

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 角波鋼板耐震補強壁の実験的耐力評価

木造住宅 耐震補強 角波鋼板  
壁倍率 接合部試験

正会員 ○柳佑樹\*<sup>1</sup> 正会員 高木次郎\*<sup>2</sup>  
同 遠藤俊貴\*<sup>3</sup> 同 浅沼愛実\*<sup>4</sup>

1. はじめに

本報では、前報で示した角波鋼板を用いた耐震補強壁の性能評価を目的として、水平耐力試験を行う。また、鋼板と木架構の接合部の一面せん断試験を行い挙動分析のための基礎資料とする。

2. ビス接合部のせん断試験

角波鋼板はドリル付きタッピングビスφ6.0×70（以下、ドリルビス）により木架構と一体化されている。同接合部の木材繊維方向のずれ挙動評価を目的として、一面せん断試験を行った。試験方法を図1に示す。木材（スギ無等級）の両側にドリルビスにより鋼板を留め付けて木材繊維方向に引き離す方向に単調加力した。試験前に測定した木材の含水率は13.5%であった。実験結果を図3に示す。縦軸は接合部1箇所あたりの負担せん断力であり、加力値の半分と仮定した。横軸は鋼板の木材に対する相対変位である。鋼板と木材のずれ変位4mm付近で、鋼板が引き裂かれはじめ2.0-2.5kNの範囲で小刻みな耐力増減を繰り返しながら、20mm程まで変形が進行した。その後、変位25mmで耐力1.7kNほどになり、図2のように鋼板の一部が破断する形で実験終了した。鋼板に比べてドリルビスそのものにはほとんど損傷は確認されなかった。一般的なビス接合部の降伏モードは、「a. 木架構のめり込み降伏」、「b. 鋼板のめり込み降伏」、「c. ビスの曲げ降伏」または「a, bの組合せ」に分類することができる（図4）が、このうち、本実験での破壊モードは「b. 鋼板のめり込み降伏」であった。「木質構造接合部設計マニュアル<sup>7)</sup>」に準拠して降伏耐力 $P_{y1}$ と降伏変位 $\delta_{y1}$ を算出すると、それぞれ、1.18kNと0.96mmであった。また、最大荷重 $P_{max1}$ は2.62kNで、その時の変位 $\delta_{max1}$ は4.3mmであった。

実験結果と「木質構造接合部設計マニュアル<sup>8)</sup>」の耐力推定値とを比較する。材料間の静止摩擦係数 $\mu$ を0.3と仮定した場合、降伏耐力 $P_{y2}$ と降伏変位 $\delta_{y2}$ および最大荷重 $P_{max2}$ とその時の変位 $\delta_{max2}$ は、それぞれ、 $P_{y2}=1.71kN$ 、 $\delta_{y2}=0.3mm$ 、 $P_{max2}=2.62kN$ 、 $\delta_{max2}=4.2mm$ である。 $P_{y2}$ が $P_{y1}$ の1.8倍ほどであるが、最大荷重はほぼ同値であった。鋼板の材料特性は、JIS Z2201, 13号試験片(13A)<sup>9)</sup>を抽出して確認した。ヤング係数は $171kN/mm^2$ 、降伏強度および引張強度はそれぞれ $328N/mm^2$ 、 $348N/mm^2$ であった。

3. 耐震補強壁の水平耐力試験

3.1 実験概要

「木造の耐力壁及びその倍率性能評価業務方法書」(以

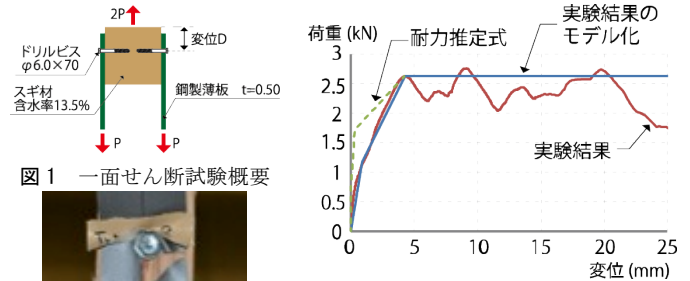


図1 一面せん断試験概要



図2 破壊状況

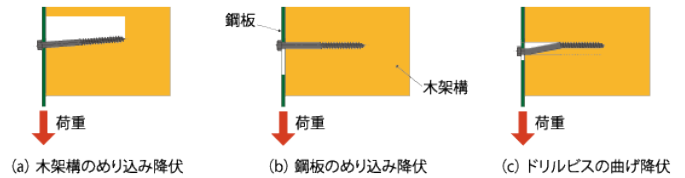


図3 ドリルビス一面せん断試験

結果



図4 ドリルビスの降伏モード

下、方法書)<sup>10)</sup>に準拠して耐震壁の実験を行った。試験体を図5に示す。角波鋼板の規格幅720mmを考慮して試験体幅を1440mmとし、高さは2730mmとした。角波鋼板の厚さは0.5mmであり、図5の平断面のうち、壁面の面内方向に長い直線部を凸部、短い直線部を凹部と呼ぶことにする（図5）。鋼板を固定する木架構は全てスギ（無等級）とした。鋼板の凹部にドリルビスを打ち、木架構に固定した。上辺と下辺の梁と土台へのドリルビスによる固定は、凹部間隔と同じ120mm間隔とし、側部は150mm間隔とした。柱脚部はホールダウン（HD）金物35kN用×2で試験体下の鋼材に固定した。梁上に治具を設けて面外変形を拘束した。図5の右方向と左方向をそれぞれ+Xおよび-X方向とし、ジャッキで梁端部に水平力を加え、水平載荷力をロードセルにより測定した。変位は、柱頂部での水平変位H1と柱脚部の鉛直変位V1, V2および水平変位H2を測定した（図5）。載荷スケジュールは、試験体頂部の水平変位を試験体高さで除した見かけのせん断変形角 $\gamma_0$ が0.22, 0.33, 0.5, 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り返し載荷とし、その後は+X方向へ単調漸増で破壊するまで加力した。

3.2 破壊モードの予測

耐力壁の破壊モードには、ビス接合部の破壊（モード1）、鋼板のせん断座屈および降伏（モード2）、柱脚部の破壊（モード3）がある。モード1から3により決定される壁の耐力を $Q_{uc1}$ 、 $Q_{uc2}$ 、 $Q_{uc3}$ とすると、 $Q_{uc1}$ は、ビスの一面

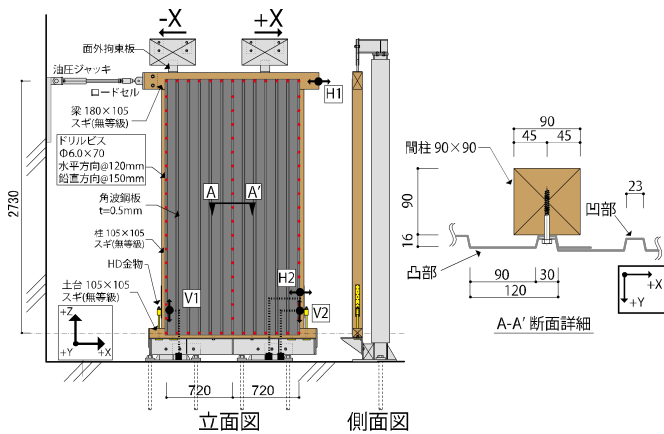


図5 試験体概要

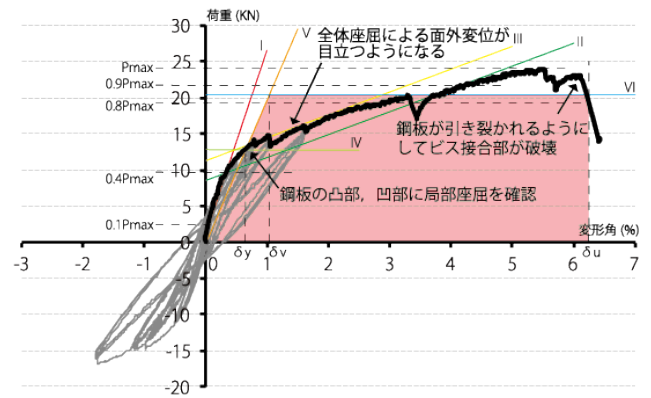


図7 荷重-変形角曲線

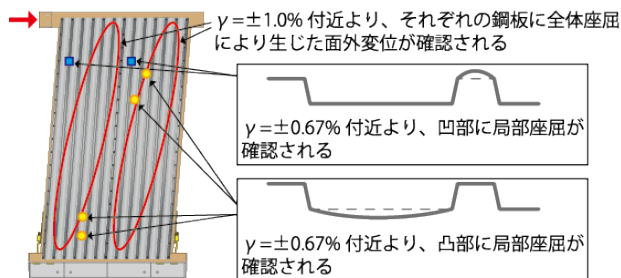


図6 鋼板の挙動



図8 試験体変形状況 (R=6.1%時)

表1 実験結果諸元

最大耐力 $P_{max}$	24 (kN)
降伏耐力 $P_y$	12.9 (kN)
降伏変位 $\delta_y$	0.65 (%)
完全弾塑性モデルでの降伏変位 $\delta_y$	1.05 (%)
終局変位 $\delta_u$	6.25 (%)
塑性率 $\mu$	5.98
構造特性係数 $D_s$	0.30
$\gamma_0=0.5\%$ 時の割線剛性	2350 (kN/rad)
壁倍率	4.5
要素基準耐力 $F_s$	9.4 (kN/m)
要素基準剛性 $K_s$	1630 (kN/rad/m)

せん断試験により得られた最大せん断耐力 2.62kN の鋼板と上部梁との接合部箇所数 13 倍 (=34kN) とした。 $Q_{uc2}$  は続編の FEM 解析より 12kN と算出された。 $Q_{uc3}$  については、 $Q_{uc1}$  および  $Q_{uc2}$  よりも大きくなることを確認した。具体的には、柱脚部の HD 金物に短期許容引張耐力が作用する場合の水平力  $Q_{uc3a}$  が、 $Q_{uc1}$  および  $Q_{uc2}$  よりも大きいことを確認した。HD 金物の短期許容引張耐力は 35.4kN であり<sup>1)</sup>、それから算出される  $Q_{uc3a}$  は 37kN である。従って、 $Q_{uc3} > Q_{uc3a} > Q_{uc1} > Q_{uc2}$  である。これらより、モード 2 を支配的な破壊モードと予想した。

### 3.3 実験結果

荷重と変形角の関係を図 7 に示す。グラフの縦軸は水平載荷力のロードセル測定値、横軸は脚部の浮き上がりによるロッキングの影響を差し引いた真のせん断変形角  $\gamma$  である。 $\gamma = \pm 0.67\%$  付近より、図 6 に示すように、鋼板の凸部と凹部に局部座屈が確認された。試験体中の 2 枚の鋼板それぞれの対角線上に張力場が生じ (図 6)、 $\gamma = \pm 1.0\%$  から張力場に沿って全体座屈による面外変位が確認された。 $\gamma_0=2.0\%$  以降の +X 方向への単調漸増载荷の段階へと移行してからも耐力は増大し、 $\gamma = 5.5\%$  時に最大荷重 24kN となった。図 5 の左側と右側の鋼板の右上のビス接合部で鋼板が引き裂かれていくことにより鋼板と木架構との相対変位が増大し、 $\gamma = 6.1\%$  時に鋼板の引き裂き長さが端あき長さに達して鋼板と木架構の接合が破断したことから、鋼板の負担荷重が減少した。破断した接合部位置は、図 8 の通りであり、図中左右の鋼板右上の柱と

梁の接合部それぞれ 4-5 か所ずつ程度であった。接合部破断時にドリルビス自体には損傷が見られなかった。また HD 金物による柱脚部にも損傷は確認されなかった。方法書に基づいて算出した降伏耐力  $P_y$  と降伏変位  $\delta_y$  はそれぞれ 12.85kN と 0.65% であり、壁倍率は 4.5 となった。その他の実験結果の諸元は表 1 の通りである。破壊モードは、鋼板のせん断座屈および降伏 (モード 2) を伴うビス接合部の破断 (モード 1) となった。実験における最大荷重が  $Q_{uc1}$  よりも小さいが、これは鋼板と上部梁の接合部に作用する荷重が水平方向のせん断力だけではなく、張力場方向に大きく、一様ではないためである。

### 4. まとめ

角波鋼板を用いた耐震壁の水平耐力試験を実施した。変形角  $\gamma = 5.5\%$  で最大荷重 24kN を確認した。破壊モードは鋼板のせん断座屈および降伏を伴うビス接合部の破断であった。壁倍率は 4.5 であった。また、壁の破壊形式評価のために実施した鋼板と木架構のビス接合部の一面せん断試験では、降伏時耐力と変位が 1.18kN と 0.96mm であり、最大荷重とその時の変位が 2.6kN と 4.3mm であった。

参考文献は続編にまとめて示す。

\*1 株式会社 竹中工務店 工学 (修士)  
 \*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 首都大学東京都市環境学部建築都市コース 助教・博士 (工学)  
 \*4 首都大学東京都市環境科学研究所建築学域 大学院生

\*1 Takenaka Co., Ltd., M.Eng.  
 \*2 Associate Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.  
 \*3 Associate Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Dr.Eng.  
 \*4 Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ