

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10 腰壁つき補強壁のFEM解析

正会員 ○荻野航平\*1 正会員 高木次郎\*2  
 同 堀口泰次郎\*3 同 遠藤俊貴\*4  
 同 湯本茂樹\*5

木造住宅 耐震補強 モルタル壁  
 鋼製薄板 有限要素法解析 腰壁

1. はじめに

著者らはこれまでに、鋼製薄板によるモルタル仕上木造住宅の耐震補強工法の開発を進めてきた。既往研究<sup>1)</sup>では、高さ2730mmの全面壁と隣接する腰壁の両方を補強した場合、全面壁のみの場合と比べて耐力が1.4倍程度向上することを示した。本報では、同壁の地震水平力下の挙動と構成要素の役割などをFEM解析により評価する。

2. 解析モデル概要

既往研究<sup>1)</sup>の解析モデル(以下、「標準シェルモデル」)を図1に示す。木架構を弾性線材要素, モルタル(圧縮強度4N/mm<sup>2</sup>)と角波鋼板(降伏強度328.2N/mm<sup>2</sup>)を完全弾塑性のシェル要素でモデル化した。モルタルはL字型の立面を連続させて1枚とし, 角波鋼板は幅910mmごとに1枚とした。木架構とモルタル, モルタルと鋼板の接合にはそれぞれ独立したビスばねと鋼板せん断ばねを設けた。これらのばねは主せん断力方向のせん断変位に対して図2のせん断力を返すばねである。

標準シェルモデルを構成する各要素が架構の挙動に及ぼす影響を評価する目的で, 各要素の特性や条件を変えた解析モデルを構築した。仕様の一覧と各モデルを用いての検討項目を表1に整理した。以降同表中のモデル名を用いて議論を進める。

3. 標準シェルモデルの解析結果

表1の各モデル頂部の梁に図1の鉛直荷重を与えた上で, +-Xの水平方向に強制変位を与えたときの荷重変形関係を図3に示す。変形角Rは梁の水平変位を高さ2730mmで除した値である。標準シェルモデルの+X方向載荷時について, R=0.3%で図4のA部のビスばね接合部周辺のモルタルのひずみが進展し壁の水平剛性が低下した。R=3.0%でA部のビスばねが最大耐力に達し, 同部が浮き上がり全面壁が剛体的に回転(ロッキング)した。全面壁と腰壁の接触位置に圧縮応力が集中し(図5のB部), 腰壁のモルタルが構面外方向に変形した(図6のC部)。一方, -X方向載荷時について, R=0.2%で中柱近傍のモルタルに鉛直方向のひび割れが発生し, 全面壁にもせん断ひび割れが発生した(図7)。変形角の増大に伴い, 全面壁モルタルのせん断ひび割れは進展するが(図8), 図9のD部の鋼板せん断ばねを介して全面壁の鋼板が張力場を形

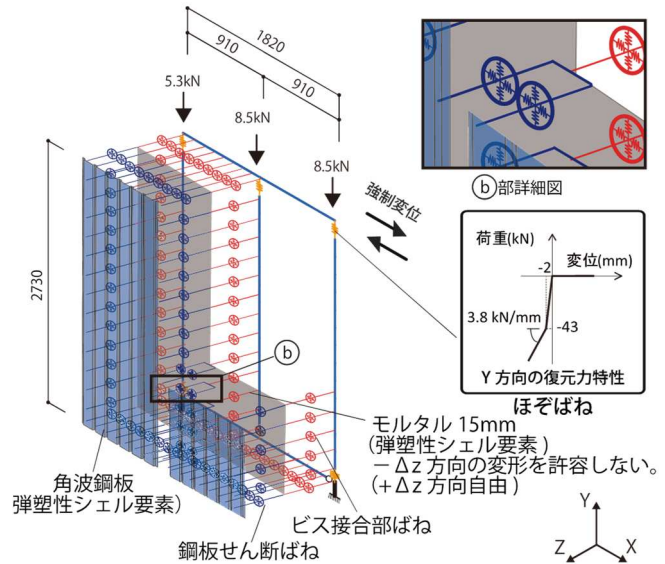


図1 FEMモデルの概要

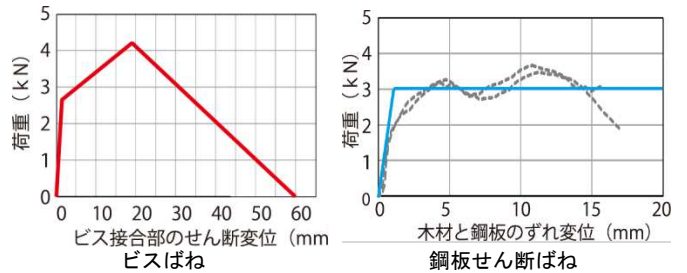


図2 各ばねの復元力特性

表1 比較解析モデル詳細

モデル名	鋼板のモデル化	モルタル強度 (N/mm <sup>2</sup> )	モルタルと鋼板の接触	評価項目
標準シェル	あり	4	考慮	-
モルタルのみ	なし	4	考慮	鋼板の寄与
モルタル強度3倍	あり	12	考慮	モルタル強度の影響
接触非考慮	あり	4	非考慮	鋼板によるモルタルの面外変形抑制効果

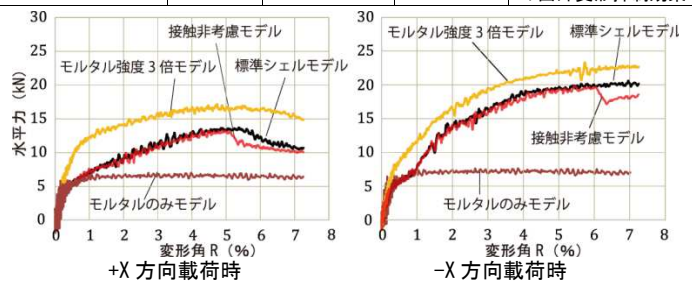


図3 荷重変形関係

成してせん断力負担する合成効果が確認できる。

#### 4 その他のモデルの解析結果

モルタルのみモデルについて、+X 方向荷重時は R=0.3% 時に全面壁最下最左でモルタルにひび割れが発生してから水平耐力は上昇しない。鋼板が存在しないため、全面壁が剛体的に回転せず、腰壁の構面外変形も発生しない。-X 方向荷重時では R=0.2% で中柱近傍のモルタルに鉛直方向のひび割れが発生し、全面壁のせん断ひび割れも発生して架構の水平剛性が低下した。図 10 の R=2.0% のモルタルの歪分布を図 8 の標準シェルモデルの分布と比較すると全面壁の引張歪とせん断ひび割れの進展が大きいことがわかる。すなわち、鋼板がモルタルのせん断ひび割れを抑制していると考えられる。また、標準シェルモデルの最大耐力はモルタルのみモデルの 2.0 倍 (+X 方向) と 2.4 倍 (-X 方向) であり、鋼板の耐力寄与は大きい。

モルタル強度 3 倍モデルは、標準シェルモデルと比べて +X 荷重方向共に全面壁の引張歪が小さく、せん断ひび割れが少ない (図 7 と図 11)。+X 方向荷重時の図 3 の A 部の接合部ばねのせん断力を図 12 に示す。モルタル強度 3 倍モデルでは同部周辺のモルタルの局所的な塑性変形が小さく、結果的にビスばねが負担するせん断力が他のモデルの同じ変形角での値よりも大きい。また、R=7.3% 時の図 3 の A 部の木柱の浮き上がりに着目すると、標準シェルモデルでは 56mm、モルタル強度 3 倍モデルでは 64mm である。従って、モルタル強度の増大により、木柱とモルタルと鋼板がより一体的に変形することが分かる。-X 方向荷重時では、標準シェルモデルのように R=0.3% 付近で水平剛性が低下しない。また、腰壁が全面壁のロッキングを拘束する効果があり、壁の水平耐力は、ビスばねのせん断耐力より、モルタル強度に依存する。

接触非考慮モデルは、+X 方向荷重時 R=5.0% から腰壁部モルタルの面外変位が急激に増大し架構の水平耐力が低下した。一方、標準シェルモデルでは腰壁部モルタルの面外変形が拘束され、R=5.5% 以降水平耐力は緩やかに低下している。接触非考慮モデル-X 方向荷重時は、全面壁のモルタルにも面外変形が発生した (図 13)。それに伴い R=6.0% で架構の水平耐力が低下した。すなわち、角波鋼板によるモルタルの構面外変形抑制効果が確認できる。

#### 5. まとめ

鋼製薄板によるモルタル仕上木造住宅の耐震補強工法を全面壁と腰壁とで構成される架構に適用した場合の地震水平力下の性状を複数の FEM 解析モデルを用いて分析評価した。モルタルと鋼板が一体的に地震水平力に抵抗する合成効果があり、鋼板がモルタルの構面外変形を抑制することを確認した。また、モルタルの強度が架構の水平耐力に与える影響が大きいことを確認した。

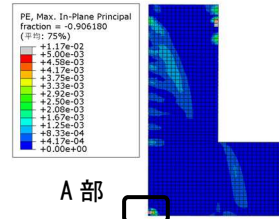


図 4 標準シェルモデルのモルタルのひずみ分布 (+X 方向 R= 0.3%)

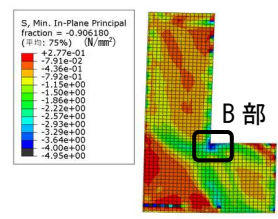


図 5 標準シェルモデルのモルタルの応力分布 (+X 方向 R=3.0%時)

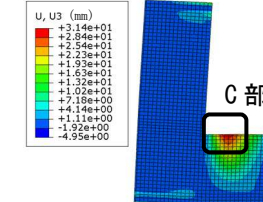


図 6 標準シェルモデルのモルタルの面外変位 (+X 方向 R=5.5%時)

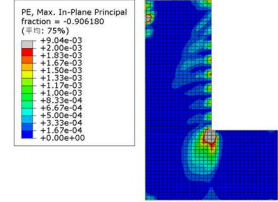


図 7 標準シェルモデルのモルタルのひずみ分布 (-X 方向 R=0.2%時)

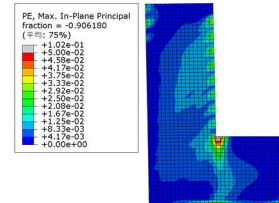


図 8 標準シェルモデルのモルタルのひずみ分布 (-X 方向 R=2.0%時)

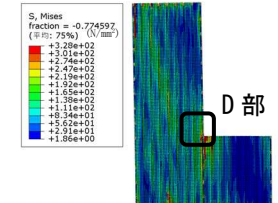


図 9 標準シェルモデルの鋼板の応力分布 (-X 方向 R=2.0%時)

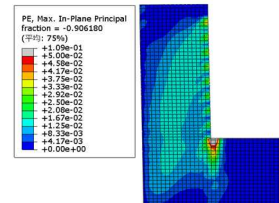


図 10 モルタルのみモデルモルタルひずみ分布 (-X 方向 R=2.0%時)

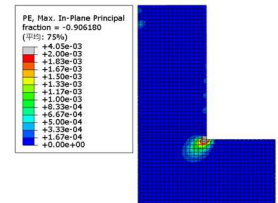


図 11 モルタル強度 3 倍モデルモルタルひずみ分布図 (-X 方向 R=0.2%時)

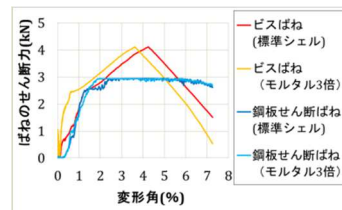


図 12 図 3 の A 部のばねのせん断力と変形角関係 +X 方向荷重時

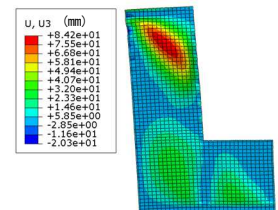


図 13 接触非考慮モデルモルタル壁面外方向変位 (-X 方向 R=7.3%時)

#### 参考文献

- 1) 荻野航平ほか：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 7 腰壁つき補強壁の解析，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），構造Ⅲ pp337-338，2017.7
- 2) 日本建築防災協会：2012 年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法，国土交通省住宅局建築指導課監修，2013.5

\*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科学研究科建築学域 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, Dep. of Architecture and Bldg. Eng., Tokyo Metropolitan Univ.  
 \*2 Associate Prof., Dep. of Architecture and Bldg. Eng., Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.  
 \*3 Daiwhouse Industry Co., Ltd., M.Eng.  
 \*4 EQSD Structural Consultants, Dr.eng  
 \*5 NIHON TEPPAN Co.Ltd