

木造住宅土塗壁の実大耐震性能実験

鈴木祥之・中治弘行*・藤原悌三**

*京都大学大学院工学研究科

**滋賀県立大学環境科学部

要 旨

木造住宅で一般に用いられる竹小舞下地土塗り壁のせん断繰返し載荷実験を行い、耐力と変形性能および壁倍率などの耐震性能評価を行った。最大耐力時の変形は、 $1/60 \sim 1/10 \text{ rad}$ と大きい。壁倍率は、壁土の付いた試験体では全て 1.0 以上であり、現行の規定である 0.5 を上回っている。ホールダウン金物などにより、接合部の破壊を防げば、耐力壁としての機能を十分果たすと言える。壁土による耐力増加は、筋かいの有無によらずほぼ一定であり、筋かいによる耐力増加も、壁土の有無に関わらずほぼ等しい。

キーワード：土塗り壁，荒壁，中塗り壁，繰返し載荷実験，耐力，変形性能，壁倍率，復元力特性

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震による阪神・淡路大震災において、木造住宅は倒壊・大破のような甚大な被害を受けた。その要因として、建設年代の古さ、腐朽・蟻害に見られる維持管理の悪さ、柱と土台や梁との接合部が緊結されていなかったことなど、多くが指摘されているが、構造的に最も主要な要因は、壁の量、壁の配置および壁の質である。

現在までもっとも普及している在来構法木造住宅で多用されてきた土塗り壁は、耐力壁としての主要な構造要素であるばかりではなく、日本の気候風土や居住環境に適した機能を有する構造体であるが、その耐震性能は、建築基準法施行令第 46 条において、壁倍率 0.5 と低く設定されたままである。このように、耐力壁としての評価が低い要因の一つには、土塗り壁が、地方により施工者により、その作り方や性能が大きく異なるということが挙げられる。

建築基準法制定当時に、久田(1955)は「規定の作成にあたっては、初めてのことであり、法規のためえと実状を考慮して控えめな値がとられたものと考え」たが、今日までこの考えに基づいた規定が残っているということは、土塗り壁が、他のボード等による

補強壁と違って、木造住宅の耐力壁として適切に評価されないまま今日に至っていると言っても過言ではない。実状を考慮しつつ、耐力壁としての土塗り壁の適切な評価法や補強法を確立する必要がある。

木造住宅土塗り壁の載荷実験に関しては、古くは田辺平学(1938)や久田俊彦(1951)までさかのぼることができる。田辺(1938)は、コンクリート構造物と同様の横力分布係数による評価を行っている。また、久田(1951)は積載荷重を与えた実験を行い、田辺と同様、横力分担率による評価を行っている。但し、両者の実験で用いられた試験体の寸法や構法は、本実験とは若干異なっている。

本実験においては特に、京都の木工・左官により製作された、木造住宅で一般に用いられる竹小舞下地の土塗り壁の耐力と変形性能を明らかにし、壁倍率や破壊性状などの耐震性能を再評価することを目的とする。

2. 実験の概要

2.1 実験の目的

土塗り壁は地方により施工者によりその作り方や性能が大きく異なると考えられる。本実験においては、京都の木工・左官が木造住宅等で通常行っている施工

Table 1 List of specimens

Type of specimen	Size of columns and beams	Size of Nuki	Number of Nuki	Wedge	Wall thickness	Brace	Number of specimens
1	105×105	15×105	4	Soft wood	Nothing	Nothing	2
2	105×105	15×105	4	Soft wood	Nothing	Nothing	2
3	105×105	15×105	4	Soft wood	Arakabe	Nothing	2
4	105×105	15×105	4	Soft wood	Nakanuri	Nothing	2
5	105×105	15×105	4	Soft wood	Nothing	105×30	2
6	105×105	15×105	4	Soft wood	Arakabe	105×30	2
7	105×105	15×105	4	Soft wood	Nakanuri	105×30	2

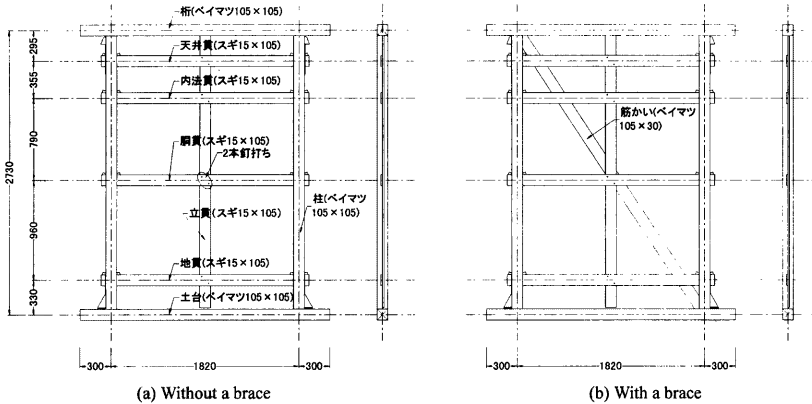


Fig. 1 Framework of specimens

法により、竹小舞下地の土塗り壁を製作し、繰り返し水平力載荷実験を行い、土塗り壁の耐力・変形性能や破壊状況を明らかにし、壁倍率等の耐震性能を定量的に評価する。

土塗り壁厚による効果を調べるために、壁土のない軸組のみや竹小舞下地を加工した軸組と、荒壁および中塗り壁のように、土塗り壁の製作過程に分類して載荷実験を行う。さらに、筋かいの有無による違いを明らかにするために、上記の壁種別に加えて、筋かい付の軸組、荒壁および中塗り壁について実験を行う。

以上のような7種類の壁を対象にして実験を行うが、試験体のばらつきを考慮して壁種類ごとに2体の試験体について調べる。

2.2 試験体

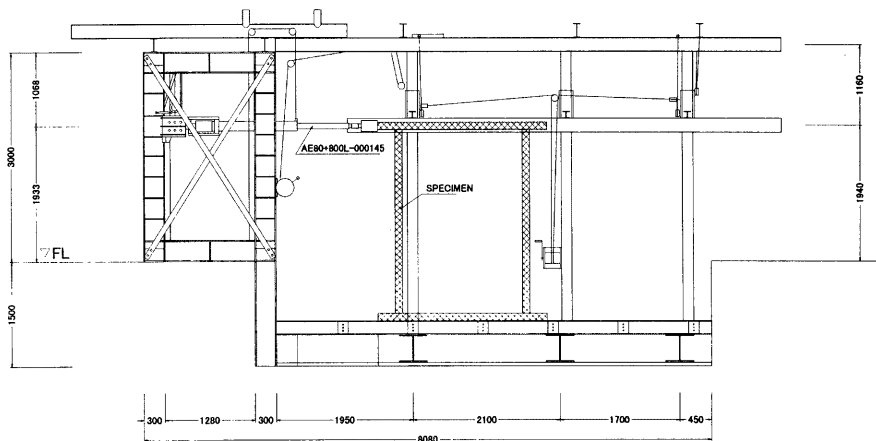
実験で用いる試験体の種類を Table 1 に示す。筋かいなし・筋かい付きの2つに分け、それぞれの製作過程ごとに全部で7種類、各2体ずつの計14体とした。以下では試験体名称を、2種類目の試験体のうち1体目をNo.2aというように略称で表す。

試験体の軸組正面図および右方からの断面図を Fig. 1 に示す。柱および横架材にはベイマツ、貫にはスギ

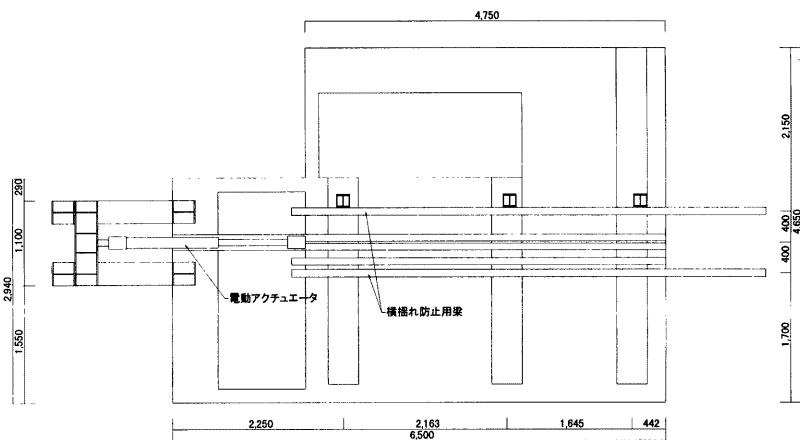
を使用した。貫は柱を貫通させて柱の内外から楔留め、横貫と立貫の交差部を2本釘打ち(N45)、柱と横架材の接合部は、大変形時に軸組みが崩壊することを避けるため短ほどでホールダウン金物(S-HD10, HD-10B)により緊結した。筋かいにはベイマツの三ツ割材(105×30)を用い、接合部に壁倍率2倍用金物(BP-2 同等品)を用いて、筋かい側をSN40 釘7本、柱・横架材側をそれぞれSN50 釘4本で留め付けた。下地竹は、間渡し・小舞竹とも幅25～30mmの割竹を用い、ナイロン製の下地縄で編んだ。間渡し竹のみ貫に釘留めとした。

2.3 壁土・養生期間

壁土は荒壁・中塗りとも京都深草産の土を使用し、土・スサ・水の配合比は特に指定しなかった。荒壁土について別途土・スサの重量比を測ったところ、スサ：土=0.4～0.8%であった。含水率は荒壁土の場合平均20%、中塗り土では平均19%であった。左官作業時の壁土のフロー値は荒壁土の場合平均143.7、中塗り土の場合平均145.5であった。荒壁土のスサは、約7cm(2寸5分)に稲わらを切ったものを用い、中塗り土のスサは、長さ10mm未満の市販の微塵スサを使用



(a) Elevation



(b) Plan

Fig. 2 Installation for loading test

した。荒壁の壁厚は 30mm, 中塗り後の壁厚を 55mm とした。

荒壁土の練り合わせを 1997 年 10 月 20 日に行い, 1 週間後の 10 月 27 日に荒壁の表を付けた。その 4 日後の 10 月 31 日に裏返し塗りを行った。中塗りについては 1997 年 11 月 28 日に壁土の製作, 左官作業を行った。

最初の荒壁試験体(試験体 No.3a)の実験を平成 9 年 11 月 22 日に行ったので最低養生期間は 22 日である。中塗り壁試験体の最低養生期間は 46 日である。

2.4 載荷実験装置と載荷および計測方法

(1) 載荷装置

実験に用いられた載荷実験装置は, Photo 1 に示されるように, 京都大学宇治構内の防災研究所実験室(旧人為地震発生装置室)に新しく設置した。載荷実験装置全体の立面図および平面図を Fig. 2 に示す。載荷装置として, 容量 10tonf, ストローク 800mm の電動アクチュエータ(THK 株式会社製 AE80+800L-00145)を用いた。アクチュエータは, 鋼製反力フレームに取り付けられ, その取り付け高さ位置は自由に調整可能である。

壁試験体は, 中央部ピット内に通常の壁と同様に鉛

直に立てて、横揺れ防止用梁で挟み込んで設置する。最大2間幅までの任意の幅・高さの壁試験体が設置し得るように工夫がなされているため、施工時の寸法誤差を気にする必要がない。

(2) 載荷方法

実験は JISA1414 の規定に定められた、面内せん断試験(B)に従って行った。載荷には電動アクチュエータを用い、変位制御による自動載荷を行った。Fig. 3 にプログラム載荷履歴を示す。載荷装置(Fig. 2)の左から右の向きを正として、1/480, 1/240, 1/120, 1/60, 1/30, 1/15, 1/10rad を折り返し点とし、各折り返し点を最低2回経験するような正負繰り返し載荷を行い、損傷状況と併せて復元力特性を調べた。

(3) 計測方法

加力方向は、Fig. 2 の載荷実験装置(試験体の表側面)において、右方向に作用する水平力を正方向としている。変形角も同様に、表側面から見て試験体が右方向に変形するとき、すなわち、時計回りの回転を正方向として定めている。

試験体に作用する水平荷重は、アクチュエーター先端に取り付けたロードセルにより計測し、Fig. 4 に示される、試験体の各変位計取付位置における変位量を計測した。変位の計測内容は桁の水平変位、土台の水平変位、土台の浮き沈みによる変位、柱頭並びに柱脚の浮き沈みによる変位、柱頭並びに柱脚に生じる回転角である。これらの計測データは5秒間隔で自動記録を行い、リアルタイムにモニターに表示しながら実験を行った。

3. 荷重と変形の関係および破壊状況

載荷時の土台の水平変位および浮き上がりとも 10^{-2} mm のオーダーであり、桁部の水平変位(最大273mm)に比べると十分小さいのでこれらを無視して、見かけの変形角を真の変形角とする。

3.1 貫のみ(試験体 No.1)

荷重と変形角の関係を Fig. 5(a)に示す。貫のみで抵抗するため、剛性も最大耐力も小さい。変形が大きくなるにつれ耐力は増加傾向を示し、最大耐力時の変形は 1/10rad であった。各変形レベルの2サイクル目においては1サイクル目より耐力が小さくなり、くり返し載荷により耐力が低下している。

変形角 1/30rad 付近から、楔の割れ、縦横の貫を留めている釘による接合部のきしみが顕著であった。

3.2 小舞下地付き(試験体 No.2)

荷重と変形角の関係を Fig. 5(b)に示す。試験体 No.1 と同様の復元力特性であり、小舞下地は耐力にはほと

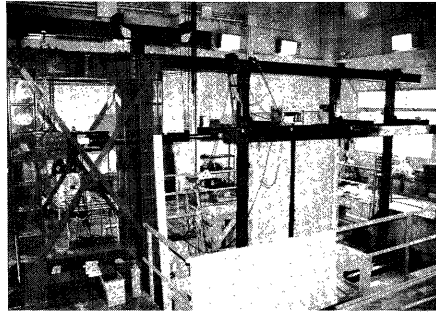


Photo 1 Experimental setup

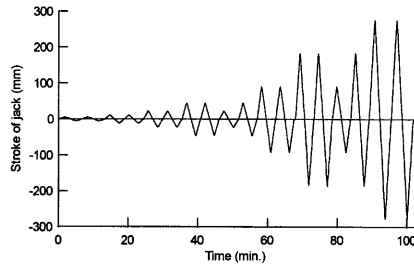


Fig. 3 Programmed cyclic loading

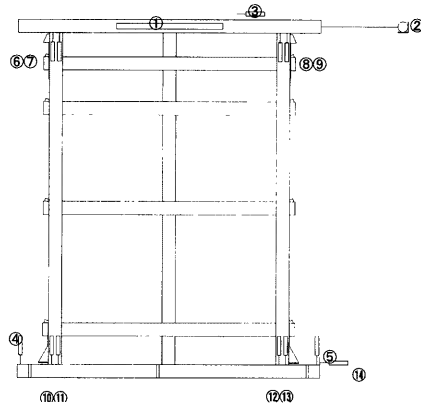
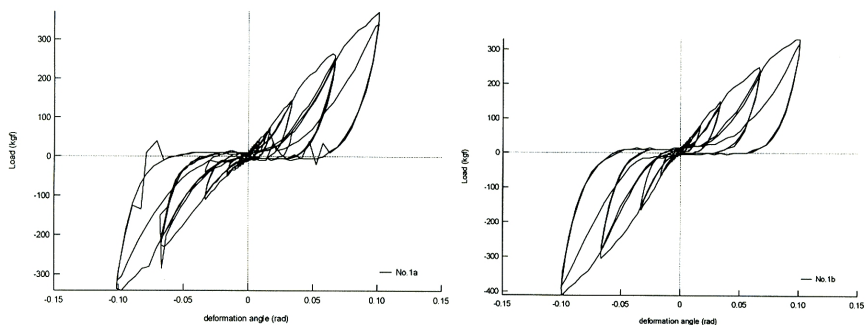


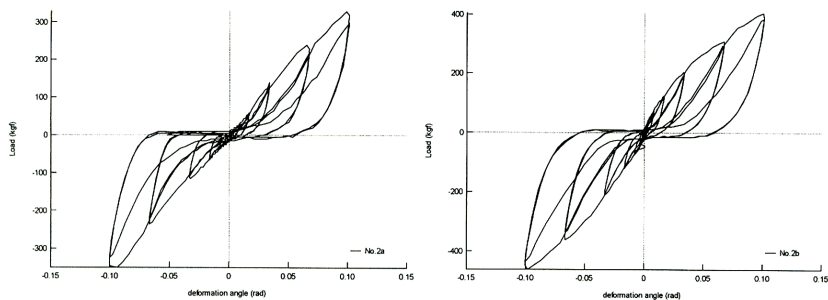
Fig. 4 Arrangement of displacement transducers

んど寄与していない。破壊状況は試験体 No.1 と同様である。

試験体 No.2a は、内法貫に節があり、1/10rad 変形時にその部分で割れを生じた(Photo 2)が、耐力が大きく減少することはなかった。



(a) Specimen No.1 (Only Nuki)



(b) Specimen No.2 (Nuki and Komai)

Fig. 5 Relation between load and deformation (without a brace)

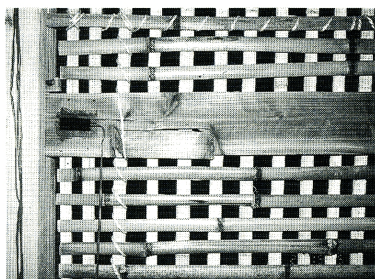


Photo 2 Crack of Uchinori-nuki near the knot (No.2a)

3.3 荒壁(試験体 No.3)

荷重と変形角の関係を Fig. 5(c)に示す。最大耐力時の変形は $1/30 \sim 1/15 \text{ rad}$ である。1 体目と 2 体目の実験時期が約 3 週間空いてしまったので養生期間の影響が出たのであろうか、2 体目の試験体のほうが 1 体目に比べて最大耐力が約 1.2 倍、 $1/120 \text{ rad}$ 変形時の耐力は約 1.3 倍であった。壁土の強度試験法を確立し、養生期間による壁土の強度変化を調べる必要がある。 $1/120 \text{ rad}$ 変形時の耐力は壁土のない試験体 No.1,2 と比べると 6 倍以上上昇した。

下地竹に沿った壁土の薄い部分でのひび割れが目立

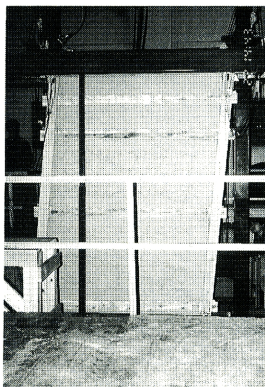


Photo 3 Arakabe at the deformation angle $1/10 \text{ rad}$ (No.3a)

つ。隅角部は壁のせん断変形により圧壊する。裏側の面では立貫の両側が $10 \sim 15 \text{ mm}$ 盛り上がり、観音開きのようである。 $1/15 \text{ rad}$ 以上の変形になるとひび割れた壁土の小片が剥落する。試験体 No.3a の $1/10 \text{ rad}$ 変形時の状態を、Photo 3 に示す。

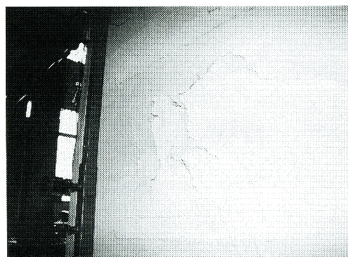


Photo 4 Shear crack at the deformation angle 1/15rad (No.4b)

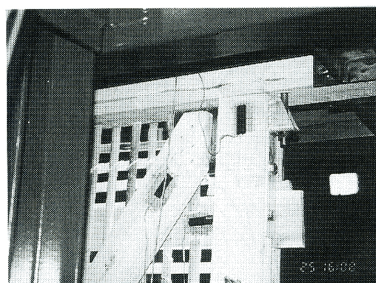


Photo 5 Joint of the brace is pulled at -1/30rad (No.5a)

3.4 中塗り壁(試験体 No.4)

荷重と変形角の関係を Fig. 5(d)に示す。荒壁より更に耐力は上昇して 1/120rad 変形時の耐力は 2.6~3.6 倍、最大耐力は 1.8~2.5 倍であったが、最大荷重時の変形は荒壁よりも小さく 1/60rad であった。最大荷重に達した後の耐力劣化も荒壁に比べて著しい。

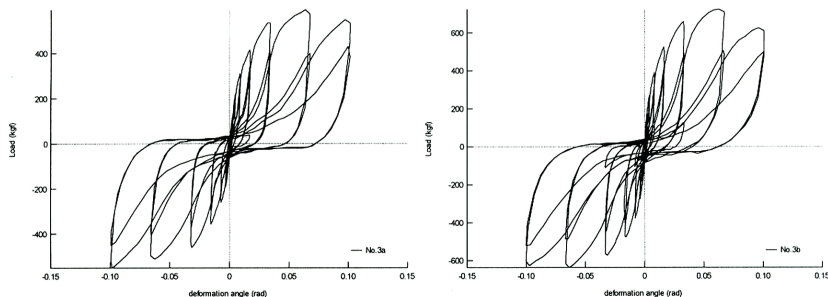
変形が 1/60rad を超えると、表側では横貫に沿って水平のひび割れがちり付近から壁中央に進展する。1/30rad ではせん断による×のひび割れが目立ち始め、1/15rad になると、隅角部から小片の剥落が始まる。2 度目の 1/10rad の変形時には×に割れた部分の下の方部分が大きく剥落した。1 体は裏側でも上部 1/3 程

度が剥落した。Photo 4 に試験体 No.4b の 1/15rad 変形時の状態を示す。

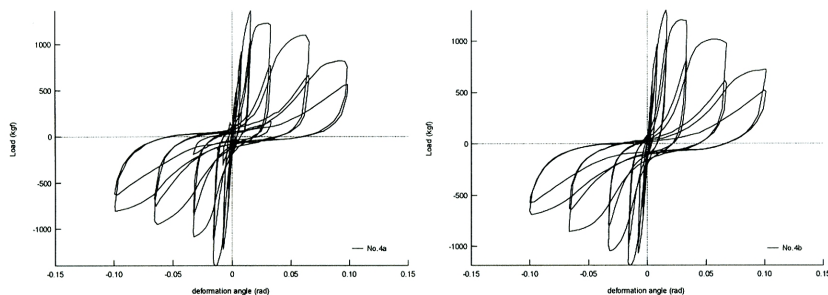
3.5 筋かい付き小舞下地(試験体 No.5)

荷重と変形角の関係を Fig. 6(e)に示す。筋かいの効果により、剛性・耐力とも試験体 No.1,2 に比べて大きい。しかし、筋かいが引き抜かれ、或いは座屈曲げにより折れたあとは耐力を大きく減少し、試験体 No.1,2 と同様の復元力特性を示す。

筋かいは両端を固定しているだけであるので、変形が 1/120rad を超えるころから座屈し面外にはみ出す。負の載荷時には筋かいは引っ張られるので、-1/60rad



(c) Specimen No.3 (Arakabe)



(d) Specimen No.4 (Nakanuri-kabe)

Fig. 5 Relation between load and deformation (without a brace)

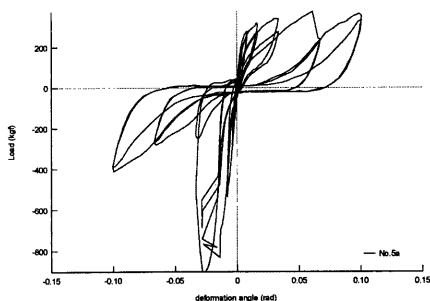
付近で接合部に釘による割裂きを生じる。1 体目の試験体は $1/30\text{rad}$ を超えて $1/15\text{rad}$ の変形を与える途中で、筋かいが座屈曲げにより中央部で折れた。もう 1 体では、筋かいは引っ張り、座屈による曲げを繰り返した後、 $-1/30\text{rad}$ 変形時に上接合部の釘が抜けた。Photo 5 に、試験体 No.5a の筋かい接合部が引っ張られている状況を示す。

3.6 筋かい付き荒壁(試験体 No.6)

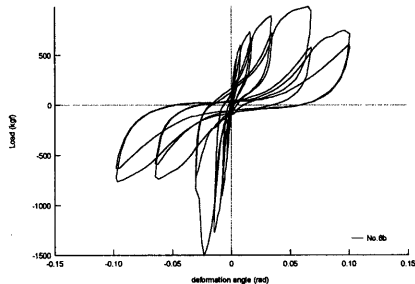
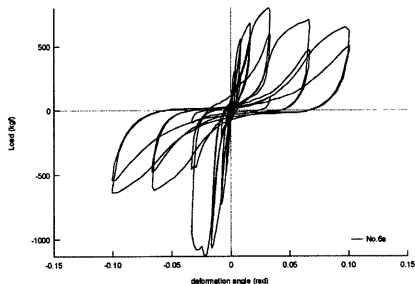
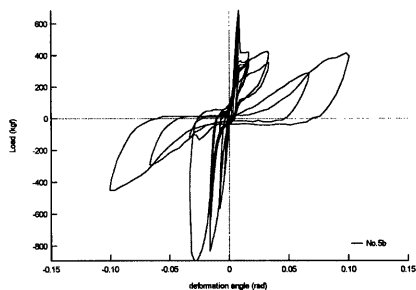
試験体 No.3 に筋かいが加わったタイプの試験体である。荷重と変形角の関係を Fig. 6(f)に示す。 $1/120\text{rad}$

変形時の耐力を荒壁(試験体 No.3)と比較すると、正の載荷では約 1.6 倍、負の載荷では約 2.5 倍耐力が上昇している。しかしながら、 $1/30\text{rad}$ 変形で筋かいが引き抜かれ、大きく耐力を減少する。

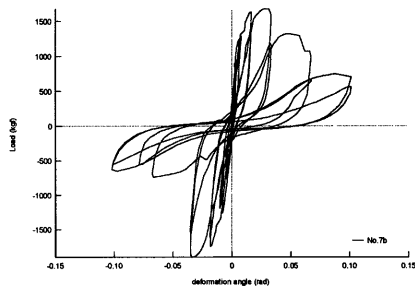
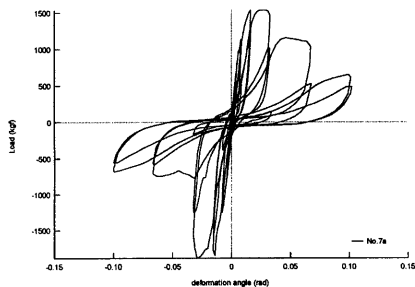
$1/120\text{rad}$ 変形時に筋かいの座屈による面外変形を生じ、耐力が減少する。 $1/60\text{rad}$ 変形になると下地竹に沿った壁士の薄い部分に細かいひび割れを生じ始める。貫と柱、筋かいと柱の隅角部が圧壊を始めるのもこの頃である。 $1/30\text{rad}$ になると、壁中央部から壁士の剥落が始まる。負方向載荷時、変形が $-1/30\text{rad}$ に達する直前に、筋かい下部接合部が抜けた。



(e) Specimen No.5 (No mud)



(f) Specimen No.6 (Arakabe)



(g) Specimen No.7 (Nakanuri-kabe)

Fig. 6 Relation between load and deformation (with a brace)

3.7 筋かい付き中塗り壁(試験体 No.7)

試験体 No.4 に筋かいが加わったタイプの試験体である。荷重と変形角の関係を Fig. 6(g)に示す。1 体目の試験体では-1/30rad 変形時に筋かい接合部が引き抜かれて最大耐力に達し、2 体目の試験体では 1/30rad 変形時に筋かいが座屈曲げにより折れて最大耐力に達した。試験体 No.4 と比較して、最大荷重は正の載荷については約 1.2 倍、負の載荷については 1.3~1.6 倍であり、1/120rad 変形時の耐力は 1.0~1.4 倍であった。

1/120rad 時には、筋かいが座屈により面外へはらみ出し、約 1cm の隙間が見られた。壁土そのものには目立った損傷は見られず、柱と壁土の間に小さな隙間(散り切れ)を観察できる程度であった。1/60rad では、裏面の上部でひび割れた壁土が一部剥落した。1/60rad 変形の 2 度目の載荷途中で裏面に斜めの亀裂が走った。筋かいの座屈による面外変形を筋かい中央部で測定したところおよそ 11cm であった。また、表側では貫の上下に亀裂を生じていた。1/30rad では、表側で全ての貫に沿って横方向の下地竹に沿った亀裂が顕著になった。裏側では負の載荷時に筋かいが釘により割り裂きを受け始め、正の載荷時には下方の筋かい端部周辺の壁土が圧壊して浮き上がっていた。目標変形に達したときの筋かいの座屈たわみは約 20cm であった。1/15rad 変形時には、散り切れは約 1cm に達した。2 体目の試験体では筋かい中央部に節があったため、1 度目の 1/30rad の載荷途中で筋かいが折れた。そのまま載荷を続けたため、2 度目の負の載荷時に折れた部分を引ききざぎられて筋かいはその機能を喪失した。1/10rad になると、表側では内法貫と胴貫の間、胴貫と地貫の間部分で壁土が大きく剥落し(Photo 6)、裏側でも筋かい位置より上の三角の部分でその約半分が剥落した。

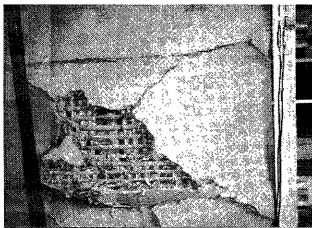


Photo 6 Falling down of wall-mud (No.7a)

4. 耐震性能評価

4.1 壁倍率の評価

次式により算定した壁倍率および最大耐力とその時の変形量をすべての試験体について Table 2 に示す。

$$\alpha = \frac{3}{4} \times P \div 130$$

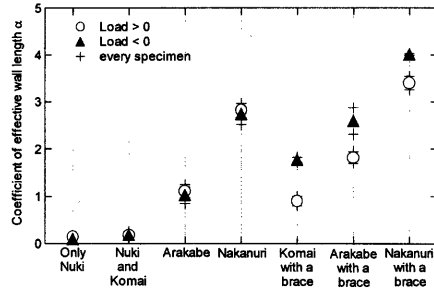


Fig. 7 Coefficients of the effective wall-length

ここで、 α は壁倍率、 P は「耐力壁の見かけの変形角が 1/120rad 時の抵抗力」、「最大耐力の 2/3」および「最大耐力時の変形角の 1/2 の変形角時の耐力」の最小値(kgf/m)である(日本建築学会, 1990)。なお、筋かい付の試験体では、載荷の方向によって復元力特性が異なるため、表中+, -の記号で載荷方向による違いを表している。

試験体種別ごとの壁倍率を Fig. 7 に示す。図中の○は荷重が正の範囲で算定された平均壁倍率、▲は荷重が負の範囲で算定された平均壁倍率をそれぞれ表す。また、+印は、試験体 a, b の載荷方向ごとの壁倍率であり、試験体 2 体のばらつきを示す。筋かい付の試験体では載荷方向により壁倍率のばらつきが大きい。

貫のみの試験体 No.1 の壁倍率は、正の載荷に対しては 0.14~0.15、負の載荷に対しては 0.03 と小さいが、正負いずれの載荷に対しても最大変形時に最大耐力に達しており、高い変形性能を示している。竹小舞下地が加わった試験体 No.2 も、壁倍率はほぼ同じままである。筋かい付の試験体 No.5~7 では、筋かいの効果により剛性が大きく、壁倍率も大きい。しかし、最大荷重に達するまでの変形は、特に筋かいが圧縮される方向の載荷に対しては小さい。試験体 No.5b では、Fig. 6(e)からもわかるとおり、変形が 1/120rad に達する直前に筋かいが座屈してしまい、大きく耐力を減少している。試験体 No.5a では、ほとんど圧縮筋かいとして機能していないと思えるほど剛性の低下が早かった。筋かい接合部を金物で補強しているため、引っ張り筋かいとしての性能は十分発揮して-1/30rad 付近で最大耐力となっている。

荒壁試験体 No.3 では、2 体の差はあるものの壁倍率は平均で 1.0 を越えており、ホールダウン金物などによって軸組の崩壊を防ぐ手立てを講ずれば、耐力壁として十分機能することが窺える。筋かい付の荒壁試験体 No.6 では、筋かいにより最大耐力が決まる上、その後の耐力低下が著しいので、大地震時に変形が大きくなる場合には耐力を期待できないと考えられる。

更に、中塗りを施すと剛性が大きくなり、筋かいのない試験体 No.4 では約 1/60rad で最大耐力に達する。

Table 2 Coefficients of effective wall-length and maximum loads

Specimen No.	Types of specimens	Loading direction	P(1/120)	2/3Pmax	P($\gamma_{\max}/2$)	Minimum	Coefficient of effective wall-length	Maximum load Pmax	Deformation angle at the maximum load
1a	Only Nuki	+	24.88	135.90	119.41	24.88	0.14	203.85	0.101
		-	-16.35	-124.91	-92.66	16.35	0.09	-187.36	-0.098
1b	Only Nuki	+	25.17	120.88	110.07	25.17	0.15	181.32	0.097
		-	-15.55	-150.55	-133.21	15.55	0.09	-225.82	-0.100
2a	Nuki and Komai	+	16.75	120.88	106.75	16.75	0.10	181.32	0.098
		-	-20.67	-128.57	-85.50	20.67	0.12	-192.86	-0.094
2b	Nuki and Komai	+	44.41	148.72	147.88	44.41	0.26	223.08	0.100
		-	-41.32	-168.86	-161.27	41.32	0.24	-253.30	-0.098
3a	Arakabe	+	167.27	218.32	294.16	167.27	0.97	327.47	0.064
		-	-146.21	-201.83	-257.62	146.21	0.84	-302.75	-0.098
3b	Arakabe	+	215.41	265.93	357.94	215.41	1.24	398.90	0.063
		-	-206.78	-232.97	-313.83	206.78	1.19	-349.45	-0.064
4a	Nakanuri	+	507.67	500.73	506.59	500.73	2.89	751.10	0.016
		-	-673.42	-513.55	-638.71	513.55	2.96	-770.33	-0.015
4b	Nakanuri	+	534.23	476.92	522.24	476.92	2.75	715.38	0.016
		-	-588.83	-434.80	-578.20	434.80	2.51	-652.20	-0.015
5a	Komai with a brace	+	154.39	137.73	187.43	137.73	0.79	206.59	0.061
		-	-296.84	-330.04	-375.77	296.84	1.71	-495.05	-0.026
5b	Komai with a brace	+	376.92	251.28	172.90	172.90	1.00	376.92	0.008
		-	-314.63	-326.37	-412.01	314.63	1.82	-489.56	-0.027
6a	Arakabe with a brace	+	306.87	293.41	372.21	293.41	1.69	440.11	0.032
		-	-399.19	-414.65	-465.46	399.19	2.30	-621.98	-0.023
6b	Arakabe with a brace	+	335.73	363.00	492.83	335.73	1.94	544.51	0.068
		-	-497.32	-548.35	-600.96	497.32	1.87	-822.53	-0.024
7a	Nakanuri with a brace	+	631.26	563.00	621.67	563.00	3.25	844.51	0.016
		-	-691.07	-691.58	-1015.87	691.07	3.99	-1037.36	-0.029
7b	Nakanuri with a brace	+	748.86	614.65	866.02	614.65	3.55	921.98	0.027
		-	-703.60	-697.07	-784.41	697.07	4.02	-1045.60	-0.045

筋かい付試験体 No.7 の場合、筋かいの圧縮による座屈や引っ張りによる接合部の破壊状況により、最大耐力時の変形はばらばらである。

4.2 復元力特性に関する考察

試験体種別ごとに、荷重-変形関係の包絡線を Fig. 8 に示す。ここでは、試験体の各 2 体について載荷時の折り返し点での荷重の平均を取っている。筋かい付の試験体については、筋かいの張り側、 $-1/30\text{rad}$ 付近で筋かいが抜けて耐力が急激に低下する点も追加した。貫のみの試験体 No.1 と小舞下地付試験体 No.2 はほぼ等しい包絡線であったため、小舞下地付試験体 No.2 の包絡線を省略した。

壁土なしの状態から荒壁、中塗り壁と壁が厚くなるにつれ耐力・剛性が上昇しているのがわかる。また、筋かいが付くことにより耐力・剛性が高くなっている。筋かい付荒壁・中塗り壁は、筋かいの張り側破断後、筋かいなし荒壁と同程度にまで耐力が低下する。また、筋かいの有無に係わらず、中塗り壁は変形が大きくな

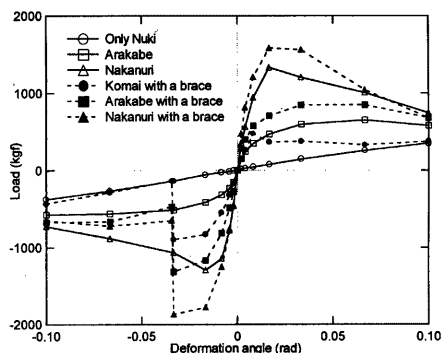


Fig. 8 Envelope curves of hysteretic restoring forces

ると土壁の損傷により耐力は減少するが、筋かいなし荒壁と同様な耐力と変形性能を有することがわかる。

4.3 壁厚および筋かいの効果

荒壁および中塗り壁などの壁土の有無による耐力の

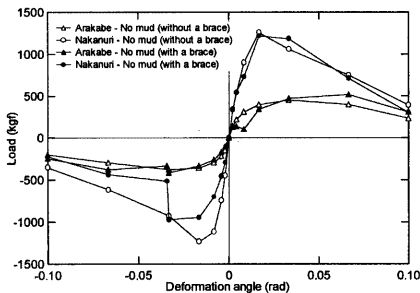


Fig. 9 Influence of wall thickness on restoring force

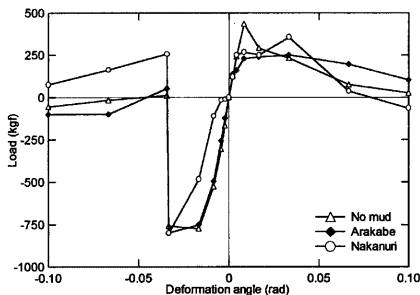


Fig. 10 Influence of the brace on restoring force

上昇、また、筋かいの有無による耐力への影響を調べるために、7種類の試験体について、載荷時の折り返し点での耐力差を求めた。壁土および筋かいの有無による耐力差を縦軸、変形角を横軸として描いたものをFig. 9および10にそれぞれ示す。筋かいの耐力差については引張り側で筋かいが抜けることにより耐力が急激に低下する点も追加した。

壁土による耐力増加は筋かいの有無に依らず、荒壁、中塗りとも似た傾向を示している。筋かい付試験体では+1/120rad変形に達する前に筋かいの屈曲により耐力を大きく減少したものがあつたため、筋かい付試験体の壁土による耐力増加(Fig. 9の▲)はばらつきが大きい。+1/120rad変形時の荒壁による耐力増加は、筋かいなし試験体の場合(Fig. 9の△)平均308kgf、筋かい付試験体の場合(▲)平均100.5kgfである。中塗りによる壁土のない状態からの耐力増加は、筋かいなし試験体の場合平均901kgf、筋かい付試験体の場合平均732kgfである。

筋かいによる耐力増加は壁土のない試験体及び荒壁試験体ではほぼ等しい。中塗り壁の場合、1/120rad程度までの小さい変形の範囲ではFig. 10からわかるように壁土そのものの抵抗が大きいため筋かいによる耐力増加は小さいが、よく似た傾向を示している。壁土なし試験体、荒壁試験体の-1/120rad変形時の筋か

いによる耐力増加は平均488.5kgfであつた。これは筆者らが先に行った三ツ割筋かい付軸組の載荷実験結果(鈴木, 1997)の約93%であり、よく一致していると言える。

これらのことから、軸組、筋かい、壁土といった要素の組み合わせにより土塗り壁の復元力特性を推定可能であると考えられるが、とりわけ壁土の力学特性が不明な部分が多く、まだ土塗り壁の復元力特性の定式化には至っていない。

4.4 過去の実験との比較

今回の試験体は柱・横架材の接合部をホールダウン金物で緊結されており、筋かい接合部もZマーク同等品により補強されているので、かなり頑丈な作りになっている。そこで、建築基準法が施工された当時あるいはそれ以前の実験結果との比較を試みた。同様の試験体での実験には、古く田辺平学らの実験(1938)や久田俊彦の実験(1951)などがある。

田辺(1938)の実験で用いられた試験体は、両面漆喰仕上、両面漆喰仕上鉄棒筋違入、両面漆喰仕上・洋風真壁片筋違入、漆喰仕上・片面下見板張、漆喰仕上・片面下見板張片筋違入の5種類であり、この第1種類目と本実験の試験体No.3(筋かいなし荒壁)の約2.2倍、No.4(筋かいなし中塗り壁)との比較が可能である。当時の評価法の一つである、横力分布係数Dの基準となる一定変形時の荷重が本文中に明記されていないため、荷重-変形関係の図より読み取ると、1/120rad変形時の両面漆喰仕上試験体の耐力は、約750kgfである。これは、本実験の試験体No.3(筋かいなし荒壁)の約2.2倍、No.4(筋かいなし中塗り壁)の約0.7倍である。

久田の実験(1951)における試験体は、柱・横架材が100×100、貫が15×100のスギ材、貫は3段である。載荷も本実験とは異なり、同じ試験体を2体平行に立て、桁部分をつなぐ床に積載荷重を与えている。柱と横架材の接合部は箱金物により補強されている。

1間幅小舞土塗り壁の包絡線(久田, 1951)の第5-1図)から1/120, 1/60, 1/30rad変形時の耐力を読み取るとそれぞれ、122kgf, 208kgf, 282kgfである。本実験の試験体No.3およびNo.4の平均値と比較するとTable 3のようになる。

久田(1951)の実験で用いられた、SB6試験体の土塗り壁が、仕上げまで施されたものかどうか明記されていないが、当時の補強された土塗り壁は、本実験で用いられた荒壁試験体の約半分の耐力であつたことが窺える。

Table 3 Comparison with Hisada's test

	1/120rad	1/60	1/30
No.3	310	416	536
No.4	966	1302	1202
Hisada SB6	122	208	282

5. まとめ

在来構法土塗り壁の耐震性能を実験的に検証するために行われた実大土塗り壁の静的正負繰返し載荷実験より得られた成果をまとめると以下のようになる。

5.1 試験体の破壊状況

- (1) 試験体の破壊状況は、貫のみ・小舞下地試験体では大変形時での貫楔のめり込み、貫留め釘による貫の割り裂きが見られた。小舞下地試験体において下地竹は変位にあわせて変形する程度で、損傷は見られなかった。
- (2) 荒壁試験体ではせん断変形角 $1/120\text{rad}$ からちり周りに隙間が生じ、 $1/60\text{rad}$ では下地竹に沿っての亀裂が見られ、変位振幅が大きくなるにつれて亀裂は大きくなり、軸組四隅付近の壁土が破壊されて剥落した。
- (3) 中塗り壁試験体では、せん断変形角 $1/60\text{rad}$ あたりで壁土にせん断亀裂が生じ、また、ちり周りの壁土も剥落し始めた。大変形時には貫伏せの剥落など壁土に大きな損傷が見られた。
- (4) 筋かいを有する試験体ではせん断変形角 $1/120\text{rad}$ から正方向載荷時に筋かいが構面外にたわみ、負方向載荷時には筋かい材端部が釘により割り裂かれ始めた。せん断変形角が $-1/30\text{rad}$ あたりで最大耐力に到達して、程なくして筋かいが接合部で引き抜かれたものが大半であった。

5.2 荷重-変形角関係

- (1) 荷重-変形角関係において、履歴復元力特性はすべての試験体でスリップ性状を有していることが特徴として挙げられる。
- (2) 貫のみ・小舞下地試験体は、剛性は小さいが最大耐力時の変形が $1/10\text{rad}$ であり、柔軟な変形性能を示した。最大荷重時の変形は、荒壁試験体の場合約 $1/15\text{rad}$ 、中塗り壁の場合約 $1/60\text{rad}$ であった。筋かい付試験体の最大荷重時の変形はいずれも筋かいの引張方向で約 $-1/30\text{rad}$ であった。
- (3) 筋かいなし試験体の壁倍率は、貫のみの場合で平均 0.1、小舞下地の場合で平均 0.18、荒壁の場合で平均 1.1、中塗りの場合で平均 2.8 であった。筋かい付試験体の壁倍率は、載荷方向により異なるので、筋かいの引張方向の荷重に対する壁倍率を() で併記すると、筋かい付き小舞下地の場合平均 0.9(1.8)、筋かい付き荒壁の場合平均 1.8(2.6)、筋かい付き中塗りの場合平均 3.4(4.0)であった。
- (4) 筋かいなし荒壁試験体では 2 体の耐力の差が大きかった。これは養生期間の差によるものと思われる。
- (5) 壁土のない状態から荒壁、中塗りと壁厚が増すにつれて耐力が上昇するが、これは筋かいの有無に

依らず似た傾向を示している。最大耐力への寄与は、荒壁で約 450kgf (約 400kgf)、中塗り壁で約 1200kgf (負側は筋かいの有無によりばらつくが概ね 1000kgf) となっている。

- (6) 筋かいによる耐力増加も、特に壁土なし試験体、荒壁および中塗り壁試験体については、ほぼ等しかった。最大耐力への寄与は、筋かいの圧縮方向で約 250kgf 、引張方向で約 750kgf である。

本実験により、ホールダウン金物によって軸組の接合部を緊結した場合、貫構造土塗り壁の変形性能が大きいく、土塗り壁の壁倍率が、建築基準法施行令第 46 条に規定されている 0.5 よりも大きいこと、土塗り壁の工程により、また、筋かいが付くことにより、耐力が一定して上昇することが明らかになった。

今後、壁土の材料試験により、壁土の耐力への寄与および破壊過程を明らかにし、土塗り壁の復元力特性の定式化を行い、実大実験結果(後藤, 1991; 鈴木, 1997) および他の耐力壁の実験結果(岩井, 1998; 鈴木, 1997)等を総合して、木造建物の耐震性能の定量的評価法を確立する必要がある。

謝辞

京都大学防災研究所の岩井哲助手(現・広島工業大学工学部建設工学科)には実験の準備、実行に際し多くの助言を頂きました。近畿大学理工学部建築学科 4 年生・清水秀丸君(現・同大学院修士課程)には実験の準備から実施に至るまで多大な協力を得ました。滋賀職業能力開発短期大学校住居環境科 2 年生の東秀樹君、阪本哲央君には、実験およびデータ整理、文献調査等多くの協力を得ました。また、京都大学工学部建築学科・石原大雅、小澤雄樹、平山貴之、瀬戸隆之の諸君および金沢工業大学建築学科の川本浩之、岩田英彦、飯岡正臣君には、実験補助の協力を得ました。ここに記し、感謝の意を表します。

土塗り壁試験体の製作については、(株)アラキ工務店ならびに京都左官組合の方々にご協力いただきました。

本研究の一部は、(財)日本住宅・木材技術センターの他、平成 9 年度京都市震災対策調査研究助成金の補助を受けて行われた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 岩井 哲 (1998) : 木造軸組構造物の耐震性能と補強効果の定量的評価。平成 9 年度科学研究費補助金・重点領域研究(2) 研究成果報告書(課題番号 09234223)。
- 後藤正美・鈴木有・浦憲親 (1991) : 在来構法実在木造住宅の耐震性能に関する実験的検討ー(その 1)実験の方法と結果ー。金沢工業大学研究紀要 No.31。
- 鈴木祥之編 (1995) : 1995 年兵庫県南部地震ー木造建

- 物の被害一. 日本建築学会近畿支部.
- 鈴木祥之・中治弘行・岩井哲・北原昭男 (1997): 在来構法木造住宅の水平力載荷実験. 日本建築学会構造系論文集. pp.69-76.
- 鈴木祥之・中治弘行・岩井哲・藤原悌三 (1997): 筋かい付き木造軸組の耐力と変形性能の評価試験. 日本建築学会大会学術講演梗概集. pp.87-88.
- 田辺平学・勝田千利・後藤一雄 (1938): 交番水平荷重を受くる木造有壁骨組(真壁)の実験. 建築学会大会論文集. pp.130-139.
- 日本建築学会 (1990): 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990). p.225.
- 久田俊彦 (1951): 木造壁体の耐力に関する研究. 建築学会論文集. pp.71-79.
- 久田俊彦 (1955): 木造建物の耐力計算法一案. 建築技術 47 号. pp.32-38.

Full-scale Tests for Evaluating Seismic Resistance of Mud-plastered Walls in Wood Houses

Yoshiyuki SUZUKI, Hiroyuki NAKAJI* and Teizo FUJIWARA**

*Graduate School of Engineering, Kyoto University, M. Eng.

**Professor, School of Environmental Science, The University of Shiga Prefecture, Dr. Eng.

Synopsis

Mud-plastered walls usually used in wood houses made by carpenters and plasterers in Kyoto were tested by repeated shear force loading in order to evaluate their seismic resistance capacities such as the relation between bearing capacity and deformability and the coefficient of effective wall length. The deformation angles at maximum load are greater than $1/60$ rad. The average coefficients of effective wall-length are greater than 0.5 which is the standard value determined in the Enforcement Ordinance of The Building Standard Law in Japan. It seems that if the joints of the framework are fixed by some metals such as holddown metals to avoid the separation of the framework, mud-plastered walls can function as the bearing wall. The average increases in bearing force by wall-mud are nearly same in both cases of with and without a brace, and so those by the brace are in both cases of with and without wall-mud.

Keywords: mud-plastered wall; repeated loading test; restoring force; deformability; coefficient of effective wall length; characteristics of hysteresis