

鋼製薄板による既存木造住宅の外付耐震補強工法の開発  
その9 補強工法の改良と耐力壁の性能評価

正会員 ○大津達郎\*<sup>1</sup> 正会員 高木次郎\*<sup>2</sup>  
同 遠藤俊貴\*<sup>3</sup> 同 安田裕俊\*<sup>1</sup>  
同 浅沼愛実\*<sup>4</sup>

木造住宅 耐震補強 鋼製薄板  
壁倍率 水平耐力

1. はじめに

既往文献調査に基づいて開発工法を改良し、補強壁の実大壁実験を行った。本編では、試験体2体のうちの1体について述べる。

2. 工法適応対象把握

開発工法の適用対象把握を整理するため、既存木造住宅の耐震化に関する既往文献調査<sup>8)9)</sup>を行った。全国の耐震性能が不十分な住宅のうち、73%の625万戸が建築基準法施行例改正(1981年)以前に建てられており、建築時期が早いほど耐震性能が不十分な住宅数が多いことが確認された。しかし、耐震性能が不十分である木造住宅に土台の腐朽や蟻害、基礎の割裂等の構造的な劣化が確認された住宅は1割程度であった。また、1981年以前に建てられた住宅はモルタル仕上が最も多く使用されていた。これらを踏まえて、本耐震補強工法の対象を築30年以上のモルタル外壁仕上住宅として工法の改良を行った。

3. 工法の改良

著者らは、これまでに既存の基礎と土台の劣化を想定して既存架構の外側に新設の基礎、柱梁架構を設ける補強工法について検討してきた<sup>1)</sup>。これに対して、本研究では検討対象住宅に基礎や架構を新設しない構成とする(図1)。モルタル外壁は、木摺、ラス、モルタルで構成される。建物の外周に既存仕上の上からブチルゴム防水両面テープ(以下、防水テープ)によってゴムスペーサーを定着し、厚さ0.5mmの鋼板を施工する。既存木架構と鋼板の接合には、ドリルビスφ6mm×115mm(以下、ビス)を用いる。また、柱脚部はゴムスペーサーを介して基礎にビス接合する。既存架構にかかる地震力をビスを介して鋼板に伝達し、同様に基礎へと伝達する。ゴムスペーサーによってモルタル壁面と鋼板を密着させ、ゴムスペーサーと防水テープにビス孔からの漏水防止を期待する。

4. ビス接合部せん断試験

4.1. 実験概要

耐力壁の面内方向の地震力に対して、接合部にはせん断力が作用し、接合部はビスのせん断あるいは曲げ降伏を伴い、鋼板から既存架構の各層間でのせん断ずれ変形が考えられる。実験結果を後述の耐震壁の解析で用いることを意図して壁試験(試験体A)同様、木摺、ラス、モル

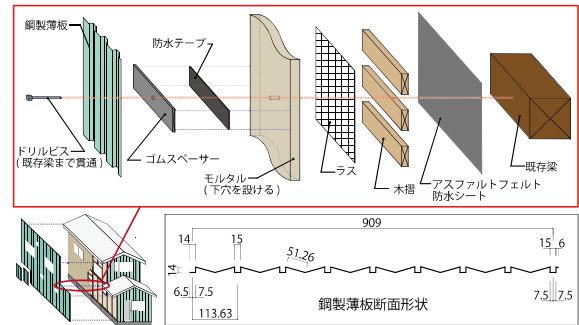


図1 工法構成図

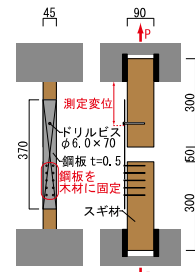


図2 接合部実験概要

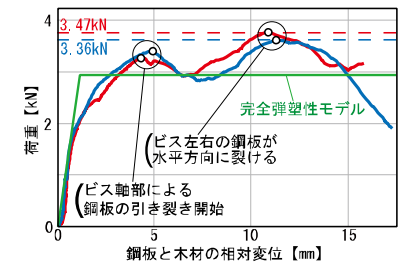


図3 接合部実験結果 荷重-変形関係

タルを含まない接合部試験体とした(図2)。木材繊維方向のずれに対する一面せん断試験を行った。木材はスギ(無等級)45mm×90mm×300mm、鋼板は厚さ0.5mm、ビスはφ6.0mm×70mmのものを使用した。試験体の木材の繊維方向に単調加力し、鋼板の木材に対する相対変位を測定した。試験体は2体作製した。

4.2. 実験結果

実験結果の荷重-変形関係を図3に示す。接合部に作用するせん断力により、ビス軸部での鋼板の引き裂きが観測された。変位約5mmから耐力低下が確認されたが、その後引き裂かれた鋼板が接合部上部に積層されていくにつれ鋼板とビス軸部の接触面積が増加し、鋼板のビス軸部に対する支圧耐力が上昇したと考えられる。変位約8mmから耐力が再び上昇し、変位約11mm時に最大耐力となった。その後、接合部左右の鋼板の加力垂直方向への裂けにより耐力が低下し、接合部が破壊した。2体の試験体の最大耐力はそれぞれ3.47kN、3.36kNであった。

5. 耐震補強壁の水平耐力試験

5.1. 実験概要

「木造の耐力壁及びその倍率 性能試験・評価業務方法書<sup>10)</sup>」(以下、方法書)に準拠して耐震壁の水平耐力試験

を行った。試験体は木架構に防水テープ、ゴムスペーサーを介して鋼板をビスにより固定した試験体 A と、木架構にモルタル壁を施工し、モルタル壁の上から防水テープ、ゴムスペーサーを介して鋼板を固定した試験体 B の 2 種類を作成した。本編では試験体 A の実験結果を示し、試験体 B については続編で述べる。

実験概要図を図 4 に示す。試験体幅は木造住宅の柱間距離を考慮し 910mm とし、高さは 2730mm とした。木材はスギ(無等級)を使用し、柱と土台は 105mm×105mm、梁は 180mm×105mm の断面寸法とした。梁及び土台と柱の仕口はホゾとし、N90 釘を 2 本用いて固定した。鋼板の板厚は 0.5mm であり、図 1 に示す断面形状とした。鋼板はドリルビス(φ6.0mm×70mm)によって、上下辺は 113.6mm 間隔で梁と土台へ、側辺は 200mm 間隔で柱に固定した。柱脚部は 1 本の柱に対して 2 つのホールダウン金物(35kN 用)により土台下の治具に固定した。梁上に試験体の面外方向への変形を拘束する治具を設けた。試験体の押す側を正、引く側を負方向とし、油圧ジャッキにより梁端部に水平力を加え、水平載荷力をロードセルにより測定した。変位は、梁端部での水平変位 H1 と、柱脚部の鉛直変位 V1、V2 および水平変位 H2、H3、土台の水平変位 H4 を測定した。載荷スケジュールは、梁端部の水平変位を試験体高さで除した見かけのせん断変形角  $\gamma_0$  が 0.22, 0.33, 0.50, 0.67, 1.0, 1.3, 2.0% の同一変形段階において各 3 回の正負交番静的繰り返し載荷とし、その後は正方向へ単調漸増で破壊するまで加力した。

## 5.2. 実験結果

実験結果より得られた正側の荷重-変形角関係の包絡曲線を図 6 に示す。グラフの縦軸は水平力 P、横軸は真のせん断変形角  $\gamma$  である。変形の様子を図 5 に示す。 $\gamma = 0.67\%$  程度から、鋼板側部の接合部周辺の鋼板において局部座屈が発生し、 $\gamma = 1.0\%$  時から図 5 に示す鋼板の全体座屈が顕著に観測された。鋼板の全体座屈後剛性が低下し、 $\gamma = 2.43\%$  時に最大耐力  $P_{max} = 10.7\text{kN}$  となった。その後、図 5 に示す接合部が破壊し、耐力が低下した。ビス接合部は端距離が 6.5mm しか確保されておらず、これにより最大耐力が決定した。方法書に準拠し、算出した壁倍率は 2.1 であった。また、初期剛性 K は 301.5N/mm、降伏耐力  $P_y$  は 8.06kN、終局耐力  $P_u$  は 9.96kN であった。

## 5.3. 考察

鋼板ビス接合部の引き裂き耐力には、端距離が大きく影響する<sup>11)</sup>。接合部において、ビス位置から鋼板の縁までを端距離として、既往実験では縁からビスの方向に引張力を載荷しているが、本実験における試験体側辺の接合部では、主せん断力方向が縁と平行になると考えられ

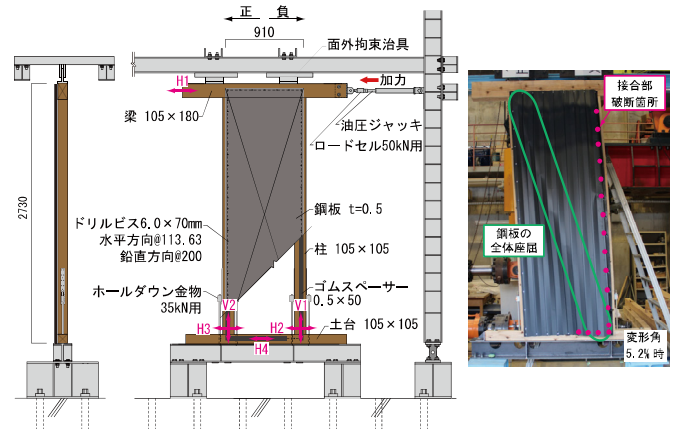


図 4 実験概要図

図 5 変形の様子

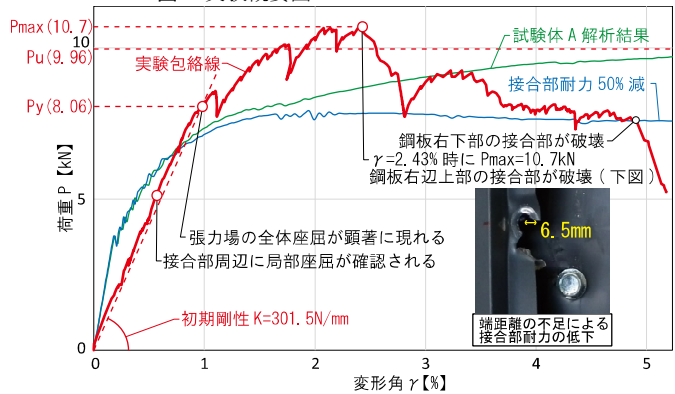


図 6 荷重-変形角関係

る。そのため、接合部の耐力評価に既往研究結果を直接適用できないが、仮に、接合部せん断実験の半分の耐力であったとした場合についても解析を行う。図 6 に解析結果を示す。接合部の復元力特性は完全弾塑性とし、前述の実験値およびその 50%とした。条件は前編と同様である。接合部破断後はせん断耐力を保持しないことから、完全弾塑性モデルにすることについては改良の余地があるため、今後の検討課題としたい。接合部耐力を低減させない場合は最大耐力後も水平耐力が上昇しているのに対し、50%に低減させた場合は低下している。同接合部の耐力と靱性が壁耐力に与える影響は大きく、接合部の改良により、壁耐力の向上が期待できる。解析結果は実験結果よりも初期剛性が過大に評価され、最大耐力が 20%過小に評価されている。今後原因を究明する。

## 6. まとめ

統計調査に基づいて対象を限定して工法を簡略化し経済性を高めた。モルタル仕上げで土台の劣化が比較的軽微なものを対象とした。仕上げを含まない壁試験体について、実験を行い、ビス接合部のせん断耐力試験に基づいて解析モデルを作成した。

参考文献は続編にまとめて示す。

\*1 首都大学東京都市環境科学研究科建築学域 大学院生  
\*2 首都大学東京都市環境学部建築都市コース 准教授・Ph.D.  
\*3 EQSD 一級建築士事務所 博士(工学)  
\*4 日鐵住金建材株式会社 修士(工学)

\*1 Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.  
\*2 Associate Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.  
\*3 EQSD Structural Consultants, Dr.Eng.  
\*4 Nippon Steel and Sumikin Metal Product Co.,Ltd., M.Eng.