

# 論文 RC 造方立壁の損傷制御法に関する提案と検証

松尾 啓斗\*1・水谷 駿介\*2・尹 ロク現\*3・真田 靖士\*4

**要旨:** 本稿では、RC 造方立壁の構造性能の把握および損傷制御法を検討するため静的載荷実験を行った。試験体は壁縦筋の定着の有無と部分スリットの有無を変動因子とする 3 体の実大試験体である。実験の結果、方立壁の損傷は、壁縦筋の定着を解消およびスリットの設置によって概ね制御されることを確認した。とくに、壁縦筋の定着を解消した試験体は基準試験体のせん断耐力と同等の耐力を有し、変形性能が向上することを確認した。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, 非構造壁, 実大実験, 損傷, 被災度区分判定

## 1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震<sup>1)</sup>や 2016 年熊本地震<sup>2)</sup>などの近年の国内地震では、既存不適格な鉄筋コンクリート造（以下、RC）建物を除外すると、RC 建物の構造部材の地震動による被害は総じて小さかった。一方、近年の地震における RC 建物の典型的な地震被害として、一般に非構造部材として扱われる方立壁の損傷が挙げられる（Fig.1）。方立壁など非構造部材は構造性能に寄与しない部材として、構造計算では考慮されていない。一方、非構造壁の被害が生じると住機能が著しく損なわれ、継続使用が困難となる事例が度々報告されている<sup>3),4)</sup>。

以上のような研究背景を踏まえ、本研究では方立壁の構造性能を明らかにするとともに地震後の RC 建物の継続使用性に着目する。本稿では典型的な RC 方立壁の構造性能の把握と配筋およびスリットを操作することによる損傷制御法の検討を目的に、構造実験を実施した結果について報告する。

## 2. 実験計画

### 2.1 研究対象建物の概要<sup>4)</sup>

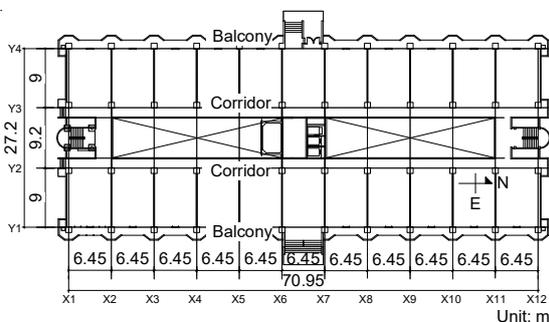
本研究の対象建物は、東北地方太平洋沖地震で被災し



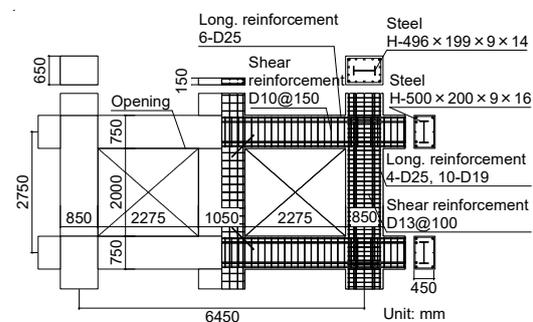
**Fig.1** Damage of non-structural walls observed in the 2016 Kumamoto earthquake

た 1987 年竣工 11 階建て（高さ 30.9m）の鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）構造の集合住宅である。建物の基準階伏図を Fig.2 に示す。桁行方向約 71m、梁間方向約 27m の対称な平面形状であり、本研究で対象とする桁行方向はラーメン構造であり、ラーメンの柱間に構造躯体と切り離されていない方立壁を有していた。Fig.3 に示すようにスパン内で並列する掃出し窓の間に幅が約 1m の方立壁が配置されていた。方立壁の構造詳細について、縦、横筋は D10@180 ダブル、壁端部の縦筋および隅角部の開口補強筋のみ D16 がダブルに配筋されていた。

設計図書による使用材料について、コンクリートは設



**Fig.2** Ground floor plan



**Fig.3** Details of typical exterior frame

\*1 大阪大学 工学部 (学生会員)

\*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 (学生会員)

\*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 特任研究員 博士 (工学) (正会員)

\*4 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

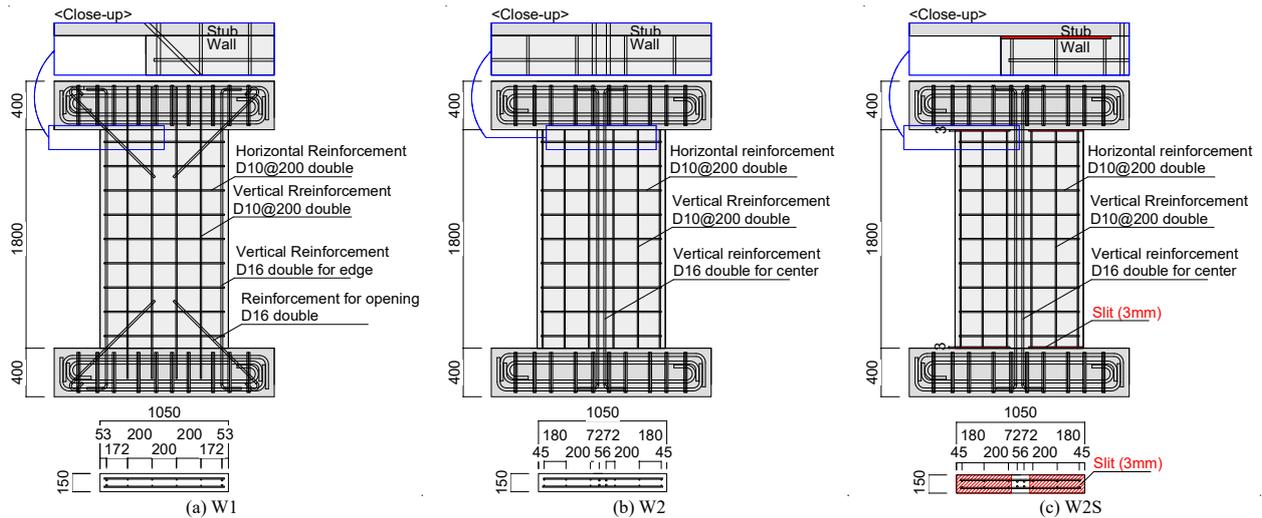


Fig.4 Dimensions and reinforcement details of specimens

Table1 Specifications of flat walls

	Prototype	W1	W2	W2S
t × D	150 × 1050	150 × 1050	150 × 1050	150 × 1050
Height	2000	1800	1800	1800
Vertical reinforcement	D10@180 double (D16 double for edge) ( $p_{vw}=0.52\%$ )	D10@200 double (D16 double for edge) ( $p_{vw}=0.48\%$ )	D10@200 double (D16 double for center) ( $p_{vw}=0.48\%$ )	D10@200 double (D16 double for center) ( $p_{vw}=0.48\%$ )
Horizontal reinforcement	D10@180 double ( $p_{wh}=0.52\%$ )	D10@200 double ( $p_{wh}=0.48\%$ )	D10@200 double ( $p_{wh}=0.48\%$ )	D10@200 double ( $p_{wh}=0.48\%$ )
Reinforcement for opening	D16 double	D16 double	None	None
Anchorage of D10	With	With	Without	Without
Slit	Without	Without	Without	With

$p_{vw}$ : Vertical reinforcement ratio of wall

$p_{wh}$ : Horizontal reinforcement ratio of wall

Table2 Material properties of concrete

Specimen	Elastic modulus	Compressive strength
W1	$2.69 \times 10^4$	27.7
W2	$2.53 \times 10^4$	27.4
W2S	$3.09 \times 10^4$	29.0

Unit: N/mm<sup>2</sup>

Table3 Material properties of reinforcement

Type	Elastic modulus	Yield stress	Tensile strength
D10	$1.85 \times 10^5$	375	506
D16	$1.66 \times 10^5$	351	510

Unit: N/mm<sup>2</sup>

計基準強度が 21N/mm<sup>2</sup>、鉄筋は D19 以上が SD345、D16 以下が SD295A である。鉄骨柱は 1 階から 5 階が SM490、6 階以上が SS400 であり、梁は 2 階から 7 階が SM490、8 階以上が SS400 である。

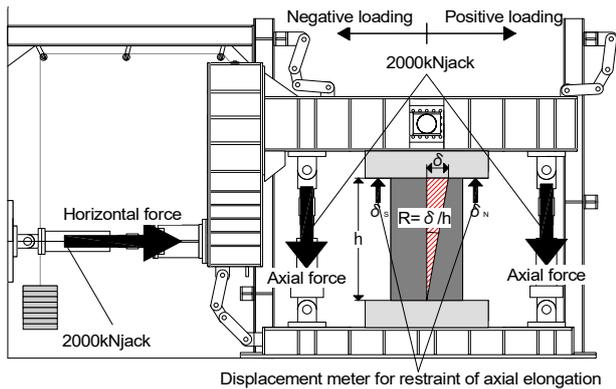
## 2.2 試験体計画

Fig.3 に研究対象建物 10 階の代表的な桁行方向 1 スパンの構造詳細を示す。本研究ではこの 1 層 1 スパン部分架構の方立壁のみを模擬する模型を製作し、とくに方立壁の構造性能を明らかにするため構造実験を計画した。

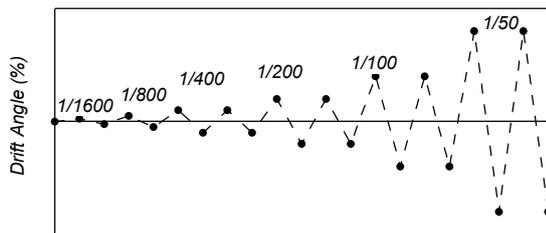
Table1 に試験体の構造詳細を示す。実験変数は壁縦筋の定着の有無およびスリットの有無である。Fig.4 に試験体の配筋図を示す。また、同図に壁-スタブ境界の部分拡大図を併せて示す。ここで、試験体立面は上下、左右に对称である。試験体形状は壁厚×幅が 150mm×1,050mm であり、壁の高さは 1,800mm である。W1 試験体は標準試験体であり、縦、横筋は D10@200 ダブル、壁端部の縦筋および隅角部の開口補強筋のみ D16 ダブルを配した。W2 試験体は標準試験体の隅角部の開口補強筋 (2-D16) を壁中央に配筋し (4-D16)、縦筋の D10 については端部の定着を無くした。W2S 試験体は W2 試験体と配筋は同様であるものの、壁上下の四隅に幅×厚さが 450mm×3mm のスリットを設けた。スリット長さは壁中央に配筋された 4-D16 のかぶり厚さを確保できるように、また、スリット幅は層間変形角  $R=1/200\text{rad}$  までに壁隅角部とスタブが接触しない方針で設計した。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性は Table2 および 3 にそれぞれ示す。

## 2.3 载荷計画

Fig.5 に载荷時の試験体設置図および载荷履歴を示す。試験体は载荷フレームに PC 鋼棒で固定し、反力壁に取り付けた水平オイルジャッキにより静的漸増繰返し载荷を行った。既往の研究<sup>4)</sup>により主体架構と一体の RC 方立壁の比較的大きな耐力寄与は、方立壁の塑性化に伴う軸方向伸びの発生と周辺架構の拘束による圧縮軸力の作用に起因することが示された。そこで、本研究では方立壁に作用し得る圧縮軸力の上限を想定し、試験体の軸方向伸びを完全拘束して载荷を行うことにした。方立壁伸びを完全拘束するため、上スタブ下面に取り付けた鉛直変位計 (Fig.5(a)) において、その変位が  $\delta_S = \delta_N = 0$  となるように鉛直オイルジャッキによって軸力を作用させた。水平方向载荷では、方立壁の頂部の水平変位  $\delta$  を計測高



(a) Test set-up



(b) Loading history

Fig.5 Test set-up and loading history

さ  $h$  ( $=1,800\text{mm}$ , Fig.5(a)参照) で除した変形角  $R$  ( $=\delta/h$ ) に基づいて変位制御し,  $1/1600$  および  $1/800\text{rad}$  を 1 サイクル,  $1/400$ ,  $1/200$ ,  $1/100$  および  $1/50\text{rad}$  を 2 サイクルずつ与えた。また, 方立壁がせん断破壊し, 軸力を保持できなくなった時点で載荷を終了した。

### 3. 実験結果とその分析

#### 3.1 荷重と変形角関係および破壊経過

各試験体の荷重-変形角関係を Fig.6 に, 破壊経過を Fig.7 にそれぞれ示す。Fig.6 では壁のせん断ひび割れ発生点■, 横筋の降伏点◇, 最大耐力点○, 耐力 80%低下点●, せん断破壊点または曲げ圧壊点×を併せて示す。

##### (1) 試験体 W1

$R=1/1600\text{rad}$  のサイクルにおいて壁の上下端部に曲げひび割れが確認された。 $R=1/400\text{rad}$  のサイクルにおいて壁にせん断ひび割れが生じた。また, 負荷荷時に方立壁の横筋が降伏した。 $R=1/200\text{rad}$  のサイクルでは最大耐力

$604\text{kN}$  が記録された。その直後に壁のせん断破壊による耐力低下が生じた。

##### (2) 試験体 W2

$R=1/1600\text{rad}$  のサイクルにおいて壁とスタブの境界に曲げひび割れが発生した。 $R=1/200\text{rad}$  のサイクルにおいてせん断ひび割れが生じ, せん断補強筋の降伏が認められた。また, 同サイクルの変形角  $0.47\%\text{rad}$  時に最大耐力  $611\text{kN}$  が記録された。 $R=1/100\text{rad}$  のサイクルにおいて壁のせん断破壊による耐力低下を確認した。

縦筋の定着の有無に着目して破壊状況を比較すると, Fig.7(b)に示すように, W2 試験体は壁板の端部(スタブとの境界)を除いて曲げひび割れが発生しなかった。壁縦筋の定着を無くすことによって, 方立壁の曲げひび割れの発生が抑制されたことがわかる。また, 変形の進行に伴いせん断による損傷は発生したもの, 同一な部材角において損傷はより少なかった。

##### (3) 試験体 W2S

$R=1/200\text{rad}$  のサイクルにおいて壁端部に曲げひび割れが発生した。 $R=1/100\text{rad}$  のサイクルにおいて方立壁の隅角部がスタブと接触し, 耐力の急激な上昇が認められた。また, 同サイクルにせん断ひび割れが発生した。 $R=1/50\text{rad}$  のサイクルにおいて最大耐力  $452\text{kN}$  が記録された。また, その後に壁の隅角部の圧壊と壁端部の縦筋の座屈が確認され, それに伴い耐力低下が生じた。

スリットの有無に着目して破壊性状を比較すると, Fig.7(c)に示すように, W2S 試験体は壁がスタブに接触するまでせん断ひび割れが生じずに, 壁端部に軽微なひび割れのみ発生した。スリットによって, 方立壁の損傷が制御されていることがわかる。しかし, W2S 試験体の壁がスタブに接触した後においては, W2 試験体と同様の損傷状況を示したが, 最終的には壁端部が曲げ圧壊した。

#### 3.2 圧縮軸力と変形角関係

各試験体の圧縮軸力-変形角関係を Fig.8 に示す。方立壁に作用した最大圧縮軸力は, 変形の進行に伴い上昇した。W1 試験体では  $1041\text{kN}$  (軸力比 $=0.24$ ), W2 試験体では  $1456\text{kN}$  (軸力比 $=0.34$ ), W2S 試験体では  $1079\text{kN}$  (軸力比 $=0.24$ ) が記録された。W2 試験体の最大圧縮軸

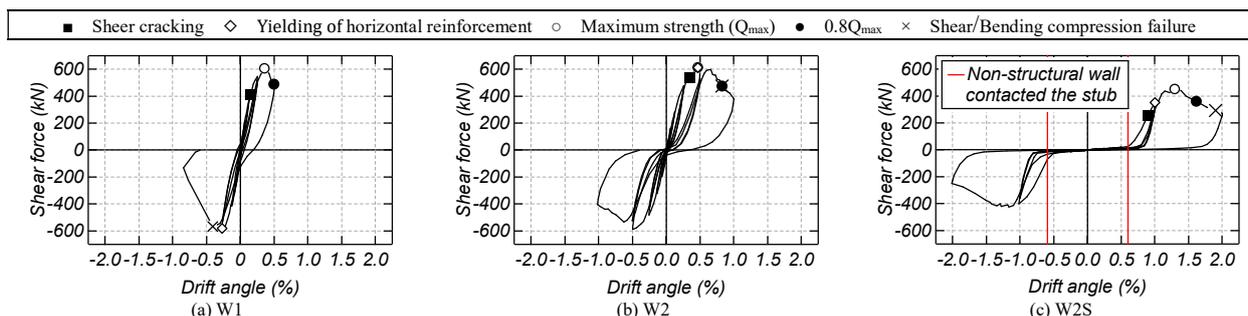


Fig.6 Shear force vs. drift angle relationships

力は W1 の約 1.4 倍であった。W2S 試験体の最大圧縮軸力は W1 と同程度であった。しかし、壁がスタブに接触する  $R=1/100\text{rad}$  のサイクル以前では最大 143kN であった。同サイクルにおいて壁がスタブに接触し、せん断力の急激な上昇とともに圧縮軸力も急激に上昇した。

### 3.3 損傷量の検討

#### (1) 残留ひび割れ総長さおよびコンクリート剥落面積

各試験体の残留ひび割れ長さの推移を Fig.9 に、コンクリート剥落面積の推移を Fig.10 に示す。Fig.9 の残留ひび割れ幅は被災度判定基準<sup>5)</sup>を参考に、残留ひび割れ幅 0.2mm 以下 (損傷度I), 0.2mm~1.0mm (損傷度II), 1.0mm~2.0mm (損傷度III), 2.0mm 以上 (損傷度IV) に分けて集計した。また、各損傷量は以下の条件下で集計および算定した。

①残留ひび割れ総長さの算定の際には、残留ひび割れ幅が 0 となったひび割れとコンクリートの剥落により欠

損した部分のひび割れ長さは計測対象外とした。

②欠損面積の算定は、残留ひび割れ幅の最大値×ひび割れ長さによって算定した各ひび割れ面積と、コンクリートの剥落による欠損面積の合計値を用いた。

W1 試験体ではせん断ひび割れが発生した  $R=1/400\text{rad}$  のサイクルから急増し、変形角の進行に伴いひび割れの拡幅および総ひび割れ長さの増加が確認された。

W2 試験体では、 $R=1/400\text{rad}$  のサイクルまでに最大 1mm 未満のひび割れが発生した。これは壁縦筋の定着を無くしたことによって、壁とスタブ境界部に曲げひび割れが発生したためである。その後のサイクルにおいて方立壁にせん断ひび割れが発生し、総ひび割れ長さが急増した。W1 試験体と比較すると、壁縦筋の定着を無くすることで W1 試験体よりせん断ひび割れの発生が遅延され、同変形レベルでの損傷の抑制効果が確認できた。

W2S 試験体では、スリットによって変形角  $0.6\%/\text{rad}$  (方

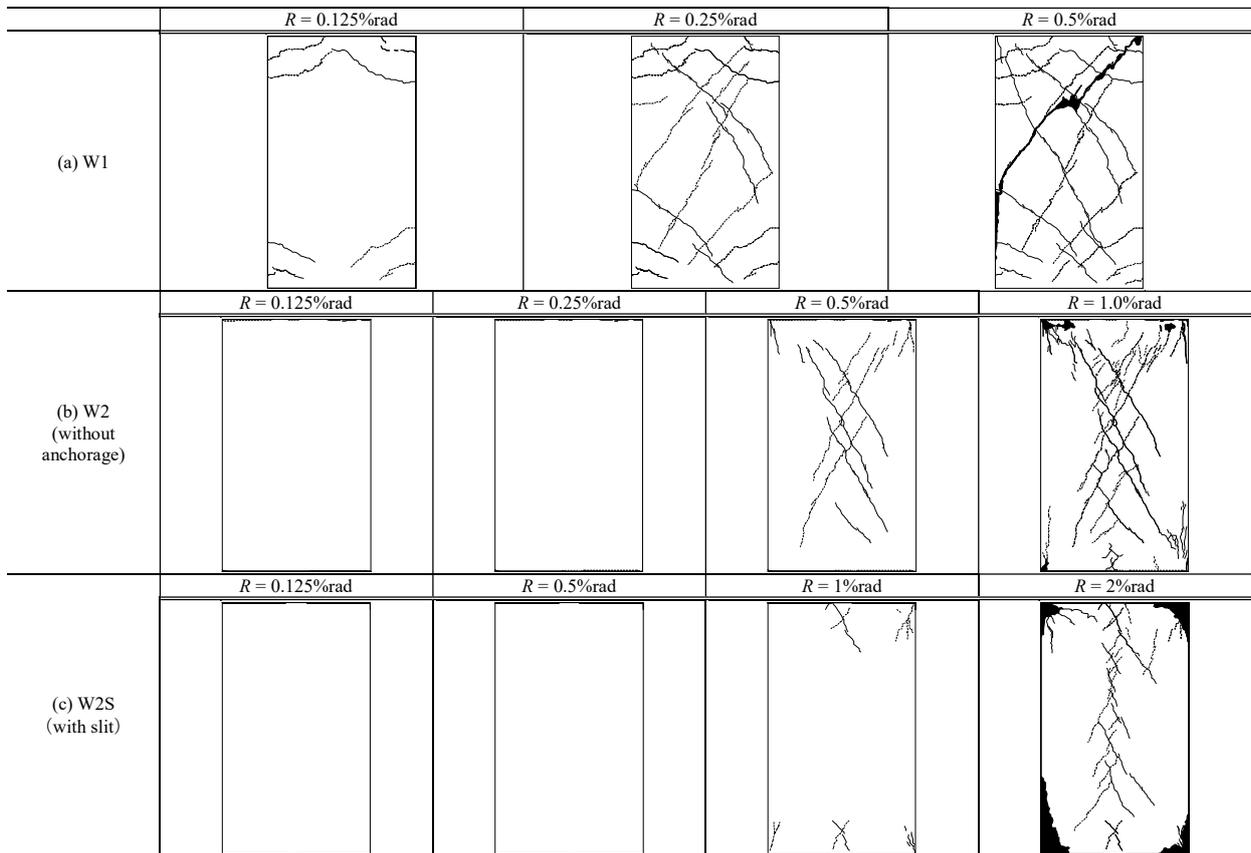


Fig.7 Crack patterns

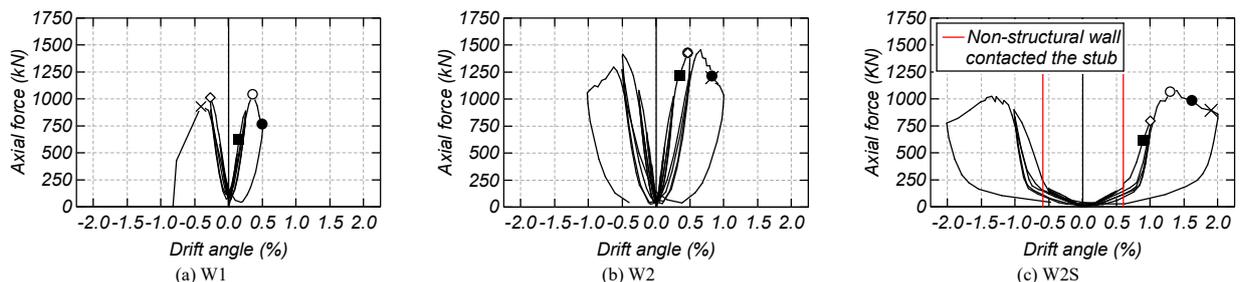


Fig.8 Axial force vs. drift angle relationships

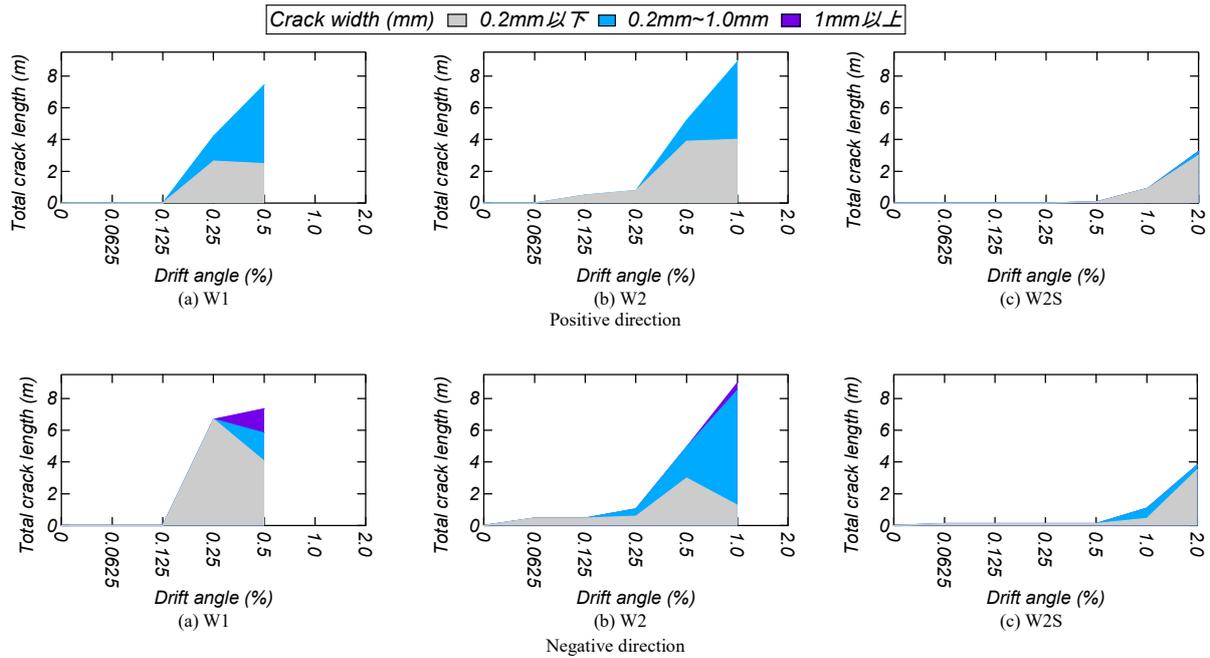


Fig.9 Transition of total residual crack lengths

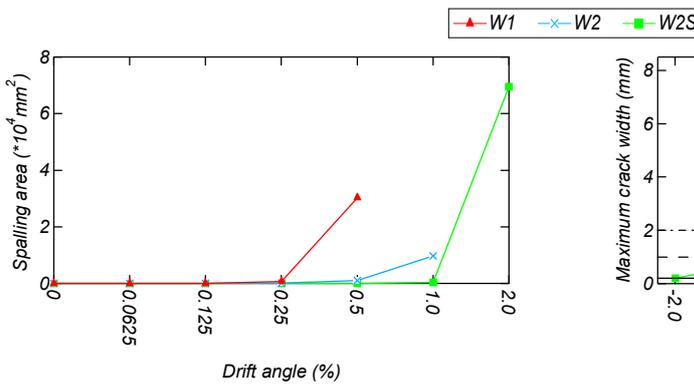


Fig.10 Transition of spalling area

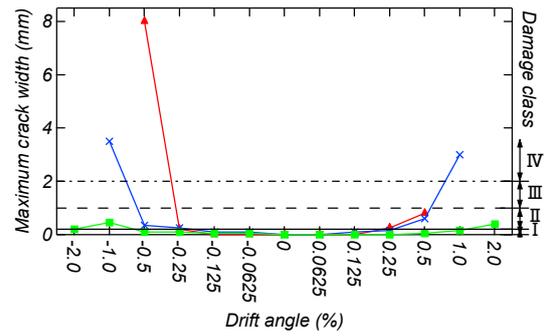


Fig.11 maximum residual crack widths

立壁の隅角部がスタブに接触するとき) まではほぼひび割れが発生せず、同変形レベルでの損傷の抑制効果が確認できた。一方、方立壁がスタブに接触した後は方立壁にせん断ひび割れが発生し、総ひび割れ長さが急激に増加した。

コンクリート剥落面積について W1 と W2 試験体ではせん断破壊後にコンクリート剥落面積が急増した。一方、W2S 試験体では方立壁がスタブに接触し、曲げ圧壊した後に、コンクリートの剥落が顕著になり欠損面積が急激に増加した。

#### (2) 最大残留ひび割れ幅

各試験体の最大残留ひび割れ幅の推移を Fig.11 に示す。W1 と W2 試験体では最終的に損傷度IVのせん断ひび割れが観測された。一方、W2S では損傷度III以上のせん断ひび割れは見られなかった。ただし、最終破壊状況 ( $R=1/50$ rad のサイクル, Fig.7(c)参照) をみるとコンクリートの剥落や壁縦筋の座屈が観測されたため、損傷度判定に従うとV相当と判断された。

#### 4. 被災度区分判定による方立壁の耐震性能の検討

Fig.6 より方立壁の軸方向伸びを拘束すると高い水平力抵抗を示すため、構造部材としての役割も期待される。しかし、方立壁については既往の実験結果が少なく耐震性能低減係数  $\eta$  と損傷度の関係が明らかではないため、Fig.12 と Table4 に基づいて判定した。損傷度IV, V判定には Fig.12 の定義を、損傷度I ~ IIIの判定には Table4 の定義を適用した。また、Fig.13 は Fig.6 の実験結果に基づく荷重-変形角関係の包絡線に、上記の通り判定した損傷度の関係を併記したものである。なお、Fig.13 は損傷が相対的に大きかった負側の荷重-変形角関係を示す。

W1 試験体は変形角 0.36%rad で最大耐力および損傷度IV, 変形角 0.5%rad でのせん断破壊による急激な耐力低下により損傷度Vとなった。W2 試験体は、変形角 0.49%rad で損傷度IV, その後の耐力低下は緩やかであり変形角 0.8%rad で損傷度Vと、試験体 W1 と比較して耐力の劣化域である損傷度IV, Vの発現が遅くなっており、壁縦筋を定着しないことによる損傷制御性能の向上が確

Table 4 Damage class definition of RC columns and walls<sup>5)</sup>

Damage Class	Description of damage
I	· Visible narrow cracks on concrete surface (crack width is less than 0.2mm)
II	· Visible clear cracks on concrete surface (crack width is about 0.2 – 1.0mm)
III	· Local crush of concrete cover · Remarkable wide cracks (crack width is about 1.0 – 2.0mm)
IV	· Remarkable crush of concrete with exposed reinforcing bars · Spalling off of concrete cover (crack width is more than 2.0mm)
V	· Buckling of reinforcing bars · Cracks in core concrete · Visible vertical and/or lateral deformation in columns and/or walls · Visible settlement and/or leaning of the building

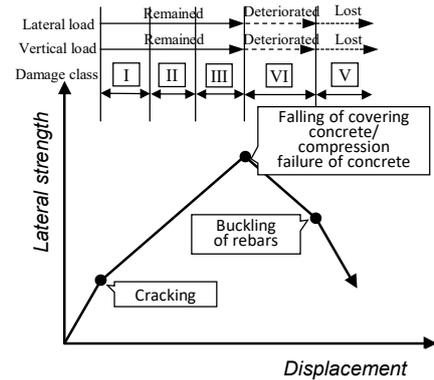


Fig.12 Damage class vs. load carrying capacity (brittle member)<sup>5)</sup>

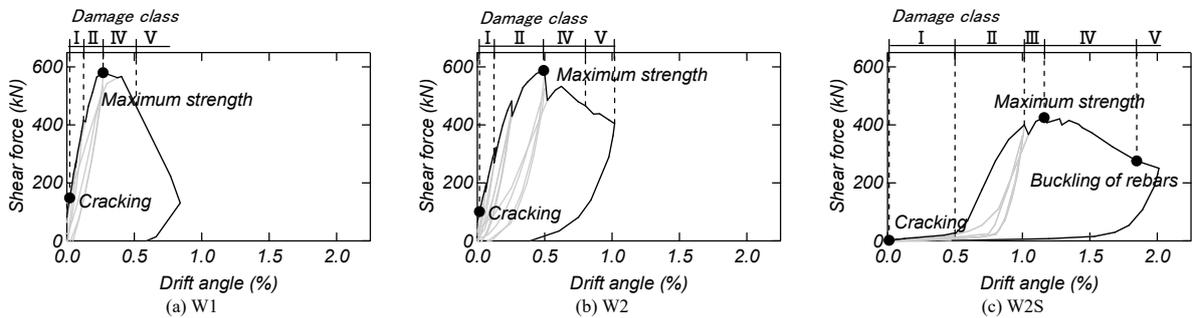


Fig.13 Shear force-drift angle relationships with damage classes

認められた。W2S 試験体は変形角 1.0%rad で損傷度IV，変形角 1.8%rad で損傷度Vと，W1，W2 試験体と比較して最大耐力に差はあるものの，変形角 0.6%rad までスリット部の接触は起こらず損傷度IV，Vの発現をさらに遅延することができ損傷制御性能の向上が確認された。

## 5. まとめ

本研究では，RC 方立壁の構造性能の把握および損傷制御法の検討を目的として，壁縦筋の定着の有無とスリットの有無を変動因子とする RC 方立壁の静的載荷実験を行った。また，被災度区分判定基準を用いて方立壁の耐震性能について考察した。以下に本研究により得られた知見をまとめる。

- (1) 方立壁における壁縦筋の定着を解消しても，一般的な方立壁と同程度の最大耐力を発揮することを実験的に確認した。また，軸伸びの拘束により方立壁に導入される軸力は縦筋の定着を解消した試験体 W2 が他の試験体の 1.4 倍程度であった。
- (2) 方立壁における縦筋の定着を解消することで，方立壁の端部に発生する曲げひび割れおよび同変形レベルにおいて損傷を抑制できることを確認した。
- (3) 方立壁にスリットを設けることで，方立壁がスタブと接触するまで壁の損傷制御に有効に機能すること

を確認した。

- (4) 被災度区分判定基準に基づいて方立壁の耐震性能について検討を行った。方立壁に配筋の修正およびスリットの設置によって損傷制御性能が向上することを確認した。

## 謝辞

本研究は文部科学省科学研究費補助金基盤研究 (A) 課題番号 17H01306 (研究代表者：真田靖士) の助成の下に実施した。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：東日本大震災合同調査報告 建築編 2，2015.1
- 2) 建築技術：建築技術—特集：熊本地震における地震特性と建築物の被害—，No.803，2016.12
- 3) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案—，1988.10
- 4) 小塩友斗，真田靖士，金裕錫：主体架構と一体の RC 造方立壁の構造性能評価，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.713，pp.1145-1153，2015.7
- 5) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2016.3.