

外装用角波鋼板によるモルタル 仕上木造住宅の耐震補強工法

SEISMIC STRENGTHENING METHOD FOR WOODEN HOUSES WITH MORTAR EXTERIOR FINISH USING CORRUGATED STEEL CLADDING PLATES

高木次郎 — * 1 堀口泰次郎 — * 2
田中里奈 — * 3 遠藤俊貴 — * 4
湯本茂樹 — * 5

Jiro TAKAGI — * 1 Taijiro HORIGUCHI — * 2
Rina TANAKA — * 3 Toshiki ENDO — * 4
Shigeki YUMOTO — * 5

キーワード：
木造住宅, 耐震補強, 角波鋼板, 実験, 有限要素法

Keywords:
Wooden house, Seismic retrofit, Corrugated steel cladding plate,
Experiment, Finite element analysis

A seismic strengthening method for seismically vulnerable existing wooden houses using corrugated steel cladding plates covering the mortar exterior finish was proposed and the performance was evaluated in experiments and numerical simulations. The primary failure mode of strengthened shear walls in the experiments was yielding of the screws. Simulation models of the walls were created using inelastic shear springs for the screw connections. The behavior of the strengthened frames under static lateral forces were simulated. It was found that the spandrel walls contribute to the lateral strength significantly and the method improves the strength of both walls and connections between the wooden members.

1. 序論

既存木造住宅の耐震脆弱性は2016年の熊本地震でも再認識されており, その耐震化は急務である。著者らは, これまでに, 外装用の溶融亜鉛めっき処理された角波鋼板(以下, 鋼板)を耐震要素兼新設外装材として用いる木造住宅の耐震補強工法(「外付鋼板耐震補強工法」と呼ぶ)の開発と改良を行ってきた¹⁻⁵⁾。耐震性能が不足している木造住宅の多くが新耐震基準以前に建てられており, モルタル仕上が多い⁶⁾ことに着目して, 本工法では既存の外壁モルタル仕上の外側から直接, 角波耐震補強鋼板を柱や土台および梁にビス留めすることで, 既存外壁と角波耐震補強鋼板を一体化させて耐震壁および接合部を補強する。居住者の補強工事の一時退去を回避できることや, 耐震性だけでなく, 耐久性や外観を同時に向上できることを特徴とする。また, 既存のモルタル仕上を耐震要素として活用するため, 廃材が少なく経済的である。そして, 外壁構面全体を補強することで局所的な補強工法と比べて, 柱脚に発生する引張力を緩和できる。本研究では, 910mm(1P)幅の耐震補強壁の実験を行い, 解析モデルを構築してその挙動を評価する。同モデルを拡張して架構の水平荷重下の性能を分析する。

2. 外付耐震補強工法の構成

工法の概要を図1に示す。モルタル仕上の上から防水テープとゴムスペーサーを介して厚さ0.5mmの鋼板の外周部をゴムパッキン付きのドリルビス(φ6mm×115mm)(以下, ビス)でモルタルを貫通させて既存木架構に固定する。鋼板は縦使いとして, 高さを既存の

横架材の高さ間隔に合わせて調整する。平断面形状は図2の通りである。働き幅は910mmで, 隣接する鋼板同士の端部を重ね合わせてビスで固定する。ゴムスペーサーは不陸調整用であり, モルタル仕上の上から防水テープで固定する。ゴムスペーサーとブチルゴム防水テープ, ビスのパッキンによりビス孔からの浸水を防ぐ。柱に対して約200mm間隔, 横架材(土台と梁)に対して鋼板の各凹部で(図2), 鋼板をビスで固定する。地震時の水平力をビスを介して木架構からモルタルと鋼板に伝達し, 同様に鋼板から基礎へと伝達する機構である。既往実験や過去の地震では, タッカー釘の破断を伴うモ

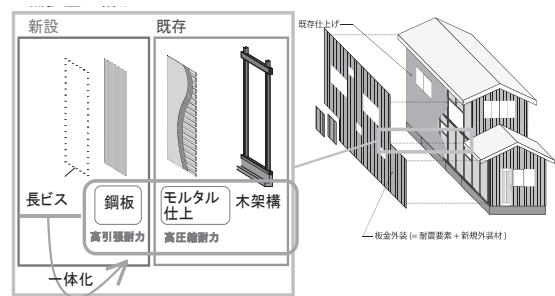


図1 外付鋼板耐震補強工法の外壁構成

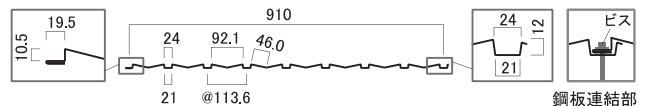


図2 鋼板の平断面形状

(注) 著者らの既往研究¹⁻³⁾の一部をまとめ直して本論文の一部とした。

¹⁾ 首都大学東京都市環境科学研究科 准教授・Ph.D.
(〒192-0364 東京都八王子市南大沢1-1)
²⁾ 大和ハウス工業(株) 修士(工学)
³⁾ 首都大学東京都市環境科学研究科 大学院生
⁴⁾ EQSD一級建築士事務所 博士(工学)
⁵⁾ 日本鐵板(株)

¹⁾ Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.
²⁾ Daiwa House Industry Co., Ltd., M. Eng.
³⁾ Graduate Student, Tokyo Metropolitan Univ.
⁴⁾ EQSD Structural Consultants, Dr. Eng.
⁵⁾ NIHON TEPPAN Co., Ltd.

ルタルの剥落が報告されている^{6,7)}。本工法ではビスでモルタル仕上を鋼板と一体化して木架構に固定することで、剥落を防止して耐震要素として活用する。なお、工法適用に際して、既存躯体の健全性は局所的な外壁撤去を伴う調査等で確認することとし、開口や軒等の取り合い部は板金仕上の納まりにより鋼板内部への浸水を防止する。これにより既存部材を含めた耐久性を確保する。

3. 補強耐震壁実験

3.1 試験体構成

試験体の構成を図3に示す。これは、既存のモルタル仕上が健全で、全面的に壁面を鋼板で補強できる場合を想定した試験体である。同一仕様の試験体を3体作成した。試験体幅は910mm(1P)であり、高さは2730mmである。試験体の構成と材料の仕様等を表1に示す。なお、本工法では、ゴムスペーサー、鋼板、ドリルビスについて、表1と同様の仕様で既存建物を補強する。

表1 試験体の構成と材料の仕様

木架構	土台と柱には105角のすぎ(無等級)材を用い、梁には180×105のべいまつ(無等級)材を用いた。柱と梁の接合部には、ほぞを設け2-N90釘で固定した。木材の測定平均含水率は15.3%であった。
木摺り	スギ90×9(L=950)の木摺りを113mm間隔で釘(1-N50)で木架構に固定した。
アスファルトフェルト	防水紙としてアスファルトフェルト430を木摺りの上からタッカー釘@120で固定した。
ラス	プラス(JIS55053号)をタッカー釘(120mm間隔,脚長は10mm)で固定した。
モルタル	表2の配合で厚さ15mmを1度塗りとした。養生期間を約1ヶ月とした。
ゴムスペーサー	ゴムスペーサー(クロロプレンゴム 幅50mm,厚さ2mm)をプチルゴムテープ(両面防水気密テープ(製品番号:W-503,幅50mm))でモルタルに固定した。鋼板四周および図3の中央部短ビス位置に設けた。
鋼板	板厚0.5mmの鋼板(塗装溶接55%アルミニウム-亜鉛合金めっき鋼板)をゴムスペーサーの上にドリルビスで固定した。モルタルには全厚の下穴を設けた。
ドリルビス	鋼板外周部を長ビス(六角ドリルビスφ6×115)で木架構に固定した。面外変形拘束のため、図3の中央部に短ビス(六角コンクリートビスφ6×35)でモルタルに固定した。両ビスとも座金はパッキン付AZワッシャーとした。

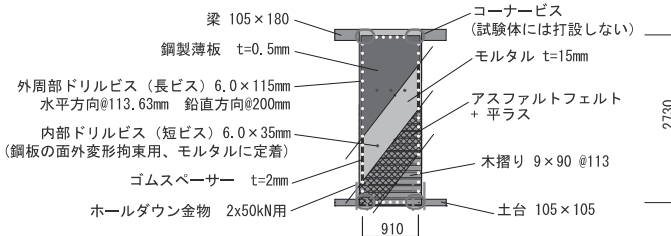


図3 試験体の構成

既存木造住宅のモルタル強度が低い場合でも本工法を適用できるように、砂を多く、水セメント比を低くして、モルタル強度が極力低くなるよう配合した(表2)。水セメント比を大きくしてモルタル強度を下げると、モルタルの流動性が高くなりすぎて施工困難になることからこのような配合とした。JIS A1108 と A1113 に準拠して材料試験を行った。3体ずつの試験体による圧縮強度 F_c 、割裂強度 F_t 、およびヤング係数 E の平均値はそれぞれ、 4.00N/mm^2 、 0.37N/mm^2 および 8.11 kN/mm^2 であった³⁾。

表2 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

3.2 実験方針

木造住宅の簡便な耐震診断方法として日本建築防災協会による「一般診断法」⁹⁾がある。そこでは、壁の耐力と接合部の耐力を別々

に評価して、壁の耐力に対して、接合部の耐力が十分でない場合に壁の耐力を低減する考え方が採用されている。本工法では、鋼板の外周部をドリルビスで既存木架構に固定する。従って、既存木柱と土台や梁などの横架材は、ドリルビスを介して鋼板で接合される。これにより、壁の補強と木柱と横架材の間の接合部(ビスによる接合部と区別する目的で「木接合部」と呼ぶ)の補強を同時に行うと考える。

実験では、水平荷重によって、耐震補強壁木柱がモルタルおよび鋼板と一体になって、土台から浮き上がることを避けるため、両柱脚部を1本の柱に対して2つのホールダウン金物(50kN用)により土台下の治具に固定した(図3)。これにより、壁の水平耐力評価を意図した。予備実験から、補強壁実験の主たる損傷形式は、ビス接合部に作用するせん断力によるビスの曲げ断降伏であることが予想されていたが、本工法が木接合部も補強すると考える場合、ビス接合部全体のせん断耐力の何割かは木接合部補強のために消費されると考えられる。そこで、柱直下とその隣の鋼板凹部の合計2本のビスが主として木柱接合のために機能すると考え、試験体には土台に固定するビスの両端2本ずつ、合計4本を設けない仕様とした。柱と梁の接合についても同様に合計4本を設けないことにした。このように、打設しない柱頭柱脚の合計8本のビスをコーナービスと呼ぶことにする(図3)。コーナービスを設けないことで、壁の水平耐力を低く評価し、その分、木接合部の補強に用いた形である。そのような機能分担が本質的に構造物の中に存在するものではないが、壁と木接合部の耐力を分離して評価する既存の耐震診断の枠組みを利用して工法を活用することを意図した。

3.3 荷重測定方法

「木造の耐力壁及びその倍率 性能試験・評価業務方法書」¹⁰⁾に準拠して実験を行った。図4の位置で、水平と鉛直の絶対変位のほか、鋼板-木材およびモルタル-木材の間の相対変位を測定した。梁端部の水平変位を試験体高さで除した真のせん断変形角が0.22, 0.33, 0.50, 0.67, 1.0, 1.3, 2.0%の同一変形段階において各3回の正負交番静的繰返し荷重を行い、その後、正方向へ単調漸増で破壊するまで加力した。本実験は柱脚固定式であるため、みかけの変形角で評価する¹⁰⁾ところ、実験では誤って真の変形角を制御して荷重した。ただし、性能評価値は全てみかけの変形角で算出している。治具の配置の関係で、図4の左方向が正方向である。

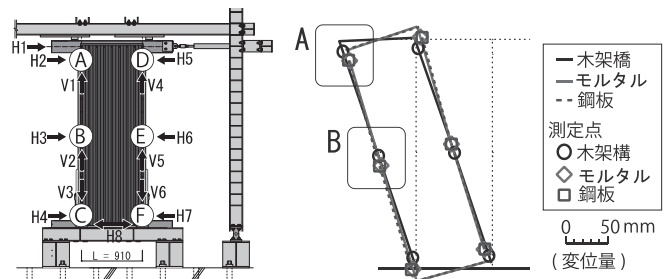


図4 荷重測定方法

図5 要素の相対変位(変形角3.3%時)

3.4 実験結果

試験体3体分の荷重-変形角関係の包絡線を図6に示す。グラフの縦軸は水平力で横軸は変形角である。横軸をみかけの変形角とした

場合を実線で、真の変形角とした場合を点線で示した。測定した木架構とモルタルと鋼板の相対変位から、鋼板とモルタルがほぼ一体的にロッキング変形したことが分かる(図5)。1体で、変形角6%付近でモルタル下端部が土台下の治具に接触したため、それ以降を無効とした(図6)。他2体では変形角6%付近から剛性低下し、変形角7-8%で隅部の鋼板からビスの頭が引き抜けた。その他の実験中の損傷は既往研究²⁾に整理した。降伏耐力と最大耐力の平均値はそれぞれ約11kNと25kNであった。また、実験後に確認したモルタルの損傷はビス周辺を除き比較的軽微(ひび割れ0.3mm以下)であった。文献⁹⁾に準じて算出した壁基準耐力と剛性の平均値はそれぞれ9.4kN/mと1593kN/rad/mであった。

別途実施した木架構のみの実験⁴⁾では、変形角6%付近の耐力は6kN程度であり、それを減じた水平荷重19kNをモルタル平断面積(=15mm×(910+105)mm)で除した平均せん断応力は1.25N/mm²である。モルタルの圧縮強度は4.0N/mm²であり、終局せん断応力を圧縮強度の1/10と仮定すると、最大耐力時平均せん断応力は終局せん断応力の3倍以上である。機構の解明は不十分ながら、鋼板とモルタルが一体的に挙動することで、鋼板が引張力を負担し、モルタルが圧縮力を負担する合成効果が得られたと推察できる。

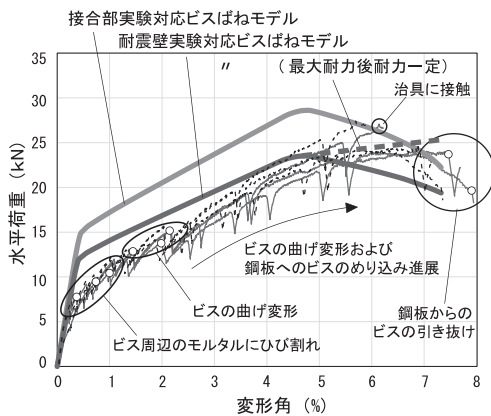


図6 耐震補強壁実験と解析の荷重-変形角関係

4. 補強耐震壁の解析

4.1 解析モデル

実験における試験体の挙動を解析的に分析評価する。木架構線材とモルタル仕上と鋼板を一体とした弾性線材(以下「モルタル鋼板材」)およびドリルビスをモデル化した弾塑性せん断ばね(以下「ビスばね」)で解析モデルを構成した(図7)。木架構線材は、ヤング係数7kN/mm²の部材断面の線材であり、HD金物で固定した柱脚の回転固定度は高いと考え、土台と剛接合とし、柱頭はピン接合とした。モルタル鋼板材とビスばねの接合要素として、モルタル鋼板材の上下端とビス高さ位置に水平な剛材を設けた。モルタル仕上と鋼板はほぼ一体的に挙動し(図5)、損傷はビス接合部に集中しているため、解析モデル上は両者を弾性の1要素としてモデル化した。

モルタル鋼板材は、モルタル断面15mm×910mmを有する曲げせん断要素であり、モルタルの圧縮強度を用いて、ヤング係数を8.11kN/mm²とした¹¹⁾。すなわち、鋼板の剛性は無視した。ただし、解析結果はモルタル鋼板材の弾性剛性に敏感ではないことを別途確認している。具体的には、モルタル鋼板材の弾性剛性を2倍にした解析でも、結果への影響は非常に限定的であることを確認した。こ

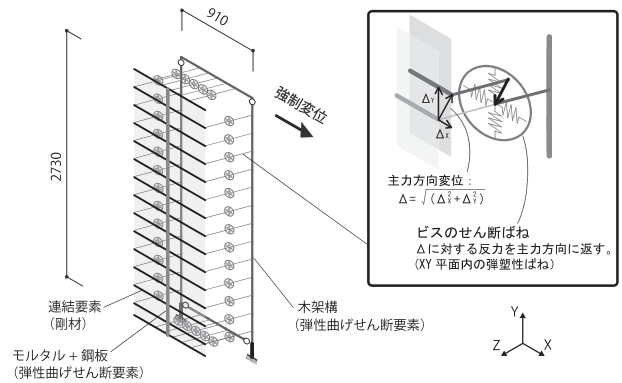


図7 耐震壁実験の解析モデル

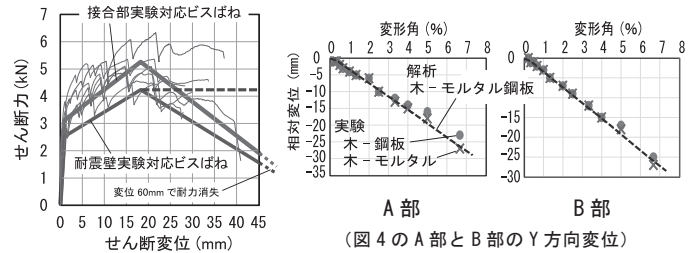


図8 ビスばねの復元力特性 図9 実験と解析の相対変位の比較

これは、ビス接合部に損傷が集中するためである。ビスばねには、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に応じた反力が発生するものとした(図7)。相対変位に対するトリリニアの復元力特性を図8に示す。復元力特性は接合部のせん断実験³⁾をもとに、文献¹²⁾に準拠して算出した。降伏耐力と終局耐力および降伏耐力時変位と終局耐力時変位は、6体の実験の平均値である。終局耐力後はせん断変位60mmで耐力を喪失する負剛性を設定した。このように設定したビスばねを接合部実験対応ビスばねと呼ぶ。木摺り、内部ドリルビス、タッカー釘はモデル化していない。解析には汎用有限要素解析ソフトウェアのABAQUS¹³⁾を用いた。

4.2 解析結果

実験と解析の荷重-変形角関係を図6に示す。解析結果の初期剛性は実験とほぼ一致するが、変形角0.3%以上の耐力が高く、変形角5%付近からの耐力が低い。解析結果にモルタル鋼板材の剛性の影響はほとんどなく、木架構の耐力寄与も限定的であることから、両者の差の主原因はビスばねのモデル化にあると考えられる。また、解析の耐力が高い理由として、90mm幅の木摺りは23mmの隙間をあけて113mm間隔で設けられており、およそ20%のビスが木摺りを貫通せず、せん断力の負担が少ないことが考えられる。これを踏まえて、図8の接合部実験ビスばねの耐力を80%に低減したばね(耐震壁実験対応ビスばね)を考える。耐震壁実験対応ビスばねを図7の解析モデルに用いた場合の荷重-変形角関係は図6の通りである。依然として、変形角0.5%付近の解析の耐力値が高い傾向は解消できていないが、接合部実験対応ビスばねを用いた場合よりも良好な結果となった。解析モデルでは、柱脚の鉛直変位を拘束していることから、実験の真の変形角との対応が比較的よい。また、5%付近からの解析結果の耐力低下について、ビスばねの最大耐力後の耐力低下の設定が直接影響している。参考として最大耐力後に剛性一定とした場合(図8の点線)の荷重変形角関係は図6の点線のようになり、実験結果

に近い。ただし、後述の架構の解析では、ビス接合部のせん断変位が50mmを超える結果も得られており、耐力低下を考慮すべきとの判断から、図8のビスばねを採用する。

図9は、実験で測定された木架構とモルタルおよび木架構と鋼板のY方向の相対変位である。測定位置は加力正側柱の上部(図4(A))と中央部(図4(B))のビスであり、同図中に該当箇所のビスばねの同方向の変位を示す。解析と実験とは精度よく一致しており、解析の接合部のモデル化は概ね妥当と考えられる。

5. 1Pの解析

耐震壁実験の解析モデルの木接合部の仕様を変えて、2通りの解析を行った(図10)。一方は、木接合部の金物が存在せず、鋼板の外周部全てをビスで接合した場合(接合条件A)であり、他方は、図3のコーナー部にビスを設けず、木接合部をコーナー金物(CP-T)で接合した場合(接合条件B)である。

接合条件AとBの木接合部にはそれぞれ「ほぞばね」と「接合金物ばね」を設けた。各ばねの設定を表3と図11に示す。両ばねの圧縮側の復元力特性および引張側の剛性等は「木造住宅の耐震診断と補強方法(資料編)」⁹⁾を参考に設定した。図10のように鉛直荷重を与えた上で、水平方向に変位制御の増分解析を行った。鉛直荷重の5.3kNは後述の架構モデルの1階隅柱に作用する軸力に相当する。

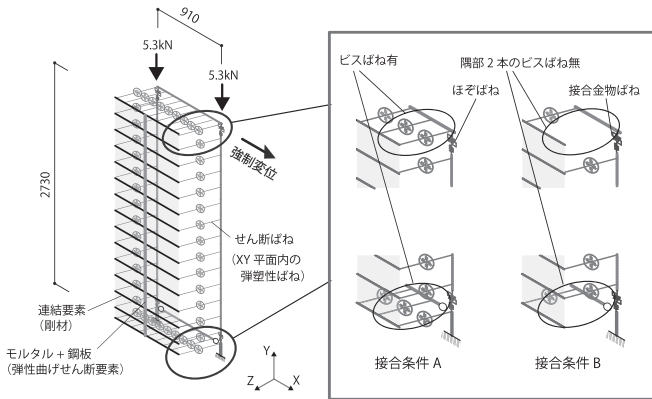


図10 接合金物を用いた解析モデル

表3 接合部ばねの設定

名称	材軸方向 ^(※1)	材直交方向 ^(※2)	回転
ほぞばね	図11(a) 引張耐力ゼロ	弾性ばね (4.8kN/mm) ^(注1)	自由
接合金物(CP-T)ばね	図11(b) 引張耐力7.4kN		

(※1) 柱に接合する接合部ばねにおける鉛直方向および架構の解析モデルにおける開口上下部の貫材に接続するほぞばねにおける水平方向を示す。
 (※2) 柱に接合する接合部ばねにおける水平方向および架構の解析モデルにおける開口上下部の貫材に接続するほぞばねにおける鉛直方向を示す。
 (注1) ほぞの水平方向の弾性ばね剛性は文献12)の木ダボ接合の剛性計算に準拠して算出した。

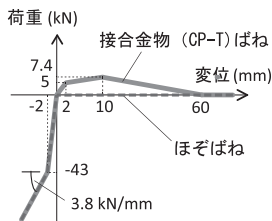


図11 木接合部ばねの復元力特性

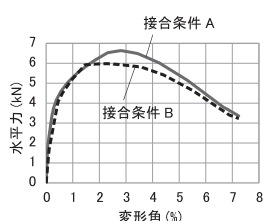


図12 1Pの解析モデルの荷重-変形角関係

図12に荷重-変形角関係を示す。接合条件Bの解析結果は、実験で評価した耐震補強壁を、接合部仕様II⁹⁾相当の金物(CP-T)で固

定した場合の耐力を示している。一方、接合条件Aの解析結果は、木接合部に金物が存在しない場合に本工法を適用した場合の耐力である。接合条件Aの耐力が接合条件Bを上回る。また、図12の荷重変形角関係を用いて、文献9)に準拠して算出した壁基準耐力は、接合条件AとBの場合でそれぞれ、6.1kN/mと5.1kN/mである。

6. 腰壁がある2Pの解析

1Pの解析モデルを拡張して、腰壁と隣接する全面補強壁の解析モデルを作成した(図13)。腰壁にもモルタル仕上がりあり、隣接する全面壁同様に鋼板補強を行うと仮定する。鋼板は1Pごとに1枚ずつ設け、中央の柱(中柱)に対しては、両側の鋼板を重ねて長ビスで固定する(図2)。L字形の立面となるモルタル仕上+鋼板補強は、L字を保持したまま水平力に抵抗する場合と、モルタルにひび割れが発生してL字を保持しなくなる場合の両方の可能性が考えられる。解析モデルでは、中柱近傍でモルタルに曲げひび割れが発生する場合を想定して、1Pごとのモルタル鋼板材でモデル化した(図13)。

中柱近傍のモルタル鋼板材同士の接合部(図13のa部詳細図)には、X方向(水平方向)の接触ばねとY方向(鉛直方向)の弾塑性せん断ばねを設けた。X方向ばねでは鋼板モルタル材が離間する方向の耐力(引張耐力)を無視し、接触側(圧縮側)を弾性高剛性としました。Y方向はモルタルのせん断耐力を無視して鋼板のせん断耐力のみを評価した。具体的には、過去に実施した鋼板のせん断耐力実験⁵⁾の結果を参考に、2.9kNを降伏耐力とするバイリニアの完全弾塑性ばねとした(図13)。

モルタル鋼板材と木材との接合について、中柱の両側のモルタル鋼板材それぞれに対して前述のビスばねで中柱と接合した(図13のa部詳細図)。1本の長ビスによる接合を2つのビスばねでモデル化した。このモデル化の妥当性には、検討の余地がある。ただし、中柱と両側のモルタル鋼板材を接続するビスばねの耐力を1/2にした場合でも、解析結果への影響は限定的であったことから、同部のモデル化に精緻な検証の必要性は低いと考えられる。鉛直荷重は図13のように与えた。5.3kNと8.5kNは後述の架構モデルの1階隅柱と中柱に作用する軸力に相当する。

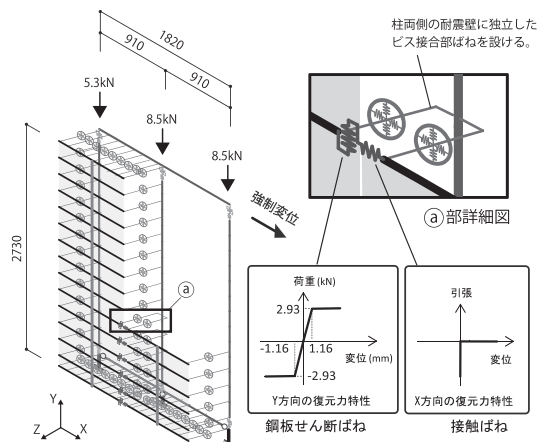


図13 腰壁がある2Pの解析モデル

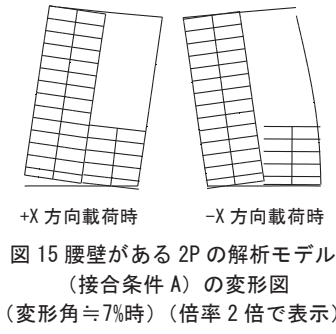
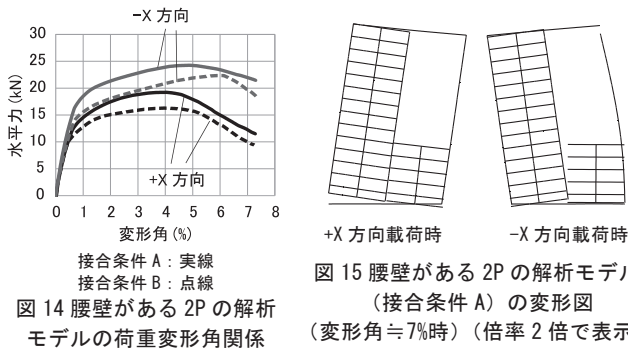
図13の腰壁モデルについて、1Pの解析と同様に接合条件Aと接合条件Bの2つの場合を検討した。接合条件Aでは各鋼板モルタル要素の外周部全てにビスばねを設けているのに対し、接合条件Bではコーナービスに対してビスばねが存在しない代わりに各柱頭柱脚

にコーナー金物ばねを設けている。中柱脚部については、柱直下と両隣の合計3本をコーナービスとした。また、腰壁頂部はいずれの条件でもビスばねが存在する。

解析モデルの頂部の梁に±Xそれぞれの方向に強制変位を与えたときの荷重変形角関係と接合条件Aの変形の様子を図14と図15に示す。+X方向荷重時はほぼ立面のL字を保持して、引張側柱脚部が浮き上がったのに対し、-X方向荷重時は、腰壁頂部で全面壁と離開し、全面壁のみがロッキング変形した様子が分かる。

また、架構の壁基準耐力を全面壁の幅で除した単位長さあたりの基準耐力を表4に示す。他の解析との比較を意図して、耐力は全面壁長(1P=0.91m)さで除した値で示した。いずれの場合でも接合条件Aの耐力が接合条件Bよりも高い。また、接合条件Aで、前述の1Pの解析と比較すると、腰壁の存在により耐力が2倍以上になり、腰壁の水平耐力寄与が大きいことが分かる。

+X方向荷重時の変形角6.7%時の図15中左側の柱脚引き抜け量は約75mmである。後述の架構のモデル同様、本解析では、ほぞが完全に引き抜けることによる柱の土台からの踏み外しを架構の終局状態として扱っていないが、耐力評価上留意が必要である。

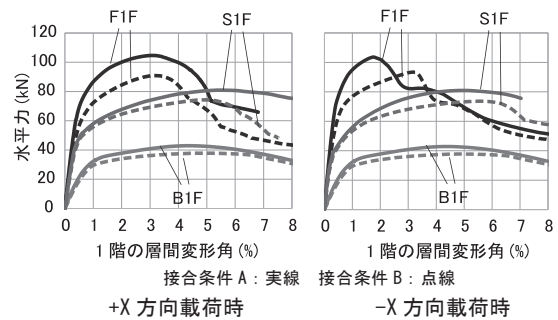


7. 構面の解析

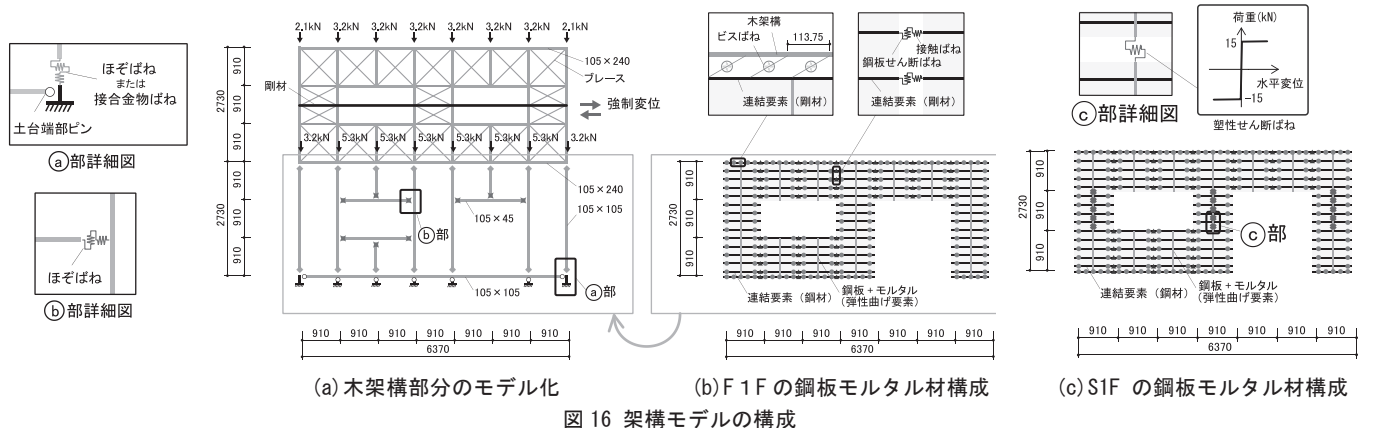
7.1 腰壁垂れ壁あり、モルタル鋼板材弾性

構面の水平荷重下の挙動を検討する。腰壁がある2Pの解析モデルを拡張して、構面の解析モデルを作成する。架構は「木造住宅の耐震診断と補強方法(資料編)」⁹⁾の例題(以下「例題」)と同じである。解析モデルの概要を図16に示す。1階と2階の腰壁と垂れ壁を含む全ての壁に対して本工法による補強を行うと想定する。ただし、負剛性を有する弾塑性ばねの数が多くなると静的増分解析が不安定になる傾向に配慮して、1階のみ前節と同様のビス接合部ばねを含む

モデル化を行い、2階はせん断剛性が補強耐震壁の基準剛性⁹⁾(1545kN/rad/m)と等しくなるような弾性ブレース材を有する架構に置換した。例題でも1階壁の損傷が支配的で架構の水平耐力が決定されていることと、1階の耐力評価を目的としてこのようなモデルとした。例題同様に長期荷重を与えて、変位制御による増分解析を行った。例題では2階床梁と屋根梁のレベルに同じ大きさの水平荷重を与えているのに対して、本解析では2階中間レベルに、図16のような剛材を挿入し、その端部に強制水平変位を与えた。これにより、1階に作用するせん断力と土台レベルの転倒モーメントの関係は例題架構の場合と一致させた。前節の腰壁モデル同様、接合部ばねの仕様を変化させた接合条件AとBの2通りを検討した。なお、本解析モデルのタイプをF1Fとして後述の解析と区別して、それらと合わせて、荷重変形角関係を図17に示す。



接合条件Aの1階変形角5%時の変形の様子を図18に示す。一部の腰壁と全面壁に離開が確認されるほか、引張壁に浮き上がりが見られる。接合条件AとBともに、壁の浮き上がりによる脚部のビスおよび接合金物ばねの耐力低下が最大水平耐力を決定する主要因である。+X方向よりも-X方向の方が比較的小さい変形角で最大耐力後に急激に耐力低下するのは、-X方向では腰壁の浮き上がりに対する抵抗がないためである。図17の荷重変形角関係から算出した壁基準耐力を表4に示す。これらの耐力は、架構の耐力を全面壁長さ(=2700mm=3×910mm)で除した値である。表4には、後述の別タイプの架構の基準耐力も併記した。いずれの場合でも接合条件Aの耐力がBの耐力よりも高い。一連の解析から、壁と接合部の耐力を個別に評価する「一般診断法」⁹⁾において、前述の実験で得られた壁の耐力値を採用した場合、接合部仕様II相当の木接合部補強を同時に満足できると考えられる。



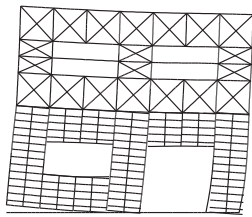


図 18 モデルタイプ F1F 架構の変形の様子 (変形角 5%時) (倍率 2 倍表示)

表 4 解析結果から算出した基準耐力

モデルタイプ	概要	基準耐力 (kN/m)	
		接合条件 A	接合条件 B
C1P	1P	6.1	5.1
P2P	腰壁つき 2P	14.1 [18.2]	13.6 [15.6]
F1F	腰壁垂れ壁ありの架構 モルタル鋼板材弾塑性	26.5 [24.9]	20.9 [20.8]
S1F	腰壁垂れ壁ありの架構 モルタル鋼板材の塑性 せん断変形考慮	21.9 [21.5]	20.6 [19.7]
B1F	腰壁垂れ壁なしの架構	9.9	9.0

(いずれも全面壁の長さ(腰壁つき 2P の解析モデルでは 1P 長さ、架構の解析モデルでは 3P 長さ)で除した耐力値を示す。)
[] 内は負方向載荷時の耐力を示す。(非対称な解析モデルのみ)

7.2 腰壁垂れ壁あり、モルタル鋼板材弾塑性

モデルタイプ F1F の解析で、水平耐力が最大になるのは 1 階の層間変形角が約 3% の時である。鋼板モルタル要素に発生するせん断力は、腰壁とたれ壁の間の架構中の壁の平断面積が小さくなる部分(高さ方向中央部)で大きく、変形角 3.4% 時で約 45kN である。1P の耐震壁実験では、最大耐力である 25kN 程度までモルタルと鋼板はほぼ一体的に挙動し、モルタルのせん断ひび割れは確認されていない。従って、モルタル鋼板壁の終局せん断耐力は不明であるが、45kN までではなくはと考えられる。そこで、図 16(c) のようにモルタル鋼板材の柱中央部に塑性せん断ばねを設ける(モデルタイプ S1F)。塑性せん断ばねの初期剛性は十分大きく、15kN で降伏して降伏後の剛性を 0.01kN/mm 以下のバイリニア型とした。降伏せん断耐力 15kN 時のモルタルの平均せん断応力度は 1.0 N/mm² である。3 章の耐震壁実験で確認した最大耐力時のモルタルの平均せん断応力度は 1.25 N/mm² であったが、控えめに評価した。図 17 に荷重変形角関係を示す。接合条件 A の場合、変形角 0.7% で中央の補強壁がせん断降伏し、最大耐力は 80.9kN であった。接合条件 A の耐力が B よりも高い傾向は同じである。

7.3 腰壁垂れ壁なし

腰壁と垂れ壁の架構の水平耐力への寄与を分析する目的で、腰壁と垂れ壁が存在しない場合の解析(モデルタイプ B1F)を行った。荷重変形角関係を図 17 に示す。変形の様子として、耐震補強壁は 1P ごとにロッキング変形した。壁のせん断力は S1F で仮定した降伏せん断耐力以下である。接合条件 A と B 共に、変形角が 3% を超えるあたりから、引張力を受ける柱が浮き上がった。接合条件 A での壁基準耐力は 9.9kN/m であり(表 4)、S1F の壁基準耐力 21.9kN/m の 45% である。

8. 結論

モルタル仕上の既存木造住宅を対象として、屋外側から外装用の角波鋼板をビスで固定する耐震補強工法(外付鋼板耐震補強工法)を提案し、実験と解析からその効果を評価した。本研究で得られた知見は以下の通りである。

- (1) 幅 910mm (1P) の耐震補強壁の水平載荷実験を行った。基準耐力は 9.4kN/m であった。角波鋼板とモルタルはほぼ一体的に挙動し、主な破壊形式は、ビス接合部のせん断による曲げ断降伏を伴う鋼板とモルタルのロッキングであった。最大水平耐力を

モルタルの平断面で除した平均せん断応力度は 1.25N/mm² であり、モルタルの圧縮強度 4.0N/mm² と比較すると大きいことから、鋼板とモルタルを木造架構にビス固定したことによる合成構造の効果が得られたと考えられる。

- (2) ビス接合部のせん断実験に基づき、ビス接合部の弾塑性せん断バネの復元力特性を設定した。耐震壁補強壁の実験でほぼ一体的にロッキング変形したモルタルと鋼板を一体とした弾性要素としてモデル化した耐震補強壁の解析モデルを構築し、適切な精度で耐震補強壁の実験挙動を評価できることを確認した。
- (3) 外付鋼板耐震補強工法により架構面全体が補強された場合を想定して、耐震補強壁の実験の解析モデルを拡張して、架構の水平耐力を静的増分解析により評価した。構面全体に存在すると仮定したモルタル仕上と補強角波鋼板に対して、910mm 幅ごとのモルタル鋼板材を設ける一方、相互の接合耐力を安全側に設定した。本架構の解析により、腰壁や垂れ壁の水平耐力への寄与が大きいことを確認した。また、既往の耐震診断方法の枠組みに準じた耐震補強壁と接合部の耐力の両面の評価が可能であることを示した。

謝辞

本研究の遂行にあたり、日本鐵板株式会社、生活協同組合・消費者住宅センターの関係諸氏より多大なるご協力をいただいた。また、荻野航平氏と田中葵氏(元首都大学東京学部生)に研究を補助いただいた。本研究の一部は、公益財団法人 LIXIL 往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) 田中葵ほか: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 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, 2017.7
- 2) 遠藤俊貴ほか: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 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, 2017.7
- 3) 田中里奈ほか: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 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, 2017.7
- 4) 大津達郎ほか: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 13 モルタル仕上補強壁の実験目的と試験体概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 構造Ⅲ pp551-552, 2016.8
- 5) 浅沼愛実, 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, 第 21 巻, 第 49 号, pp1027-1030, 2015.10
- 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, 2000.7
- 7) 永田智彦ほか: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, 2003.4
- 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, 2005.7
- 9) 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
- 10) 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, 2013.4
- 11) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- 12) 日本建築学会:木質構造接合部設計マニュアル, 2009.12
- 13) Abaqus/CAE, Version6.14-5, 2014

[2018 年 2 月 7 日原稿受理 2018 年 4 月 12 日採用決定]