異なる強度を持つ壁土を用いた土壁耐力の推定

RESISTANT FORCE CHARACTERISTIC ESTIMATION OF WOODEN FRAMES WITH MUD PLASTERED WALLS USING MUD PLASTERS OF DIFFERENT STRENGTH

山田 耕 司*, 中 治 弘 行**, 鈴 木 祥 之***

Koji YAMADA, Hiroyuki NAKAJI and Yoshiyuki SUZUKI

In this paper, the loading tests of wooden frames with mud plaster wall and their numerical analysis are reported. Three mud plaster are made of 3 different blend of clay, sand, and straw. Results are as follows: 1) if there is no separation phenomenon of mud plaster from a lath, the horizontal resistant force characteristics of wooden frames with mud plaster wall are close to calculated by proposed method. 2) The hypothesis of mud plaster separation phenomenon represents that the tensile strength of mud plaster gives the separation horizontal load of the wooden frames with mud plaster.

Keywords : *Traditional Wooden House, Mud Plaster Wall, Numerical Analysis, Horizontal Resistant Force Characteristic, Separation Phenomenon*

伝統木造住宅, 土塗り壁, 数値解析, 水平耐力特性, 剥離現象

1. 序

伝統木造住宅の耐力機構に関する研究は、実大試験体による実験的研究が多い。これは、コンクリート構造や鉄骨構造と比較して試験体の制作費が安いこと、最大耐力が小さく大きな実験装置を必要としないためである。また、実大実験が多く実施されるもう一つの要因は、伝統木造住宅の材料および構法のモデル化が複雑であることが挙げられる。伝統木造住宅の主要な耐震要素の土塗り壁（以下、土壁）を例としても、実大実験に基づく研究が多くなされているが、荷重-変位曲線を数値解析によって適切に評価した計算事例は少ない。例えば、村上ら¹⁾²⁾は、半間幅（以後、1P:910mm）の土壁の実験を行い、壁土がせん断破壊しない場合では、土壁の要素試験体から得られる隅角部圧縮力と貫のこじりの物性によって、試験体の耐力特性が予測可能であるとしている。また、壁土のせん断破壊が先行しやすい1間幅（以後、2P:1820mm）の土壁に関する代表的な研究としては、村上ら³⁾、中尾ら⁴⁾の実験的研究がある。村上らは要素試験結果に基づき、初期剛性、最大耐力の推測式を提案している。中尾らも材料実験結果に基づくせん断抵抗力の推測を行っているが、これらは荷重-変位曲線全体を適切に計算するには至っていない。また、村上らの一連の報告⁵⁾を見ると、土壁の耐力は貫間隔、壁土の特性、貫伏せの有無・種類、の影響を受けるとされており、土壁を含む架構の耐力特性には未解明な部分が多いと言える。

著者らは、動的・静的実験によって伝統木造住宅の耐震性能を再検討⁶⁾⁷⁾する一方、数値解析を含めた理論的アプローチから、土壁の耐力特性の要因を説明することを検討してきた。既報⁸⁾では、数値解析から、壁土の脆性・塑性、架構と土壁が一体構造でないことによる接触・分離・応力集中を考慮できる土壁解析手法を開発し、1P土壁と2P小壁の実験結果を模擬できることまでを示した。また、文献9)では、土塗り小壁付き木造軸組の耐力性状を文献10)と比較検討した。

本報は、既報を補完するために行った壁土耐力の異なる土壁に対する数値解析による追試を報告するとともに、実験で観察された土壁の小舞からの剥離現象を考察している。

2. 方法

2.1 壁土の調合法

本報では、強度の異なる土壁を作成するため、粘土、砂の配合を変え強度の異なる壁土を練り合わせた。壁土試験体は、既報¹¹⁾に基づき作成した。土壁に使用する土（以下、壁土）は、愛知県で得られた粘土(1.28 g/cm³)、砂(1.62 g/cm³)、スサ(0.051 g/cm³)とする。材料を写真1に示す。材料試験体は、直径50mm高さ100mmの円柱とし、型枠は吸水性の良いM画紙を用いた。試験体作成手順を以下に示す。

a) 乾燥した壁土を試験体1本に対し400g量り採り粉末状になる

* 豊田工業高等専門学校建築学科 准教授・博士(工学)

** 鳥取環境大学環境デザイン学科 准教授・博士(工学)

*** 立命館大学立命館グローバル・イノベーション研究機構
教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Toyota National College of Technology, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Environmental Design and Architecture, Tottori University of Environmental Studies, Dr. Eng.

Prof., Ritsumeikan-Global Innovation Research Organization, Ritsumeikan University, Dr. Eng.

まで棒等で突く。

b) 壁土質量比で適量の水を混ぜ練り合わす（乾燥工程では、この時加えられた水に相当する水分を除去する）。

c) M画紙で作成した型枠に泥状の壁土を型枠の3分の1ずつ詰め、棒で20回叩く。

d) 乾燥工程：定温乾燥機（I社製 BL-115S）を用いて乾燥する。圧縮試験前には、試験体の上下面を削り平らにした。圧縮試験は、S社製 DTB-100 を用いた。

粘土・砂の配合比は、質量比で粘土：砂＝1：1、1：2、1：3 とした。スサは、粘土・砂混合質量の1%を基本とし、適宜変更した。圧縮試験（5体）および割裂試験（3体）の試験状況を写真2に、結果を図1に示す。圧縮強度は、0.4～1.0N/mm²程度となり、割裂引張強度（図中の▼：最初に応力度が劣化した点（割裂した応力度と判断した））は、0.13～0.16N/mm²程度となった。また、今回の実験では、圧縮強度と引張強度に正の相関は無いといえる。

a) 土 b) 砂

c) スサ

写真1 材料

圧縮試験 割裂試験

写真2 圧縮試験、割裂試験

以上の結果を踏まえ、粘土：砂＝1：1の壁土を荒壁（強）、粘土：砂＝1：2の壁土を荒壁（中）、粘土：砂＝1：3の壁土を荒壁（弱）として、壁試験体を作成した。なお、施工性の観点から、粘土・砂・

スサの配合は、施工者の判断で多少の変更があった。図2に実際に使用した壁土の圧縮強度試験結果とそのモデル化された骨格曲線を示す。

b) 土：砂：スサ＝1：1：1.5%

c) 土：砂：スサ＝1：2：1%

d) 土：砂：スサ＝1：3：1%

圧縮試験 割裂試験

図1 材料試験結果

a) 荒壁（弱）

b) 荒壁（中）

c) 荒壁（強）

d) 中塗り

図2 材料試験

2.2 壁試験体

実験では、図3に示す長さ910mmおよび1820mmの試験体を作成した。以後、各々を1P試験体、2P試験体と称する。試験体は、柱・梁・土台はスギ120角とし、仕口は長ホゾ(断面40*110mm)込み栓(12mm角)とした。材の含水率は、10～25%であった。貫(15*120mm)は3段、柱との接合は、落とし鎌とし楔で留めている。土壁は、両面中塗り(中塗り)20mm+(荒壁)40mm+(中塗り)15mmとし、ワラ縄で小舞竹を編んだ。なお、柱引き抜け防止のため、ホールダウン金物を用いている。荷重スケジュールは、1/400, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/60 radを3回ずつ正負交番荷重し、その後、1/40, 1/30, 1/25, 1/15 radを正側に片側に1回の繰り返し荷重を行った。

2.3 数値解析

数値解析は、文献9)で示した解析モデルを用いている。この解析モデルでは、土壁の圧壊、貫の土壁へのめりこみ、貫・差し鴨居・柱頭・柱脚の回転抵抗を考慮している。そのため、解析モデルは、土壁要素、フレーム要素、フレーム弾塑性バネ(仕口部、貫の曲げ抵抗をモデル化)、壁土-フレーム間の接触要素から構成される。

フレーム要素(木質架構)は、弾性の線形要素とし、ヤング係数はスギを参考として $E=0.7 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ (せん断弾性係数 $G=2.9 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$)とした。

仕口および貫端部に弾塑性バネを設けた。図4に軸力および曲げモーメントに対する仮定した非線形履歴モデルを示す。仕口部は、長ホゾ断面の降伏曲げモーメントで、完全弾塑性の骨格曲線を持つスリップ型復元力特性とした。貫端部は、三角形めりこみをすると仮定して、回転剛性、降伏モーメントを設定した。仕口部では回転剛性7300N cm/rad, 降伏回転角0.04rad, 貫端部では回転剛性2700N cm/rad, 降伏回転角0.01rad, を与えている。なお、せん断力に対しては、線形を仮定している。

図3 試験体概略

図4 弾塑性バネモデル

土壁要素は矩形要素とした。考え方は、RC壁要素の分散ひび割れモデルを参考とした。参照点は、要素中央と、ひび割れを含む弾塑性性を考慮する評価軸を、15度毎の12本設定した。計算プロセス中は、各評価軸方向の歪、応力をステップ毎に再計算し、履歴を保持する。要素の応力の代表値は、12本の評価軸のうち、要素の主歪方向に最も近い評価軸の剛性・主応力を用いている。この場合の主軸方向のせん断応力は零としている。その後、この主歪方向の剛性・応力を座標変換、要素内で積分し、剛性・節点反力を計算する。各評価軸は、図5のように、引張り側では、Bilinear型とし、第2勾配は負剛性としている。最大変位が第2勾配に入っている場合は、最大点指向型の特長とする。圧縮側は、スリップ特性を持つTri-linearとした上で、圧縮域負剛性後に最小圧縮力一定域を設けた(図2,6参照)。なお、土壁の自重は文献5)を参考に 1.4 g/cm^3 とした(接触要素で発生する摩擦力を計算する際に使用)。また、今回の計算では、土壁を22.5cm角程度で等分して、モデルを作成している。

図5 土壁要素モデル

壁土-フレーム間の接触要素は要素幅1cmを想定した図6に示すような矩形要素(実質は、接触対応節点を結ぶ2本の非線形バネ)であり、フレーム要素直交方向力と摩擦力を伝達する。接触対応節点間のフレーム要素直交方向距離の増減に比例した応力伝達を仮定している。引張域ヤング係数 $E=0.0 \text{ N/mm}^2$, 圧縮ヤング係数 39.2 N/mm^2 とし、要素厚(t)を8cmとしている。各バネの剛性(K)は、次式で算出した。

$$K=E \cdot t \cdot L/2 \quad L: \text{フレーム要素長} \quad (1)$$

図6 接触要素モデル

3. 実験結果と計算結果

3.1 実験結果

試験体の繰り返し荷重結果、および、その実験結果の抱絡線と数値解析による一方向加力結果を図7,9に示す。なお、実験の際、2P試験体の「荒壁(中)」, 「荒壁(強)」では、写真3,4のよう

a) 荒壁 (弱)

b) 荒壁 (中)

c) 荒壁 (強)

図7 1P壁体の繰り返し加力試験結果

a) 荒壁 (弱)

b) 荒壁 (中)

c) 荒壁 (強)

図8 2P壁体の繰り返し加力試験結果

に壁土の剥離が発生した。この壁土の剥離は、図の荷重変形関係からも読み取れるように「荒壁 (中)」では、 $1/70 \text{ rad}$ 「荒壁 (強)」では $1/40 \text{ rad}$ で発生した。

1P 試験体では、実験で得られた耐力は変形と共に耐力が増加する傾向が得られた。また、数値解析は、実験結果をほぼトレースしている。一方、2P 試験体では、実験による荷重変形曲線に負勾配が見られた。また、数値解析は、「荒壁 (弱)」の実験結果をトレースしているものの、「荒壁 (中)」、「荒壁 (強)」では、壁土の剥離以後はトレースできていない。一方、2P の解析結果は $0.01 \sim 0.02 \text{ rad}$ 付近で下に外れている。この理由として、貫のめり込みに関する復元力特性は 0.01 rad で降伏するように設定しているため、2P の解析結果において $0.01 \sim 0.02 \text{ rad}$ 付近で解析結果の耐力低下が発生しているためと考えられる。

写真3 壁土の剥離 (2P試験体荒壁 (中))

写真4 壁土の剥離 (2P試験体・荒壁 (強))

3.2 壁土剥離耐力の推定

前節では、2P 試験体の加力中に壁土の剥離が発生し、壁水平耐力が低下した。そこで本節では、壁土剥離耐力の推定に関する次の仮説を立てる。

<仮説>

繰り返し載荷により、土壁表面にせん断亀裂が既に発生した状態 (写真5) で、図9のように厚さ方向に角度 θ の亀裂進入角が存在する。この際、壁土は小舞を通して小舞反対側の壁土と接合されるため、剥離していない。壁面内に作用する面内力は、面内圧縮力として伝達可能と考える。しかし、亀裂の存在により、面内圧縮力が変換され、土壁厚さ方向に引張力が発生し、結果として小舞表裏の土壁が剥離する。

なお本報では、亀裂部に生じる厚さ方向引張力は、亀裂部近辺に発生する面内圧縮力と亀裂進入角から計算し、亀裂部で生じる厚さ方向引張力と小舞間の壁土（荒壁土）の引張耐力とを比較する。

写真5 壁土剥離仮説の対象とするせん断亀裂の例（2P 試験体）

図9 壁土剥離の仮説モデル
(小舞と小舞に取り付く壁土との応力伝達仮説)

まず、2P 土壁中央部に発生したせん断亀裂近傍に作用する圧縮力 P を計算する。今、土壁全体に Q なるせん断力が作用すると、最大せん断応力度 τ は、 A を土壁断面積（土壁厚×土壁長）として

$$\tau = 1.5Q/A \tag{2}$$

と計算される。単純せん断状態では、主応力度=せん断応力度であるから、2P 土壁中央部の圧縮力 P は、2P 土壁中央部のせん断応力度に壁厚(t)を乗じることにより計算できる。

$$P = \tau t = 1.5Qt/A \tag{3}$$

次に、図9のように土壁断面に角度 θ で亀裂の入った土壁を考える。この土壁に左から圧縮力 $P (= \sigma_c t)$ なる力が作用し、亀裂部に摩擦が作用しないと仮定すると、土壁が移動しない為には、 $P \sin \theta$ の抵抗力が必要である。この $P \sin \theta$ の抵抗力は、小舞とその間の荒土に伝えられ、荒壁土には、 $P \sin \theta \cos \theta$ の引張力が作用する。この

$P \sin \theta \cos \theta$ が土壁断面厚(t)と同等の範囲($L=t$)に再配分されると仮定すれば、壁土を剥離させようとする引張応力度(σ_t)は、

$$\sigma_t = \sigma_c \sin \theta \cos \theta \tag{4}$$

となる。しかし、荒壁内には小舞が配置され、引張応力を負担する荒壁の面積が減少している。今、900mm 角の土壁内に格子状に小舞が配置されているとする。この時、荒壁の土が小舞を貫通する面積の比(空隙率: v)は、表1の値となる。ゆえに先の引張応力度 (σ_t)を空隙率(v)で除す必要がある。結果として引張応力度は、(σ_t)

$$\sigma_t = \sigma_c \sin \theta \cos \theta / v = 1.5Q \sin \theta \cos \theta / (A v) \tag{5}$$

となる。ここで、小舞の空隙率を 0.5 と仮定すると、必要引張強度と圧縮応力度の比は、土壁断面角度 θ をパラメータに表2となる。

表2より、亀裂進入角 $\theta = 45^\circ$ （必要引張耐力/圧縮力=1.0）と仮定した場合には、必要引張応力度は圧縮応力度（主応力度＝最大せん断応力度）と同値となる。ゆえに必要引張応力度は、 $Q=9.5\text{kN}$ の場合 0.10 N/mm^2 、 $Q=12\text{kN}$ の場合 0.13 N/mm^2 、 $Q=15\text{kN}$ の場合 0.16 N/mm^2 となる。図8中の点線は、図2の割裂引張強度(荒壁(強)で 0.16 N/mm^2 、その他で 0.13 N/mm^2) から推定した壁土剥離時の土壁水平耐力となる。図より、荒壁（中）の場合はほぼ妥当な結果を示し、荒壁（弱）の場合は壁土剥離の可能性があったことが分かる。

表1 小舞本数と空隙率

壁幅(mm)	小舞幅(mm)	小舞本数(本)	空隙率
900	15	13	0.61
900	15	17	0.51

表2 必要引張耐力と圧縮力の比(空隙率 $v=0.5$)

亀裂進入角 θ (度)	必要引張強度/圧縮応力度 =空隙率/($\sin \theta \cos \theta$)
10	0.34
20	0.64
30	0.87
45	1.00

以上の仮説を準用して、壁土の最大圧縮強度から推測される壁土の必要引張強度を計算する。まず、岡本ら¹³⁾の提唱した耐荷機構モデルより土壁の最大水平耐力を計算した後、土壁の水平耐力から先の手順により荒壁土の必要引張強度を計算する。

本報では、岡本ら¹³⁾の提唱した耐荷機構モデルのY方向のみ（図10：貫の壁土へのめりこみ、壁土の隅各部での圧壊のみ）を考慮して土壁の最大水平耐力を算出する。この際、土壁に作用する応力度を三角形分布、その最大応力度を $\sigma_{\max}$ と仮定する。具体的には、

図10 岡本ら¹³⁾の提唱した土壁の耐荷機構モデル（Y方向）

M_C = σ_{max} t_m L² (6)

M_N = σ_{max} t_N L² N_N (7)

ここで、
M_C：壁土の隅各部での圧壊による曲げモーメント抵抗
M_N：貫の壁土へのめりこみによる曲げモーメント抵抗
t_m：土壁厚
L：壁長
t_N：貫幅
N_N：貫段数

で計算する。また、2P 試験体における壁土剥離を防止する壁土必要引張強度は、空隙率 v=0.5、亀裂侵入角 θ=45°（必要引張強度/圧縮強度=1.0）として計算する。

結果として、土壁に作用するせん断力およびせん断力から計算される必要引張強度は、表 3 のようになる。本表では、壁土圧縮強度の 30%程度の壁土引張強度が望まれることになる。しかし現実には、せん断クラックの進入角 θ を含め、以後実験により更なる検証が必要である。

表 3 壁土の最大圧縮強度から推測される壁土の必要引張強度

σ _{max} (N/mm ²)	隅角部による M(Nm)	貫による M(Nm)	せん断力(kN)	必要引張強度
1.0	3.86E+04	2.48E+03	23.26	0.28
0.8	3.09E+04	1.99E+03	18.60	0.22
0.6	2.32E+04	1.49E+03	13.95	0.16
0.4	1.55E+04	9.94E+02	9.30	0.10

(壁長 1820mm、壁高さ 2730mm、土壁厚 70mm、
貫幅 15mm、貫段数 3)

4. 結語

本報では、数値解析による壁土強度の異なる土壁における耐力予測手法の確立を目的として、壁土の配合を変えた土壁を作成し、実験・解析を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- a) 半間の土壁の骨格曲線に十分適用可能なことが判明した。
- b) 一間の土壁では、土壁の壁土が剥離するまでは十分な精度を持って、その骨格曲線を予測した。
- c) 一間の土壁における壁土剥離時期およびその後の耐力を予測できなかった。
- d) 壁土剥離の要因を推測したものの、その現象の全てを説明できなかった。

従って、今後は、壁土が剥離する要因を、材料特性、亀裂の発生状況を含めて検討する必要がある。

謝辞

本研究の一部は、地域イノベーション創出総合支援事業 重点地域研究開発推進プログラム 平成 21 年度「シーズ発掘試験」A（発掘型）、文部科学省科学研究費補助金・基盤研究(S)(課題番号 19106010、研究代表者：鈴木祥之）により行われた。記して謝意を示す。

参考文献

1) 村上雅英，景山誠，鈴木有，稲山正弘：静的水平加力実験に基づく土壁の耐荷機構の解明―せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動―，日本建築学会構造系論文集，No.582，pp.103-108，2004.8

2) 村上雅英，景山誠，岡本滋史，鈴木有，稲山正弘：要素試験による土壁の水平力耐荷機構の検証―せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動(続)―，日本建築学会構造系論文集，No.594，pp.111-118，2005.8

3) 村上雅英，景山誠，岡本滋史，鈴木有，稲山正弘：水平力の耐荷機構に基づく土壁の剛性と耐力の算定法に関する提案と検証，日本建築学会構造系論文集，No.605，pp.119-126，2006.7

4) 中尾方人，一文字里紗，山崎裕，石橋庸子：土塗り壁のせん断抵抗機構およびせん断耐力の評価法に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.598，pp.109-116，2005.12

5) 村上雅英ら：耐荷機構に基づく土壁の構造性能評価法の提案と検証（その1-6）日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.405-416，2004.

6) 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集，No.515，pp.115-122，1999.1

7) 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，No.582，pp.95-102，2004.8

8) 山田耕司：土壁耐力の数値解析手法の開発，日本建築学会技術報告集 第23号，pp.161-164，2006.

9) 山田耕司，清水秀丸，中治弘行，鈴木祥之：土塗り小壁付き木造軸組耐力特性評価への数値解析の適用，日本建築学会構造系論文集 第621号，pp.81-87，2007.11

10) 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.778-781，2006.

11) 山田耕司，中治弘行，鈴木祥之：壁土の配合と強度に関する定性的傾向，日本地震工学会・大会―2009 梗概集，pp.332-333，2009

12) 山田耕司，中治弘行，鈴木祥之：壁土材料試験体の定温乾燥機による乾燥，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，B-1，pp.459-460，2009

13) 岡本 滋史，澤田 圭，村上 雅英，鈴木 有，稲山 正弘：部分壁体試験に基づく土壁のせん断力-変形角関係及び壁倍率の推定方法と検証，日本建築学会構造系論文集 第621号，pp.103-110，2007.11

(2010年3月12日原稿受理，2010年11月9日採用決定)