京町家型土壁の水平せん断性能

LATERAL SHEAR PERFORMANCE OF EARTH-WALL IN CASE OF A TOWN HOUSE OF KYOTO

田淵 敦士^{*1}, 北守 顕久^{*2}, 森 拓郎^{*3}, 小松 幸平^{*4}
Atsushi TABUCHI, Akihisa KITAMORI, Takuro MORI
and Kohei KOMATSU

This paper presents the results of a lateral shear performance of the earth-wall which is used in “*Kyomachiya*” (a traditional type town house in Kyoto), and the evaluation method of the stiffness and strength.

Keeping the typical module of “*Kyomachiya*”, with 60 mm thickness and 980mm column-to-column span, two types of specimens differed in total span of one or two were subjected under cyclic loading. And the structural model of a timber frame was constructed using the theory of a beam on elastic foundation. According to this newly formulated model, the stiffness and strength of an earth-wall in “*Kyomachiya*” can be evaluated simply.

Keywords: *Kyomachiya, Earth-wall, Nuki joint, Embedment, Lateral shear performance, Beam on elastic foundation*

京町家、土壁、貫、めり込み、水平せん断性能、弾性床上の梁

1. はじめに

伝統木造建築は、地理的要因や歴史的要因を含みながら現在まで歩んで来た。例えば、京都では柱間を 980mm とするモジュールがしばしば用いられたり、壁厚のやや薄いものが好まれてきた。本研究では

1. 京町家としてしばしば用いられる形状の土壁の特性を明らかにするとともに、
2. その力学的評価法を提案することで、

地域性をもつ土壁としての土壁の構造的有効活用を目指したものである。

現在まで行われている土壁の耐力推定法の研究は、例えば、いくつかの要素実験の積み上げとしての推定する方法²⁾の提案や、文化財建造物を想定した実験式から推定³⁾するものがある。前者は土壁の形状に依存する要素試験を行うものであり、汎用性を持たせるには多くの要素実験をする必要がある。後者は文化財建造物を対象にした指針で、土壁の初期剛性、耐力等を壁厚と、階高から求める方法を提示しているが、この中にも記されている通り、荒壁、中塗り、仕上げ等の材質による差異は評価できない。

以上のことを鑑み、本研究では京町家型の土壁の水平せん断実験を行い、汎用性のある力学モデルの構築を目指して基本的な材料常

数を用いて、この土壁の剛性及び耐力を評価すること試みた。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

供試体は 2 種類を用意した。表 1、2 にそれぞれ、各供試体の試験の概要、および、仕様を、図 1 に供試体の形状、および、セットアップ図を示す。また、図 2 に下地の詳細を示す。

壁長さ 1960mm の 2P 相当の供試体を A 型、壁長さ 980mm の 1P 相当の供試体を B 型とする。ただし、A 型については、全て通し貫とし、B 型については、通し貫のもの (B1,B2) と、そうでないもの (B3,B4) を各 2 体用意した。

また、使用した壁土については京都大亀谷産の土を用いた。

2.2 載荷方法

供試体は土台部分を、柱心から外側へ 150mm の位置で M16 の普通ボルトを用いて固定し、浮き上がりを拘束するために、タイロッドを用いた。加力は梁に油圧ジャッキ (理研 300kN) を用いて行い、ジャッキ先端に取り付けたロードセル (東京測器 200kN) で荷重を計測した。また、面外変形を拘束するためのジグを A 型については外側の柱の位置に、B 型については壁中心位置に配した。

第 1 期 軸組のみの載荷実験

まず、軸組のみの性質を知るために、土壁および木舞竹のない

^{*1} 京都大学生存圏研究所 技術補佐員・修士(工学)

^{*2} 京都大学大学院農学研究科 大学院生・修士(農学)

^{*3} 京都大学生存圏研究所 助手・博士(工学)

^{*4} 京都大学生存圏研究所 教授・農博

Technical Assistant, Research Institute for Sustainable Humanosphere, Kyoto University, M. Eng.

Graduate Student, Graduate School of Agriculture, Kyoto University, M. Agr.

Instructor, Research Institute for Sustainable Humanosphere, Kyoto University, Dr. Eng.

Prof., Research Institute for Sustainable Humanosphere, Kyoto University, Dr. Agr.

表 1 供試体名称および载荷条件概要

供試体種類	供試体幅	貫	供試体名	軸組のみでの载荷の最終状態	土壁付での水平载荷実験
A	1960mm(2P)	通し貫	A1	変形角 1/50	有
			A2		
			A3		
			A4	破壊まで	無
B	980mm(1P)	通し貫	B1	変形角 1/50	有
			B2		
		差し込み貫	B3		
			B4		

表 2 各供試体共通仕様

高さ	京町家に多く見られる本 2 階建ての 1 階高さを 2650mm を基準とした。また、2 階胴差しを 210mm とすると、土台、梁のせい 120mm なので、 $2650 - 210 + 120 = 2500$ を供試体高さとした。
柱間	京間モジュール 980mm とした。
柱	スギの 105mm 正角材を用い、土台および梁との接合方法は長ホソ差し、カシ込栓締めとした。
土台・梁	ヒノキの 120mm 正角材を用いた。
貫	スギ 105×15 の 3 段貫とし、柱心に貫外面を合わせ、スギ楔締めとした。 内法貫は内法高さを 1727mm(5 尺 7 寸) として、高さを決めた。 土台天端-内法貫下端の距離 畳荒床板厚 (15mm) + 畳厚 (60mm) + 内法高さ (1725mm) + 鴨居せい (42mm) + 15 = 1860 土台天端-地貫下端 横間渡し竹幅 (30mm) + (木舞竹幅 (12mm) × 2 + アキ (24mm × 3)) × 2 = 222
胴貫	内法貫と地貫の中間
木舞	間渡し竹幅を 30mm とし、柱、梁および貫にビス留めとした。また、幅 12mm の木舞竹を 24mm ピッチで $\phi 9$ のワラ縄を用いて固定した。
壁厚 (片側)	荒壁厚 (21mm) + 中塗り厚 (9mm) = 30

状態で载荷した。A1～A3、および、B1～B4 の 7 体については、見かけの変形角で、1/300rad、1/200rad、1/100rad、1/75rad、1/50rad を各 3 回ずつくり返した⁴⁾。また、A4 については上記の変形角を与えたのち、破壊に至るまで载荷

した。

第 2 期 土壁付き架構の载荷実験

その後、破壊させなかった各供試体 (A1～A3、B1～B4) に

図 1 セットアップ図および各供試体概要

ついで、楔および込栓を締め直してから、木舞をかき、以下の工程で壁土を塗った。

平成 15 年 9 月第 2 週 荒壁塗り

平成 15 年 9 月第 3 週 裏返し

平成 15 年 10 月中旬 中塗り

約 3 ヶ月の養生の後、正負くり返し載荷実験を行った。載荷スケジュールは見かけの変形角で 1/300rad、1/200rad、1/100rad、1/75rad、1/50rad を各 3 回ずつくり返し、その後 $P_{\max}$ まで押し、供試体を破壊させることとした⁴⁾。

なお、第 2 期実験中に、A2 は供試体設置中にクレーンから落下し、柱の一部、および、壁の一部に損傷を受けた。

2.2.1 壁土のせん断剛性

土壁と柱の間での要素の接触が無いものとする、柱からの力の伝達は発生しない。本研究にて提案するモデルは、土壁は梁および貫にビス留めされた間渡し竹を通じて力の伝達が発生すると仮定する。この伝達経路を仮定して、壁土のせん断弾性係数 G を求めるために、次のような 300mm 角の要素実験を行った。梁および柱に間渡し竹を留め、試験時においては柱を取り外して載荷した。したがって、柱が壁土と接触して水平力を伝達する機構は存在せず、横架材（梁または土台）からのみ水平力を壁に伝達しうる形状である。ただし、せん断変形を拘束するために、板厚 4.5mm の鉄板を梁および土台に $\phi 12$ のボルトをピンとして作用するように取り付けた。

図 2 実大供試体間渡し竹等詳細

図 3 要素試験体概要

図 3 に示す要素試験体を 3 体用意し、水平せん断実験を行った。図 4 にそのセットアップ図を示す。

3. 実験結果

3.1 軸組

軸組のみで行った静的載荷実験の結果について、A 型の荷重-真の変形角関係を図 5-8 に、B 型の荷重-真の変形角関係を図 9-12 に示す。また、図 13、14 に各供試体の包絡線の比較を示す。いずれの供試体も概ね同様の傾向を示していることが分かる。

破壊に至るまで載荷した A4 では柱脚部のほぞのせん断破壊（込み栓部）を生じ、その後、ほぞが折れた。

なお、真の変形角 γ は以下のように定義した。

$$\gamma = \frac{d_1 - d_2}{H} - \frac{d_3 - d_4}{L} \quad (1)$$

ここで、 d_n は変位計番号 $\#n$ (図 1) による変位、 H は変位計 1 と変位計 2 との、 L は変位計 3 と変位計 4 とのそれぞれ標点間距離である。

3.2 土壁

図 15-17 に A 型の荷重-真の変形角関係のグラフを、また、図 18-21 に B 型の荷重-真の変形角関係のグラフを示す。また、図 22、23 に各実験の包絡線を示す。A2 は実験前に損傷していたため、A1 および A3 と比べ、若干、剛性および最大荷重が低いものの、概ね 3 体とも同様の特性を示している。また、B 型については、通し貫の無い B1、B2、通し貫の有る B3、B4 とともに荷重-変形角関係に関しては差が現れなかった。しかし、終局状態においては B3、B4 の供試体は貫位置での亀裂が B1、B2 のそれと比べると大きく、それに対して、B1、B2 は隅部での土の圧潰の方が大きかった。損傷は見掛けの変形角 1/100rad を越えた辺りから貫の位置とチリ隅部にひび割れが発生し、変位の進行と共にひび割れ長さが伸長していった。また、荷重が $0.8P_{\max}$ に至るまで壁の剥落および落下は観察されなかった。(図 24,25)

3.3 要素実験

図 26 に要素実験における土壁の荷重-変位関係を示す。ここで、No.3 は載荷初期のあたりで、ジグがこじれていたが、このこじれを直した後は、他の 2 体の供試体と同様の挙動を示すようになった。この 3 体の剛性を表 3 に示す。間渡し竹は梁および土台に掘った穴に差ししているのみで、その点、実大壁試験とは若干、条件が異なるため初期すべりが生じている。

図 4 要素試験セットアップ図

図5 A1軸組 $P-\gamma$ 関係

図6 A2軸組 $P-\gamma$ 関係

図7 A3軸組 $P-\gamma$ 関係

図8 A4軸組 $P-\gamma$ 関係

図9 B1軸組 $P-\gamma$ 関係

図10 B2軸組 $P-\gamma$ 関係

図11 B3軸組 $P-\gamma$ 関係

図12 B4軸組 $P-\gamma$ 関係

図13 A型軸組包絡線

図14 B型軸組包絡線

図15 A1 $P-\gamma$ 関係

図16 A2 $P-\gamma$ 関係

図17 A3 $P-\gamma$ 関係

図18 B1 $P-\gamma$ 関係

図19 B2 $P-\gamma$ 関係

図20 B3 $P-\gamma$ 関係

図21 B4 $P-\gamma$ 関係

図22 A型包絡線

図23 B型包絡線

図24 B型供試体荷重低下後 (B3)

図25 B型供試体荷重低下後の柱脚

表 3 各試験体性能

試験体番号	みかけの剛性 (N/mm ² rad)	最大荷重 (kN)
1	3.86	5.19
2	4.12	6.20
3	4.13	5.41
平均	4.04	5.60

図 26 要素試験体の荷重-変位関係

4. 考察

本研究において供試した土壁の力学モデルを以下の仮定のもと、図 27 および、28 のように構築し、その妥当性について検証する。

■仮定

1. 壁土を弾性床に見たて、その上に置いた梁としての貫の変形を考える。
2. 柱-貫接合部は北守モデル⁵⁾を用いた回転バネで近似する。
3. 柱-土台、および、柱-梁接合部は初期剛性発現時にホゾが土台または梁にめり込まないものとする。
4. B 型の通し貫と、そうでないものについては、荷重-変位関係が相似であることから、柱-貫接合部は通し貫のもので代表させる。

図 27 架構の力学モデル

図 28 各節点に生じる内力

図 29 弾性床上の梁

4.1 部材の力学モデル

4.1.1 弾性床上の梁に見立てた貫モデル

壁土を弾性の床と考え、その上に横たわる貫に図 29 のような材端力が加わる場合を考える。

このときの梁のたわみ曲線 $\delta(x)$ は、微分方程式

$$EI \frac{d^4 \delta(x)}{dx^4} + k \delta(x) = 0 \quad (2)$$

を解いて求めることが出来る。ここで、 EI は梁の曲げ剛性、 k は支床の弾性係数である。この微分方程式の一般解は

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$$

とすると、

$$\delta(x) = e^{\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) \quad (3)$$

と表せる。この式における未定常数である $C_1 \sim C_4$ を、境界条件から求めることで、弾性床上の梁に見立てた貫の挙動を決定できる。

ここで、境界条件として、

$$\{F_1 \quad F_2 \quad F_3 \quad F_4\} = \{M \quad -M \quad 0 \quad 0\} \quad (4)$$

とすると、

$$\delta(x) = M \varphi(x) \quad (5)$$

と表すことが出来る。ただし、

$$\Xi = e^{2\beta l} \cos^2 \beta l - 2e^{-\beta l} \cos^2 \beta l + e^{-2\beta l} \cos^2 \beta l - 6 \sin^2 \beta l + e^{2\beta l} \sin^2 \beta l + e^{-2\beta l} \sin^2 \beta l \quad (6)$$

$$\Psi_1 = -\cos^2 \beta l + \sin^2 \beta l - 2 \cos \beta l \sin \beta l + e^{-2\beta l} - e^{\beta l} (\cos \beta l - \sin \beta l) + e^{-\beta l} (\cos \beta l - 3 \sin \beta l) \quad (7)$$

$$\Psi_2 = -\cos^2 \beta l - 3 \sin^2 \beta l - 2 \cos \beta l \sin \beta l + e^{-2\beta l} + e^{\beta l} (\cos \beta l + 3 \sin \beta l) - e^{-\beta l} (\cos \beta l + \sin \beta l) \quad (8)$$

$$\Psi_3 = -\cos^2 \beta l + \sin^2 \beta l + 2 \cos \beta l \sin \beta l + e^{2\beta l} + e^{\beta l} (\cos \beta l + 3 \sin \beta l) - e^{-\beta l} (\cos \beta l + \sin \beta l) \quad (9)$$

$$\Psi_4 = \cos^2 \beta l + 3 \sin^2 \beta l - 2 \cos \beta l \sin \beta l - e^{2\beta l} - e^{\beta l} (\cos \beta l + \sin \beta l) + e^{-\beta l} (\cos \beta l - \sin \beta l) \quad (10)$$

としたとき、

$$\varphi(x) = \frac{\cos \beta x (\Psi_1 e^{\beta x} + \Psi_3 e^{-\beta x}) + \sin \beta x (\Psi_2 e^{\beta x} + \Psi_4 e^{-\beta x})}{2\Xi E_n I_n \beta^2} \quad (11)$$

と表せる。

4.1.2 ホゾ接合部の回転剛性

■初期剛性時 初期剛性発現時におけるホゾ接合部における回転剛性は、 $R_H = 1.35 \times 10^7 (\text{N} \cdot \text{mm}/\text{rad})$ ⁶⁾ とする。

■耐力 一方、変形が進んでくると、ホゾと土台との境界でめり込みが生じ、また、引き抜けに際してまさつ力も発生する。このときの柱脚にはたらく力を文献 10) を参考に図 30 のように仮定する。

このときの鉛直方向の力のつりあいは、

$$N_b - P_{ypeg} - \mu N_c = 0 \quad (12)$$

と表せる。ここで、 N_b は柱が土台にめり込むときに柱が受ける反力、 P_{ypeg} は、ほぞにが込栓から受ける反力、 N_c は、ほぞが土台にめり込むときにほぞが受ける反力である。

表 4 解析に用いた材料常数

貫の弾性係数	E_n	7.0(kN/mm ²)	貫の断面 2 次モーメント	I_n	1.4×10 ⁶ (mm ⁴)
柱の弾性係数	E_c	9.0(kN/mm ²)	柱の断面 2 次モーメント	I_c	1.0×10 ⁷ (mm ⁴)
梁の弾性係数	E_b	9.0(kN/mm ²)	壁せいに対する貫位置比 (下段)	α_1	0.1338
壁せい	h	2500(mm)	壁せいに対する貫位置比 (中段)	α_2	0.4614
壁幅 (柱間)	l	875(mm)	壁せいに対する貫位置比 (上段)	α_3	0.789
壁厚	t	60(mm)	有効弾性床深さ	d_a	516(mm)
土の弾性係数 ⁶⁾	E_e	6.5 × 10 ⁻² (kN/mm ²)

図 30 変形が進んだ場合における柱脚部に働く力 (ハッチ部にめり込みの発生を仮定)

このとき、柱およびそのボソと土台との間に生じるめり込みによる反力は稲山式⁷⁾を用い、繊維直交方向の弾性係数は $E_{\perp} = E_{//}/25$ ⁸⁾ とし、まさつ係数 μ は 0.7 とする。同時にめり込みによる反力の弾性限界回転角 θ_y を求める。この弾性限界回転角 θ_y に対して、めり込みは完全弾塑性で近似されるものとする。

また、込栓接合部における引き抜き耐力 P_{ypegy} をドリフトピン接合部に見立てて求める。ドリフトピン接合部における引き抜き耐力 $P_{pin y}$ は、

$$P_{pin y} = C \times F_e \times d \times l \quad (13)$$

によって求められる⁸⁾。ここで、 F_e は主材の支圧強度 (N/mm²)、 d はドリフトピン径 (mm)、 l は主材厚 (mm) である。また、 C は側材厚と主材厚との比、側材と主材との基準支圧強度の比、ドリフトピンの基準材料強度と主材の基準支圧強度との比によって決まる係数である。

この評価式におけるドリフトピンを込栓に置き換えたときの値を P_{ypegy} とし、このときの柱脚のモーメントを降伏モーメント M_y とする。

4.2 架構の力学モデル

図 28 のように、柱頭に水平力 P がかかっている状態における架構のひずみエネルギーを考える。

このモデルに表 4 に示す材料常数を代入し、剛性および耐力を推定した。なお、柱幅等の幾何学的形状については、本実験に供した試験体の寸法を用いた。また、土の弾性係数は矩形断面をもつ土および貫のめり込みを仮定しているため、文献 6) の値を用いた。ただし、有効弾性床深さは、貫、梁および土台で囲まれた部分の内法高さを平均したものを仮定した。

■柱のひずみエネルギー

$$\begin{aligned} \Gamma_c = & \frac{2}{2E_c I_c} \left\{ \int_0^{\alpha_1 h} (Px/2 - M_1)^2 dx \right. \\ & + \int_{\alpha_1 h}^{\alpha_2 h} (Px/2 - M_1 - m_3)^2 dx \\ & + \int_{\alpha_2 h}^{\alpha_3 h} (Px/2 - M_1 - m_3 - m_4)^2 dx \\ & \left. + \int_{\alpha_3 h}^h (Px/2 - M_1 - m_3 - m_4 - m_5)^2 dx \right\} \quad (14) \end{aligned}$$

■梁のひずみエネルギー

$$\Gamma_b = \frac{1}{2E_b I_b} \int_0^l \left\{ 2M_2 \left(\frac{x}{l} - \frac{1}{2} \right) \right\}^2 dx \quad (15)$$

■貫のひずみエネルギー

$$\Gamma_n = \frac{1}{E_n I_n} \int_0^l (E_n I_n \sum_{i=1}^3 \frac{d^2 \delta_i(x)}{dx^2})^2 dx \quad (16)$$

$$= \frac{1}{E_n I_n} \int_0^l (E_n I_n \sum_{i=1}^3 m_i \frac{d^2 \varphi_i(x)}{dx^2})^2 dx \quad (17)$$

このとき、架構全体のひずみエネルギー Γ_f は

$$\Gamma_f = \Gamma_c + \Gamma_b + \Gamma_n \quad (18)$$

として表される。

ここで、各柱-貫接合部の回転角が等しいものと仮定する。すると、この接合部におけるモーメントも等しくなるので、これを m とおく。

このとき、最小仕事の原理および、モーメントのつりあいを考えると、以下のような方程式がたつ。

$$\begin{cases} \frac{\partial \Gamma_f}{\partial M_1} = 0 \\ \frac{\partial \Gamma_f}{\partial m} = 0 \\ Ph - 2(M_1 + M_2 + 3m) = 0 \end{cases} \quad (19)$$

これを解くと、

$$\begin{cases} M_1 = 5.23 \times 10^2 P \\ M_2 = 5.38 \times 10^2 P \\ m = 6.32 \times 10 P \end{cases} \quad (20)$$

となる。さらに単位仮想荷重法により、架構の剛性 K_f を求めると、

$$K_f = 79.7 \text{ (kN/rad)} \quad (21)$$

この力学モデルにおいて、土壁の影響因子を取り除いたもので、軸組のモデル検証をおこなう。図 31 に軸組供試体 A4 の荷重-変形角包絡線との比較を示す。

図 31 A 型に適用した場合の荷重-変形角関係

また、軸組の降伏荷重 P_y は、ほぞの降伏モーメント M_y を塑性モーメント M_p として求めた。つまり、この架構において層崩壊を考えると、 $P_y = 2.95(\text{kN})$ となる。

初期剛性を横架材を通じて水平力を分担する場合の土壁剛性 (K_w) と貫の変形が壁土へのめりこみによって拘束される場合の軸組剛性 (K_f) との並列バネを仮定すると、今回の供試体の初期剛性は

$$K = 6.46 \times 10^2 \text{ (kN/rad)} \quad (22)$$

となる。

4.3 耐力の推定

図 32 のように高さ h_i 、幅 l の壁に水平力 Q が働いたとき、水平方向のせん断変形による変位 δ_h と、垂直方向のせん断変形による変位 δ_v との関係はエネルギーのつりあいを考えて以下の式で表せる。

$$\frac{1}{2} Q \delta_i = \frac{1}{2} Q \delta_h + \frac{1}{2} \frac{Q h_i}{l} \delta_v \quad (23)$$

ここで、 δ_i は i 段目の壁の水平変位を表す。

この場合の壁の剛性 G' は

$$G' = \frac{Q}{\delta_i} = \frac{l^2}{h^2 + l^2} G \quad (24)$$

と表せる。

図 32 水平方向および垂直方向に生じるせん断変形

つぎに、今回の壁は 3 段の貫にはさまれた形状となっており、貫の部分は壁厚が薄くなっている。また、静的載荷実験の結果でも、貫の部分において壁にひび割れが入る様子が観察されている。このことから、壁土が水平力 P_w に対して有効に機能するのは貫等の横架材に挟まれた部分であると仮定する。 n 段ある壁のうち、 i 段目の壁の高さを h_i 、せん断剛性を G_i としたとき、 i 段目の壁の水平変位

δ_i と全体の変位 δ との関係は

$$\delta = \sum_{i=1}^n \delta_i = \sum_{i=1}^n \frac{Q h_i}{G_i} \quad (25)$$

と表せる。今、土壁のせん断剛性 G_i は共通なので、それを G とおき、また、土壁の等価な高さを H_{eq} 、等価な変形角を γ_{eq} とすると、

$$H_{eq} = \frac{1}{l^2} \sum_{i=1}^n h_i (h_i^2 + l^2) \quad (26)$$

$$\gamma_{eq} = \gamma \times \frac{H}{H_{eq}} \quad (27)$$

となる。ここで、 H は土壁の実高さ、 γ は同じく実変形角である。

よって、土壁が負担する水平抵抗力は

$$P_w = G \gamma_{eq} l t \quad (28)$$

$$= G \gamma l t \frac{H}{H_{eq}} \quad (29)$$

となり、土壁部分のせん断剛性は

$$K_w = G l t \frac{H}{H_{eq}} \quad (30)$$

として求まる。

以上から本供試体の耐力 P は架構の耐力 P_f と土壁の耐力 P_w との和として表すことができる。

$$P = P_f + P_w = (K_f + K_w) \gamma \quad (31)$$

また、柱脚の降伏を架構の降伏として仮定して耐力 (P_y) を算定すると、

$$P_y = 6.6 \text{ (kN)}$$

となる。図 33 に包絡線と剛性および耐力推定値との比較を示す。

図 33 B 型荷重-変位関係と推定剛性および強度

図 34 A 型荷重-変位関係と推定剛性および強度

同様に、A型についても剛性および耐力を推定すると、図34のようになり、いずれの場合についても概ね実験結果と一致し、かつ降伏耐力あたりでの安全側な評価となっている。

5. 結論

京町家をモデルとした土壁の水平せん断実験を行い、その力学モデルを構築した。その結果、以下のことが分かった。

1. 繰り返し載荷実験では、土壁のチリ部分、および、貫位置から破壊が進展していったが、載荷中に土が落下することはなかった。また、B型の実験において、通し貫と差し込み貫で、その力学的特性には差異は認められなかったものの、通し貫では貫位置での亀裂が目立つなど、破壊形状に差異が認められた。
2. 貫が壁土にめり込む事象を弾性床上の梁に見たてモデル化することで、剛性および耐力を材料常数からの評価式を示すことができた。

汎用性を高めるため、架構から土壁への水平力伝達機構を更に詳細にモデル化することが課題としてあるが、材料常数からの水平せん断性能を推定する可能性を示すことができた。

謝辞

本研究は関西住文化研究会に供試体の提供および実験等の協力をいただきました。また、秋田県立大学鈴木有教授(当時)に実験等の御指導いただきました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田淵 敦士, 北守 顕久, 森 拓郎, 瀧野 眞二郎, 小松 幸平他: 京町家をモデルとした土壁の水平せん断性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C1, 403-404, 2004
- 2) 村上 雅英, 岡本 滋史, 鈴木 有, 稲山 正弘: 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8 要素試験による土壁のせん断力-変形角関係の推定方法の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C1, 365-366, 2005
- 3) 文化庁文化財部: 重要文化財(建造物)耐震診断指針, 2001
- 4) 日本住宅・木材技術センター: 木造軸組構法住宅の許容応力設計, 2003
- 5) 北守 顕久, 加藤 泰世, 片岡 靖夫, 小松 幸平: 伝統木造における貫接合部の耐力発現モデルの提案と実験的検証, 木材学会誌, 49, 179-186, 2003
- 6) 田淵 敦士, 北守 顕久, 森 拓郎, 小松 幸平: 京町家における小壁の水平せん断性能, 構造工学論文集, 51B, 497-502, 2005
- 7) 稲山 正弘: 木材のめり込み理論とその応用- 靱性に期待した木質ラーメン接合の設計法に関する研究-, 東京大学 学位論文, 1991
- 8) 日本建築学会: 木質構造設計標準・同解説, 2002
- 9) TABUCHI Atsushi, Kohei KOMATSU: Evaluation of Shear Performance of Earth-Wall as a Structural Element in Japanese Traditional Timber Structure, 8th World Conference on Timber Engineering, 255-258, 2004
- 10) 小杉 早季子, 佐久間 譲, 原田 規行, 西村 督, 後藤 正美, 鈴木 祥之: 梁-柱有限要素によるほぞ差接合部の木造軸組解析用モデルの検討(その1) ほぞ接合部の曲げ実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C1, 335-336, 2004
- 11) 佐久間 譲, 小杉 早季子, 原田 規行, 西村 督, 後藤 正美, 鈴木 祥之: 梁-柱有限要素によるほぞ差接合部の木造軸組解析用モデルの検討(その2) 実験と解析の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C1, 337-338, 2004

(2005年9月10日原稿受理, 2006年3月17日採用決定)