

モルタル仕上木造住宅の外付鋼板耐震補強工法の開発

その5 柱脚接合部引張実験

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

木造住宅 耐震補強 モルタル仕上壁
 鋼製薄板 引張試験 ビス接合部

1. はじめに

本工法では、既存木造住宅の外側から角波鋼板をビスで固定して、耐震壁として機能させると同時に、柱と土台および梁との接合金物として機能させる。本報では、前報（その 1-4）の耐震壁の柱脚部のビス接合部の引張実験を行い、その性能を評価する。

2. 実験概要

前報（その 2）の標準形の耐震壁実験では、モルタルと角波鋼板はほぼ一体的に挙動することが確認された。従って、接合部のせん断変形は、主としてモルタルと木架構の間で発生する。これを踏まえて、本接合部実験では、土台とモルタルの間のせん断耐力を評価する。図 1 に試験体と载荷概要を示す。土台に設けた柱近傍の 2 本のビスのせん断耐力を評価する。試験体のモルタルと鋼板は柱と一体的に挙動するように、柱頂部に柱と一体化した梁を設け、それらにモルタルと鋼板をビスで固定した。鉛直上方への引張力载荷の際に、同図中 a 部詳細図のように土台ビス接合部で変形することを想定する。木材はスギ（無等級）を使用し、柱と土台と梁は 105mm×105mm の断面寸法とした。梁及び土台と柱の仕口はほぞとし、梁と柱は 2-N90 釘により固定した。木摺の断面寸法は 9mm×90mm とした。柱への留め付けは N50 釘を 1 本平打ちとした。木摺の上からアスファルトフェルト・平ラスをタッカー釘（脚長 10mm/φ120mm）で固定し、その上から塗厚 15mm のモルタルを施工した。モルタルの上から防水両面プチルテープを用いてゴムスペーサーを定着させ、役物専用の鋼板（t=0.35mm）を介して鋼板（t=0.5mm）を留め付けた。試験体の仕様決定上、隅角部など角波鋼板が隣接部に存在しない柱脚耐力評価上不利な条件を選定したが、その場合でも役物鋼板は存在するため、このような試験体仕様とした。鋼板はドリルビス（φ6.0mm×115mm）（以下、ビス）で、113.6mm 間隔で梁と土台へ、150mm 間隔で柱に固定した。土台はビス 2 本で固定した。

参考文献¹²⁾（以下、方法書）に準拠して耐震壁の接合部の引張試験を行った。実験の概要図を図 1 に示す。試験体の柱上部柱を鉛直方向に繰り返し引張载荷を行った。変位は、試験機の垂直変位と鋼板の垂直変位、モルタルの垂直変位、土台の垂直変位、柱脚部の垂直変位を測定した。試験体は 7 体作成し、そのうち 1 体を予備試験として単調

加力した。予備試験の結果を踏まえ、本試験で試験体柱の材軸方向に一方方向の繰り返し加力を行った。予備試験（単調加力）から得た降伏変位 δ_y の 1/2, 1, 2, 4, 6, 8, 12, 16 倍の変形まで順に 1 回の繰り返し加力を行った。

3. モルタルの材料試験

既存木造住宅のモルタル仕上の強度が低い場合でも本工法を適用できるように、試験体を構成するモルタルの強度が極力低くなるよう配合設計した（表 1）。乾燥ひび割が発生しないよう配慮しつつ、砂を多く、水セメント比を低くした。前報（その 1-4）の耐震壁試験体のモルタルもこれと同じである。JIS A1108 と A1113 に準拠してモルタルの材料試験を行った。試験体は直径 50mm、高さ 100mm で圧縮試験と割裂試験を行った。モルタルを試験毎に 3 体ずつ計 18 体作成した。養生期間は 1, 2, 3 回目の材料試験の順にそれぞれ約 3, 4, 11 週間とした。試験結果より算出した圧縮強度 F_c 、割裂強度 F_t 、およびヤング係数 E の平均値を表 2 に示す。

4. 破壊モードの推定

引張実験で想定される破壊モードを図 2 に示す。破壊モードはビスの降伏（モード 1）、モルタルの支圧破壊（モード 2）、モルタルのコーン状破壊（モード 3）、ビスによる鋼板の引き裂き（モード 4）の 4 種類である。モード 1 は「木質構造接合部設計マニュアル¹¹⁾」に準拠し、 $P_t = 38.1r_0^{1.5}dt_1$ とした。ここで、 r_0 はスギの比重、 d はドリルビスの呼び径、 t_1 はドリルビスの打ち込み長さである。モード 2 と 3 は「各種合成構造設計指針¹³⁾」に準拠して

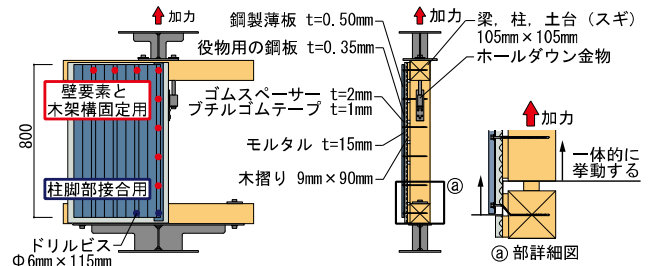


図 1 実験概要図

表 1 モルタルの配合

セメント(kg)	砂(kg)	水(kg)	砂/セメント(容積比)	水セメント比(%)
60	270	32	4.5	53.3

表 2 モルタルの材料試験結果

	1 回目	2 回目	3 回目
圧縮強度 F_c (N/mm ²)	3.71	4.00	6.38
割裂引張強度 F_t (N/mm ²)	0.58	0.37	0.90
ヤング係数 E (kN/mm ²)	7.83	8.11	9.02

それぞれ $P_2=0.75 \sigma_{qa} d$, $P_3=0.75 \sigma_t A_{qc}$ とした。ここで、 σ_{qa} はモルタルの支圧強度、 σ_t はモルタルの割裂強度、 A_{qc} はコーン状破壊面の有効投影面積である。モード1-3では、鋼板の存在は考慮していない。モード4の耐力 P_4 は $A \sigma_{SB}$ とした。これは、ビス軸部と接触する鋼板の支圧断面積 A と既往の実験³⁾で得られた単位面積当たりの強度 σ_{SB} ($385=N/mm^2$) の積である。これらより、ビスの曲げ降伏 ($4.90kN$) とビスによる鋼板の引き裂き ($10.46kN$) が発生する前に、モルタルのコーン状破壊 ($3.30kN$) と支圧破壊 ($3.80kN$) が先行すると推定した。

5. 柱脚引張実験の結果と考察

引張実験の結果を表3、荷重変形角関係の包絡曲線を図3に示す。図の縦軸は載荷引張耐力 P であり、横軸は柱の垂直変位 δ である。実験の様子を図4に示す。載荷開始直後は摩擦力により、相対変位が微小であり耐力が約3kNまで上昇した。 $\delta=1-3mm$ まで剛性を保ちながら耐力が増大した。その後 $\delta=6-10mm$ でビス付近のモルタルのコーン状破壊が生じた。 $\delta=15mm$ 付近でビス周辺の鋼板が引き裂かれ始め、 $\delta=20-25mm$ まで耐力を保ち続けた。図4のようにビスにより鋼板が引き裂かれた形で実験終了した。実験後の解体から、柱脚部ビスは塑性曲げ変形していることを確認した。また、接合部のせん断変形量は10mm程度であった。結果より算出した降伏耐力 $P_y=6.14kN$ 、降伏耐力時変位 $\delta_y=0.99mm$ 、最大耐力 $P_{max}=10.4kN$ 、最大変位 $\delta_{max}=18.2mm$ であった。これらの値を用いた解析用復元力特性を図4に示す。実験での崩壊順序は、予測した破壊モードの低耐力順序に概ね一致した。モード1の耐力は鋼板を考慮していないことから、実験結果と一致しなかったと考えられる。また平均最大耐力とモード4の耐力が一致したことから、鋼板が張力場を形成し、耐力低下を抑制する効果があると考えられる。方法書に準拠して算出した標準偏差 s 、ばらつき係数 Ce は、それぞれ $s=0.77$, $Ce=0.74$ となった。既往のビス接合部一面せん断実験⁵⁾では $Ce=0.68$ であり、本試験結果のばらつきは小さい。

6. まとめ

本工法における柱脚のビス接合部の引張耐力と復元力特性の評価を目的とした引張試験を行った。ビスは曲げ降伏を伴い端あきのモルタルはコーン状破壊し、ビスによる鋼板の引き裂きが観察された。推定した破壊モードと実験結果より、鋼板が急激な耐力低下を抑制する効果を確認した。結果より、耐震壁の解析モデルに用いるビス接合部せ

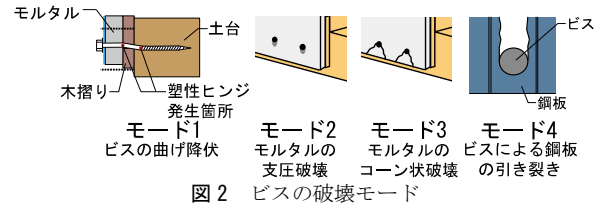


図2 ビスの破壊モード

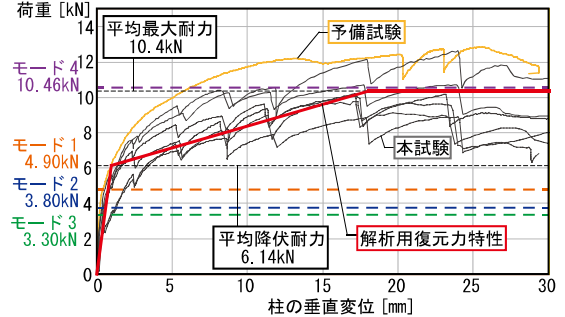


図3 荷重変形角関係



図4 実験の様子

ん断ばねの復元力特性を得た。平均降伏耐力は $6.14kN$ であり、ばらつき係数を乗じた結果、短期基準耐力は $4.93kN$ となった。

謝辞

本研究(副題その1-5)の一部は、公益財団法人 LIXIL 住生活財団の研究助成を受けて実施した。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 佐藤慶一：住宅・土地統計調査から見る住宅耐震化の趨勢，総務省統計研修所リサーチペーパー第28号，pp. 29-43，2011.9
- 2) 岩崎信彦，鶴岡孝造，浦野正樹，辻勝次，似田貝香門，山本剛郎：阪神淡路大震災の社会学1 被災と救援の社会学，昭和堂，1992.2，99.41-43
- 3) 柳佑樹，高木次郎，遠藤俊貴，浅沼愛美：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6 角波鋼板補強壁の実験的耐力評価，日本建築学会学術講演梗概集(近畿)，構造，pp309-310，2014
- 4) 大津達郎，高木次郎，遠藤俊貴，安田裕俊：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，日本建築学会学術講演梗概集(関東)，構造，pp221-222，2015
- 5) 小花瑠香，高木次郎，安田裕俊：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15モルタル仕上を含むビス接合部の一面せん断実験，日本建築学会学術講演梗概集(九州)，構造，pp555-556，2016
- 6) 福浜嘉宏，大橋好光：木造住宅の外壁仕上げ構法の変遷と地域差に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) pp717-718，2000.9
- 7) 永田智彦，中尾方人，山崎裕：木造住宅におけるラスモルタル外壁の耐震性能評価に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集pp143-146，2003
- 8) 鈴木光，古賀一八，山中豊茂，近藤敏：平成16年新潟県中越地震における湿式外壁被害調査(その2ラスモルタルおよび土壁の被害調査)，日本建築学会大会学術講演梗概集 pp241-242，2005
- 9) 公共財団法人日本住宅・木材技術センター：木造の耐力壁及びその倍率 性能評価業務方法書 Rev.3.0
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp50，丸善株式会社，2010
- 11) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル，2009.12
- 12) (財)日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年度版)，2011
- 13) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010

表3 実験結果

項目	予備試験	試験体1	試験体2	試験体3	試験体4	試験体5	試験体6	本試験平均
降伏耐力 (kN)	7.18	6.37	7.00	5.36	6.28	5.69	6.15	6.14
降伏変位 (mm)	1.55	3.53	1.71	2.70	1.48	1.20	1.61	2.04
初期剛性 (kN/mm)	4.62	1.81	1.98	4.25	4.76	3.83	3.83	3.41
最大耐力 (kN)	12.8	9.79	12.7	10.2	10.7	8.9	10.1	10.4
最大荷重時の変位 (mm)	25.6	17.3	24.0	17.2	23.9	24.0	16.9	20.5

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