

モルタル仕上木造住宅の外付耐震補強工法の開発

その4 入隅軒勝試験体の性能評価

正会員 ○堀口泰次郎*1 正会員 高木次郎*2
 正会員 大向智之*3 正会員 田中里奈*1
 正会員 遠藤俊貴*4 正会員 湯本茂樹*5

木造住宅 耐震補強 モルタル仕上
 鋼製薄板 有限要素法解析

1. はじめに

本報では、入隅試験体と軒勝試験体の実験結果を述べる。また、解析的に挙動を分析する。

2. 入隅試験体の実験と解析結果

入隅試験体は建物の入隅部分の壁で一方の側柱に鋼板をビス固定できないモルタル仕上外壁を想定したものである。片側の柱芯から102.5mmまでモルタル仕上が存在せず、柱に鋼板をビス固定しない(図1)。試験体の基本構成は前編(その1)の図4と同様である。ビス固定をしない柱側の鋼板は短ビスによりモルタルに固定した。加力正側をビス固定ありとした。

実験結果の荷重-変形角関係の包絡線を図2に示す。同図の縦軸と横軸については前編(その2)同様である。変形角0.5%で加力方向正側(以下、正側)のビス接合部付近のモルタルに微小なひび割れが発生した。変形角1.0%で剛性が低下したが、変形角2.0%以降で剛性が再び上昇した。変形角1.3%で加力負側(以下、負側)のモルタルが木摺りから浮き上がり、面外方向への変形が発生した。変形角2.0%で負側上部の木摺りに割裂破壊が発生、またビスが曲げ変形する様子を確認した。その後、ビス曲げ変位量の増大に伴い、ビス軸部の支圧による鋼板のめり込みが進行した。変形角6.7%で負側脚部のビス接合部で端あき破壊(写真1)が発生したが耐力低下には至らなかった。降伏耐力と最大耐力はそれぞれ5.9kNと9.6kNであった。また実験中に測定する相対変位について、負側のモルタルの存在する範囲が標準と違うため、前編(その1)図6の変位計治具の先端をモルタルまで伸ばし、負側測定点を内側に移動させて測定を行った。同相対変位より鋼板とモルタルはほぼ一体的にビス固定している柱の脚部を中心にロッキング変形している様子を確認した(図4)。モルタルに脚部に最大12.0mmの亀裂が生じたが(写真2)、その他のひび割れのほとんどは幅0.2mm以下であった。

入隅試験体の解析について述べる。解析モデル(図5)の基本構成は前編(その2)の標準試験体の場合と同様である。モルタルと鋼板を柱にビス接合しない箇所については、ビスばねを設けていない。前編(その3)図6の通り実験と解析で加力方向を逆転させているため解析モデルに

についても反転させたものを示す。

解析結果の荷重-変形角関係を図2に示す。入隅試験体について解析結果と実験結果が変形角2.0%まで概ね一致した。同変形角以降、解析では水平剛性を維持したまま耐力が上昇し、実験結果に対して最大耐力が約35%大きくなった。図6は、前編(その2)図8同様Y方向の相対変位である。測定位置は負側の柱上部の短ビス位置(図3の(D))あり、同図中に該当箇所のビスばねの同方向の変位を示す。ロッキング変形により、鉛直方向で最大約50mmの変位が木架構とモルタル間に発生した。また、実験と解析の相対変位は概ね一致した。実験と解析で最大耐力に差が生じた一因として、ばねのモデル化が考えられる。実験では土台付近のビス接合部で最大50mmの相対変位が確

片側柱近くのモルタルと鋼板なし

図1 入隅試験体

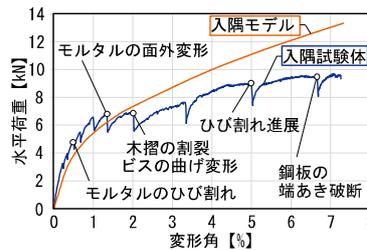


図2 荷重-変形角関係

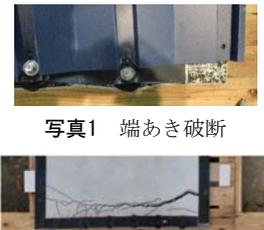


写真1 端あき破壊
写真2 土台付近損傷の様子

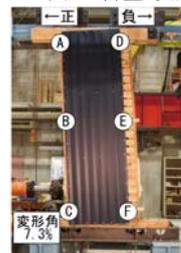


図3 変形の様子

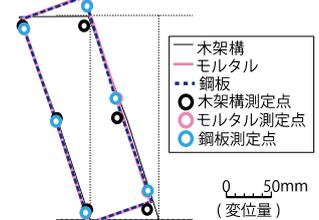


図4 相対変位図(変形角3.3%)

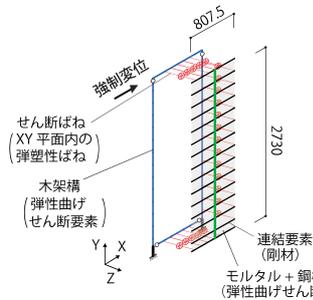


図5 入隅試験体解析モデル

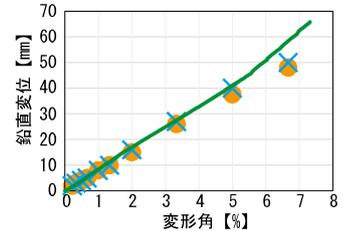


図6 実験と解析の相対変位

認されている。大変形時の接合部ばねのモデル化は今後精査する。

3. 軒勝試験体の実験と解析結果

入隅試験体の図 1-6 に対応させて軒勝試験体の実験と検討の結果を図 7-12 に示す。軒勝試験体は壁上部に庇等が存在し、壁上部の梁に鋼板をビス固定できない場合を想定したものである。試験体の基本構成は前編（その 1）図 4 と同様であり、上部梁下端から 500mm の範囲でモルタル仕上が存在せず、同梁には鋼板をビス固定しない。ビス固定しない鋼板上端については、短ビスによりモルタルに固定した。

実験結果について変形角 0.7% で負側上部のビス接合部付近にモルタルの微小なひび割れを、変形角 2.0% でビスの曲げ変形を、変形角 3.3% で負側の柱頭の引抜きをそれぞれ確認した。その後、ビス曲げ変位量の増大に伴い、鋼板へのビス頭部のめり込みが観察された（写真 1）。変形角 7.3% で負側の柱に曲げ破壊が発生して耐力が低下した。降伏耐力と最大耐力はそれぞれ 8.0kN と 16.8kN であった。モルタルに発生したひび割れ幅はほぼ 0.25mm 以下であり、モルタルの損傷は比較的軽微であった。図 10 の変形図から、モルタルと鋼板はほぼ一体的にロッキング変形し、頂部は木柱の曲げとせん断により水平力を負担している様子が分かる。

解析について述べる。解析モデル（図 11）の基本構成は前編（その 2）の標準試験体の場合と同様である。モルタル鋼板材の長さを土台から 2230mm とし、モルタルと鋼板を梁にビス接合しない部分は接合部ばねを設けていない。解析結果について、剛性、耐力共に実験結果と良好な精度で一致し、解析モデルの妥当性を確認した。図 12 は負側の柱上部のビス位置（図 9 の D）の X 方向と Y 方向の木架構に対するモルタルと鋼板の相対変位である。解析と実験とで概ね一致する。

4. まとめ

入隅試験体と軒勝試験体について、耐震壁の水平耐力実験結果を示し、有限要素法による解析的分析を行った。

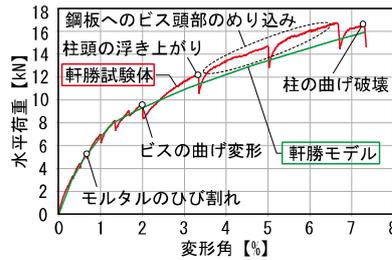


図8 荷重-変形角関係

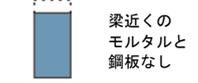


図7 軒勝試験体



写真1 めりこみ変形



図9 変形の様子

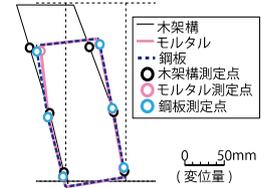


図10 相対変位図（変形角 3.3%）

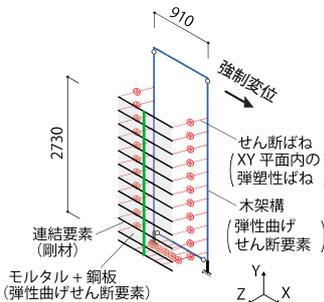


図11 軒勝試験体解析モデル

実験では入隅試験体と軒勝試験体の降伏耐力と最大耐力はそれぞれ 5.9kN と

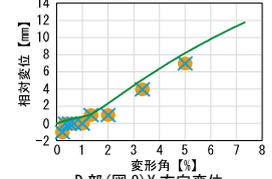
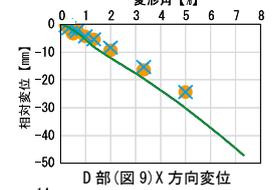


図12 実験と解析の相対変位

8.0kN, 7.3kN と 16.8kN であった。

入隅試験体と軒勝試験体に対応させた解析モデルを構築した。入隅試験体では変形角 2.0% まで概ね実験結果と一致した。軒勝試験体では実験結果と良好な精度で一致する結果が得られた。また、ビスばねの変位と実験における相対変位も両方の試験体で概ね一致する結果が得られた。方法書⁹⁾に準拠して算出した前編（その 1）表 1 の実大水平耐力試験結果は表 1 の通りである。

参考文献と謝辞は続編にまとめて示す。

表1 全試験体実験結果

試験体記号	A1-1	A1-2	A1-3(※)	A2	A3	A4	A5	A6	A7	B1	B2
特徴	標準			開口中央	開口端部	モルタル無	モルタル無 小開口有	部分合板 置換	全面合板 置換	入隅	軒勝
降伏耐力 (kN)	10.9	10.9	11.6	9.6	10.3	5.5	7.1	12.5	16.1	5.9	8.0
降伏変位 (mm)	30.0	23.3	26.8	22.9	43.5	26.2	31.6	34.6	36.3	22.0	35.0
初期剛性 (kN/m)	364.1	467.7	430.5	421.0	235.8	209.9	209.9	362.3	443.7	267.3	227.5
最大耐力 (kN)	24.1	23.9	28.3	16.4	17.6	9.7	9.7	28.7	31.1	9.6	16.8
最大荷重時の変位 (mm)	174.5	155.7	180.7	133.5	178.8	126.1	126.1	172.7	182.0	182.0	182.0
終局耐力 (kN)	19.7	19.9	21.3	14.6	15.1	8.8	11.4	24.3	27.3	8.1	16.8
終局変位 (mm)	182.0	182.0	182.0	182.0	182.0	157.7	182.0	182.0	182.0	182.0	182.0
塑性率	3.4	4.3	3.7	5.2	5.2	3.8	3.6	2.7	3.0	6.0	3.1
1/120rad 時の荷重 (kN)	9.9	10.7	10.7	9.6	9.6	5.1	5.9	9.6	12.3	6.0	6.2

※大変形時に試験体と治具が接触したことによる耐力上昇が発生した。

*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 大和ハウス工業株式会社 修士 (工学)
 *4 EQSD 一級建築士事務所 博士 (工学)
 *5 日本鐵板株式会社

*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 Daiwhouse Industry Co.,Ltd.,M.Eng
 *4 EQSD Structural Consultants, Dr.eng
 *5 NIHON TEPPAN Co.Ltd