

論文 摩擦ダンパーを用いたRC制振方立て壁の地震時挙動

吉岡 智和^{*1}・吉村 拓也^{*2}

要旨:高強度アルミ板を摺動材とした鋼-コンクリート摩擦ダンパーを適用したRC制振方立て壁を対象に、摩擦ダンパーの負担摩擦力を締め付けボルト張力により変更した実大RC方立て壁試験体の水平加力実験を行った。その結果、(1)ボルト張力40kNでは概ね損傷を抑制し、ボルト張力80kNでは修復が容易な損傷は生じるものの、エネルギー吸収能力に富む荷重変形復元力特性(せん断力約40kN, 90kN)をそれぞれ発揮した。(2)ボルト張力160kN以上では、方立て壁が面外へ折れ曲がる現象により耐力低下が生じた。

キーワード:二次壁, 摩擦ダンパー, 地震時損傷

1. はじめに

RC造・SRC造共同住宅の中でも特に、板状平面を持つ共同住宅における典型的な地震被害として、写真-1に示すような適切な構造スリットにより架構と縁切りされていない二次壁のせん断破壊が報告¹⁾されている。このような二次壁の地震被害を防ぎつつ、その強度と剛性を利用するため、筆者らは二次壁の中でも特に破壊性状が明快な方立て壁を摩擦ダンパーにより制振デバイス化する構法を提案²⁾している。この構法の特徴は、図-1に示すように、方立て壁を上下に分離し、高強度アルミ板摺動材を用いた鋼-コンクリート摩擦ダンパー³⁾によりそれらを連結することで、壁に伝達される水平力をコントロールし、損傷を生じない程度にその耐力、剛性を利用するものである。既往研究²⁾では、鋼-コンクリート摩擦ダンパーを適用した実大RC制振方立て壁(内法高さ2000mm×長さ1000mm×厚さ150mm)の水平加力実験を行い、安定した摩擦力(110kN)により壁負担せん断力を制御できることを確認している。



写真-1 二次壁の地震被害¹⁾

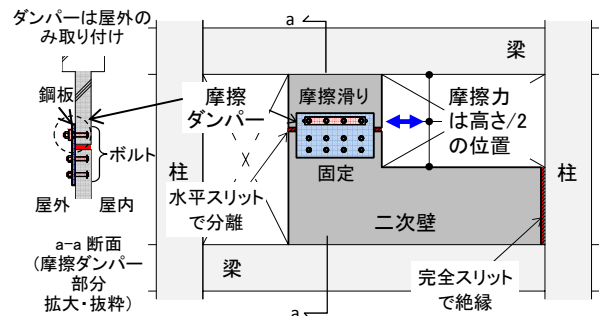


図-1 摩擦ダンパーを用いた二次壁の制振デバイス化²⁾

そこで、本研究では、提案したRC制振方立て壁を模擬した実大RC方立て壁試験体の水平加力実験を行い、摩擦ダンパーが負担する摩擦力の大きさを変更した場合の荷重変形関係とRC方立て壁の損傷・破壊状況の関係を明らかにし、許容できる損傷の範囲で方立て壁が負担できるせん断力の大きさと摩擦力が偏心して作用するRC方立て壁の最終破壊性状を確認する。

2. 実験方法

2.1 試験体の詳細, 及び実験条件

図-2に試験体形状・配筋, 図-3に摩擦ダンパー部の詳細, 写真-2に摩擦ダンパー部の摩擦面を示す。試験体は一般的な共同住宅のバルコニー側方立て壁を想定した実物大モデル(壁厚さ150mm, 壁内法高さ1976mm, 壁長さ1000mm)とした。縦筋としてD10@180ダブル配

筋(SD295A)を、両端に端部補強筋として2-D13(SD345)を配筋した。横筋はD10@200ダブル配筋(SD295A)とした。コンクリートは、中高層共同住宅の低層部を模擬するため普通コンクリート($F_c=36\text{N/mm}^2$)とした。壁頭・壁脚には加力用鋼製骨組へ取り付けするため、エンドプレート(PL22, SS400)を設けた。エンドプレートは、縦筋と端部補強筋を挿入するため穿孔し、縦筋、端部補強筋を挿入した後に全周隅肉溶接を施し、それらとエンドプレートと連結した。方立て壁は、壁脚から高さ873mmの位置で上下に分割し、30mmのクリアランスを設けた上で、摩擦ダンパーを構成する鋼板(PL9, SS400)を用い連結した(以降、連結板と称す)。連結板下部と下側方立

*1 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)

*2 東畑建築事務所

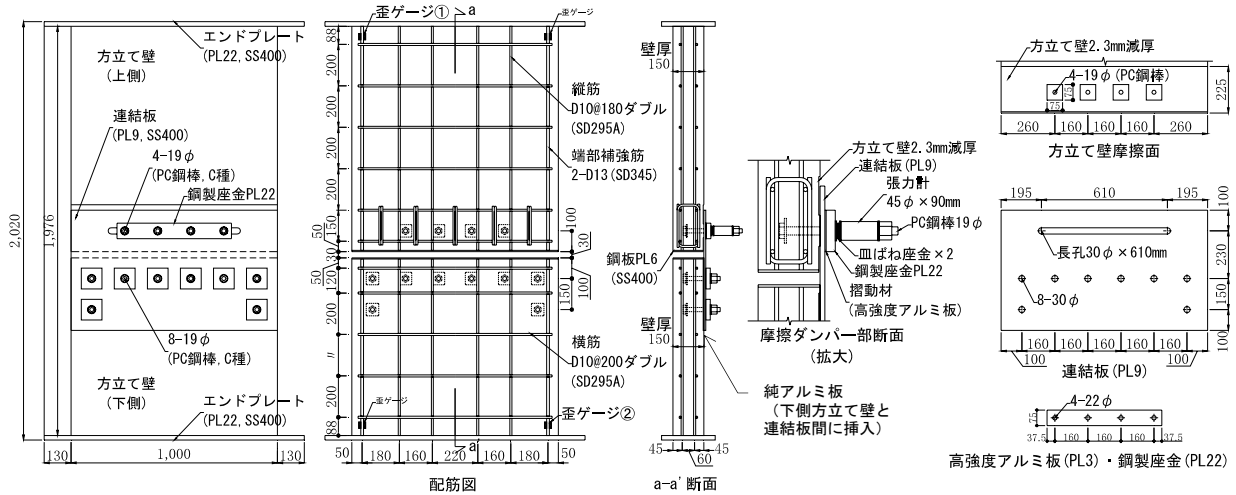


図-2 試験体形状・配筋

図-3 摩擦ダンパー部詳細

て壁は、壁中に埋め込み機械式定着させた 8-19φ (PC 鋼棒, C 種) により摩擦接合 (導入張力 125kN/本) し固定した。連結板と方立て壁の間に約 0.6 のすべり係数⁴⁾を発揮させるために、純アルミ板 (厚さ 2.0mm, A1050P-H24) を挿入し圧着した。連結板上部には、長孔 (30φ × 長さ 610mm) 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、上側方立て壁に埋め込み機械式定着させた 4-19φ (PC 鋼棒, C 種) により締め付けた。摩擦ダンパー部での 4-19φ ボルトの位置は、その摩擦力が壁内法高さの半分の高さ、すなわち曲げモーメントの反曲点位置に生じるように設定した。さらに、連結板 (外側) と鋼製座金 (PL22, SS400) との間に、同種金属間の焼き付きを防止し安定した摩擦力を発揮させるため摺動材として高強度アルミ板 (厚さ 3mm, A7075P-T351, JIS H4000) を挿入した。当該摩擦ダンパーでは、方立て壁と連結板との間の摩擦力に加え、連結板と高強度アルミ板摺動材との摩擦力を締め付けボルト (4-19φ) のせん断抵抗により方立て壁に伝達できる特徴を有している。鋼製座金は、摩擦接触面の拡大を図るため 22mm 厚の鋼板とした。ボルト締め付け部には、皿ばね座金 (M20 軽荷重用 1 種, JIS B1251) を 2 枚並列に重ねて挿入し、繰り返しの摺動に伴うボルト張力低下の緩和を図った。図-3、写真-2 に示すように、摩擦ダンパー部の方立て壁摩擦面には鋼製型枠脱型面を使用し、摩擦接触面を限定するため各ボルトの周囲 (75mm 角) を残した上で、上壁板の底面から上方向へ 225mm の範囲を 2.3mm 減厚した。連結板の摩擦面には未発錆の黒皮未除去面を、高強度アルミ板の摩擦面には圧延面をそのまま使用した。試験体を使用したコンクリート、及び鉄筋等の金属材料の材料強度試験結果を表-1、表-2 に示す。

実験条件として、摩擦ダンパー部の締め付けボルト 4 本に導入したボルト張力の総和を 40, 80, 160, 240kN



(1) 方立て壁



(2) 連結板



(3) 高強度アルミ板摺動材

写真-2 摩擦ダンパーを構成する各部分の摩擦面

表-1 コンクリートの圧縮試験結果

試験体名	材齢 (日)	単位体積重量 (kN/m ³)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
T40, T160	77	22.0	35.0	26.6
T80	106	22.1	39.8	29.5
T240	145	22.1	37.1	27.7

表-2 鉄筋等の引張試験結果

使用部位	径・厚さ	材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
端部補強筋	D13	SD345	377	584	183
縦・横筋	D10	SD295A	349	462	180
連結板	PL9	SS400	321	434	197
摺動材	3mm	A7075P	553	587	71.1
純アルミ	2mm	A1050P	119	123	71.5

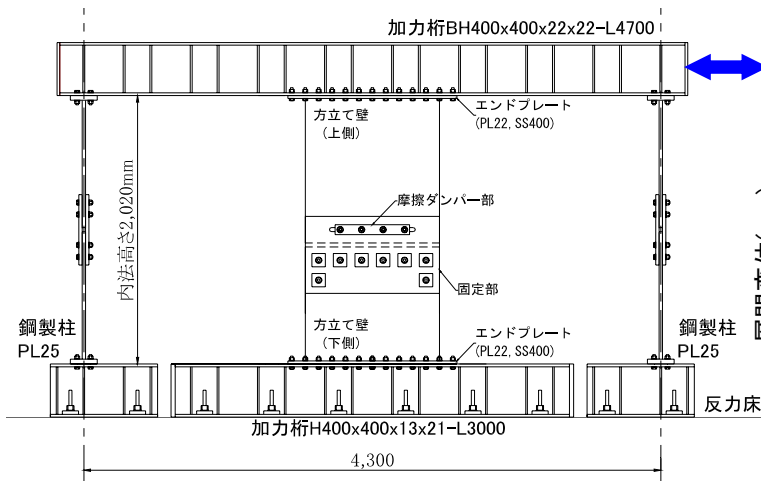


図-4 加力装置

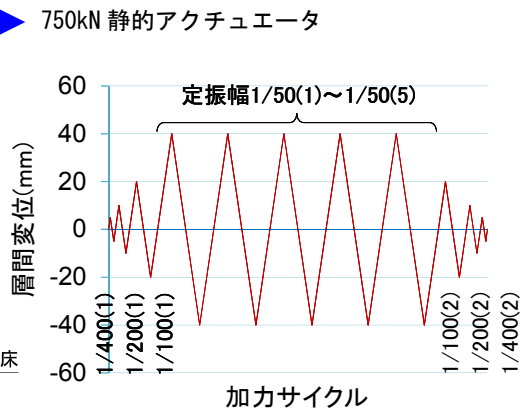


図-5 加力履歴

の4レベル(T40, T80, T160, T240 試験体)を設定した。それぞれのボルト張力のレベルは、方立て壁を無損傷(T40)、軽微な損傷は許容するものの端部補強筋は未降伏(T80)、摩擦ダンパーを摺動させず方立て壁を曲げ破壊(T240)、T80とT240の中間の摩擦力を発揮した場合の損傷状態の確認(T160)をそれぞれ企図し設定した。ボルト張力の設定に当たり摩擦ダンパーのすべり係数を1.0と想定²⁾、³⁾し、既往研究²⁾で得られた方立て壁の損傷性状とe関数を用いた断面解析による計算結果に基づき、各試験体の摩擦ダンパー部の摩擦力とそれを発揮させるために必要な初期導入ボルト張力を決定した。なお、T160試験体は、実験終了後概ね無損傷であったT40試験体を再利用し加力実験を行った。

2.2 加力方法、及び計測方法

図-4に加力装置を、図-5に加力履歴を示す。加力は、試験体を上下の加力桁に取り付け、上部加力桁に接続した750kN静的アクチュエータにより水平力を作用させた。反力床に固定した下部加力桁とアクチュエータを接続した上部加力桁とは2本の鋼製柱(PL25×幅400mm, SM490)で支持し連結した。加力は変位制御とし、方立て壁の部材角 $R=\pm 1/400\text{rad}$ (層間変位5mm)、 $\pm 1/200\text{rad}$ (層間変位10mm)、 $\pm 1/100\text{rad}$ (層間変位20mm)を各1回ずつ与えた後に、 $R=\pm 50\text{rad}$ (層間変位40mm)を5回繰り返す、再び $R=\pm 1/100\text{rad}$ 、 $\pm 1/200\text{rad}$ 、 $\pm 1/400\text{rad}$ となる変位を与えた。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)、壁頭・脚部位置での端部補強筋ひずみ、連結板と上部方立て壁との間のすべり変位、連結板固定部の回転とすべり変位、及び摩擦ダンパー部の締付けボルト張力をそれぞれ計測した。写真-3に摩擦ダンパー部のすべり変位、及びボルト張力の計測状況を示す。

3. 荷重変形復元力特性

図-6に壁負担せん断力と層間変位の関係を、図-7に

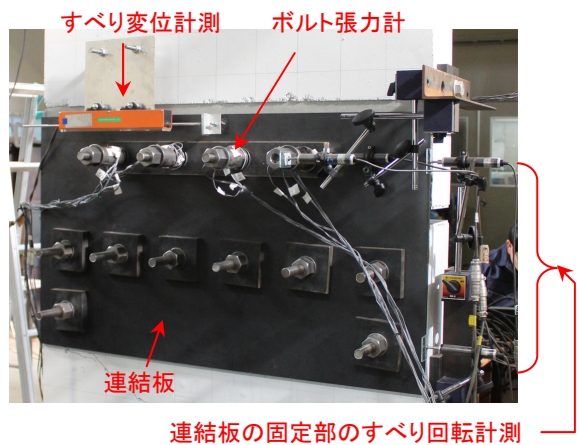


写真-3 摩擦ダンパー部の計測詳細

各サイクル正加力・変位ピーク時の層間変位に占める摩擦ダンパーのすべり変位の割合を示す。ここで壁負担せん断力は、計測した水平力から鋼製骨組が負担するせん断力を除いた値を示している。図-6及び図-7に示すように、T40, T80では、摩擦ダンパーが作動し壁負担せん断力の上限を摩擦力で制御できており、 $R=1/50$ サイクルでのすべり変位が層間変位に占める割合は、約98%、92%となり安定したエネルギー吸収能力を示した。図-8に示すように、T40では端部補強筋に降伏は生じなかったものの、T80では後述するようにすべり係数が想定より大きく発揮されたため僅かに降伏する結果となった。一方、T160は、T40, T80に比較し摺動量は少ないものの摩擦ダンパーが作動し摩擦力により壁負担せん断力を制御できていたが、 $R=1/50$ (4回目)サイクルの負加力時に壁負担せん断力が急増した後に耐力低下が生じた。他方、T240は、摩擦ダンパーのすべり変位が層間変位に占める割合が最大で3割程度しか摺動せず、軸拘束のないRC方立て壁と同様の荷重変形特性を示したが、 $R=1/50$ (1回目)サイクルの正加力時に壁負担せん断力が急増した後に、写真-4に示す面外への折れ曲がりが生じ耐力低下

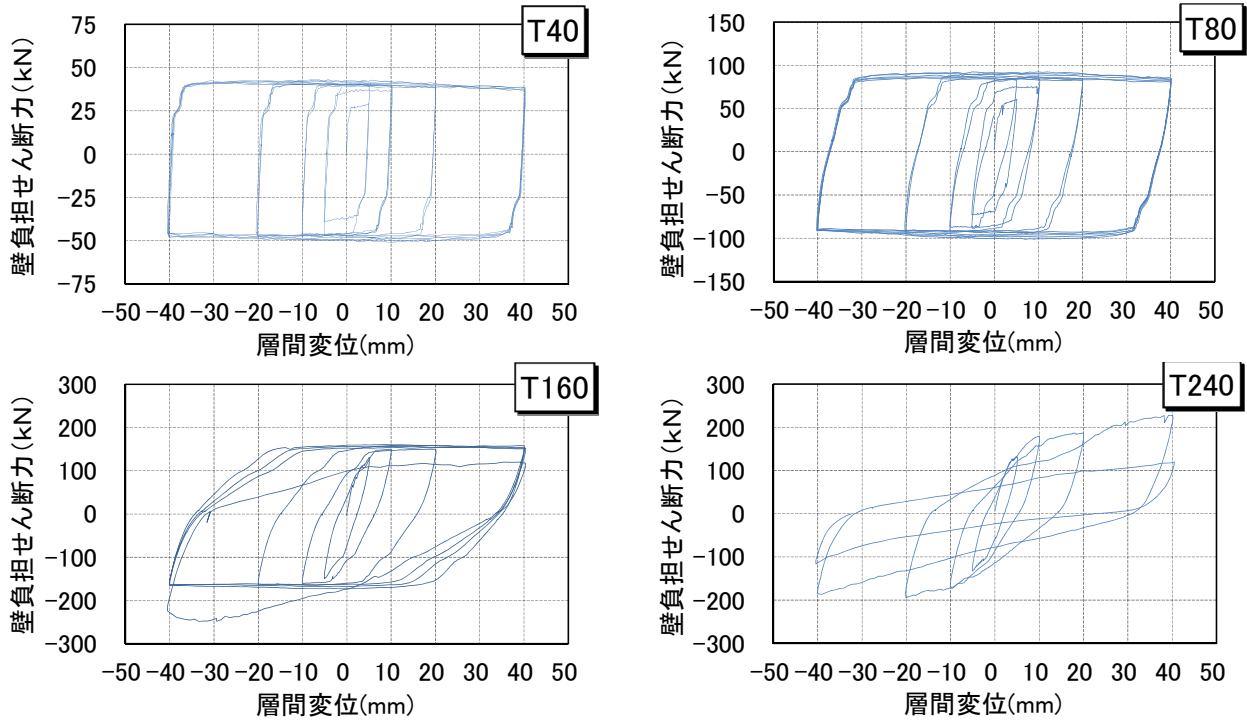


図-6 壁負担せん断力と層間変位の関係

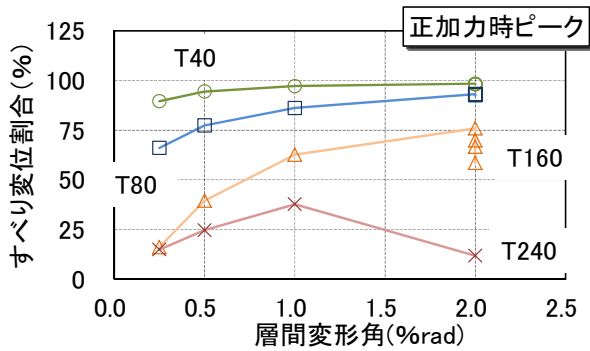


図-7 層間変位に占めるすべり変位の割合

を起こした。T160の耐力低下もT240と同様の原因により生じた。これは当該方立て壁は、水平スリットにより上下に分割され片面のみ摩擦ダンパーを介し連結されているため、(1)繰返し加力に伴いエンドプレートと方立て壁の肌分かれが累積し、上下方立て壁が伸び上がることに伴い水平スリット間隔が狭まり、(2)摩擦ダンパー部の締付ボルトが連結板のボルト長孔下縁と接触し、片側のみ(1)により生じる伸びを拘束したことが原因と推測される。

4. 摩擦ダンパー部のすべり係数

摩擦ダンパー部に比較的大きな撓動が生じたT40, T80, T160のすべり係数、ボルト張力を確認するため、図-9にすべり係数と累積すべり量の関係を、図-10にボルト張力保持率と累積すべり量の関係を示す。図中のすべり係数は壁負担せん断力を初期ボルト張力の総和で除した

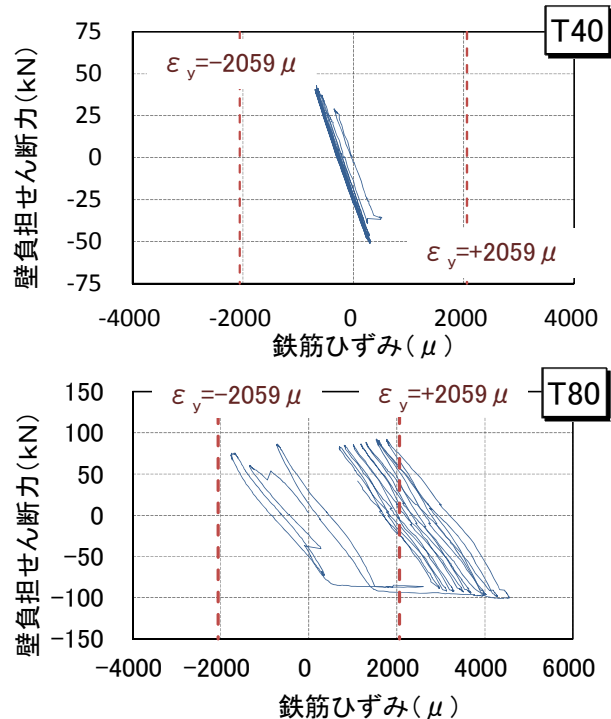


図-8 壁負担せん断力と端部補強筋ひずみの関係

値を、累積すべり量は摩擦ダンパーのすべり量の総和を、ボルト張力保持率は撓動時ボルト張力を初期ボルト張力で除した値を示している。T40, T80では繰返し撓動時に平均0.95, 1.05程度のすべり係数を発揮し、ボルト張力は初期張力の8~9割程度に低下した。両者には、正負加力時にボルト張力の差異が観られた。これは加力線と摩擦ダンパーの撓動線が一致せず、変位の増減に伴い縮

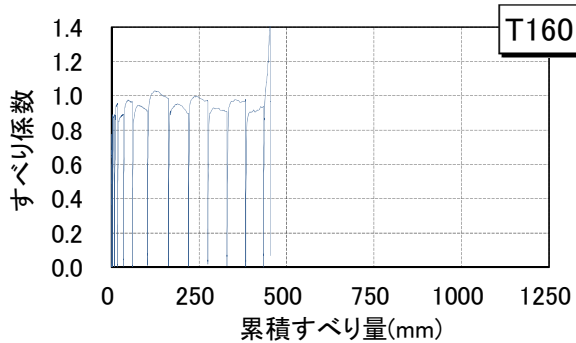
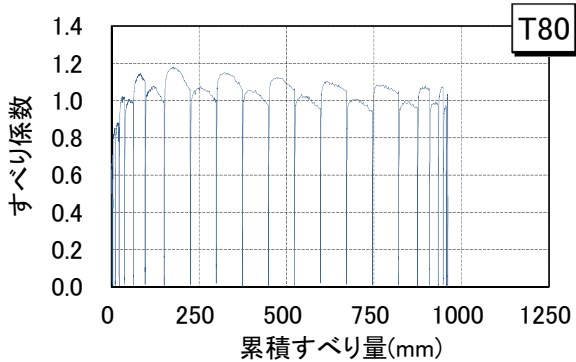
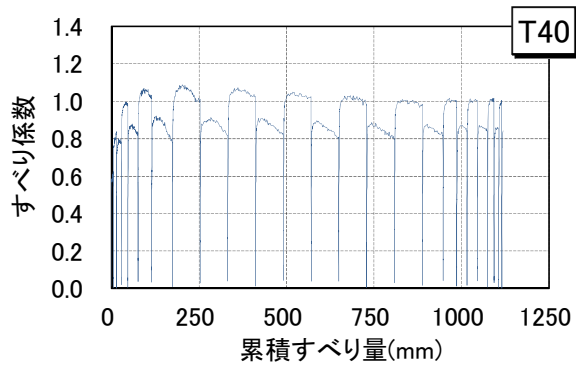


図-9 すべり係数と累積すべり量の関係

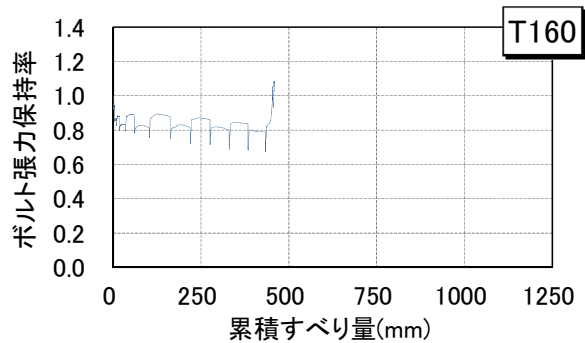
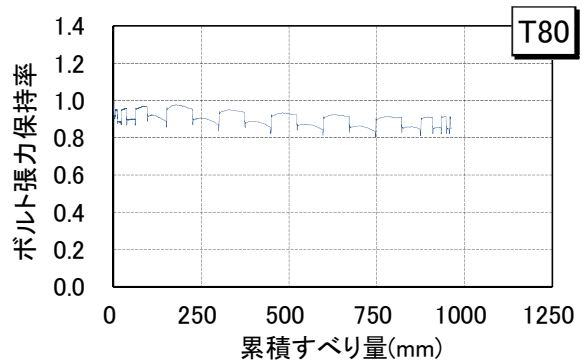
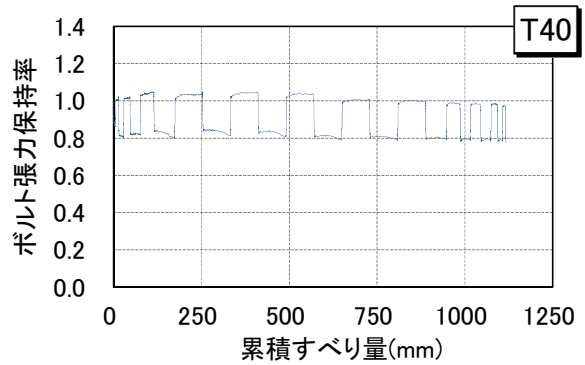


図-10 ボルト張力と累積すべり量の関係

付ボルトが伸縮したためと推測され、導入張力の小さい T40 ではその影響が大きいと考えられる。一方、T160 は平均 0.9 のすべり係数を発揮していたが、加力途中にボルト張力が急増しすべり係数が上昇した。これは方立て壁の面外への折れ曲がりに伴う連結板の湾曲により締め付けボルトが引っ張られるためと推測される。

5. 方立て壁に生じた損傷状況

図-11 に実験終了時の方立て壁の損傷状況を、図-12 に修復の難易⁵⁾に応じたひび割れ幅別の残留ひび割れ長さの推移を示す。ひび割れ幅はクラックスケールを用い目視で観測し、残留ひび割れ長さはひび割れ分布を CAD データ化し積算したもので、エンドプレートとの肌別れも含んでいる。T40 は想定通り、壁頭・脚部のエンドプレートとの肌分かれを除き、壁面にはほとんどひび割れ損傷が生じなかった。T80 は壁面に曲げせん断ひび割れが生じたものの、その残留ひび割れ幅は修復が容易な 0.2mm 以下に抑制され、そのひび割れ長さは 3m² を下

回った。より大きな摩擦力を負担した T160 では幅 0.2mm を超過する残留ひび割れも生じる結果となっており、損

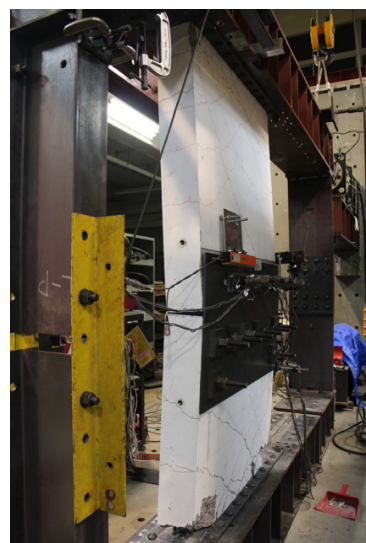


写真-4 T240 試験体の破壊状況

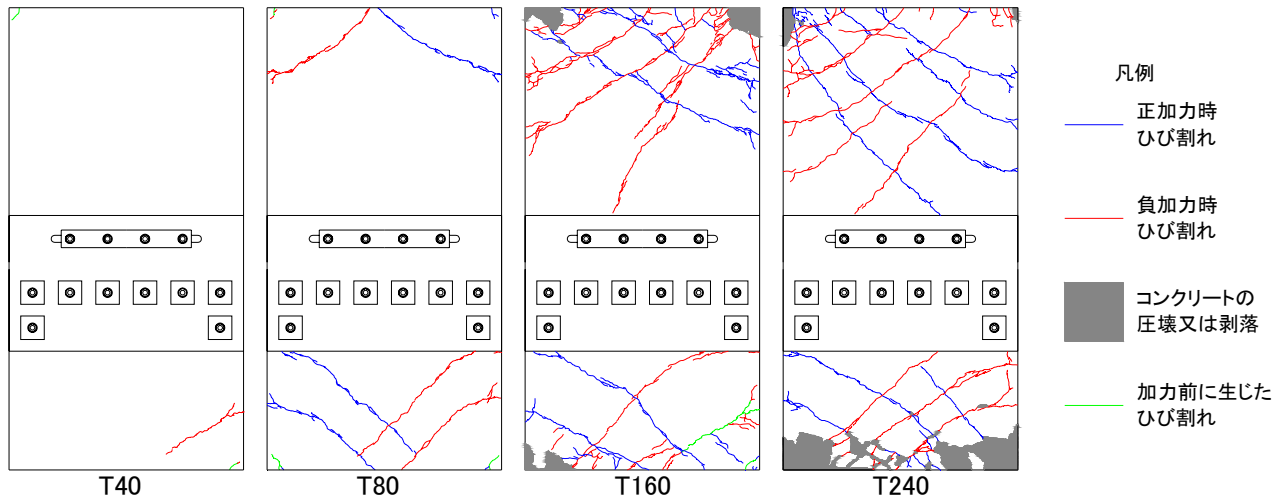


図-11 方立て壁の損傷状況（実験終了時）

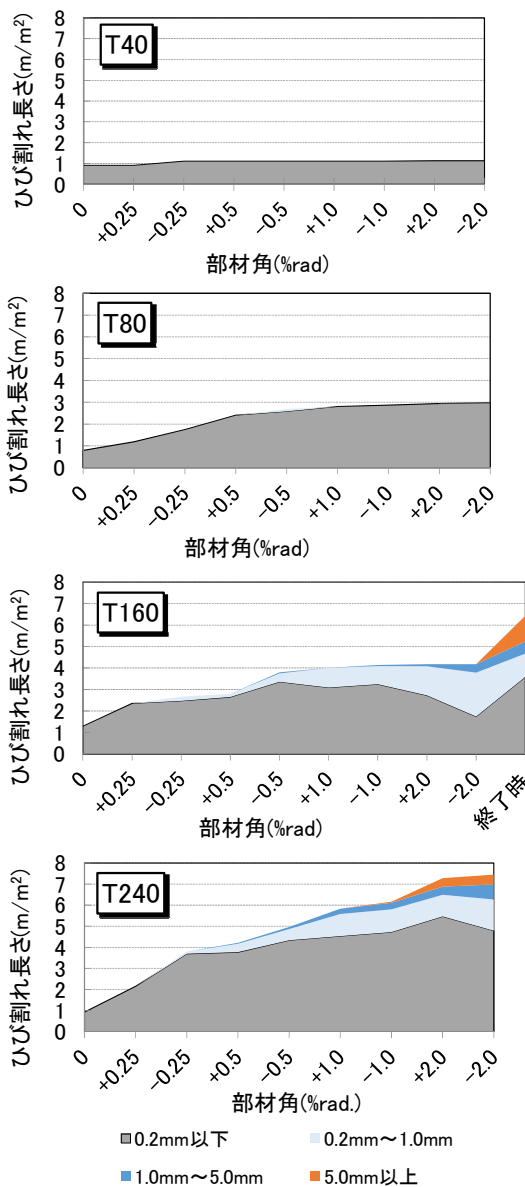


図-12 ひび割れ幅別の残留ひび割れ長さの推移

傷を抑制した範囲で二次壁の耐力・剛性を利用しようとする RC 制振方立て壁の目的を果たしていない。

6. まとめ

摩擦ダンパーを適用した実大 RC 制振方立て壁の水平加力実験を行い次の知見が得られた。(1)ボルト張力 40kN では概ね損傷を抑制し、ボルト張力 80kN では修復が容易な損傷は生じるものの、エネルギー吸収能力に富む荷重変形復元力特性(せん断力約 40kN, 90kN)をそれぞれ発揮した。(2)ボルト張力 160kN 以上では、面外へ折れ曲がる現象により耐力低下が生じた。

謝辞

本研究は、JSPS 科研費 25420582, 及び第 53 回(2014 年度)竹中育英会建築研究助成金(交付者:吉村拓也)の助成を受け実施した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会, 2005 年福岡県西方沖地震災害調査報告, 2005.9
- 2) 吉村拓也, 角周作, 吉岡智和, RC 方立て壁の制振デバイス化に関する実験的研究 その 2 摩擦ダンパーを適用した RC 方立て壁の水平加力実験, 日本建築学会学術講演梗概集, C-2 分冊, pp.445,446, 2014.9
- 3) 國本健太郎, 吉村拓也, 角周作, 吉岡智和, 高強度アルミ摺動材を用いた鋼-コンクリート摩擦ダンパー要素の摺動実験, 日本建築学会九州支部研究報告, 構造系, 53 号, pp.497-500, 2014.3
- 4) 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実験研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 構造系, 44 号, pp.249-252, 2005.3
- 5) 向井智久, 齊藤大樹, 衣笠秀行, 福山洋, 非耐力壁を有する実大 RC 造架構の修復性能評価に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.30, pp.1051-1056, 2008.7