損傷レベルが既知の半間土壁の 修復後の復元力特性

RESTORING FORCE CHARACTERISTICS OF RESTORED 1P MUD WALLS WITH KNOWN DAMAGE LEVELS

山田 明 ——— * 1

キーワード：

木造軸組，土壁，修復，復元力特性，剛性低下，耐力低下

Keywords:

Wooden framework, Mud wall, Restoration, Restoring force characteristics, Stiffness degradation, Strength degradation

Akira YAMADA ——— * 1

In this study, I presented the experimental results of four 1P mud walls, which two damage levels of the walls, the experienced maximum deformation angle and the accumulated one, are known. The strength characteristics after the restoration were examined, based on the results of the cyclic loading test of these walls. In the restorations, I took care to ensure that there was no gap between the practice and the research. The experimental formulas for the stiffness reduction factor and the strength reduction factor after restoration compared to before restoration were shown by comparing the envelopes of the restoring force characteristics.

1. はじめに

現在の建築物の耐震設計では、中地震と大地震の2つのレベルの地震動が想定され、数十年に一度生じる中地震に対しては建築物を継続使用できることが、数百年に一度生じる大地震に対しては人命を確保することがそれぞれ優先され、大地震後の建築物の継続使用は要求されていない。このような耐震設計の思想は、建築物の供用期間が数十年で、かつ、大地震は共用期間内に1度生じるか、あるいは生じないか、と言う場合においては十分であると考えられる。

ところで、文化的価値を有する建築物の多くは木造である。それらの築後年数は数十年を超え、中には数百年に至るものもある。建築後に地震を経験している建築物もあり、損傷したときには、維持のための補修・修復が施され、継続使用される場合もある。伝統木造建築物の主要な耐震要素は土壁である。その耐震性能は、建築基準法第46条の中の壁倍率で規定され、現在、土壁の壁倍率は最大1.5とすることができる。以前は壁倍率0.5までしか取れなかったことからすると、土壁を耐震要素として積極的に採用することができるようになり、伝統木造建築物の新築や耐震補強の機運が高まったと言える。

しかし、壁倍率は、もともと新設耐力壁を対象とするものであって、地震による損傷を経験した既存耐力壁の剛性・耐力の劣化や、損傷修復による耐震性の回復までが考慮されている訳ではない。地震等の外乱を経験した後修復された土壁の耐震性能を評価するための研究事例は筆者の知る限りでは非常に少なく、データの蓄積が望まれるところである。これまでの先駆的な研究事例を列举すると、青野ら¹⁾²⁾は、京土壁の正負交番漸増繰り返し載荷を行ったのち、壁土の補修を行ない、再度繰り返し載荷を行うことで、補修効果を検証している。村石ら³⁾は飛騨高山地方の、山之内ら⁴⁾は北関東の土壁を対象にして、同様の検証を行っている。これらの事例では、補修前に微小から大変形までの繰り返し載荷が行われている。したがって、修復前の試験体が経験した損傷は、最大振幅、すなわち、地震動に対する最大変形角とは直接的には対応しない。東條ら⁵⁾⁶⁾、先に損傷を

与えた土壁の縮小試験体を補修し、正負交番漸増繰り返し載荷することで、補修後の構造性能を確認している。この事例では、補修前の損傷レベルがパラメータとなっている点において、想定する損傷が明瞭であるが、縮小試験体であるため、壁としての挙動を確認する必要があると考えられる。何れの事例においても、試験体を再利用したり、縮小試験体を用いたりすることは、研究の制約上致し方ないところもあると考えられる。

そのような中、筆者は、半間の土壁について、一定振幅による多数回の正負交番繰り返し載荷を実施し、繰り返し載荷が耐力劣化に及ぼす影響について報告した⁷⁾。この研究では、振幅を設計における限界変形角や被害レベルに対応させており、載荷回数には、地震時に想定される揺れの回数を考慮している。

本研究では、これらの試験体を修復し、再度正負交番繰り返し載荷を実施することで、既存の伝統木造建築物が修復前に経験したであろう地震動に対する損傷レベルと修復効果の関係をより明らかにすることを目的とする。修復方法としては、荒壁・中塗壁の完全な塗り直しと、中塗壁だけの塗り直しを取り扱う。このようなアプローチからの研究事例は筆者の知る限りでは見当たらず、実験データの集積の観点からも、意義があると考えられる。

2. 実験

2.1 既報の概要（修復前実験時の損傷）

本研究では、前述のように、既報⁷⁾で用いた半間の土壁供試体を修復して用いるため、既報の概要を簡単に説明しておく。

供試体は、図1に示す半間の土壁であり、同じものを4体製作した。形状は柱間910mm（1P）、土台梁間2,730mmである。部材断面は柱・土台とも105×105mm（無等級スギ）とし、柱仕口は短ほぞとした。梁断面は105×180mm（無等級ベイツ）である。壁下地は15×105mm（無等級スギ）の3段の通し貫に小舞竹を固定し、その上に荒壁・中塗壁を塗り、総厚60mmとした。柱頭・柱脚には

¹⁾ 福山大学工学部建築学科 准教授・博士（工学）
〒729-0292 広島県福山市東村町字三蔵985番地の1）

¹⁾ Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Fukuyama Univ.,
Dr. Eng.

図 1 試験体

短期許容引抜き力 20kN のホールダウン金物を取り付け、実験中の柱の引抜きを防止した。ただし、接合部の回転を拘束しないように、ナットは手締め程度にとどめている。壁土・壁下地等の材料・施工法には地域差が表れると考えられるが、建築基準法（昭 56 建令第 1100 号）上の耐力壁の条件を満足する仕様で発注することで、できる限り一般性が保てるように配慮した。なお、壁土には備後地域（広島県福山市芦田町）で採掘されたものを使用している。

各供試体には、4 種の振幅（No.1：1/120rad（損傷限界レベル）、No.2：1/60rad（小・中破レベル）、No.3：1/30rad（安全限界レベル）、No.4：1/15rad（倒壊レベル））による多数回の正負交差荷荷を行った。載荷回数は 1/120, 1/60rad では 100 回、1/30rad では 50 回、1/15rad では 10 回である。鉛直方向は無載荷とした。

実験終了時の供試体の損傷状態については、No.1 では目立った損傷はなく、壁四隅の壁土が粉状になるだけで、貫端部の楔もほとんどめり込んでおらず、手では抜けなかった。No.2 では、壁全体にひび割れが入り、楔のめり込みが楔孔から目視できた。No.3 では、貫側の壁土が部分的に剥落し、小舞が露出した。楔はめり込んでおり、手で引っ張ると抜ける状態であった。No.4 では、貫側の壁土が全体的に剥落した。楔はめり込んで容易に抜くことができ、やや曲がっていた。ホールダウン金物についても、No.3, 4 ではナットに緩みが生じ、柱梁の仕口に 1~2mm の隙間が空いた。

既報では、実験結果について、繰り返し載荷による耐力低下率 α を累積変形角 R_a に関連づけた。累積変形角とは、加力方向における加力側の変形角の累積値であり、例えば、正加力時であれば、直立状態から正側に変形しているときの変形角の増分を累積したものであり、除荷時は考慮しない。これらについてまとめたものを表 1 に、実験終了時の供試体の損傷状況写真を表 2 の上段に示す。なお、修復前実験では貫側を表側（写真手前側）にしているが、後述の修復後実験では、実験場の管理の都合で、小舞側を表側にしていることを付記しておく。

2.2 修復

修復にあたっては、研究と実務の間に乖離が生じないことに注意を払いつつ、施工者の意見をヒアリングし、方針を決定した。

No.1 については、修復しなくても十分継続使用できる程度であったが、四隅の補修だけは行うことにした。その場合、四隅の壁土を部

分的に電動カッターで切り取り、壁土を充填する方法が考えられたが、実務上は経年劣化で自然に剥落してしまう可能性が高いと考えられたため、壁全面にわたって中塗りだけを削り取り、再度塗り直すことにした。その際、壁四隅の中塗りを削り取るときに荒壁も一緒に落ちてしまったため、その部分には荒壁を充填した。

No.2~No.4 については荒壁・中塗壁を木槌でたたき落とし、小舞だけの状態にした。その後、通常の中塗り壁と同様に、下地の荒壁を塗り、その後、中塗りを行った。なお、養生期間は荒壁・中塗り壁とも約 2 週間とし、目視によって乾燥していることを確認した。なお、修復に用いた壁土の採掘場所は修復前と同じ地域であり、壁厚も同じである。配合仕様も既報と同じで、建築基準法の耐力壁の条件を満足する仕様で製作することで、一般性のある土壁になるよう配慮した。

楔の緩みについては、木槌で叩いて締め直すことを考えたが、実際の住宅では叩き込む時の振動で他の壁に損傷が及ぶことが考えられたこと、また、楔が壁内に隠れて叩き込むことができない場合もあると考えられたことから、楔は存置した。同様に、ホールダウン金物についても、現場では手が届かない場合もあることを想定し、締め直さず存置した。以上をまとめたものを、表 1 の右方に示す。

2.3 加力方法

供試体の土台を鉄骨架台にアンカーボルトで固定し、梁をモートルシリンダーで水平方向に加力する。No.1~4 の加力スケジュールは同一で、見かけのせん断変形角で 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/40, 1/30, 1/25, 1/20, 1/15rad の振幅で、各振幅につき 3 往復の正負交差荷荷を行なう。鉛直荷重の載荷は行わない。

2.4 計測方法

実験中における供試体の変位を測定するため、梁小口 1 カ所、梁側面 1 カ所、土台小口 1 カ所に水平方向の変位計を、柱頭・柱脚のそれぞれ 1 カ所に鉛直方向の変位計を取り付ける。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

実験中の目視観察の限りでは、No.1~4 の損傷過程に特別な違いは認められなかったもので、全供試体について概括的に説明する。

加力の振幅が 1/200rad 以下では視覚的な変化は見られなかった。1/150~1/100rad になると、壁の隅角にひびが入り始めた。振幅が 1/75rad になると、壁の損傷範囲が次第に大きくなり、1/50rad 時には貫側に斜めのひび割れが生じた。1/40~1/25rad 時には、振幅が大きくなるにつれて壁のひび割れも拡大し、1/25rad 時にはひび割れた部分の壁が小舞から浮きあがった。1/20, 1/15rad 時には、貫側のひび割れが全体に広がり、少しずつ壁土が剥落し、1/15rad 時には壁土が全面に亘って小舞から浮いている状態であった。加力中に貫側の壁土の大部分が剥落し、3 回目の加力後に実験を終了した。

実験終了時において、貫側では、壁土が全体の半分以上は剥落し、あるいは浮き上がっていた。他方、小舞側では、壁土の剥落や浮きは貫側に比べると少なく、縦方向のひび割れが顕著であった。実験終了時の供試体の損傷状況写真を表 2 の下段に示す。表には、修復前に実験との比較のため、貫・小舞両側の写真を示した。

No.2~4 の損傷状況はほぼ同じであった。修復方法が同じであるから当然の結果のようにも思われるが、経験した損傷が異なっても、修

表 1 修復前実験の概要, 損傷状況, および修復方法

試験体 名称	振幅 $R_{\max}$ (rad)	設計・被害 のレベル	載荷回数 N (往復)	累積変形角 R_a (rad)	実験後の損傷			修復方法		
					壁	楔	ホールダウン金物	壁	楔	金物
No.1	1/120	損傷限界	100	1.67	壁四隅が粉状	ほとんどめり込んでない 手では抜けない	ほとんど変化なし	中塗壁のみ 撤去・塗り直し	存置	存置
No.2	1/60	小・中破	100	3.33	壁全体にひび割れ	めり込んでいるのが分かる 手では抜けない		荒壁・中塗壁とも 撤去・塗り直し		
No.3	1/30	安全限界	50	3.33	壁土の部分的剥落 小舞の露出	明らかにめり込んでいる 引っ張ると抜ける	ナットがやや緩む			
No.4	1/15	倒壊	10	1.33	壁土の全体的剥落 小舞の露出	明らかにめり込んでいる 簡単に抜け、曲がっている				

表 2 実験終了時の供試体の損傷状況

	No.1	No.2	No.3	No.4
修復前 実験	1/120 小舞側	1/60 小舞側	1/30 小舞側 ※貫側の壁士は部分的に剥落	小舞側 ※裏側の壁士は全体的に剥落
修復後 実験	1/15 貫側	1/15 貫側	1/15 貫側	1/15 貫側
	小舞側	小舞側	小舞側	小舞側

図 2 修復後の荷重変形角関係

復すればその後の損傷の仕方に差が出てこないということでもあり、これは、本実験で得られた知見のひとつである。他方、No.1 の修復方法は No.2～4 と異なるものの、損傷過程には大きな違いが認められなかった。しかし、目視観察の限りでは、No.1 の実験後の小舞に対する荒壁の食いつきは No.2～4 のそれと比べると悪く、荒壁が小舞から綺麗に剥落していた。荒壁の施工時期が No.1 と 2～4 では異なっており、壁土の材料が全く同じとは言えないものの、採掘地域・配合・施工者は変えておらず、修復前後で出来る限り同じ状態になるように管理したことから、この原因は、材料・施工の違いよりも、むしろ修復前実験の損傷により、荒壁の小舞への付着が弱まっていたことが考えられる。したがって、損傷が目視では確認されなかったとしても、内部に損傷が生じている可能性は否定できない。事実、既報では $1/120\text{rad}$ の一定振幅繰り返し載荷による耐力低下が確認されている。

3.2 荷重変形角関係

図 2(a)～(d)に、実験で得られた No.1～4 の荷重変形角関係を示す。なお、変形角については、土台の浮き上がり・水平移動、柱の引抜けが生じなかったことから、見かけのせん断変形角を真のせん断変形角とみなした。図より、視覚的には(a)～(d)の荷重変形角関係に顕著な違いは認められないが、(a)の No.1 では変形角が進むにつれて、耐力の低下が認められる。No.1, 2, 4 では、 $4 \sim 5 \times 10^{-2}\text{rad}$ を超えると、緩やかに耐力が増大している。この理由は判然とはしないが、締め直さなかった楔や金物のめり込み抵抗が生じ始めたためと考えられる。

3.3 剛性・耐力低下の定性的考察

修復前後の剛性と耐力の違いを確認するために、図 2 の各変形角における 1 回目加力の最大耐力と変形角を抽出し、包絡線を作成する。包絡線の構成点は実験時の加力スケジュールと同一とし、実験時の操作誤差については、線形補間により変位・耐力を修正した。図 3(a)～(d)に、得られた No.1～4 の包絡線を示す。修復前後の比較のために、同図には既報に掲載した修復前の履歴ループも併記する。

図 3 修復後の包絡線と修復前の荷重変形関係

図 4 包絡線の比較

同図(a)より、修復前の履歴形状は、わずかな履歴ループを描いているものの概ね弾性的であり、他方、包絡線はその履歴ループよりも若干内側にあることが分かる。したがって、修復後は修復前と比べて若干の剛性低下が生じたと判断できる。他方、同図(b)～(d)の第 1 象限について、修復前 1 回目の履歴と包絡線を見比べると、包絡線が明らかに履歴ループの内側になっていることから、剛性・耐力とも低下したと判断できる。

これらについてさらに検討するため、まず、既報に掲載した修復前実験の包絡線を再度確認しておく。図 4(a)には修復前の No.1～4 の 1 回目加力の荷重変形角関係を示しており、これは、一方向の単調載荷による荷重変形角関係と同じ意味を持っている。他方、修復後に実施した本実験は正負交番繰り返し載荷によるものであるから、載荷方法の異なるもの同士を比較することに些かの無理はあるが、単調載荷による荷重変形角関係が、供試体の取り得る最大の包絡線とみなせば、比較の対象にすることができる。同図より、No.1～4 の包絡線はほぼ同じであることが分かり、したがって、修復前には、供試体の違いによる施工と耐力特性のばらつきはほとんどなかったと言える。

つぎに、修復前後の包絡線を比較するため、図 4(b)に、本実験で得られた No.1～4 の正側の包絡線を示す。図中には、修復前を代表

図5 剛性・耐力の低下率 β

して No.4 の包絡線を併記した。同図より、No.1～4 の包絡線は、それらの構成点である 1/150rad までは、やはり弾性状態にあると判断できるが、その時の耐力は修復前と比べて明らかに低くなっており、すなわち弾性剛性の低下が生じていることが改めて確認できる。剛性の大小については、No.1 が最大、No.4 が最小、No.2, 3 はその中間かつ同程度の剛性である。No.2～4 では壁土全体を塗り直したにも関わらず、No.1 よりも剛性が低い。No.2, 3 では最大経験変形角 $R_{\max}$ に 2 倍の違いがあるにも関わらず剛性は同程度で、かつ No.1 よりも小さい。No.4 の累積変形角 R_a は 4 体の中で最も小さいが、剛性は最も低い。したがって、定性的には、壁の修復方法の違いや R_a の違いよりも、むしろ $R_{\max}$ の違いが修復後の剛性に影響を及ぼしていると言えることができ、これは、楔や接合部の緩みの違いに起因していると考えられる。

さらに、耐力の違いについて確認する。修復後の No.1～4 の最大耐力は、概ね 1/50rad (2.00×10^{-2} rad) 時に生じており、変形角が進むにつれて No.1 では低下、No.3 ではやや低下、No.2, 4 ではほぼ一定となっていることが分かる。修復前 No.4 の塑性域の耐力が約 8kN であるのに対し、修復後 No.1～4 のそれは 4～7kN になっていることから、修復前に対して耐力低下が生じたと判断することができる。

No.1 では $R_{\max}$ が最も小さいにも関わらず、耐力低下が顕著であるが、これは、荒壁の塗り直しを行わなかったことに起因すると思われる。No.1 と No.2～4 の壁土の剥落状況の違いは前述の通りであり、中塗壁だけを塗り直したことが No.1 の耐力低下の要因になっていると考えられる。No.2, 4 では塑性域の耐力はほとんど同じである。No.3 の耐力だけが大きい理由は判然とはしないが、壁の塗り直しを行なえば、 $R_{\max}$ が異なっても、耐力上の修復効果は期待できると言える。

以上より、土壁の修復前後の剛性の違いは、修復方法の違いや R_a の違いよりも $R_{\max}$ の違いが支配的である。一方、耐力に関しては、修復方法の違いが支配的である。

3.4 剛性低下率・耐力低下率の実験式

前節では、修復前後の剛性・耐力の低下に関し、定性的な考察を行った。ここでは、定量的な考察を試みる。

本研究では、各供試体の最大経験変形角 $R_{\max}$ と累積変形角 R_a が明らかである。そこで、修復前に対する修復後の剛性低下率・耐力低下率を、 $R_{\max}$ 、 R_a に関連づける。

包絡線の構成点の耐力比 β を定義する。 β は図 4(b)の修復前 No.4 の耐力 ${}_0P$ に対する修復後 No.1～4 の耐力 P の比であり、 r を包絡線の構成点として、

$$\beta_r = \frac{P_r}{{}_0P_r} \quad (1)$$

である。 β は弾性域では剛性低下率に、塑性域では耐力低下率に、それぞれ対応する。

最大経験変形角 $R_{\max}$ と β の関係を図 5(a)に、累積変形角 R_a と β の関係を図 5(b)に示す。 β を計算する変形角については、弾性域では 1/150rad (β_{150})、塑性域では 1/50rad (β_{50})、1/30rad (β_{30})、1/15rad (β_{15}) とした。

図中には No.1～4 のすべての結果をプロットしているが、まず、修復方法が同じである No.2～4 について検討する。

まず、図 5(a)の $R_{\max}$ と β の関係について確認する。同図の横軸は $R_{\max}$ の違いだけでなく、供試体の違いでもある。同図の β_{150} を見ると、 $R_{\max}$ の増大とともに低下することが分かり、これは図 4(b)の説明でも述べた通りである。一方、 $\beta_{50} \sim \beta_{15}$ は $R_{\max}$ には無関係で $\beta=0.8$ 程度にあることが分かる。そこで、剛性低下率を β_{150} に、耐力低下率を $\beta_{50} \sim \beta_{15}$ の平均値にそれぞれ対応させ、 $R_{\max}$ に対して線形回帰すると、図中の破線に示す回帰直線が得られた。耐力低下率については、回帰直線の勾配がほとんどないため、式を丸めて $\beta=0.8$ と見てよい。

つぎに、図 5(b)の R_a と β の関係について確認する。同図中の左側は No.4 に、右側は No.2, 3 にそれぞれ対応するが、No.2, 3 では R_a が等しく、図(a)から分かるように No.2, 3 では β に大きな違いが見られないことから、図(b)には No.2, 3 の平均値をプロットした。図(b)より、耐力低下率に対応する $\beta_{50} \sim \beta_{15}$ については、図(a)と同様に、 R_a には無関係で $\beta=0.8$ 程度になっていることが分かる。したがって、耐力低下率は、修復前に受けた $R_{\max}$ にも R_a にも無関係である。一方、剛性低下率に対応する β_{150} は、 R_a の増大に対して増大しており、直感とは一致しない。これは、壁全体を塗り直すことで剛性低下率に対する R_a の寄与が解消され、接合部の緩みの程度に関係する $R_{\max}$ の寄与が支配的になることを示している。

さらに、No.1 について検討する。No.1 と同じ修復方法を採用した供試体がないため、比較検討するのは些か難しいが、図 5(a)より、No.1 では $\beta_{150}=0.79$ であり、No.2～4 の回帰式をそのまま適用しても β は低めに評価されるので、回帰式を No.1 に適用しても安全側になっていると言える。 $\beta_{50} \sim \beta_{15}$ については、No.2～4 の傾向とは異なればらつきが目立ち、平均値 0.73、最小値 $\beta_{15}=0.61$ であり、No.2～4 の平均値約 0.8 をそのまま用いることには無理がある。また、図 5(b)より、No.1 の R_a は No.2～4 のその中間にあるにも関わらず、No.2～4 との関係性を読み取ることは難しい。したがって、修復方法の異なる No.1 の剛性低下率は、No.2～4 から得られた $R_{\max}$ に対する回帰式を用いても安全側になるが、耐力低下率については、最小値 ($\beta=0.6$) を用いることが妥当と考えられる。

以上をまとめると、土壁の修復を行ったときの、修復前に対する修復後の剛性低下率と耐力低下率は、図 5 中の回帰式を丸めて、次のようになる。

(1) 剛性低下率 γ_1

①壁土全体の撤去・塗り直し、②中塗壁のみの塗り直しの双方に共通で、最大経験変形角 $R_{\max}$ に対し、

$$\gamma_1 = \beta_{150} = -3.3R_{\max} + 0.72 \quad (2)$$

(2) 耐力低下率 γ_2

$R_{\max}$ 、累積変形角 R_a に対して無関係に

$$\text{①の場合 } \gamma_2 = \beta_{50,30,15 \text{ の平均}} = 0.8 \text{ (一定)} \quad (3)$$

註) 破線は図 4(b)の包絡線を示し、色の違いは図中の凡例に同じ。

図 6 復元力特性モデル

図 7 等価粘性減衰定数

$$\textcircled{2} \text{ の場合 } \gamma_2 = \beta_{50,30,15} \text{ の最小} = 0.6 \text{ (一定)} \quad (4)$$

これらを用い、図 4(b)に記載した修復前 No.4 の包絡線に、剛性低下と耐力低下を考慮した No.1～No.4 の復元力特性モデルを図 6 に示す。同図中の修復前 No.4 モデルは、1/120、1/60、1/30、1/15rad の 4 つの変形角時の復元力で構成され、1/120rad 時耐力を 1.0 として、1/60、1/30、1/15rad 時のそれらがそれぞれ 1.4、1.5、1.5 となっている。ここでは、1/30、1/15rad 時の復元力を 8.0kN とした。No.1～4 モデルの γ_1 については、それぞれ $R_{\max}=1/120, 1/60, 1/30, 1/15\text{rad}$ を考慮し、 γ_2 については No.1 では 0.6、No.2～4 では 0.8 とした。

図より、No.1 では剛性・耐力とも過小評価のきらいがあるが No.2～4 モデルには剛性・耐力とも、概括的には実験結果と整合していると言える。なお、No.2～4 の復元力特性 (図中の実線) については、1/60rad 以降の耐力は同じ大きさになり、線が重なっている。

3.5 等価粘性減衰定数

本実験で得られた履歴ループから求めた No.1～No.4 の等価粘性減衰定数 h_{eq} を図 7 に示す。傾向としては、定性的・定量的に一般的な土壁の h_{eq} との違いはない。修復前の多数回加力中の h_{eq} は 0.06～0.08 であったが、修復後においても、 $R \geq 0.01\text{rad}$ の 2、3 回目の h_{eq} を見ると、修復前と同程度であった。したがって、修復前後での履歴形状の大きな変化はなく、相似形であると考えてよいと言える。

4. おわりに

本研究では、最大経験変形角と累積変形角の 2 つの損傷レベルが既知の 4 体の半間幅の土壁供試体を対象に、修復後の正負交番繰返し載荷試験の結果から、修復後の剛性・耐力について検討した。修復にあたっては、実務と研究の間に乖離が生じないように配慮し、損傷状態に応じて壁土全体を撤去して塗り直す方法と、中塗りだけ撤去して塗り直す方法の 2 つの方法を採用した。楔と金物は、実際の施工状況を想定し、あえて締め直さなかった。

得られた結果から、結論をつぎのようにまとめる。

- (1) 修復方法が同じである No.2～4 では、最大経験変形角と累積変形角は異なるが、実験中の損傷過程、実験後の損傷状態はほぼ同じであった。したがって、修復前に経験した変形角が異なっても、修復すれば、その後の損傷の仕方に差は出ない。
- (2) No.1 の修復方法は No.2～4 のそれと異なるが、損傷過程には大きな違いが認められなかった。他方、No.1 の実験後の小舞に対する荒壁の食いつきは No.2～4 のそれと比べると悪く、荒壁が小舞から綺麗に剥落した。これは、修復前の損傷により、荒壁の小舞への付着が弱まっていたことが考えられる。したがって、壁土の表面を塗り直す場合には、目視では確認できない内部の損傷に注意を払う必要がある。
- (3) 修復後の包絡線は、1/150rad までは弾性状態にあるが、その時の耐力は修復前と比べて明らかに低く、弾性剛性の低下が生じた。定性的には、壁の塗り直し方の違いよりも、むしろ修復前に経験した最大変形角の違いが修復後の剛性に影響を及ぼしていると言え、これは、楔や接合部の緩みの違いに起因していると考えられる。
- (4) 修復後の最大耐力は概ね 1/50rad 時に生じ、修復前と比べて耐力低下が生じた。No.1 では最大経験変形角が最も小さいにも関わらず、耐力低下が顕著だった。これは、荒壁の塗り直しを行わなかったことに起因する。No.2、4 では塑性域の耐力はほとんど同じで、壁の塗り直しを行えば、最大経験変形角が異なっても、耐力上の修復効果は期待できる。
- (5) 以上より、土壁の修復前後の剛性の違いは、修復方法の違いよりも最大経験変形角の違いが支配的である。一方、耐力に関しては、修復方法の違いが支配的である。
- (6) 剛性低下率を最大経験変形角の関数として、実験式に示した。耐力低下率は、最大経験変形角・累積経験変形角に無関係に 0.8 あるいは 0.6 になった。
- (7) 復元力特性の履歴形状は、修復前後で大きくは変化せず、相似形であると言える。

参考文献

- 1) 青野弘和, 松本 (嶋瀬) 裕之, 佐藤ひろゆき, 森迫清貴: 補修された京土壁の繰返し載荷実験, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.335-342, 2010.3
- 2) 森迫清貴, 嶋瀬裕之, 青野弘和, 佐藤ひろゆき: 京土壁の荷重変形関係モデルの検討, 構造工学論文集, Vol.55B, pp.101-108, 2009.3
- 3) 村石一明, 田中邦明, 森迫清貴: 飛騨高山伝統構法土壁の繰返し載荷実験, 構造工学論文集, Vol.60B, pp.357-362, 2014.3
- 4) 山之内隆志, 國分直輝, 野村佳亮, 横内基, 大橋好光: 歴史的町並みの地震防災対策に関する研究 その 8 大変形を受けた土塗壁の補修効果に関する実験的検証, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.497-498, 2015.9
- 5) 東條有希子, 松浦恒久, 西正晃, 清井宗孝, 増田隆行, 増田一眞, 山田憲明: 塗り土壁の補修技術に関する実験的研究 その 1 材料試験, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.487-488, 2016.8
- 6) 大谷昌史, 増田隆行, 松浦恒久, 古谷祐希, 増田一眞, 山田憲明: 塗り土壁の補修技術に関する実験的研究 その 2 塗り土壁のせん断加力試験, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp.489-490, 2016.8
- 7) Yamada, A.: EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL DETERIORATION CHARACTERISTICS OF TRADITIONAL MUD WALL SUBJECTED TO CONSTANT AMPLITUDE MULTI-CYCLE LOADING - Case of 1P mud wall -, AII Journal of Technology and Design, Vol. 26, No. 63, pp. 508-513, 2020.6
山田明: 繰返し載荷を受ける木造土壁の耐力劣化に関する実験的研究—半間の土壁の場合—, 日本建築学会技術報告集, 第 26 巻, 第 63 号, pp.508-513, 2020.6

[2020 年 3 月 4 日原稿受理 2020 年 12 月 2 日採用決定]