

# 論文 縦筋引張降伏の有無が軽量 PCaRC 制振方立壁の地震時挙動に与える影響

志水 亮介\*1・太田 智大\*2・吉岡 智和\*3

**要旨:** 片面のみ摩擦ダンパー等を用い架構に取り付けた取替え可能な軽量 PCaRC 制振方立壁について、既往研究に比べ縦筋量を増やした試験体で水平加力実験を行った。その結果、(1)摩擦ダンパーの初期ボルト張力の総和を約 150kN 導入した場合、縦筋引張降伏を防止でき、減衰力として約 110kN 発揮した。(2)初期ボルト張力の総和を 300kN にすると縦筋の一部が引張降伏するものの、壁の浮き上がりに伴う脆性的な曲げ圧縮破壊が生じないまま、減衰力として 160kN 発揮した。(3) 三次元非線形有限要素法解析を用いた曲げ降伏時せん断力の解析値は実験値を概ね評価できた。

**キーワード:** 方立壁, 摩擦ダンパー, 地震時損傷

## 1. はじめに

RC, SRC 造のマンションの地震被害として、架構と分離されていない RC 非構造壁がせん断破壊する事例が多発している(例えば<sup>1)</sup>)。RC 非構造壁には構造スリットを設け、架構と縁切りすることが推奨されているものの、施工性が良く外壁の基本性能の確保が容易な部分スリット等が多用され、地震被害が繰り返されてきた。筆者らの一人は、RC 非構造壁の地震被害の防止、RC 非構造壁の制振デバイスとしての積極的な活用を目的とし、図-1 に示す軽量 PCaRC 制振方立壁(以下、制振壁と称す)を提案している。この制振壁は損傷時の取替えが容易に行えるようにプレキャスト乾式で架構に取り付け、高強度アルミ摺動材を用いた摩擦ダンパーファスナーにより架構に接続している。壁頭ファスナーに設けた摩擦ダンパーが方立壁に入力される力を制御し、かつ架構へ入力される地震エネルギーを吸収することで、方立壁自体と架構の損傷を抑制する機能を有している。

文献2では、この制振壁を対象として水平加力実験が行われ、方立壁に生じるひび割れ損傷、縦筋降伏を許容しつつ、目標せん断力 80kN 以上を発揮させた場合の地震時挙動が報告されている。そこでの知見として、せん断力 90kN 前後を発揮した場合は、方立壁に前述した損傷が生じるものの完全弾塑性型の荷重変形履歴ループを発揮すること、せん断力 170kN 前後を発揮させた場合は、加力途中にせん断力が急増し脆性的な曲げ圧縮破壊が生じることが報告されている。このせん断力急増の要因は、壁脚における縦筋引張降伏領域の拡大に伴い、方立壁が回転することで壁頭が持ち上がり、摩擦ダンパー部の方立壁に定着されたボルトが一緒に上昇し、連結板の長孔縁に接触することで鉛直下向きの拘束力が発生した結果

と推測されている。また、方立壁の曲げ降伏時せん断力は、三次元非線形有限要素法により概ね推測できることも報告されている。

そこで本研究では、本制振壁について縦筋の断面積と降伏点強度の向上を図った試験体の水平加力実験を行った。得られた実験結果を文献2の実験結果と比較しつつ、せん断力 90kN では縦筋未降伏となる制振壁の地震時挙動とエネルギー吸収性能、及びせん断力 180kN 前後を発揮した場合には、一部の縦筋降伏は許容するものの縦筋引張降伏領域を拡大させず脆性破壊の防止できるか確認した。この制振壁は、片面のみに設けられた上下ファス

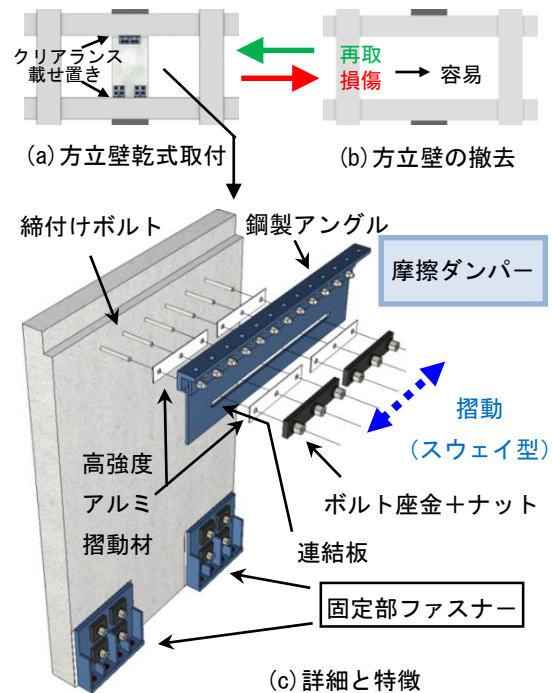


図-1 軽量 PCaRC 制振方立壁<sup>2)</sup>

\*1 九州大学大学院 芸術工学府 芸術工学専攻 修士課程 (学生会員)

\*2 九州大学大学院 芸術工学府 芸術工学専攻 修士課程

\*3 九州大学大学院 芸術工学研究院 環境デザイン部門 准教授・博士 (工学) (正会員)

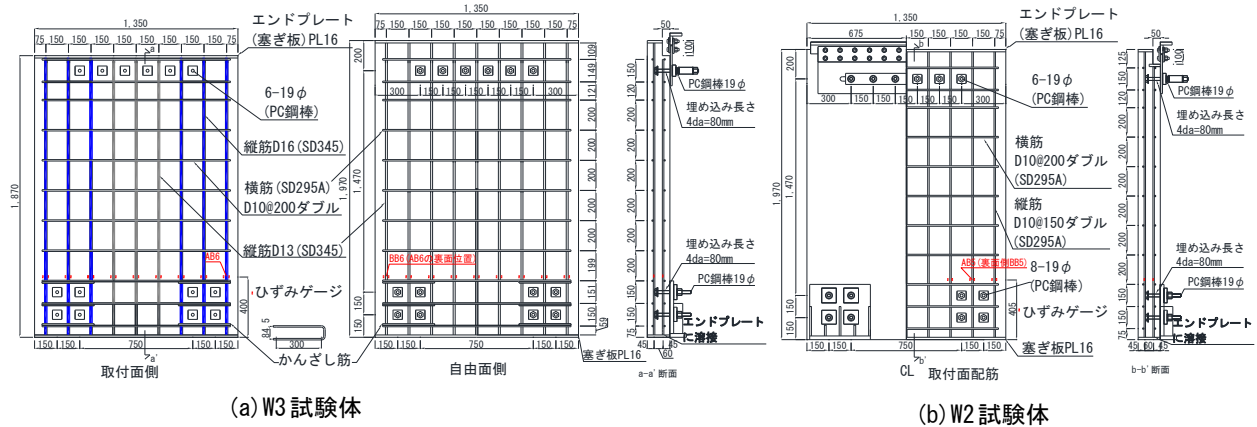


図-2 試験体の形状・寸法, 配筋, 及び縦筋ひずみ計測位置

ナーを介し荷重が伝達されるため, 三次元非線形有限要素法による上記の性能を満たす縦筋量を算定したので, その妥当性についても確認した。

## 2. 実験方法

### 2.1 試験体, 及び実験条件

本研究で用いた W3 試験体の形状・寸法, 配筋, 及び縦筋ひずみ計測位置を図-2 に, 上下ファスナー部の詳細を図-3 に, 試験体に用いたコンクリートの圧縮強度試験結果を表-1 に, 鉄筋等の引張試験結果を表-2 に示す。なお, 第3章で比較に用いた W2 試験体の形状寸法, 材料強度等を文献2より引用し, 図-2, 表-1, 及び表-2 中に併記した。

RC 方立壁の寸法は, 高さ 1970mm×幅 1350mm×厚さ 150mm とした。コンクリートには, 軽量1種コンクリートを使用した。配筋として, 横筋 D10@200 ダブル (SD295A) を配筋した。これらの仕様は W2 試験体と同様とした。一方, 曲げ降伏時せん断力の増加を意図し, 縦筋についてはファスナー取付面 (以下, 取付面と称す) 側の端部に 3-D16@150 (SD345) (図-2 中の青色), 同中央部に 3-D13@150 (SD345) (図-2 中の灰色), 取付面と逆のファスナーを取り付けていない面 (以下, 自由面と称す) 側に D13@150 (SD345) を 9 本配筋した。縦筋端部の定着方法は, W2 試験体と同様に壁頭・壁脚部にエンドプレート PL16 (SS400, 塞ぎ板と称す) を設け, それに縦筋を溶接しコンクリート機械式定着させた。なお, 塞ぎ板は縦筋を挿入するため穿孔し, 縦筋を挿入した後に全周隅肉溶接を施し塞ぎ板と連結した。加えて W3 試験体では壁脚の固定部内に最外縦筋の座屈防止のために U 型かんざし筋 (2 本 D10@150, SD295A) を配筋した。

試験体は下部加力桁に載せ置いた上で, 上部加力桁とその壁頭を摩擦ダンパー部ファスナーにより, 下部加力桁と方立壁の壁脚を固定部ファスナーにより連結した。なお, 上部加力桁と方立壁の間に 50mm のクリアランスを設けた。摩擦ダンパーを構成する鋼板 (PL12, SS400,

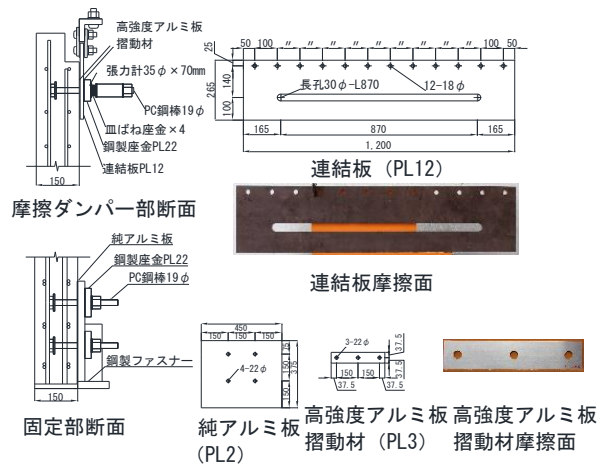


図-3 上下ファスナー詳細

表-1 コンクリート圧縮試験結果

試験体名	材齢 (日)	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
W3	93	18.5	40.7	17.5
W2	60	18.1	36.7	16.6

表-2 鉄筋等の引張試験結果

試験体	使用部位	径・厚さ	材質	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
W3	縦筋	D13	SD345	408	515	166
		D16		389	549	167
	横筋	D10	SD295A	362	479	157
	連結板	PL12	SS400	364	446	186
塞ぎ板	PL16	335		429	-	
W2	縦・横筋	D10	SD295A	356	465	174
	連結板	PL12	SS400	325	468	182
	塞ぎ板	PL16		327	416	-
共通	摩擦部	3mm	A7075P	487	556	683

連結板と称す)には, 長孔 (30φ×長さ 870mm) を設け, ボルトとの接触なく水平方向に摺動が生じるようにした上で, 方立壁に埋め込み機械式定着させた 6-19φ (PC 鋼棒, C 種) により締め付けた。安定した摩擦力を発揮させるため, 方立壁と連結板との摩擦面及び連結板と鋼製

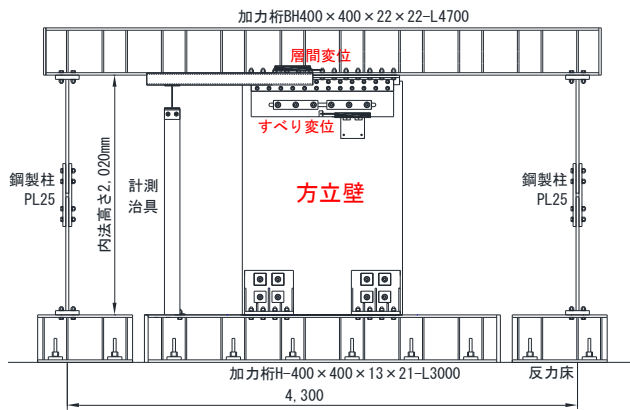


図-4 加力装置、及び変位計測位置

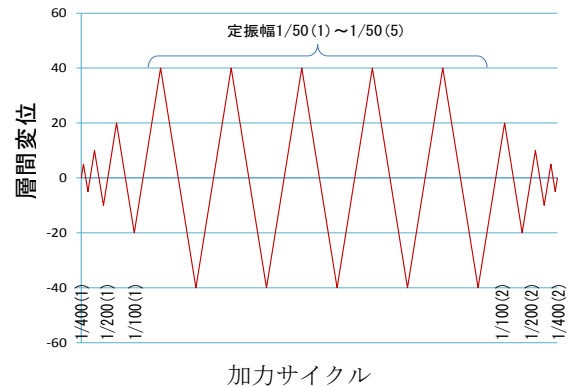


図-5 加力履歴

座金との摩擦面には高強度アルミ摺動材( $t=3\text{mm}$ , A7075P)を挿入した。ボルト締付け部には、皿ばね座金(M20 軽荷重用 1種, JIS B1251)を4枚並列重ねて挿入し、繰り返しの摺動に伴うボルト張力の低下の緩和を図った。下部ファスナーアングルと方立壁は、壁中埋め込み機械式定着させた8-19φ(PC鋼棒, C種)により締め付け、摩擦接合(導入張力 120kN/本以上)し固定した。固定部ファスナーと方立壁の間に約0.6<sup>3)</sup>のすべり係数を発揮させるために、純アルミ板(A1050P)を挿入し圧着することで、せん断力が約170kNに達するまで壁脚固定部に摺動が生じないように設定した。なお、摩擦ダンパー部と固定部の仕様はW2試験体と同様にした。

実験条件として、T150, T300 テストランの2つをそれぞれ実施した。T150 テストランでは摩擦ダンパー部の初期ボルト張力 25kN/本を導入し、方立壁が無損傷かつ鉄筋未降伏で目標せん断力 85.5kN (文献2よりすべり係数 0.57として算定)を発揮できることを想定した。T300 テストランでは初期ボルト張力 50kN/本を導入し目標せん断力 171kN (同上の方法で算定)を発揮させ、方立壁のひび割れ損傷の発生、縦筋の引張降伏、並びに壁脚固定部のボルト摩擦接合部が摺動しボルト支圧接合に移行することは許容するものの、縦筋の引張降伏領域の拡大を抑制しW2試験体のような脆性的な曲げ圧縮破壊に至らないことを想定した。上記の目標を達成するため後述する三次元有限要素法解析により曲げ降伏時せん断力が約170kN (材料強度は設計値を使用)になるように前述した縦筋の配筋を決定した。

## 2.2 加力方法、及び計測方法

本実験では、正負交番繰返しの静的加力実験を行った。図-4に加力装置、及び変位計測位置を、図-5に加力履歴を示す。加力は大地震時の応答を模擬するため、方立壁試験体を鋼製骨組の内部に取り付け、鋼製骨組を構成する上部加力桁に接続した750kNアクチュエータにより強制変位を与えた。加力は変位制御とし、制振壁の部材角  $R=\pm 1/400\text{rad}$  (層間変位 5mm),  $\pm 1/200\text{rad}$  (同 10mm),

$\pm 1/100\text{rad}$  (同 20mm)となる変位を各1回ずつ与えた後に、一定変位  $R=\pm 1/50\text{rad}$  (同 40mm)を5回繰り返して、再び  $R=\pm 1/100\text{rad}$ ,  $\pm 1/200\text{rad}$ ,  $\pm 1/400\text{rad}$ となる変位をそれぞれ1回ずつ与えた。

計測する物理量として、水平力、上・下加力桁間の水平変位差(層間変位)、連結板と方立壁のすべり変位(摩擦ダンパー部)、壁脚位置での鉄筋ひずみ、摩擦ダンパー部の締付ボルト張力を設定し、発生したひび割れの除荷時残留ひび割れ幅をクラックスケールを用いて目視により計測した。

## 3. 実験結果

### 3.1 T150 テストランの実験結果

T150 テストランより得られたW3試験体の実験結果として、図-6に壁負担せん断力と層間変位の関係を、図-7に壁負担せん断力と縦筋ひずみの関係の代表例を、図-8に実験終了時の壁脚部のひび割れ損傷状況を、図-9に両試験体の1/400(1)~1/50(5)サイクルの範囲の等価粘性減衰定数と層間変形角の関係を示す。また比較のために既往研究<sup>2)</sup>で実施したW2試験体のT150テストランの実験結果も併せて示す。ここで壁負担せん断力は強制変位により生じた水平力から、鋼製骨組が負担するせん断力(=予め計測した鋼製骨組の弾性水平剛性に計測した層間変位を乗じたもの)を除いた値としている。また、図-8中に、各ひび割れの最大残留ひび割れ幅を併記した。

図-6に示すように、層間変位の増加に伴い壁負担せん断力が漸増し、 $R=\pm 1/50$  サイクル以降は約110kNの壁負担せん断力を維持する完全剛塑性形の履歴ループを描いた。また図-7に見られるように、W2試験体では縦筋が引張降伏(図-6中の×印で発生)しているのに対し、W3試験体では想定通り縦筋の引張降伏の発生を防止することができた。一方、図-8に示すように、T150テストランでは両試験体の壁脚部において、固定部ファ

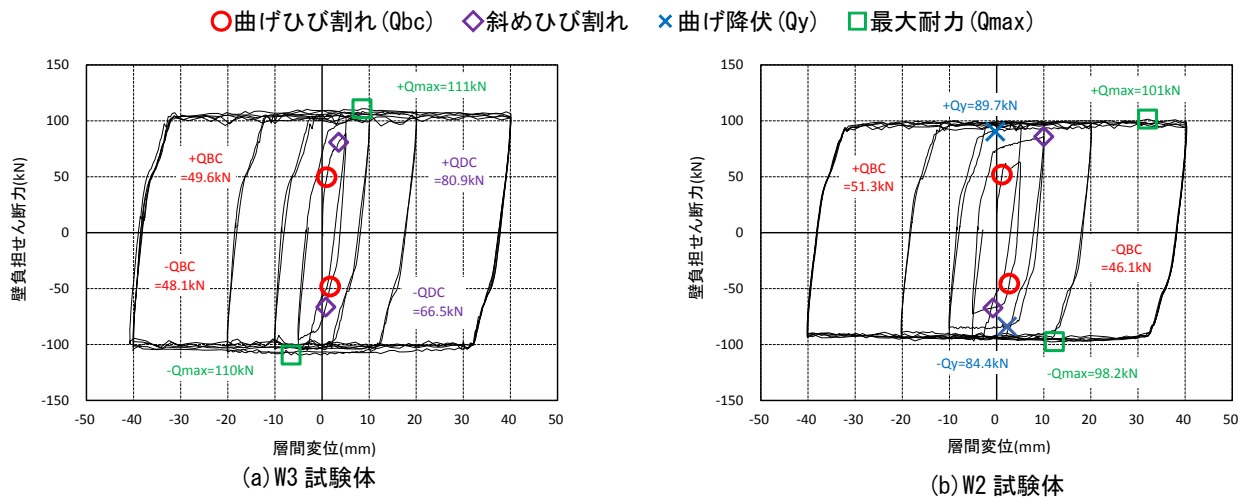


図-6 壁負担せん断力と層間変位の関係 (T150 テストラン)

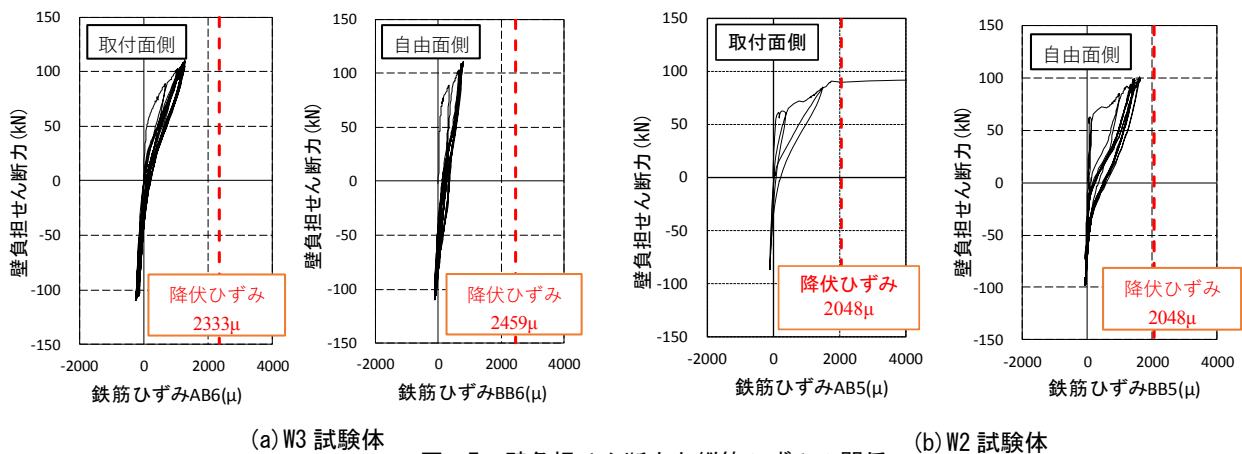


図-7 壁負担せん断力と縦筋ひずみの関係

スナール直上に曲げひび割れが生じ(図-6中の○印で発生), その曲げひび割れから伸長した斜めひび割れが固定部ファスナー間に発生した(図-6中の◇印で発生)。W3試験体の実験終了時のひび割れ損傷は, W2試験体に比較しひび割れ本数がやや増加し, 最大残留ひび割れ幅は両者ともに15mmとなり, 本実験の範囲では縦筋未降伏によるひび割れ損傷の抑制効果はほとんど見られなかった。なお, W3試験体でひび割れ本数が多い理由は, 壁負担せん断力がW2試験体に比較し1割程度増加した影響と考えられる。また, 壁負担せん断力の増加は, W3試験体のすべり係数がやや大きくなり, 初期導入張力を5%程度大きく導入したことに起因していると考えられる。また図-9に示すように, 両試験体の等価粘性減衰定数は, W2試験体の縦筋降伏した層間変形角1/50rad. サイクルにおいて違いが見られず, 本実験の範囲では縦筋未降伏によるエネルギー吸収能力の向上は確認できなかった。なお, より小さい層間変形角における等価粘性減衰定数W2試験体の方が大きくなる要因はより小さいせん断力で摩擦ダンパーが作動したためである。

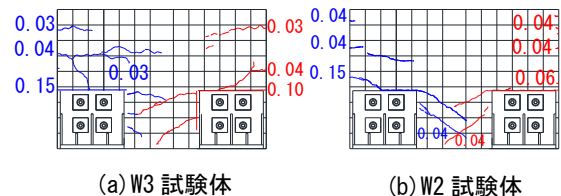


図-8 壁脚部のひび割れ損傷状況

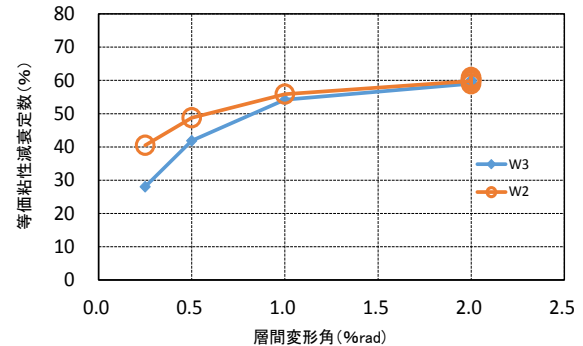


図-9 等価粘性減衰定数と層間変形角の関係

### 3.2 T300 テストランの実験結果

図-10にT300テストランにおける壁負担せん断力と層間変位の関係を, 図-11に壁脚断面における引張降伏が生じた縦筋位置を示す。ここでは比較のためW2試験

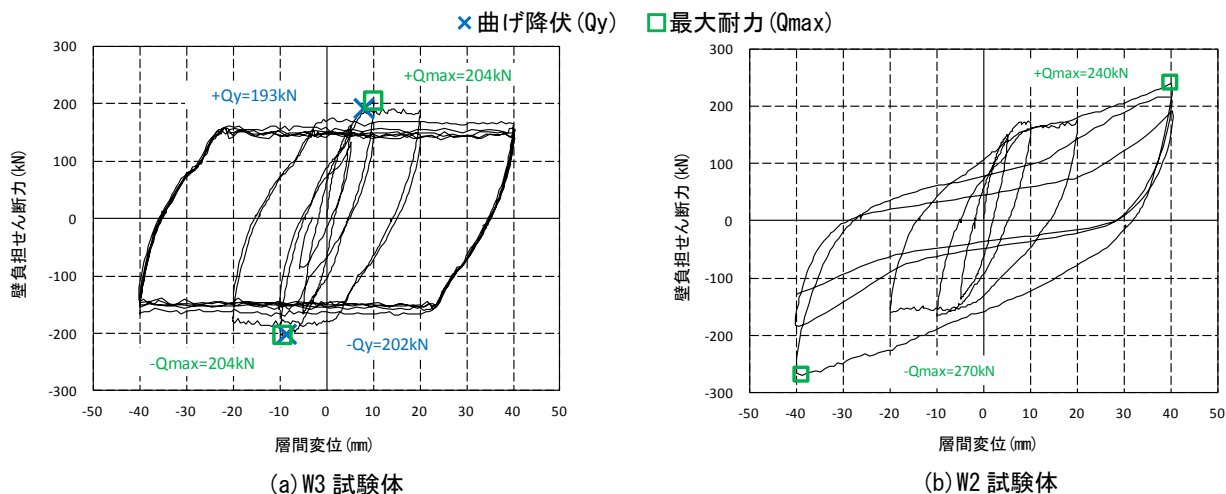


図-10 壁負担せん断力と層間変位の関係 (T300 テストラン)

体の実験結果<sup>2)</sup>も併記した。W3 試験体では、図-10が示すように縦筋降伏が発生した後に最大耐力が生じ、その後はせん断力160kN前後を維持する概ね完全弾塑性型の履歴ループを發揮し、W2 試験体に見られた壁負担せん断力の急増を伴う脆性的な曲げ圧縮破壊は生じなかった。最大耐力以降の壁負担せん断力の低下は摩擦ダンパーの摩擦に伴う締め付けボルト張力の低下により減少したことが原因である。図-11に示すようにW3 試験体ではW2 試験体に比較し、縦筋引張降伏領域の壁長、壁厚方向への拡大を抑制でき壁脚部での塑性ヒンジの回転が増加せず、W2 試験体に見られた曲げ圧縮破壊を防止されたと考えられる。

#### 4. 有限要素法解析による曲げ降伏時せん断力の計算

ここでは、W3 試験体の水平加力実験より得られた曲げ降伏時せん断力の実験値と三次元非線形有限要素法解析を用いた解析値の比較を行った。今回の解析には汎用有限要素法解析ソフトウェア ANSYS Mechanical APDL 2019 R2 を使用した。図-12にW3 試験体の要素分割、壁筋要素の配置、使用した要素、及び荷重、変位の境界条件を示す。方立壁のコンクリート (コンクリートの圧壊、ひび割れを表現できる部分、SOLID65) には8 節点6 面体要素を用い、降伏条件にはWillam-Warnkeの5パラメータモデルを採用し、図-13に示す一軸圧縮、引張時の応力度とひずみ度の関係を採用した。なお、本解析では、ソフトウェアの仕様により圧縮強度以降の応力低下は考慮できていない。塞ぎ板は8 節点6 面体要素 (SOLID45) を、壁筋には軸方向力のみ考慮する2 節点線材要素 (LINK180) を用いた。塞ぎ板、壁筋はともにBilinear型弾塑性性材料とし、VonMisesの降伏条件を適用した。壁筋とコンクリートは完全付着とした。解析に用いたコンクリート、壁筋、塞ぎ板の強度、弾性剛性は材料試験結果で得られた結果を用いた。変位の境界条件 (図-12中

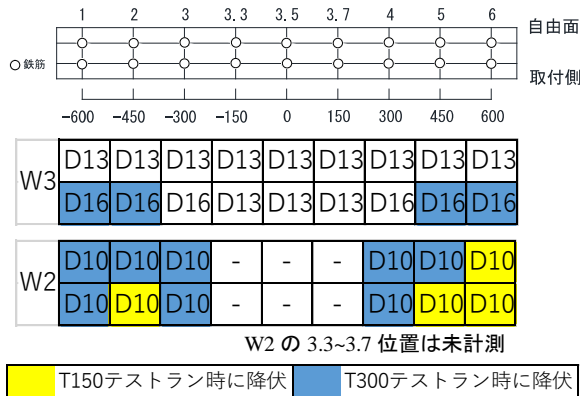


図-11 壁脚断面で引張降伏が生じた縦筋位置

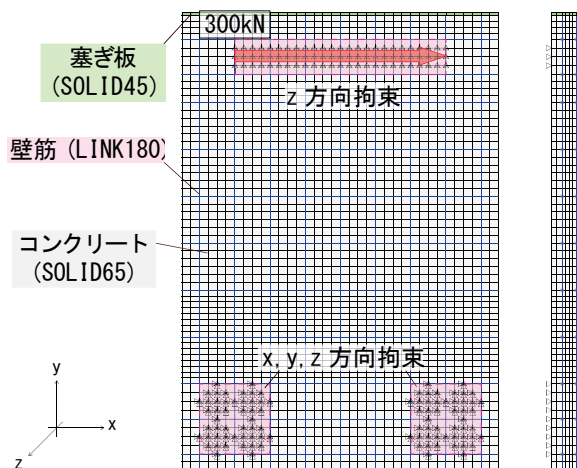


図-12 W3 試験体の解析モデル

のΔ印)として、壁脚固定部ファスナーと圧着されている位置の節点について、壁長、壁高、壁厚方向の変位を拘束した。摩擦ダンパー部摩擦接触面に該当する位置の節点の壁厚方向変位を拘束し、実験結果から片持ち形式とみなせる挙動を示したことから、壁高方向の変位拘束は無視した。荷重は前述した摩擦ダンパー部位置の節点に、水平方向の節点荷重を与え、その合計が約220kNとなるまで増分させた。実験では導入ボルト張力によって壁が負担するせん断力を設定しており、張力低下を考慮して

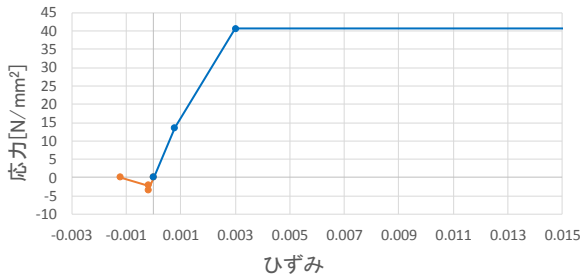


図-13 コンクリートの応力度とひずみ度の関係

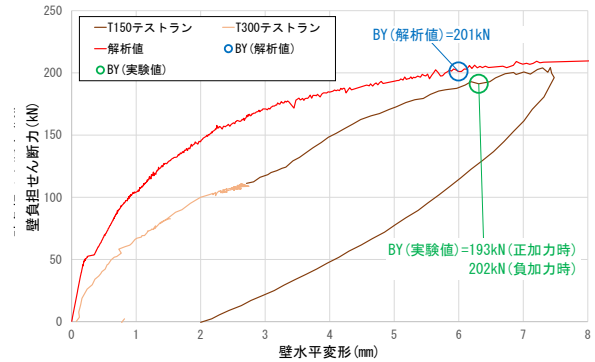


図-14 壁負担せん断力と壁水平変形の比較

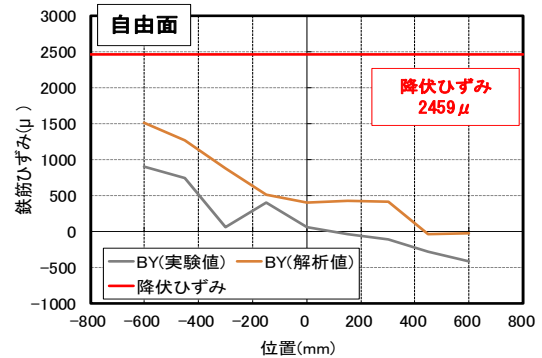
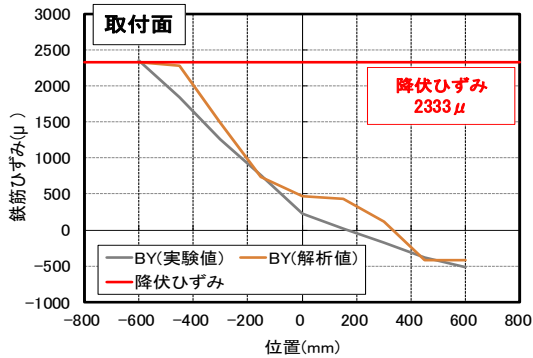


図-15 曲げ降伏時の鉄筋ひずみ分布の比較

いないため、導入ボルト張力が維持し続けるようにモデル化している。

続いて、曲げ降伏時せん断力の実験値と解析値の比較を行った。図-14は、T150 テストランの壁負担せん断力と壁水平変形の履歴曲線(0~約110kN範囲)とT300の同曲線(約110kN~204kN範囲)から包絡線をそれぞれ作成し合成したものである。壁水平変形の実験値は、計測された層間変位から摩擦ダンパーのすべり変位を除いた値とした。図-14に示すように、両者のひび割れ発生前の初期剛性はおおむね一致しているものの、その後の水平剛性は、解析値は実験値を過大評価した。曲げ降伏時せん断力の解析値(201kN)は実験値(193,202kN)を概ね評価できた。図-15に曲げ降伏時の縦筋ひずみ分布(圧縮ひずみ-, 引張ひずみ+)の実験値と解析値の比較を示す。曲げ降伏時の縦筋ひずみは、取付面側では解析値と実験値は概ね一致したのに対し、自由面側では解析値が実験値を引張側で過大、圧縮側で過小評価した。なお、実験結果で圧縮側の縦筋ひずみが取付面、自由面側で同程度となるのは、壁底面が加力桁に接触したためと考えられるが、解析モデルではそれを考慮していない。これが自由面側で解析値が圧縮ひずみとなる実験値を過小評価した要因と考えられる。

## 5. まとめ

既往研究<sup>2)</sup>に比較し縦筋量を増加させた軽量PCaRC制振方立壁の水平加力実験を行い、本研究の範囲内で次の知見が得られた。

- (1)初期ボルト張力として約150kNを導入すると、方立壁に軽微な損傷が発生するものの縦筋引張降伏せず、摩擦ダンパーが作動し、約110kNのせん断力を発揮できた。ただし縦筋降伏の有無が、ひび割れ損傷、エネルギー吸収能力に与える影響はほとんど見られなかった。
- (2)初期ボルト張力として約300kNを導入すると、縦筋の一部が引張降伏するものの、引張降伏領域の拡大を抑制でき、曲げ圧縮破壊を防止できた。そのため、実験終了時まで壁負担せん断力160kNを安定して維持できた。
- (3)三次元非線形有限要素法解析を用いた曲げ降伏時せん断力の解析値は実験値を概ね評価できた。

## 謝辞

本研究は、JSPS 科研費 JP17K06646 の助成を受けたものです。本研究には、太田匠氏(九州大学大学院生)の多大な協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1)日本建築学会：2016年熊本地震災害調査報告 2018.6
- 2)吉岡智和, 太田智大：取替え可能な軽量PCaRC制振方立壁の地震挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp883-888, 2019.6
- 3)緒方崇浩, 吉岡智和：アルミニウム合金板を挿入した高力ボルト摩擦接合に関する研究, 日本建築学会九州支部研究報告書, 構造系, 44号, pp.249-252, 2005.3