

土塗り壁の耐力を用いた土塗り小壁の骨格曲線の再評価

Re-evaluation for Skeleton Curve of Strip-Shaped Horizontal Mud-Walls
by Full-height Mud-Walls

山田耕司¹・中治弘行²・長瀬 正³・鈴木祥之⁴

Koji Yamada, Hiroyuki Nakaji, Tadashi Nagase and Yoshiyuki Suzuki

¹豊田高専教授 建築学科 (〒471-8525 愛知県豊田市栄生町2-1)

Professor, National Institute of Technology, Toyota College, Dept. of Architecture

²公立鳥取環境大学教授 環境学部 (〒689-1111 鳥取市若葉台北1-1-1)

Professor, Tottori University of Environmental Studies, Faculty of Environmental Studies

³日本建築総合試験所 (〒565-0873 大阪府吹田市藤白台5-8-1)

General Building Research Corporation of Japan

⁴立命館大学教授 衣笠総合研究機構 (〒603-8341 京都市北区小松原北町58)

Professor, Ritsumeikan University, Kinugasa Research Organization

We propose the estimating method of the skeleton curve for strip-shaped mud-plaster-walls in a wooden frame using the skeleton curve of full-height mud-plaster-wall tests. Two fracture mechanisms of mud-plaster-wall are in consideration: the compression failure and the shear failure. The effect of horizontal beams known as a nuki (penetrating tie beam) to the compression failure is also in consideration. This method is checked by the comparison with the full scale tests of 5 different strip-shaped mud-walls in a wooden frame, is confirmed as an appropriate method.

Keywords: strip-shaped horizontal wall, mud-wall, failure mechanism, evaluation method, restoring force characteristic

1. 序

伝統構法木造建築物では、土塗り全面壁以外にも土塗り小壁が多用される。したがって、土塗り小壁の復元力特性を適正に評価することは重要である。土塗り小壁の復元力特性に関する研究は、実大実験によるものが多い。これは材料および構法がモデル化を行うには複雑であり、一方、実大実験が容易に実施可能なためである。著者らも実験により伝統構法木造住宅の耐震性能を再検討してきた^{1),2)}。

土塗り小壁（以下、小壁）は、1P土塗り壁、2P土塗り壁に次ぐ伝統木造の重要な耐震要素であるが、その耐力性状は、壁土の特性、柱径、樹種、仕口形状により影響を受けると考えられる。そこで、著者の一部を含むグループでは、実験によりその特性把握を試みた³⁾。実験結果より柱径の影響などの定性的な結果が得られた。その後、「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会」（以下、検討委員会と記す）で提案された詳細設計法(案)⁴⁾では、土塗り小壁付木造軸組の復元力特性について、「単位壁高さ・単位壁厚あたりのせん断応力度」から算定する案が提案されている。しかし、対象とした実大実験（図1のMWD-4, MWD-5）のみであった。そこで、小壁高さの異なる土塗り小壁付木造軸組の実大実験を実施した⁵⁾。

既報^{6),7)}では同一変形角での3回ループの平均耐力に基づく骨格曲線を対象に土塗り小壁付き架構の骨格曲線の評価方法の改善を目的として、全面壁と小壁高さの異なる土塗り小壁付木造軸組の実大実験結果に基づいて、全面壁の実験結果から土塗り小壁部分の骨格曲線算定方法を提案し、垂れ壁あるいは腰壁のみの場合

について、提案算定法と実験結果を比較し、その妥当性を示した。前報⁸⁾では、骨格曲線の予測精度の向上および数値解析による実験結果の検証を容易にするために、処女載荷時の耐力に基づく骨格曲線を対象として、既報^{6),7)}のデータを再検討した。しかし、前報⁸⁾の貫に接する壁土面積算定に誤りが発見されたため、ここに修正報告する。

2. 実験の概要

全面壁および土塗り小壁(垂れ壁・腰壁)付木造軸組試験体を図1に示す。本研究では、軸組を含まない土塗り小壁のみの高さ(以下、小壁高さと呼ぶ)をパラメータとし、MWD-1(3体)、MWD-2(3体)、MWD-4(3体、小壁高さ475mm)、MWD-5(3体、小壁高さ695mm)、MWD-T300(1体、小壁高さ300mm)、MWD-T900(1体、小壁高さ900mm)、MWD-T1500(1体、小壁高さ1500mm)を使用した。共通の仕様は、柱:120×120角(スギ)、桁:120×210角(スギ)、土台:120×120角(ヒノキ)、貫:18×105角(スギ)、鴨居:105×45角(スギ)、小舞竹の間隔は内法45mm程度、壁厚さ60mm(荒壁厚さ36mm、中塗り厚さ12mm×2)、試験体の高さは、桁から土台までの材軸心間距離で2730mm、とした。

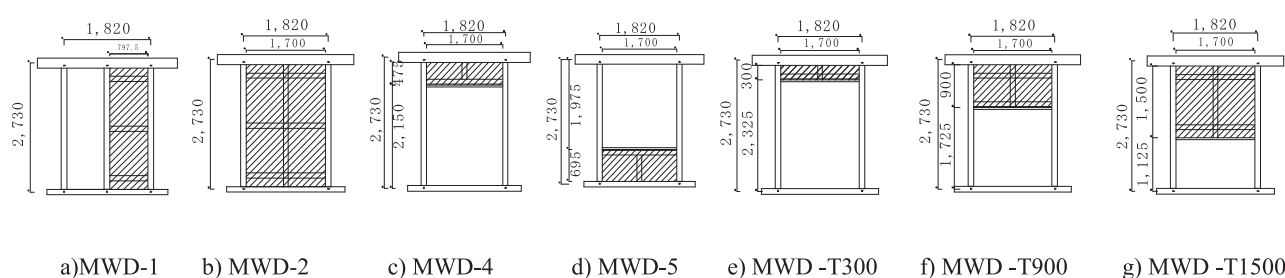


図1 試験体(斜線部は土塗り壁を示す)

実験で得られた各試験体の復元力の包絡線を図2に示す。横軸は、桁部の水平変位から土台の水平変位を差し引き試験体高さ2730mmで除した見かけの変形角、縦軸は、計測荷重から鋼製おもりによる $P\Delta$ 効果の影響を差し引いた復元力である。MWD-1,2,4,5では、3体の実験結果を重ねて表示している。

全面壁の実験結果⁹⁾では2P壁がせん断破壊、1P壁が土塗り壁隅角部の圧潰を示している。MWD-4、MWD-5、MWD-T300、MWD-T900の4種の試験体では、隅角部での壁土の圧壊が顕著で、小壁面内でのせん断ひび割れはほとんど見られなかったが、MWD-T1500では、大変形時にせん断ひび割れが目立っていた。

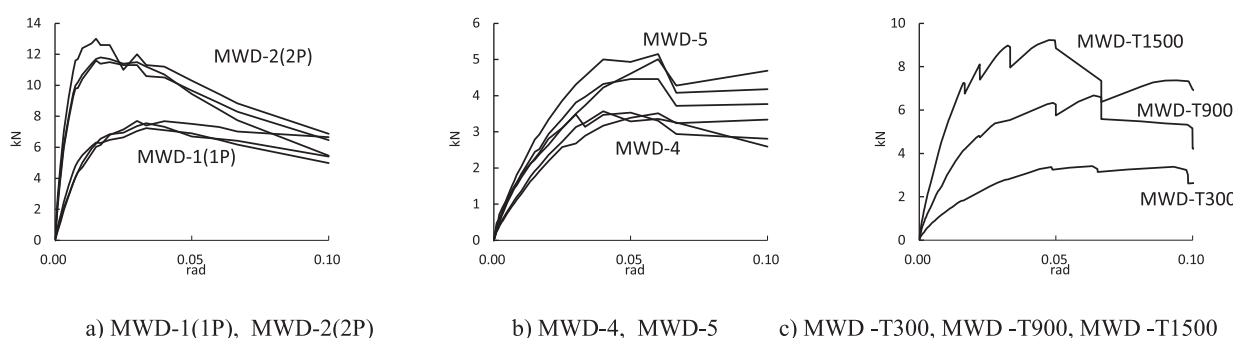


図2 繰返し載荷実験の正側包絡曲線(柱2本分の耐力を含み、 $P-\Delta$ 効果を除く)

3. 評価方法

(1) 小壁部の壁土圧潰時耐力と壁土せん断破壊時耐力の算定法

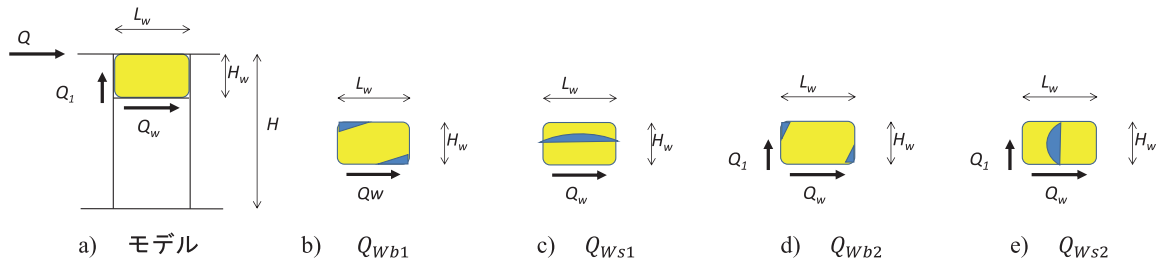
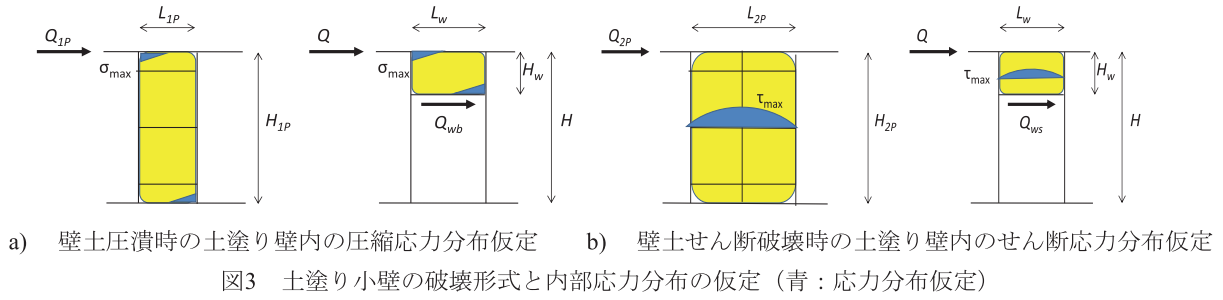
本項では、既報^{6)~8)}を参考に土塗り小壁部の破壊耐力を算定する。土塗り小壁の破壊形式は、壁土の圧潰とせん断破壊に分類でき、壁のアスペクト比に関係する。しかし、本報では、アスペクト比により破壊形式を選択せず、破壊形式ごとの耐力を算定して、その小なる方とることにより破壊形式を選定することを提

案している。小壁部分の壁土圧潰時耐力と壁土せん断破壊時耐力の算定には、基準となる1P、2Pの土塗り壁の試験結果⁴⁾を用いる。今、図3のように算定対象の小壁の土塗り部実寸を高さ H_W 、長さ L_W 、厚 t_W 、耐力 Q_W とし、比較対象の土塗り壁の土塗り部実寸を高さ H_{1P}, H_{2P} 、長さ L_{1P}, L_{2P} 、厚 t_{1P}, t_{2P} 、耐力 Q_{1P}, Q_{2P} とおく。壁土の最大圧縮強度(σ_{max})および最大せん断強度(τ_{max})は、土塗り壁と土塗り小壁で同一である。そこで、壁土圧潰時耐力 Q_{Wb} に壁高さを乗じたモーメント($H_W Q_{Wb}$)は断面係数 ($t_W L_W^2/6$) に比例、壁土せん断破壊時耐力 Q_{Ws} は断面積($t_W L_W$)に比例すると考え、次式を設定する。

$$Q_{Wb} = Q_{1P} \frac{H_{1P}}{H_W} \left(\frac{L_W}{L_{1P}} \right)^2 \frac{t_W}{t_{1P}} \quad (1)$$

$$Q_{Ws} = Q_{2P} \left(\frac{L_W}{L_{2P}} \right) \frac{t_W}{t_{2P}} \quad (2)$$

今、土塗り小壁内部に作用する応力状態は図4のように分類できる。そこで、図4に示す小壁部に作用するせん断力 Q_W を算定する。土塗り壁では壁のアスペクト比により破壊形式が異なるが、事前に破壊形式を予測できないため、 Q_W 算定時には、小壁部の破壊形式を4ケ (Q_{Wb1} , Q_{Wb2} , Q_{Ws1} , Q_{Ws2}) 想定し、最小値を取る。



Q_{Wb1} は、小壁高さを H_W 、長さを L_W とした際の壁土圧潰時耐力を示す (図4b)。

$$Q_{Wb1} = Q_{1P} \frac{H_{1P}}{H_W} \left(\frac{L_W}{L_{1P}} \right)^2 \frac{t_W}{t_{1P}} \quad (3)$$

Q_{Ws1} は、小壁高さを H_W 、長さを L_W とした際の壁土せん断破壊時耐力を示す (図4c)。

$$Q_{Ws1} = Q_{2P} \left(\frac{L_W}{L_{2P}} \right) \frac{t_W}{t_{2P}} \quad (4)$$

Q_{Wb2} は、小壁高さを L_W 、長さを H_W とした際の壁土圧潰時耐力を示す。この時に計算されるせん断力は Q_{1P} であるので、 $Q_{Wb2} = (L_W/H_W)Q_{1P}$ で計算する (図4d)。

$$Q_{wb2} = \frac{L_W}{H_W} Q_{1P} \frac{H_{1P}}{L_W} \left(\frac{H_W}{L_{1P}} \right)^2 \frac{t_W}{t_{1P}} = Q_{1P} \frac{H_{1P}}{H_W} \left(\frac{H_W}{L_{1P}} \right)^2 \frac{t_W}{t_{1P}} \quad (5)$$

Q_{ws2} は、小壁高さを L_W 、長さを H_W とした際の壁土せん断破壊時耐力を示す。この時に計算されるせん断力は Q_{2P} であるので、 $Q_{ws2} = (L_W/H_W)Q_{2P}$ で計算する（図4e）。

$$Q_{ws2} = \frac{L_W}{H_W} Q_{2P} \left(\frac{H_W}{L_{2P}} \right) \frac{t_W}{t_{2P}} = Q_{2P} \left(\frac{L_W}{L_{2P}} \right) \frac{t_W}{t_{2P}} \quad (6)$$

式(4)と式(6)は等価である。さらに式(3)~(6)を、図6に示す1P,2P土塗り壁の水平断面積あたりのせん断応力度(τ_{1P}, τ_{2P})および小壁の寸法比(H_W/L_W または L_W/H_W の小さい方)でまとめると式(7)となる。

$$\begin{aligned} Q_W &= \text{Min}\{Q_{ws}, Q_{wb}\} \\ Q_{ws} &= \tau_{2P} t_W L_W \\ Q_{wb} &= \frac{H_{1P}}{L_{1P}} \tau_{1P} t_W L_W \text{Min}\left(\frac{H_W}{L_W}, \frac{L_W}{H_W}\right) \end{aligned} \quad (7)$$

ここで、 Q_W は小壁耐力、 Q_{ws} は壁土のせん断破壊で決まる小壁耐力、 Q_{wb} は壁土の圧潰で決まる小壁耐力である。

(2) 土塗り小壁の耐力算定に用いる土塗り壁の評価

本項では、土塗り小壁の耐力算定に用いる土塗り壁の評価を行う。ここで、基準となる1P、2Pの土塗り壁の諸寸法を表1に、実験から計算される耐力を図5a)中の実線として示す。図中の破線は、土塗り耐力に柱2本分のホゾ耐力を加算した値（1P、2Pの土塗り壁の実験値）である。ただし、土塗り小壁部には貫による壁土の圧潰が無いと仮定しているが、1P全面壁の実験結果には貫による壁土の圧潰が含まれている。そこで前報¹⁷⁾と同様に、図6に示す1P全面壁（破壊形式：壁土の圧潰）では、Case A：貫による壁土の圧潰を考慮しない場合、Case B：貫による壁土の圧潰を最上部と最下部を無視する場合、Case C：貫による壁土の圧潰をすべて考慮する場合の3通りを検討した。貫による壁土の圧潰と横架材による壁土の圧潰を評価するための断面係数の合計は、壁厚が60mm、貫厚が18mm（前報⁸⁾は15mmで計算した）であるので、Case A：Case B：Case C = $(60)L_{1P}^2/6 : (60 + 2 \cdot 18)L_{1P}^2/6 : (60 + 3 \cdot 18)L_{1P}^2/6 = 60:98:114$ となる。壁土の最大圧縮強度(σ_{max})を考えれば、Case BではCase Aの0.61倍、Case CではCase Aの0.52倍となるので、Case Bでは1P全面壁から得られる骨格曲線を0.61倍に、Case Cでは1P全面壁から得られる骨格曲線を0.52倍に低減して用いる。

表 1 1P、2P の土塗り壁の諸寸法 (mm)

	Height	Length	Thickness
MWD-1(1P)	3600	800	60
MWD-2(2P)	2600	1710	60

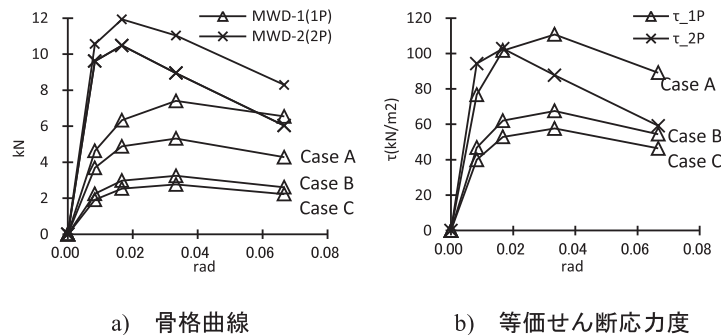


図5 土塗り壁の骨格曲線（破線：柱2本分のホゾ耐力加算後）

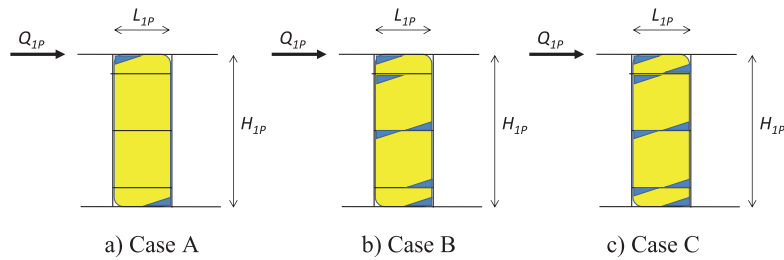


図6 1P土塗り壁の破壊モードの仮定

4. 実験結果による検証

本節では、提案手法を実験結果で検証する。比較は、 $P\Delta$ 効果除去した骨格曲線を用いた。そのため、層間変位 δ の計算は、土塗り小壁のせん断変形角 γ_w から計算される小壁のせん断力 Q_w および壁耐力 Q が柱1本に作用するとし、柱の曲げ変形と小壁のせん断変形から計算した（式(9)）。柱は120mm角で $E=7000\text{N/mm}^2$ としている。なお、架構の耐力は、式(7)に図7のホゾ耐力に起因する柱の復元力2本分を加えている。

$$Q = \frac{H_w}{H} Q_w \quad (8)$$

$$\delta = \frac{(H - H_w)^3}{3EI} \frac{H_w}{H} Q_w + \gamma_w H \quad (9)$$

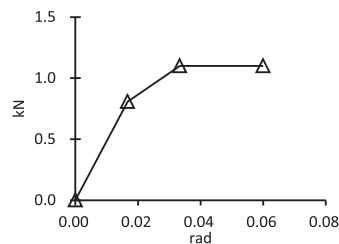


図7 柱頭柱脚に長ホゾがある柱1本の骨格曲線

図8に元となった1P、2Pの土塗り壁の耐力特性（図5）を用いた場合の比較結果を示す。貫による壁土の圧潰の仮定による差(Case A,B,C)は、MWD-4、MWD-5、MWD-T300において顕著に見られ、Case B、Case Cの差は小さい。前報⁸⁾ではCase Bを推奨したが、本報ではCase B、Case Cの差は小さいので、Case Cを推奨する。なお、Case B、Case Cとも、それぞれの破壊形式は、MWD-T300で Q_{wb2} 、MWD4($H_w=475$)で Q_{wb2} 、MWD5($H_w=695$)で Q_{wb2} 、MWD-T900で Q_{wb2} 、もしくは Q_{ws1} 、MWD-T1500で Q_{ws1} である。これは、実験結果とも符合する。

5. 結語

本報では、土塗り小壁の付随した架構の設計用復元力特性作成方法の改善を目的とし、実大実験結果に基づいて土塗り小壁部分の復元力算定方法を提案し、垂れ壁のみの場合について、提案算定法と実験結果を比較しその妥当性を検討した前報の間違いを訂正した。その結果、提案した算定法がほぼ妥当であること、加えて、提案した算定法では破壊形式もほぼ妥当であること、が判明した。今後は、適用範囲の拡大・推定精度の向上を実験を通して検証する必要がある。

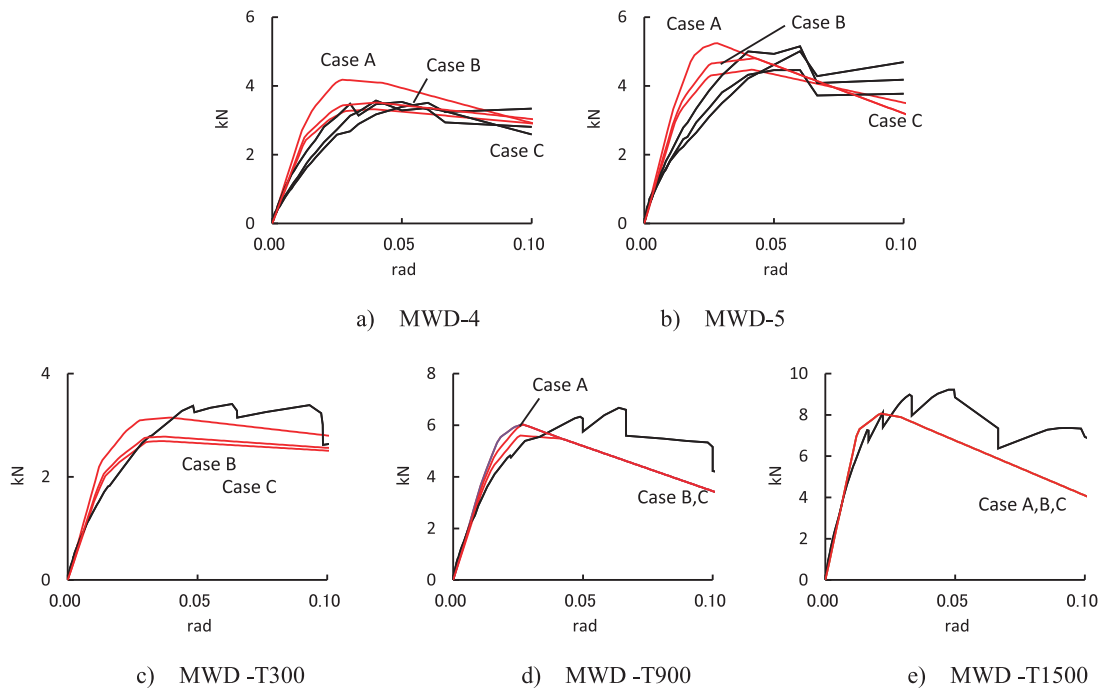


図8 提案法と実験結果の比較

参考文献

- 1) 鈴木祥之・中治弘行：木造住宅土塗り壁の実大実験による耐震性能の再検討，日本建築学会構造系論文報告集，第515号，pp. 115-122.，1999.1
- 2) 山田真澄・鈴木祥之・後藤正美・清水秀丸：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価，日本建築学会構造系論文集，第582号，pp.95-102, 2004.8
- 3) 鎌田輝男・清水秀丸・細入夏加・中治弘行・鈴木祥之・後藤正美：土塗り垂れ壁構面の耐震性能評価に関する研究-パラメータが耐震性能に及ぼす影響-，第12回日本地震工学シンポジウム，pp. 774-777, 2006.11
- 4) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会，詳細設計法(案)，「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会平成24年度報告，2013.
- 5) 中治弘行・長瀬正・鈴木祥之：土塗り小壁付木造軸組の復元力特性への垂れ壁高さの影響．2017年度日本建築学会大会学術講演梗概集，2017.
- 6) 山田耕司・中治弘行・長瀬 正・鈴木祥之：伝統構法木造軸組における土塗り小壁の復元力評価法，歴史都市防災論文集 Vol.11, pp.95-102, 2017.7
- 7) 中治弘行・長瀬 正・山田耕司・鈴木祥之：実大実験に基づく土塗り小壁付木造軸組の復元力特性，歴史都市防災論文集 Vol.11, pp.103-110, 2017.7
- 8) 山田耕司・中治弘行・長瀬 正・鈴木祥之：土塗り壁の耐力を用いた土塗り小壁の骨格曲線評価，歴史都市防災論文集 Vol.12, pp.15-22, 2018.7
- 9) Hiroyuki Nakaji, Teruo Kamada, Masami Gotou, Koji Yamada, Yoshiyuki Suzuki : SEISMIC PERFORMANCE OF MUD-WALLS WITH SILL BASED ON FULL-SCALE CYCLIC LOADING TESTS . 12th World Conference on Timber Engineering 2012, 2012.7