

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

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

木造住宅 耐震補強 モルタル壁  
鋼製薄板 有限要素法解析

1. はじめに

本報では、既存モルタル外壁を外付鋼板で補強した耐震壁のモルタルと鋼板がビスで固定されることによる合成効果について、解析的に分析評価する。

2. 解析モデル概要

図1に耐震補強壁の実験の標準試験体<sup>1)</sup>の解析モデルの構成を示す(「A1Cモデル」と呼ぶ)。木架構を線材、モルタルと外付鋼板を弾塑性シェル要素、ビス接合部を弾塑性せん断ばねでモデル化した。以下、木架構とモルタルの間のばねを「ビスばね」と呼び、モルタルと鋼板の間のばねを「鋼板せん断ばね」と呼ぶ。これらのばねは、いずれもビスで接合される要素のせん断力実験を参考に設定した。ビスばねは、モルタルと鋼板が一体的に変形する場合の木架構とのせん断実験結果<sup>2)</sup>に基づき、鋼板せん断ばねは、鋼板のビスへのめり込みが主たる塑性変形となったせん断実験結果<sup>3)</sup>に基づく。

木架構は既往研究<sup>1)</sup>と同様にヤング係数7kN/mm<sup>2</sup>の部材断面を持つ弾性線材とし、柱脚を土台と剛接合した。モルタルは厚み15mmの4節点1積分点要素のシェル要素を、1辺およそ50mmでメッシュ分割し、板厚方向の積分点数は5とした。モルタルの材料特性は既往材料実験<sup>2)</sup>より、ヤング係数は8.1kN/mm<sup>2</sup>とし、降伏強度を圧縮側に4N/mm<sup>2</sup>、引張側に0.4N/mm<sup>2</sup>の完全弾塑性とした。鋼板は板厚0.5mmの4節点1積分点のシェル要素を、1辺およそ20mmでメッシュ分割し、板厚方向の積分点数は5とした。鋼板の材料特性は既往材料実験<sup>3)</sup>よりヤング係数171kN/mm<sup>2</sup>、降伏強度328.2N/mm<sup>2</sup>の完全弾塑性モデルとした。

「ビスばね」と「鋼板せん断ばね」はいずれも耐震壁構面の主せん断力方向に、相対せん断変位の絶対値応じた反力が発生する弾塑性せん断ばねとした。ビスばねと鋼板せん断ばねの復元力特性は、それぞれ、図2の「耐震壁実験対応ビスばね」<sup>1)</sup>と図3の通りである。

モルタルの構面外変形は、屋内側には進展しないと考へ、屋外側のみに許容する拘束条件を与えた。鋼板とモルタルの接触は接触方向のみ考慮した。汎用有限要素解析ソフトウェアのABAQUS/Explicit<sup>4)</sup>を用いて解析した。

3. 解析結果

実験とA1Cモデルおよび既往研究<sup>1)</sup>のモルタルと鋼板

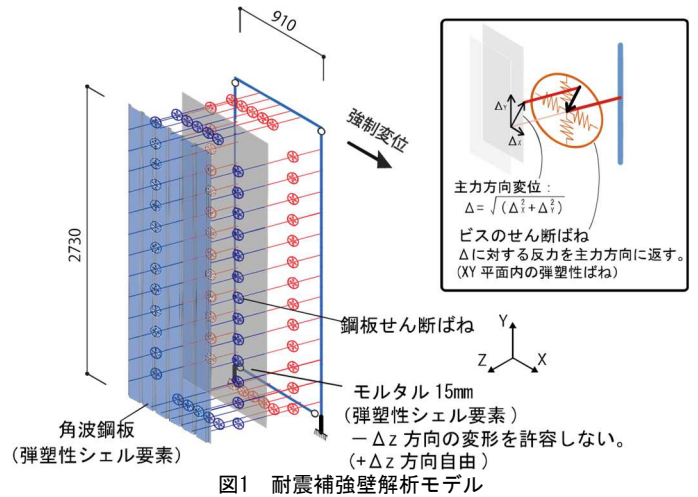


図1 耐震補強壁解析モデル

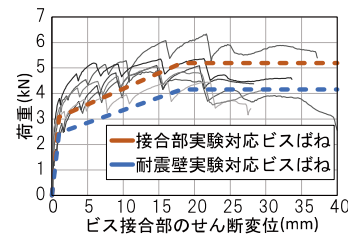


図2 ビスばね復元力特性

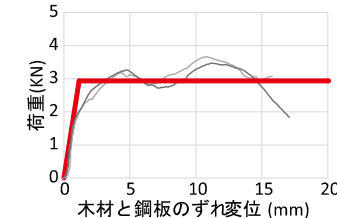


図3 鋼板せん断ばねの復元力特性

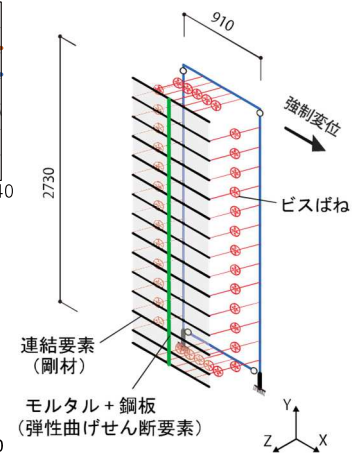


図4 A1Cモデル概要

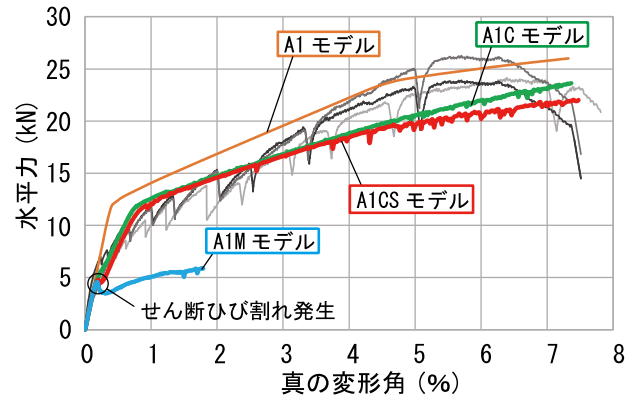


図5 荷重-変形角関係

を一体化させて弾性線材とした解析モデル（図4）（「A1モデル」）の荷重変形角関係を図5に示す。横軸は上部の梁の水平変位を高さで除した真の変形角であり、縦軸は水平力である。A1Cモデルは変形角3%付近まで精度良く実験と一致した。変形角3%以降でA1Cモデルの耐力が低く、変形角5.5%で実験の平均耐力より約17%低い。この理由は精査できていないが、概ね妥当な精度で実験を評価できた。また、A1モデルは、初期剛性は実験およびA1Cモデルと一致するものの、水平力5kN以上でA1Cモデルの耐力より高い。この理由として、モルタルのビス接合部周辺での局所的なひび割れを伴う変形の可能性が考えられる。既往実験<sup>1)</sup>で測定した木架構とモルタルおよび木架構と鋼板の相対変位と該当箇所のビスばねおよび鋼板せん断ばねから算出した相対変位は精度良く一致しており、接合部のモデル化は概ね妥当と考えられる。A1Cモデルモルタル壁のひずみ分布を図7に示す。モルタル壁のひび割れひずみはビス接合部近傍に集中して発生しており、せん断破壊は発生していない。

#### 4. モルタルと鋼板の挙動分析

モルタル壁の引張ひび割れ発生後の挙動を精査する目的で、引張強度後の耐力低下を考慮したモデル（「A1CSモデル」と呼ぶ）と同モデルに対して外付鋼板をモルタル壁に接合しない場合のモデル（「A1Mモデル」と呼ぶ）の2通りの解析を行った。モルタルの耐力低下を考慮した材料特性は文献<sup>5)</sup>に準拠して図13の実線のように設定した。A1CSモデルとA1Mモデルの解析結果を図5に示す。A1CSモデルは変形角4.3%以降の耐力がA1Cモデルより低いものの大きな差ではない。A1CSモデルとA1Mモデルのひずみ分布をそれぞれ図8と図9に示す。また、荷重-変形角関係（図5）の変形角0-0.6%の範囲の拡大を図6に示す。A1Mモデルは変形角0.2%で引張側上部から圧縮側下部へのせん断ひび割れひずみが発生することで耐力が低下し、変形角1.8%で解析が不安定になり終了した。これに対して、A1CSモデルはA1Mモデルと同様にせん断ひび割れひずみが発生したが鋼板せん断ばねを介して外付鋼板にせん断力が伝達されることにより再び耐力が上昇した。変形角1%以降モルタル壁のひび割れひずみはビス接合部に集中して発生しており、せん断ひび割れひずみは大きく進展していない。鋼板がせん断ひび割れの発生に伴い張力場を形成するためと推察できる（図10）。大変形時でも、鋼板が引張力を負担し（図11）、モルタルがせん断ひび割れひずみに沿って鋼板の張力場と対称の圧縮力を負担している（図12）。このような、モルタルと鋼板の合成効果により、補強壁の水平耐力は7.3%まで上昇したものと考えられる。

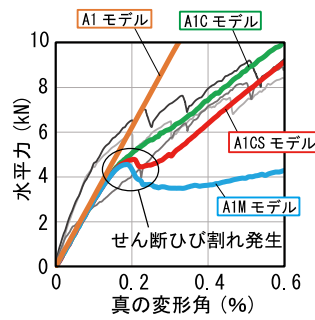


図6 モルタル損傷時の比較（図5拡大）

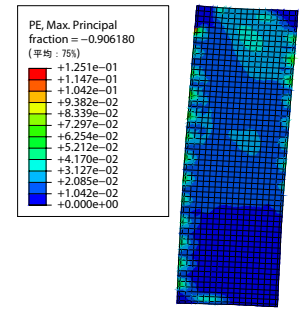


図7 A1Cモデルモルタル壁のひずみ分布（変形角7.3%時）

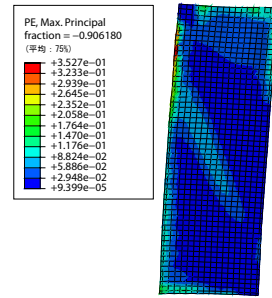


図8 A1CSモデルモルタル壁のひずみ分布（変形角7.3%時）

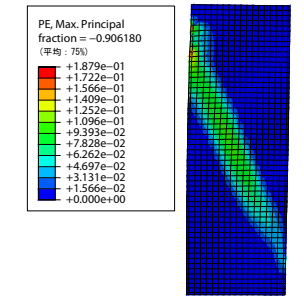


図9 A1Mモデルモルタル壁のひずみ分布（変形角1.8%時）

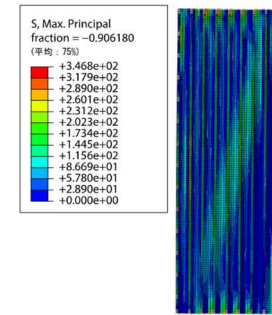


図10 A1CSモデル外付鋼板の引張主応力分布（変形角1.0%時）

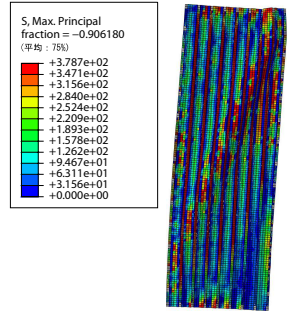


図11 A1CSモデル外付鋼板の引張主応力分布（変形角7.3%時）

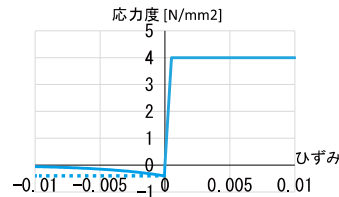


図13 モルタル材料特性

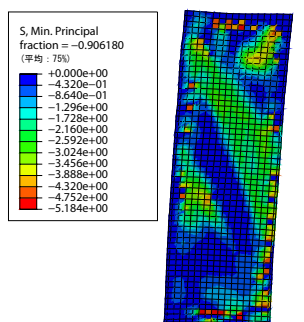


図12 A1CSモデルモルタル壁の圧縮主応力分布（変形角7.3%時）

#### 5. まとめ

外付鋼板補強耐震壁のモルタルと外付鋼板による合成効果を解析的に評価した。実験の挙動と荷重変形角関係は概ね再現できた。モルタルの局所的なひび割れ損傷後もビスを介して外付鋼板が引張力を負担し、モルタル壁が継続的に圧縮力を負担する合成効果があることを示した。

参考文献と謝辞は続編にまとめて示す。

\*1 大和ハウス工業株式会社 修士（工学）  
 \*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 EQSD 一級建築士事務所 博士（工学）  
 \*4 日本鐵板株式会社

\*1 Daiwahouse Industry Co.,Ltd.,M.Eng  
 \*2 Associate Prof., Dep. of Architecture and Bldg Eng., Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.  
 \*3 EQSD Structural Consultants, Dr.eng  
 \*4 NIHON TEPPAN Co.Ltd