC において R = 1.0%、試験体 W において R = 0.8% であった。Q = 約 240 kN までに、ひび割れは (1) から (3) の順に発生した。試験体

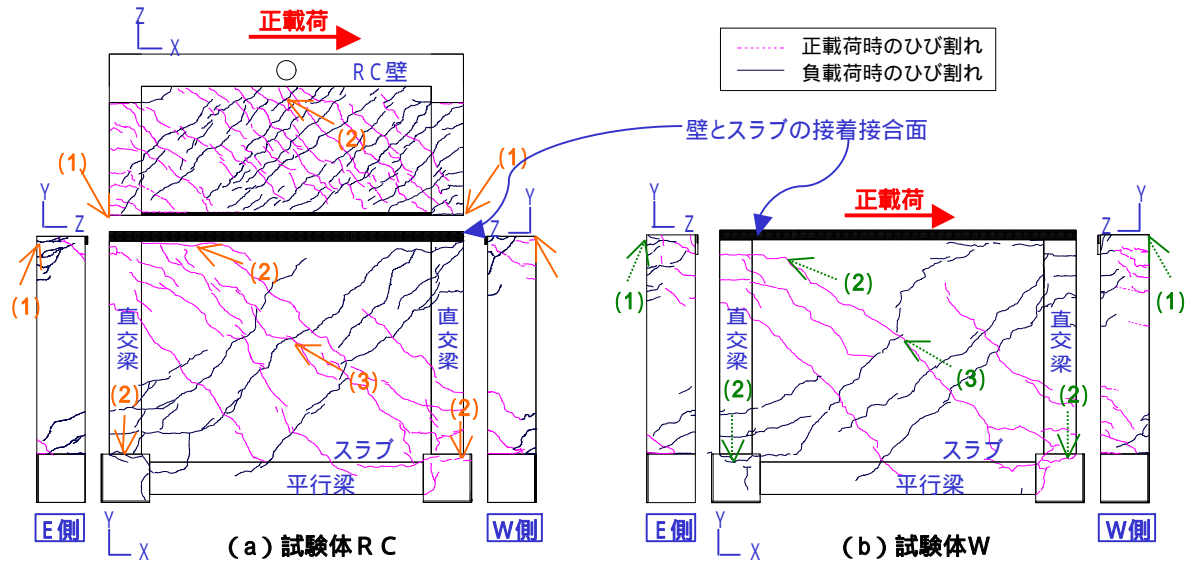


図 - 5 Q = 約 240kN 時のひび割れ状況

表 5 鉄筋の降伏順序

試験体 RC	荷重	試験体 W
(位置ア)のスラブ上下端筋	220 kN	-
(位置イ・イ')の直交梁上端筋 (位置ウ)の直交梁下端筋	230 kN	-
(位置カ)のスラブ上端筋	250 kN	(位置ウ・ウ')の直交梁下端筋
(位置エ)の直交梁下端筋 (位置オ・オ')の直交梁上端筋 (位置イ)の直交梁上端筋 (位置キ・ク)のスラブ上端筋	270 kN	(位置イ)の直交梁上端筋 (位置エ)の直交梁下端筋
	300 kN	(位置ア)のスラブ上下端筋
	320 kN	(位置オ・オ')の直交梁上端筋 (位置イ)の直交梁下端筋 (位置イ')の直交梁上端筋 (位置カ・ケ・コ)のスラブ上端筋
	340 kN	(位置ク・サ・ス)のスラブ上下端筋 (位置シ)のスラブ上端筋

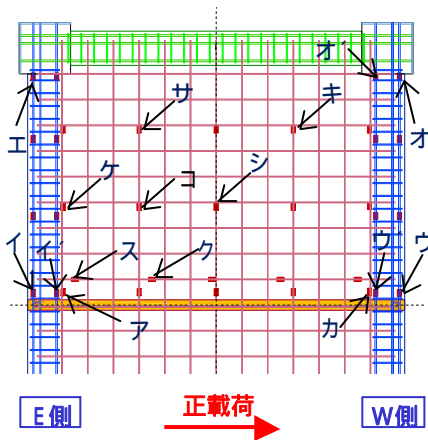


図 6 鉄筋の降伏位置

RC の壁に対しては、1 回目の正及び負荷荷時に最大ひび割れ幅を、また、除荷時に残留ひび割れ幅をクラックスケールを用いて計測した。両試験体とも、 $Q = 30 \text{ kN}$  未満で直交梁中央部に曲げひび割れ、 $Q = 170 \text{ kN}$  で直交梁端部に曲げひび割れとスラブに壁に平行するひび割れ、 $Q = 210 \text{ kN}$  でスラブ全体を横断する斜めひび割れが発生した。また、試験体 RC の壁には、 $Q = 30 \text{ kN}$  において、引張側壁脚部に曲げひび割れが生じた。この時、壁の平均せん断応力は  $0.2 \text{ N/mm}^2$  であった。その後、壁端部に数本の曲げひび割れが発生し、曲げせん断ひび割れに進展した。 $Q = 170 \text{ kN}$  ( $= 1.3 \text{ N/mm}^2$ ) で、壁中央にせん断ひび割れが生じ初め、試験終了  $Q = 270 \text{ kN}$  ( $= 2.0 \text{ N/mm}^2$ ) までに壁全体に多数のせん断ひび割れが発生した。最大ひび割れ幅に関しては、引張側壁脚部に曲げひび割れ幅が、 $R = 1.0\%$  ( $Q = 270 \text{ kN}$ ) 負荷荷時に  $0.6 \text{ mm}$  程度まで大きくなったが、その他の曲げひび割れ幅は  $0.2 \text{ mm}$  以下であり壁脚部に損傷が集中したといえる。せん断ひび割れ幅も、 $0.2 \text{ mm}$  以下であった。残留ひび割れ幅に関しては、最も大きいもので、引張側壁脚部の曲げひび割れ幅が  $0.35 \text{ mm}$  であった。

両試験体を比較すると、スラブに関しては試験体 RC の方に多くのひび割れが発生し、直交梁に関しては、試験体 W の方に多くのひび割れが直交梁中央に集中することなく広範囲に発生した。

#### 4.2.2 鋼材の降伏の順序

図 - 6 及び表 - 5 に鉄筋の降伏位置及び順序を示す。なお、降伏は全て引張降伏であった。表 - 5 より、全体的に、試験体 RC は試験体 W に比べての鉄筋降伏時期が早い。試験体 RC では  $Q = 220 \text{ kN}$  時に壁に直交するスラブ筋が降伏した後、直交梁主筋の中央及び端部が次々に降伏した。一方、試験体 W では  $Q = 250 \text{ kN}$  時に直交梁主筋がスラブ筋に先行して降伏し、スラブ筋が降伏するの

は  $Q = 300 \text{ kN}$  以降であった。

なお、試験体 RC の壁の壁筋・曲げ抵抗筋及びシアース筋、試験体 W の波形鋼板耐震壁のフランジ及び波形鋼板は降伏しなかった。

#### 4.2.3 直交梁主筋の歪の分布

図 - 7 に直交梁主筋の歪ゲージ計測位置、図 - 8 及び図 - 9 に正荷荷時における E 側及び W 側直交梁主筋の歪の分布を示す。図 - 8 より、E 側直交梁上端筋に関して、 $Q = 150 \text{ kN}$  までは両試験体に大きな違いは見られない。 $Q = 150 \text{ kN}$  以降、試験体 RC では直交梁中央の E1 の歪が局所的に増大し  $Q = 250 \text{ kN}$  時に E1 は降伏する一方、試験体 W では E2 の歪も徐々に増加し  $Q = 250 \text{ kN}$  の時点では E1 は降伏しなかった。図 - 9 より、W 側直交梁下端筋に関して、両試験体に大きな違いは見られないが、試験体 W の方が W1 の歪が若干大きい。

#### 4.2.4 スラブ筋の歪の分布

図 - 10 にスラブ筋の歪ゲージ位置、図 - 11 及び図 - 12 に正荷荷時における壁に平行なスラブ上端筋と壁に直交するスラブ上端筋の歪の分布を示す。 $Q = 150 \text{ kN}$  までは両試験体に大きな違いは見られない。 $Q = 150 \text{ kN}$  以降は、試験体 RC では H5、V1 の歪が局所的に増大し  $Q = +250 \text{ kN}$  時に降伏したが、試験体 W では H1、H3 及び V2 も H5 や V1 と同等に歪が増加し、 $Q = 250 \text{ kN}$  の時点では H5 や V1 は降伏しなかった。

#### 4.2.5 考察

4.2.2 から 4.2.4 までで両試験体の実験結果にいくつかの差が生じた。この原因を究明するために、図 - 13 に示すように各々の壁の特徴からせん断応力の伝達機構を考えた。図 - 13 (a) に示すように、試験体 RC では、壁に斜め圧縮束が形成され、壁のせん断応力の垂

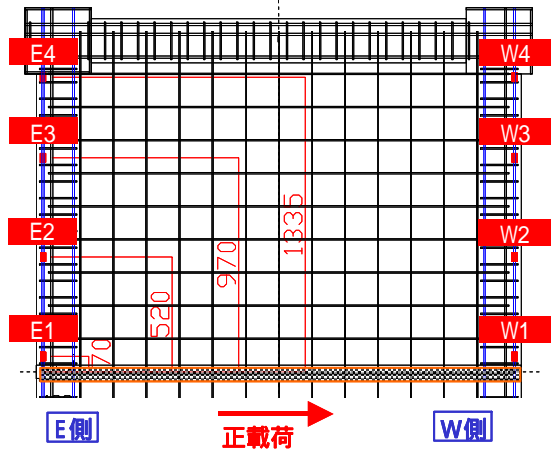


図 - 7 直交梁主筋の歪ゲージ位置 (mm)

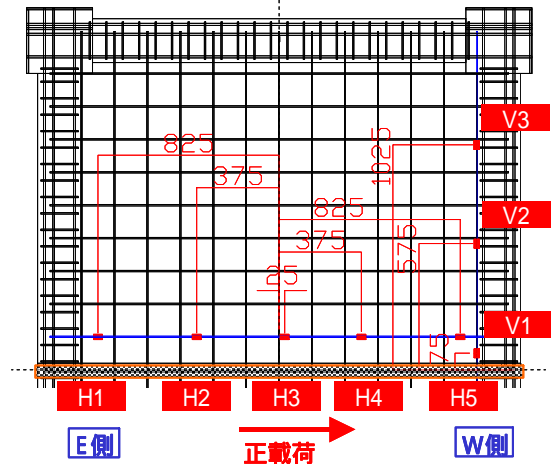
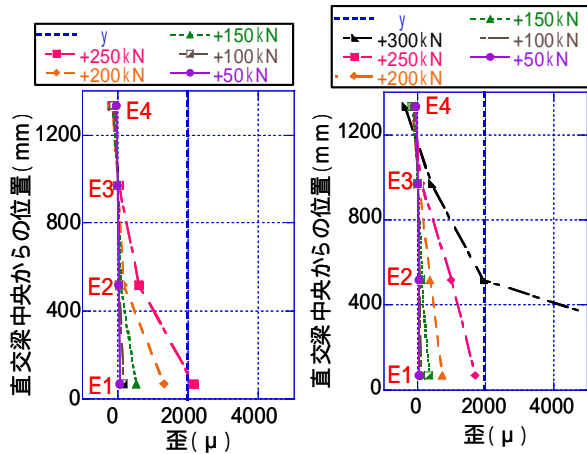
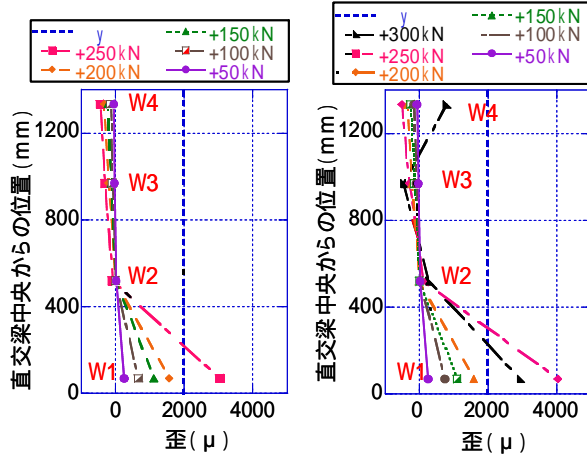


図 - 10 スラブ筋の歪ゲージ位置 (mm)



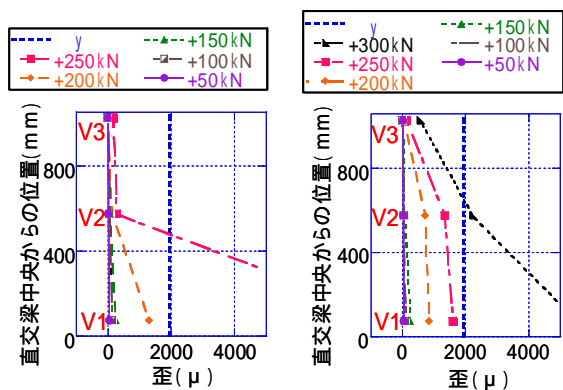
(a) 試験体 R C (b) 試験体 W  
図 - 8 E側直交梁上端筋 (E1~E4) の歪



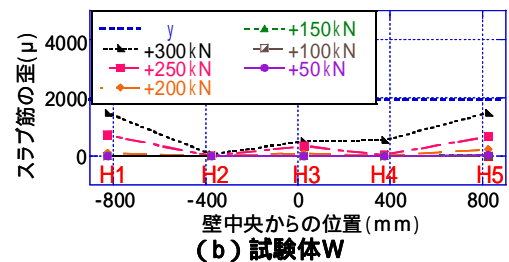
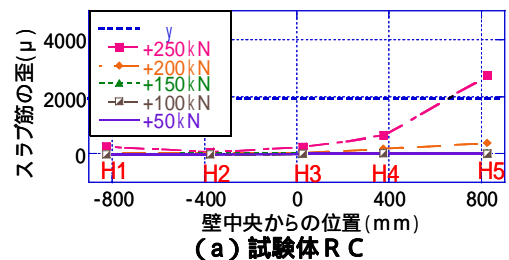
(a) 試験体 R C (b) 試験体 W  
図 - 9 W側直交梁下端筋 (W1~W4) の歪

直成分は W 側壁脚部から近傍の直交梁とスラブに局所的に応力が伝達される。また、壁のせん断応力の水平成分は W 側直交梁中央に集中的に入力され、直交梁は外側へはらみ、ねじりモーメントが発生する。

一方、図 - 13 (b) に示すように、試験体 W では、波形鋼板耐震壁は RC 壁のような圧縮束が形成されず、純せん断応力場となり、また、壁によってスラブの変形が拘束されることがないので、壁のせん断応力の水平成



(a) 試験体 R C (b) 試験体 W  
図 - 11 壁に直交するスラブ上端筋 (V1~V3) の歪



(a) 試験体 R C (b) 試験体 W  
図 - 12 壁に平行なスラブ上端筋 (H1~H5) の歪

分は分散してスラブに伝達される。またスラブに伝達された応力は、スラブから直交梁へ、直交梁の材軸方向へ広がりを持って伝わると考えられる。なお、壁のせん断応力の垂直成分はスラブの協力幅を含めた直交梁に入力される。

以上のせん断応力伝達機構の違いより、4.2.3 及び 4.2.4 において、試験体 W に比べ、試験体 R C では、直交梁主筋 (W1) とスラブ筋 (H5, V1) に損傷が集中



すると共に全体的に鉄筋の降伏時期が早かったと推測される。

#### 4.4 変形成分分析

図 - 1 4 に各水平荷重段階において、層間変形角  $R$  を壁の曲げ変形、せん断変形、回転変形及び滑り変形に成分分析したものを示す。曲げ及びせん断変形は壁の両側及び対角線状に取り付けた変位計の値より、回転変形は両側直交梁中央位置に取り付けた変位計の値の差より算出した。また、滑り変形は壁と床との相対的な水平変形を計測するように取り付けた変位計の値より算出した。両試験体とも、回転変形が最も大きい。続いてせん断変形が大きな割合を占めるが、試験体 W において  $Q = 200\text{kN}$  以降大きく変化しない一方、試験体 RC では  $Q = 200\text{kN}$  以降も増大した。曲げ及び滑り変形は、試験体 W ではほとんど生じていない。一方、試験体 RC において、曲げ変形は荷重段階が進むにつれて微小ではあるが

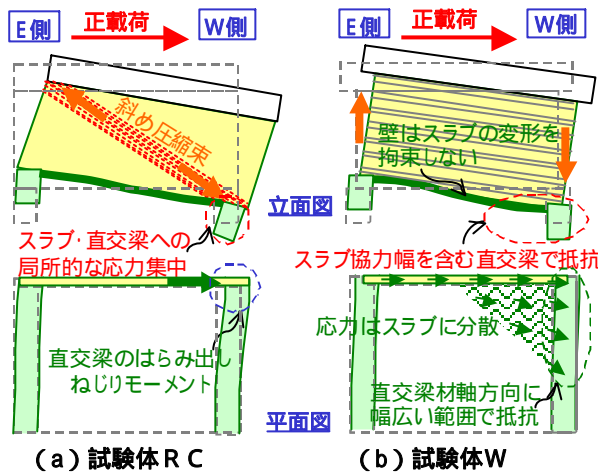


図 - 1 3 せん断応力伝達機構

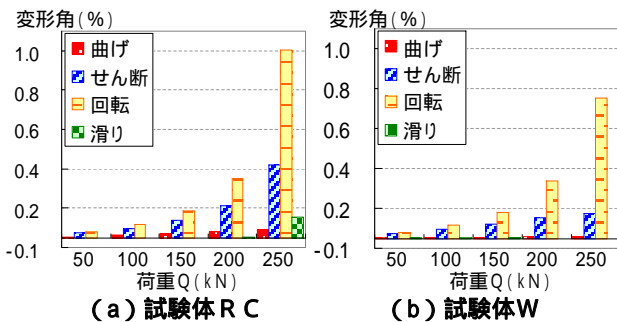


図 - 1 4 変形成分分析

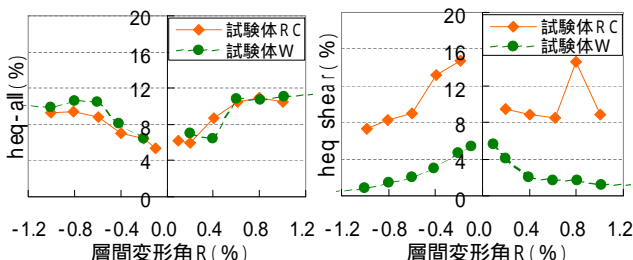


図 - 1 5 等価粘性減衰定数

徐々に増大し、滑り変形は  $Q=200\text{kN}$  以降に急激に増大した。

#### 4.5 等価粘性減衰定数

図 - 1 5 に水平荷重 - 層間変形角及び水平荷重 - 壁のせん断変形角関係から求めた等価粘性減衰定数  $heq\text{-all}$  及び  $heq\text{-shear}$  を示す。いずれも定常ループとなる繰り返し荷重 2 回目の履歴から算出した値である。図 - 1 5 (a) において両試験体の等価粘性減衰定数には大きな違いは見られず、 $R = 0.2\%$  サイクルで  $heq\text{-all} = 6\%$  程度、その後変形の増大にともなって上昇し、 $R = 0.6\%$  サイクルで  $heq\text{-all} = 10\%$  を超えた。一方、図 - 1 5 (b) において、試験体 RC は  $heq\text{-shear} = 7 \sim 16\%$  を示すが試験体 W は  $heq\text{-shear} = 1 \sim 6\%$  であり、壁のせん断変形によるエネルギー消費が RC 壁に比べ波形鋼板壁では小さい。

#### 5. まとめ

構面外に接着工法を用いて RC 壁と波形鋼板耐震壁を設置した架構、試験体 RC と試験体 W の静的荷重実験を行った。実験により以下のことを確認した。

- ・ 両試験体とも設計通り直交梁の曲げ降伏が先行し、層間変形角  $1/100$  まで急激に耐力が低下することなく、目標とする変形性能を有した。
- ・ RC 壁と波形鋼板耐震壁の特徴から、各試験体のせん断応力の伝達機構を考えた。試験体 RC は局所的な応力集中がある一方、試験体 W は応力が分散して伝達される機構を有しているため、直交梁主筋やスラブ筋の歪は、試験体 W に比べて試験体 RC において、局所的に増大し降伏時期も全体的に早かったと考えられる。
- ・ 変形角の成分分析では、両試験体とも回転変形成分が最も大きかった。試験体 RC では荷重段階が進むにつれて RC 壁自体の曲げ及びせん断変形と滑り変形も増加したが、試験体 W では  $Q = 200\text{kN}$  以降、回転変形以外はほとんど増加しなかった。

#### 参考文献

- 1) 財団法人 日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説，2001
- 2) 毛井崇博ほか：ノンアンカー工法による RC 補強耐震壁の実験的研究，日本建築学会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，2000，pp.393-394，2000.6
- 3) 4) 麻生直木，太田義弘ほか：波形鋼板耐震壁の力学性状に関する研究その 1，その 2，日本建築学会大会学術梗概集，pp.1123 ~ 1126，2006.9