繰り返し载荷を受ける木造土壁の耐力劣化に関する実験的研究(その2): 小壁の場合

EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL DETERIORATION CHARACTERISTICS OF TRADITIONAL MUD WALL SUBJECTED TO CONSTANT AMPLITUDE MULTI-CYCLE LOADING (PART 2) : CASE OF MUD-HANGING WALL

山田 明 ——— * 1

キーワード:

木造軸組, 土壁, 繰り返し载荷, 耐力低下, 等価粘性減衰定数, 履歴形状

Keywords:

Wooden framework, Mud wall, Multi-cycle loading, Strength deterioration, Equivalent viscous damping factor, Restoring force characteristics

Akira YAMADA ——— * 1

In this paper, I present the experimental results of traditional mud-hanging walls subjected to constant amplitude multi-cycle loading. The number of the loading times were considered the results of the earthquake response analysis. From the experimental results, I examined the strength deterioration factor and the change of the hysteresis loop. I discussed the strength deterioration factor and the equivalent viscous damping coefficient, which are considered the effect of the multi-cycle loading.

1. はじめに

木造住宅の主要な構造設計法は壁量設計法であり, 耐力壁の強度は壁倍率で示される。壁倍率の評価試験では, 同一変形レベルにおける繰り返し回数を3回とした漸増繰り返し载荷が採用されている。その一方, 昨今の地震では, 中地震・大地震が立て続けに発生する事例があり, 建築物はこれまでの耐震設計が想定してきた以上の回数や連続的な地震動を受けている。したがって, 木造住宅の耐震設計においても, 複数回の中・大地震を想定すべきと考えられ, 耐力壁の耐力評価にも多数回の繰り返し载荷による影響が考慮されるべきと考えられる。木造耐力壁に関する研究事例は多数あるが, 前報¹⁾(以降, 前報とする)でも述べたように, 多数回の繰り返し载荷を扱った事例は, その数・条件ともに限られており, 実験によるデータの集積が必要と考えられる。

そのような中, 筆者は, 現在の耐震設計の思想を超える多数回あるいは連続的な地震動を受ける木造耐力壁を想定し, その劣化特性を明らかにする研究に取り組んでいる。前報では, 半間幅の全面塗り土壁(以降, 土壁とする)を対象にして, 無被害・中破・大破・倒壊に関係する層間変形角の一定振幅による繰り返し载荷実験を実施し, 耐力・履歴形状の劣化特性を明らかにした。本報では, 研究対象を土塗りの垂壁(以降, 小壁とする)に拡張し, その結果について報告する。ここでは半間幅の小壁に加え, 一間幅の小壁も扱う。

2. 実験概要

供試体の材料, 部材断面, 施工者等の仕様は, 前報の土壁と同じとし, 材料, 施工性の違いが出ないように配慮する。

図1(a)に示す半間幅(910mm, 1P)の小壁を4体, 同図(b)に示す

一間幅(1,820mm, 2P)の小壁を1体製作する。土台梁心間は共通で2,730mmである。部材断面は柱・土台とも105×105mm(無等級スギ)とし, 柱仕口は短ほぞとする。梁断面は105×180mm(無等級ベイマツ)である。壁下地については, 同図(c)に示すように, 15×105mm(無等級スギ)の1段の通し貫に小舞竹(20mm幅の割竹@45, 間渡し竹@300)を固定し, その上に荒壁と中塗壁を塗り, 総厚60mmとする。なお, 壁土の採掘場所・配合仕様は前報の土壁と同じで, 施工者も同じである。壁土にはどうしても地域性が反映されるものであるが, 建築基準法の耐力壁の仕様を満足する条件を付けて発注し, 一般性のある壁になるよう配慮した。

柱頭・柱脚には, 前報と同じく短期許容引抜き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する。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る。

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一定振幅・多数回の正負交番载荷を行う。振幅の大きさと载荷回数は前報と同様とするので, その設定方法について簡単に説明しておく。まず, 事前損傷を考慮した1質点系の土壁モデルの地震応答解析を行った。事前損傷とは解析前のモデルに存在する損傷であり, 連続的な地震動に対する劣化を擬似的にモデル化したものである。事前損傷の大きさは経験した最大変形角で定義し, 地震経験がないものから大破に至るまでの0, 1/240, 1/120, 1/60, 1/30radとした。つぎに, 人工地震波(中地震10波・大地震10波)を受けるモデルの層間変形角の応答から, 設計・被害レベルに関係する4つの変形角1/120rad(無被害の上限で使用限界変形角), 1/60rad(中破程度), 1/30rad(大破・倒壊のクライテリアで安全変形角), 1/15rad(倒壊の限界変形角)を超過する回数 n_{20} , n_{60} , n_{30} ,

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 供試体

m_5 を抽出したところ、約 120, 100, 70, 40 であった。その結果から、 $1/120$, $1/60\text{rad}$ については 100 往復、 $1/30$, $1/15\text{rad}$ については 50 往復とした。この検討に基づき、4 体の 1P 供試体のそれぞれについて、 $1/120\text{rad}$ を 100 往復、 $1/60\text{rad}$ を 100 往復、 $1/30\text{rad}$ を 50 往復、 $1/15\text{rad}$ を 50 往復の繰り返し載荷を行う。他方、1 体の 2P 供試体については、 $1/30\text{rad}$ を 50 往復とする。ただし、実験中の供試体の損傷が激しく、実験が続行不可能になった場合、あるいは、各往復における損傷や最大耐力に変化が生じなくなった場合には、実験を終了する。なお、本報では、実験終了時に供試体をモートルシリンドラの限界まで正側に引き切ることとした。

実験中の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、土台両端の 2 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

$1/120$, $1/60\text{rad}$ 載荷では、載荷回数が増えるにつれて、隅角部の壁土がわずかに圧壊して粉状になり、また、貫上の壁土にひび割れが生じた。しかし、それらは目立った損傷と言えるほどではない。前報の土壁では、 $1/120\text{rad}$ 載荷と $1/60\text{rad}$ 載荷の両者の損傷の違いが明瞭であった。他方、本報の小壁では、強いて言えば壁土のひび割れに違いが見られたものの、両者の違いが明瞭とまでは言えない。載荷中の楔の緩みは認められず、100 回の載荷を終了し、最後に引き切った。

$1/30\text{rad}$ (1P・2P) 載荷では、 $1/60\text{rad}$ 載荷と比べると、隅角部の壁土の損傷がやや目立った。隅角部の壁土が圧壊して粉状になって落下し、一部は剥落したが、33 回目以降は損傷に変化が見られず、仕口からきしみ音がするだけであった。前報の土壁の $1/30\text{rad}$ 載荷の結果と比べると、損傷はかなり少ないと言える。載荷中に楔の緩みが生じたが、抜け出しはなかった。50 回の載荷を終了し、最後に引き切った。

$1/15\text{rad}$ 載荷では、1 回目に壁土に大きな斜めひび割れが入り、鴨居が柱から抜けた（脱落はしていない）。10 回目までの間に隅角部の

壁土が剥落し、小舞が露出した。11 回目からは、目視できる損傷が変化しなくなったため、20 回で載荷を終了し、最後に引き切った。なお、前報の土壁の $1/15\text{rad}$ 載荷では、壁土が剥落したため 10 回目で載荷を終了している。貫の楔は緩み、抜け出していた。

3.2 荷重変形関係

図 2(a)~(e)に、 $1/120$, $1/60$, $1/30$ (1P), $1/30$ (2P), $1/15\text{rad}$ の一定振幅載荷による荷重変形角関係を示す。なお、同図(b)の $1/60\text{rad}$ 加力については、手違いで 1 回目正加力時の記録ができなかったため、同図(c)の 1 回目正加力の荷重変形関係を $1/60\text{rad}$ まで抽出し、同図(b)内に破線で挿入した。

同図(a)より、 $1/120\text{rad}$ では載荷回数の増大にともなって、緩やかな耐力低下が見られる。履歴ループには、木造固有のピンチングはほとんど認められない。同図(b)~(e)では、1 回目から 2 回目にかけてやや大きい耐力低下が生じ、その後の耐力低下は緩やかである。

前報の土壁では、 $1/120\text{rad}$ と $1/60\text{rad}$ 以上の加力において、耐力低下の様子に明らかな違いが認められたが、本報の小壁では、土壁ほどの明らかな違いは認められない。また、土壁では 1 回目から 2 回目への耐力低下が著しかったが、小壁では土壁ほどの耐力低下は生じない。土壁では、1 回目正加力後の負加力において、顕著な耐力低下が生じたが、小壁の荷重変形関係は正負ほぼ対称で、むしろ図(c)のように、正加力よりも負加力の耐力が、わずかながらにも大きくなる場合がある。これらの違いは、軸組に占める壁の寄与の違いに起因すると考えられる。すなわち、小壁では、壁に起因する耐力低下が土壁ほどには生じないと言える。

図 3(a)には、 $1/60\text{rad}$ 加力を除く 4 つの供試体について、1 回目正加力時の荷重変形角関係を示す。同図を見ると、1P, 2P に関わらず $1.67 \times 10^{-2}\text{rad}$ ($1/60\text{rad}$) まではほぼ弾性状態であることが分かる。 $1/60\text{rad}$ 時の耐力は各供試体でほぼ等しく、約 2kN であった。1P ではそれ以降、弾性状態から塑性状態に移行している。他方、2P ではほぼ弾性を維持し、 $3.3 \times 10^{-2}\text{rad}$ ($1/30\text{rad}$) に至っている。1P の塑性状態については、土壁のような 2 次勾配が全くない完全な塑性状態ではなく、強い 2 次勾配を持っている。やはり、小壁では壁のせん

図2 荷重変形関係

図3 包絡線

図4 耐力低下率 α

図5 回帰曲線の比較

断耐力・せん断変形よりも、柱の曲げ耐力・曲げ変形の方が支配的であると考えられる。なお、文献2)では、小壁高さが軸組高さの1/3の場合、1Pの降伏耐力(1/60rad時耐力)は3kN、2Pのそれは4kNとされているが、本報の小壁の耐力は何れも2kNで、同文献の耐力には至らなかった。

図3(b)には、正加力における引き切りまでの包絡線を示す。なお、先ほどの説明で、1/60rad時の耐力が各供試体で等しかったことから、図の縦軸については、1/60rad時耐力を1に基準化している。同図の1Pの包絡線を見ると、加力時の振幅の約2倍に達すると包絡線同士が重なり、それ以前の損傷の影響が解消されることが分かる。例えば、振幅が最も小さい1/120rad加力(黒色の線)の包絡線を基準にして各供試体の包絡線を見ると、1/120rad加力では約1/60rad(1/120radの2倍)、1/30rad(1P)加力では約1/14rad(1/30radの2.1倍)、1/15rad加力では約1/9.3rad(1/15radの1.6倍)になると、包絡線同士が重なり、それ以前の損傷の影響がなくなる。

3.3 耐力低下率

前報では、繰り返し載荷による耐力低下率 α を累積変形角 R_a に関連付けており、本報でも R_a と α の関係について検討する。前報における R_a の定義は、加力方向における加力側の変形角の大きさの累積値とした。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の大きさを累積したものであり、除荷時や負側の変形は考慮しない。負加力時であれば、正加力時とは逆に変形角の増分の大きさを累積する。これらを正負あわせて累積したものが R_a である。また、 α は各回における正負加力の各最大耐力の大きさを1回目正加力時の最大耐力で除したものとした。

検討に先立って、図2の荷重変形関係から各回における正負の最大耐力を抽出し、その傾向を吟味する。図4(a)は、 R_a を横軸にして正負の各最大耐力の大きさをプロットしたものである。なお、1/60radについては、1回目のデータが記録できていないので、記録できたものだけをプロットしている。同図より、供試体によって縦軸の荷重値は異なるが、 R_a に対する耐力低下の様子には差はないことが分かる。したがって、小壁においては、壁長の違い、振幅の違いを考慮して耐力低下率を検討する必要はないと判断できる。他方、例えば1Pの1/30rad加力(図中の□)を見て分かるように、プロットが2つの群に分かれている。これは、先述のように、正加力と負加力で耐力値が異なっているからであり、土壁の場合と同様に、加力方向の違いを考慮しないまま耐力低下率を求めることはできない。そこで、本報においては、当該回の最大耐力は正負の各最大耐力の大きさの平均値とし、これを1回目のそれで除して α とする。 R_a は1往復分の変形量の累積値とする。すなわち、1往復につき一つの α と R_a が得られることになる。

このようにして、図4(a)のプロットを整理し直したものを同図(b)に示す。なお、1/60rad加力は1回目のデータがないことから除外した。同図から、やはり R_a と α の関係には壁長の違い、振幅の違いは表れていないことが確認でき、実験結果全体から R_a と α の関係の回帰曲線を求めて良いと判断できる。前報の土壁では1/120rad加力時の回帰では $R_a=1/120rad$ のとき $\alpha=1$ 、1/60rad以降では $R_a=1/60rad$ のとき $\alpha=1$ になるように回帰したが、本報の小壁では $R_a=1/60rad$ のとき $\alpha=1$ になるような指数関数で回帰する。得られた回帰式は次式の通りである。

註) 図(b)は前報の図の横軸を R_a に書き換えたものである。

図 6 等価粘性減衰定数 h_{eq}

$$\alpha = 0.7053R_a^{-0.0853} \quad (1)$$

回帰曲線の形状を同図内の赤色の実線に示す。

前報の土壁の回帰式と比較するために、土壁の回帰曲線と(1)式のそれを図 5 に併記した。同図を見ると、土壁の $1/120\text{rad}$ 加力と小壁の R_a と α の関係はほぼ同じになっていることが分かる。この理由については判然とはしないが、前報・本報により得られた知見として捉えたおきたい。なお、ホールダウン金物は手締めに留め、仕口のモーメント抵抗に及ぼす影響が生じにくいよう配慮したが、振幅が大きい供試体の場合には、やはり無視できない可能性がある。とくに、小壁のように耐力が低い壁の場合には、モーメント抵抗の影響が相対的に多く含まれている可能性があることを付記しておく。

3.4 等価粘性減衰定数

図 6(a)に、1 往復の履歴ループから計算した等価粘性減衰定数 h_{eq} を、 R_a を横軸にとって示す。同図(b)は、前報の土壁の h_{eq} について、横軸を載荷回数から R_a に書き換えて再掲したものである。

まず、図(a)より、 h_{eq} は R_a が小さい範囲、すなわち 1~2 回目で急激に低下するが、その後はほぼ一定になることが分かる。全体的には、 $1/120\text{rad}$ 、 $1/60 \sim 1/30\text{rad}$ 、 $1/15\text{rad}$ の 3 つの群に分かれている。 $1/120\text{rad}$ と $1/60 \sim 1/30\text{rad}$ の h_{eq} の違いは、履歴ループにおけるスリップ成分の違いにあると考えられるが、何れにしても、 $R_a \geq 0.5\text{rad}$ では h_{eq} がほぼ一定となっていることから、耐力低下を起こしても履歴ループの形状は相似的に潰れていくだけで、形状自体が変化する訳ではないと推察できる。他方、 $1/15\text{rad}$ 加力の h_{eq} を見ると、 $R_a \geq 0.5\text{rad}$ でも h_{eq} は漸減する傾向にあることから、大振幅下では R_a に応じて履歴ループの形状が萎んでいき、エネルギーの吸収能力が低下していくと言える。

つぎに、図(b)について、前報では載荷回数が 1~2 回にかけて h_{eq} が急激に低下し、その後はほぼ一定になるとした。横軸を R_a に書き換えても同様のことが言えるが、 $1/15\text{rad}$ 加力の h_{eq} は、(a)の小壁と同様、 R_a の増大に伴って漸減する傾向にあることが分かる。これは、横軸を載荷回数から R_a に書き換えたことにより、横軸が引き延ばされたためである。

さらに、図(a)、(b)を比較してみる。 R_a が小さい範囲 (1~2 回にかけて) では、 h_{eq} は小壁よりも土壁の方が大きいことが分かる。 R_a が大きくなると、 h_{eq} が $1/120\text{rad}$ 、 $1/60 \sim 1/30\text{rad}$ 、 $1/15\text{rad}$ の 3 つの群になることは小壁・土壁ともに同様であるが、定量的には $1/120\text{rad}$ 加力に差が見られ、 h_{eq} は土壁よりも小壁の方が大きい。他方、 $1/60 \sim 1/30\text{rad}$ 、 $1/15\text{rad}$ においては、顕著な差は認められない。

4. おわりに

多数回の繰り返し載荷を受ける木造耐力壁の劣化特性を明らかにすることを目的とし、前報の半間幅の土壁に引き続き、本報では半間幅および一間幅の小壁に研究を拡張した。無被害・中破・大破・倒壊に関する層間変形角の定振幅繰り返し載荷を実施し、耐力低下率、履歴形状の特性を明らかにした。本研究から得られた知見を以下に示す。

- (1) 荷重変形関係から、 $1/120\text{rad}$ 加力では載荷回数の増大にともなって緩やかに耐力低下し、履歴ループには木造固有のピンチングがほとんど認められない。他の加力では、1 回目から 2 回目にかけてやや大きい耐力低下が生じ、その後の耐力低下は緩やかである。
- (2) 前報の土壁では、 $1/120\text{rad}$ と $1/60\text{rad}$ 以上の加力において、耐力低下の様子に明らかな違いが認められたが、本報の小壁では、土壁ほどの明らかな違いは認められない。また、土壁では 1 回目から 2 回目への耐力低下が著しかったが、小壁では土壁ほどの耐力低下は生じない。
- (3) 包絡線から、壁長の違いに関わらず $1/60\text{rad}$ まではほぼ弾性状態で、 $1/60\text{rad}$ 時の耐力は約 2kN である。1P ではそれ以降、弾性状態から塑性状態に移行し、2P ではほぼ弾性を維持して $1/30\text{rad}$ に至る。1P の塑性状態については、強い 2 次勾配を持っている。
- (4) 加力時の振幅の約 2 倍に達すると包絡線同士が重なり、それ以前の損傷の影響が解消される。
- (5) 小壁の耐力低下率には壁長の違い、振幅の違いは無関係であり、耐力低下率を指数関数で一つの式にまとめて回帰した。得られた回帰曲線の形状は半間土壁の $1/120\text{rad}$ 加力のそれとほぼ同じである。
- (6) $1/30\text{rad}$ 以下の加力では、耐力低下を起こしても履歴ループの形状は相似的に潰れていくだけで、形状自体が変化する訳ではない。他方、 $1/15\text{rad}$ 加力では、その経験回数によってエネルギーの吸収能力が低下する。

なお、本報で取り扱った多数回の繰り返し載荷は一定振幅によるものであり、ランダム振幅の繰り返しではないことを付記しておく。両者の違いについては、今後の検討課題としたい。

謝辞

本研究は、三島産業株式会社との共同研究で実施したものです。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) Yamada, A. : Experimental Study on Structural Deterioration Characteristics of Traditional Mud Wall Subjected to Constant Amplitude Multi-Cycle Loading - Case of 1P Mud Wall -, AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 26, No. 63, pp.508-513, 2020.6
- 山田明: 繰り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
- 2) 日本建築技術者協会関西支部: 伝統的な軸組構法を主体とした木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル (第 2 版), 2019.4

[2021 年 3 月 24 日原稿受理 2021 年 8 月 2 日採用決定]