

# 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 11 ビス接合部の木架構モルタル間のせん断ばねモデル

正会員 ○栗原遼\*1 同 高木次郎\*2  
 同 國枝陽一郎\*3 同 湯本茂樹\*4  
 同 遠藤俊貴\*5

木造住宅 耐震補強 モルタル仕上げ  
 鋼製薄板 ビス接合部 有限要素法解析

### 1. はじめに

耐震性能が十分でない戸建て住宅は数多く存在する<sup>1)</sup>。著者ら<sup>2,3)</sup>は、統計的に数が多いモルタル仕上の既存木造住宅を対象にして、角波鋼製薄板（以下、鋼板）を耐震要素兼新規外装材として用いる耐震補強工法の開発と改良を行ってきた。本研究では、同工法の要となるビス接合部の実験を行い、せん断ばねモデルを精査する。

### 2. 既往研究で明らかになった課題

既往研究でモルタルと鋼板のそれぞれをシェル要素でモデル化した耐震壁モデル（図 1）を示した<sup>3)</sup>。これにより、鋼板とモルタルのそれぞれが水平荷重を負担する機構を評価した。鋼板-モルタル間およびモルタル-木架構間はそれぞれ独立した構面内のせん断ばね（前者を「鋼板せん断ばね」後者を「ビスばね」と呼ぶ）で接続されている。1本のドリルビスが鋼板とモルタルを貫通して木架構と固定するとき、鋼板-モルタル間とモルタル-木架構間の復元力特性には相関があると考えられるが、それを評価することは解析モデルが非常に複雑になることから、両者を独立したばねとして扱う。既往研究では、モルタル+鋼板と木架構の間のせん断力と変位の関係からビスばねの復元力特性を設定した<sup>4)</sup>が、モルタル+鋼板を木架構に対して引き上げる形で加力したためにモルタルのひび割れ等による変形がばねの復元力特性に含まれ、モルタルの挙動をシェル要素で評価する場合に重複して評価することになった。そこで本研究ではモルタルに主として圧縮力が作用する形の接合部実験を行い、改めてビスばねの復元力特性を設定する。

### 3. 実験概要

図 2 に実験の概要を示す。図中 a 部のように土台に固定した 1 本のビス接合部に対して、モルタルと鋼板を一体的に木架構（土台）に対して鉛直下方に加力することでビスのせん断性能を評価する。試験体の幅を 300mm とし、高さを 750mm とした。木材はスギ（無等級）を使用し、柱と梁は 105mm×105mm、土台は 105mm×150mm の断面寸法とした。载荷中の構面内変形と構面外変形を拘束する目的でかど金物（リトルコーナー）と平板（ホールダウン金物）を設けた。厚さ 15mm のモルタルにゴムスペーサーとブチルゴムテープを介して厚さ 0.5mm の鋼板をパッキン付きの φ6mm×115mm の長ビスで固定した。モルタル強度  $F_c=4, 13, 27\text{N/mm}^2$  の試験体（以下、 $F_c4, F_c13, F_c27$ ）を作成し、モル

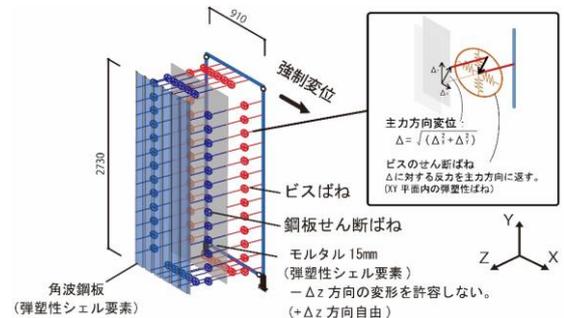


図 1 既往解析モデルの概要図

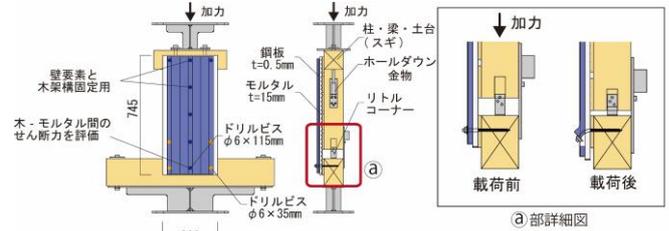


図 2 モルタル圧縮下のビス接合部せん断実験概要図

タル強度を実験変数とした。参考文献<sup>5)</sup>に準拠し、試験体上部の梁と土台を試験機に固定して油圧サーボ構造部材試験機を用いて鉛直方向に繰り返し载荷した。原点から下方に 1, 2, 4, 8, 16, 32mm を各 1 回往復後に 45mm まで強制変位を与える载荷計画とした。载荷速度は、既往実験<sup>4)</sup>に準じて 8mm 载荷まで 0.1mm/秒、16mm 载荷以降は 0.2mm/秒とした。目標変位及び初期位置に到達した後 10 秒間一定の変位で保持した。

### 4. モルタルの材料強度

モルタルの調査は細骨材量を一定に、水セメント比は JASS5 のコンクリートの調合設計法<sup>6)</sup>を参照して決定した。予備試験結果から同調合でのモルタル強度がコンクリート強度を下回ることを考慮して、設計強度をやや高く設定して実強度を目標強度に近づけた。調合を表 1 に示す。目標強度は  $F_c=4, 13, 27\text{N/mm}^2$  であり、JIS A1108 と JIS A1113 に準拠してモルタルの圧縮試験および割裂試験をそれぞれ行った。試験体は  $\Phi 100 \times 200\text{mm}$  の円柱試験体を各水準 3 体ずつ計 18 体作成し、養生は封かん養生 4 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  $E$  の平均値は表 2 の通りである。モルタル圧縮強度の材料試験値は目標強度に近い。

### 5. 実験結果と考察

実験結果を表 3 と図 3 に示す。せん断変位約 15mm まではモルタル強度の違いによる荷重変形関係の差は小さい。

せん断変位2-3mmでビスの降伏により剛性低下後、約15mm以降剛性が増大した。これは、せん断変位増大に伴い、ビスが傾いて張力が発生して鋼板及びモルタルにめり込むことでせん断抵抗力が増大したためと推察される。この機構下のせん断耐力にモルタル強度が影響し、Fc27の試験体の耐力が他5体より高くなったと考えられる。せん断変位25-30mmでいずれも耐力低下した。繰り返し載荷後に耐力が低下する傾向があり、ビスの引き抜き抵抗力の低下がせん断耐力低下の原因であると考えられる。また、Fc4, 13ではFc27よりビスの傾きが大きい(写真1)ことや「木質構造接合部設計マニュアル」<sup>7)</sup>に準拠したヨーロッパ型降伏理論の計算値からFc4, 13は主材(土台)でビスが降伏し側材(モルタルと鋼板)がめり込み降伏するモード、Fc27は主材(土台)と側材(モルタルと鋼板)でビスが降伏するモードであると考えられる(図4)。

ビスばねの復元力特性を図3に示す。後述の実大壁実験の予備解析で、ビスばねのせん断変位が15mm程度までの挙動が壁の挙動に与える影響が比較的大きいことが判明したことから、せん断変位15mmまでの最大値の実験平均値を第二折れ点とした。参考文献<sup>7)</sup>の算出方法から求めた降伏点を第一折れ点、Fc4試験体の最大耐力を平均した点を第三折れ点とする。

## 6. 有限要素法による再現解析

前述の接合部実験の再現解析モデルを構築した(図5)。木架構、モルタル、鋼板および接合部のモデル化等は既往研究<sup>3)</sup>同様であり、木架構とモルタル間に図3のビスばねを設けた。図中の鉛直強制変位と反力の関係(荷重変形関係)を図6に示す。実験と解析は精度よく一致した。また、実験のモルタルの損傷と解析のモルタルの圧縮応力集中箇所は一致しており、実験と解析は整合する(図7)。さらに、既往の実大壁実験<sup>8,9)</sup>再現モデル(図1)のビスばねを図3に改めた解析結果は図8のようになった。変形角2%付近で解析値が実験値を上回るが、ビスばねの設定で折れ点を増やして接合部実験結果に細かく対応させることで、より実験結果に近づくことを確認している。

## 7. 結論

モルタル強度を実験変数としたビス接合部の一面せん断実験を実施し、モルタル-木架構間のビス接合部のせん断ばねモデルを定義した。同モデルを用いた再現解析は実験と整合し、ビスばねのモデル化の妥当性を確認した。また、実大壁実験の再現解析も実験と整合することを確認した。

### 参考文献

- 1) 国土交通科:住宅・建築物の耐震化率のフォローアップのあり方に関する研究会 2020.5
- 2) 浅沼愛美, 高木次郎, 遠藤俊貴:角波鋼製薄板による既存木造住宅の外付耐震補強壁の性能評価実験, 日本建築学会技術報告集, pp1027-1030, 2015
- 3) 堀口泰次郎, 高木次郎: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6 モルタルと鋼板の合成効果の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 構造III pp639-640, 2018

表1 モルタル調査

目標強度 (N/mm <sup>2</sup> )	設計強度 (N/mm <sup>2</sup> )	セメント (kg)	細骨材 (kg)	水 (kg)	細骨材/セメント (容積比)	水セメント比 (%)
4.0	6.0	7.8	68.0	10.9	8.7	139.7
13.0	21.0	7.0	42.5	6.0	6.1	86.1
27.0	40.0	9.0	42.5	5.3	4.7	58.4

表2 材料試験の結果

目標強度 (N/mm <sup>2</sup> )	4			13			27		
圧縮強度 F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	3.8	3.8	3.9	12.8	13.4	13.7	26.5	27.4	27.0
割裂引張強度 F <sub>t</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	0.5	0.3	0.3	0.7	0.7	0.7	0.8	1.0	1.1
ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	8.3			12.7			16.1		

表3 実験結果

モルタル強度 (N/mm <sup>2</sup> )	4			13			27	
試験体名	Fc4-1	Fc4-2	Fc4-3	Fc13-1	Fc13-2	Fc27-1	Fc27-2	
降伏耐力 (kN)	4.68	6.14	4.92	4.32	5.31	5.45	5.94	
降伏変位 (mm)	3.67	4.80	4.43	2.94	3.77	3.84	5.87	
初期剛性 (kN/mm)	1.28	1.28	1.11	1.47	1.41	1.41	1.02	
最大耐力 (kN)	8.70	9.81	9.29	8.69	9.97	12.40	14.07	
最大荷重時の変位 (mm)	24.04	26.46	26.13	23.70	26.44	24.34	24.52	

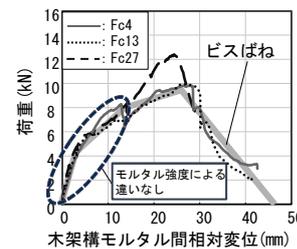


図3 荷重変形関係

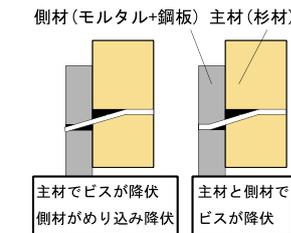


図4 ビスの降伏モード

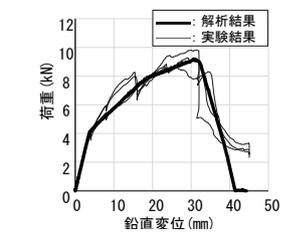


図6 再現解析の荷重変形関係



写真1 ビス近傍の損傷(載荷終了後)

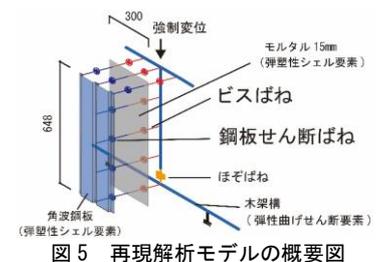


図7 圧縮主応力度分布

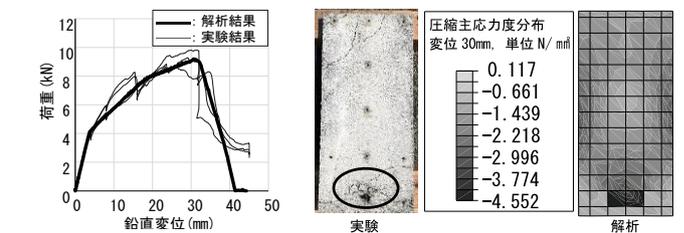


図8 荷重変形角関係

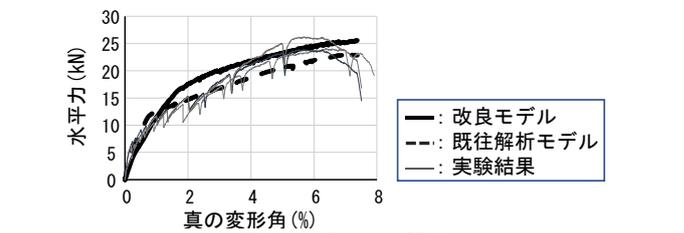


図8 荷重変形角関係

- 4) 田中里奈, 高木次郎: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, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造III pp337-338, 2017
- 5) 公共財団法人日本住宅・木材技術センター:木造組工法住宅の許容応力度設計(2008年度版), pp.579-587, 2011
- 6) 日本建築学会:コンクリートの調合設計指針, 2009
- 7) 日本建築学会:木質構造接合部設計マニュアル, 2009
- 8) 田中菜, 高木次郎: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1工法の目的と実験の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造III pp329-330, 2017
- 9) 遠藤俊貴, 高木次郎: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2 標準試験体の性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 構造III pp331-332, 2017

\*1 東京都立大学 都市環境科学研究科 大学院生  
 \*2 東京都立大学 都市環境科学研究科 准教授・Ph.D.  
 \*3 東京都立大学 都市環境科学研究科 助教・Ph.D.  
 \*4 NST 日本鉄板株式会社  
 \*5 EQSD 一級建築士事務所 博士(工学)

\*1 Graduate Student, Graduate School of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ.  
 \*2 Associate Prof., Graduate School of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.  
 \*3 Assistant Prof., Graduate School of Urban Env. Sciences, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.  
 \*4 NST Nihon Teppan Co.Ltd.  
 \*5 EQSD Structural Consultants, Dr.Eng.