軸組構法2階建木造住宅の振動 台実験に基づく損傷同定手法の 検討

EXAMINATION OF DAMAGE DETECTION INDICES BASED ON SHAKING TABLE TEST OF TWO-STORIED TIMBER FRAME STRUCTURE

具 典 淑 —*1 林 康 裕 —*2
清水秀丸 —*3 鈴木祥之 —*4

Dianshu JU —*1 Yasuhiro HAYASHI —*2
Hidemaru SHIMIZU —*3 Yoshiyuki SUZUKI —*4

キーワード：
損傷同定指標, 損傷時刻, 損傷箇所, ウェーブレット変換, 実大木造軸組, 折損

Keywords:
Damage detection index, Damage time, Damage location, Wavelet transform, Full-scale timber frame, Breakage

In this study, based on the shaking table test of two-storied timber frame structure, we examined the validity of damage detection indices calculated by using response accelerations and strains, which were previously proposed for a unit frame. Applicability of the index f_1 , based on the negative slopes of bending moment, became poor for the two-storied timber frame structure compared to the previous test of unit frame. While the index f_3 , based on the discontinuity of strain energy, still can detect damage time and location of column accurately. Furthermore, a new index considering both f_2 , using the negative slopes of shear force, and f_4 , based on the discontinuity of kinetic energy, was proposed. The index accurately detects damage time when somewhere damaged in the whole structure.

1. はじめに

本研究では、木造建物の損傷同定を目的として、著者らが単位木造軸組を対象として提案した、柱の歪と床応答加速度の計測に基づいた損傷同定指標¹⁾を2階建木造住宅の振動台実験に適用し、有効性の検討を行った。

柱の折損だけでなく、筋かいなどの他の耐震要素の損傷が指標に及ぼす影響についても調べるとともに、各指標の適用性について比較を行い、柱の折損（損傷時刻と損傷箇所）と建物内での損傷の有無と損傷時刻（グローバル損傷）を同定する際に最も精度が高い指標を示す。

2. 損傷同定指標

本節では、既に提案した損傷同定指標について簡単に述べる。これらの指標は、単位木造軸組²⁾を対象とし、柱-梁接合部直下の柱の左右の縁歪 $\varepsilon_L, \varepsilon_R$ から得られる歪 $\varepsilon = (\varepsilon_L - \varepsilon_R)/2$ 、地動加速度 a_g と床応答加速度 a を用いて算定する。検討する指標の一覧を表1に示す。なお、3章以降では、単位木造軸組を対象にした表1に示す指標を2階建木造住宅用に拡張して適用する。指標3、4の適用にあたっては、マザーウェーブレット $\psi(t)$ としてハールウェーブレットを用いている。

2.1 復元力の負勾配の検知に基づいた指標

まず、柱が折損した際に、柱-梁接合部直下の曲げモーメント M と層間変形角 R の関係に、大きな負勾配が生じると考え、指標1を定義する。

[指標1: M (曲げモーメント) — R (層間変形角) 関係]

$$f_1(\varepsilon, a_g, a) = \min\{(dM/dt \times dR/dt)/(EZ), 0\} = \min\{d\varepsilon/dt \cdot v_d/h, 0\} \quad (1)$$

ここで、 $M = ZE\varepsilon$ 、 Z : 断面係数、 E : ヤング係数、 ε : 柱の歪、 v_d : 相対速

度 ($= \int (a - a_g)dt$)、 h : 層間距離である。

指標1では、亀裂が入った場合に層間変形角 R は大きくなるのに対して曲げモーメント M が急激に低下し、 M — R 関係の勾配が正からパルスの的に負に変わる時刻を同定する。

次に、柱の折損が層せん断力に及ぼす影響を考え、指標2を定義する。

[指標2: Q (層せん断力) — R (層間変形角) 関係]

$$f_2(a_g, a) = \min\{(dQ/dt \times dR/dt)/mg, 0\} = \min\{d(a/g)/dt \cdot v_d/h, 0\} \quad (2)$$

ここで、 m : 質量、 g : 重力加速度である。

指標2では、柱に亀裂が入る際に層せん断力 Q —層間変形角 R 関係の勾配が正からパルスの的に負に変わる時刻を同定する。

上の指標1と2は、断面係数、材料特性によるばらつきと、柱の寸法（高さ）、質量の違いが指標へ及ぼす影響を除くために、既に式(1)と式(2)に示したように基準化した物理量になっている。ただし、各ループの最大層間変形角付近で生じる小さな負勾配や、計測誤差などの影響で生じる小さな負勾配と、柱の折損時の大きい負勾配とを区別するための適切な閾値を考慮する必要がある。

2.2 応答の不連続性の検知に基づいた指標

ここでは、損傷時には応答時刻歴に不連続性が見られることに着目し、ウェーブレット変換を用いた指標について述べる。

(1) 離散ウェーブレット変換

ウェーブレットは時間と周波数の両方の領域において局在性を有する関数である。マザーウェーブレット $\psi(t)$ 、任意の二乗可積分関数を $x(t) \in L^2(R)$ とするとウェーブレット変換は次式で定義される。

*1 京都大学大学院工学研究科 博士後期課程・工修
(〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄 京都大学防災研究所)

*2 京都大学大学院工学研究科 教授・工博

*3 独立行政法人防災科学技術研究所 研究員・博士(工学)

*4 京都大学防災研究所 教授・工博

*1 Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Engrg., Kyoto Univ., M. Eng.

*2 Prof., Dept. of Architecture and Architectural Engrg., Kyoto Univ., Dr. Eng.

*3 Researcher, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, Dr. Eng.

*4 Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Dr. Eng.

$$W_s(p, q) = |p|^{-1/2} \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \overline{\psi(t - q/p)} dt \quad (3)$$

ここで、 $\bar{\psi}$ はマザーウェーブレット ψ の複素共役で、 p はゼロでない実数、 q は実数であり、それぞれスケールパラメータ、シフト（時間）パラメータと呼ばれる。式(3)は連続ウェーブレットと呼ばれるが、整数 j, k を用いて $p=2^j$ 、 $q=2^k$ とおくことにより次のように離散化できる。

$$W_s(j, k) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \bar{\psi}_{j,k}(t) dt = \langle x, \psi_{j,k} \rangle \quad (4)$$

ここで、 $\psi_{j,k}(t) = 2^{-j/2} \psi(2^{-j}t - k)$ であり、 $\langle x, \psi_{j,k} \rangle$ は関数 x と $\psi_{j,k}(t)$ との内積を表す。

正規直交基底 $\psi_{j,k}$ を選ぶことによって、原信号は離散ウェーブレット逆変換により、次のように再構成することができる。

$$x(t) = \sum_j \sum_k \alpha_{j,k} \psi_{j,k}(t) \quad (5)$$

$$D_j = \sum_{k \in \mathbb{Z}} \alpha_{j,k} \psi_{j,k}(t), \quad A_j = \sum_{j \in \mathbb{Z}} D_j \quad (6)$$

ここで、 $\alpha_{j,k} = \langle x, \psi_{j,k} \rangle$ ：離散ウェーブレット係数であり、 $\psi_{j,k}$ ：正規直交ウェーブレット、 D_j ：スケール j における信号の「詳細 (Detail)」であり、 A_j ：スケール j における信号の「近似 (Approximation)」である。ここで、信号の「詳細」は低スケール、高周波数成分で、信号の「近似」は信号の高スケール、低周波数成分に対応する。

(2) スケール1における応答の「詳細」

ここでは、最も高い振動数成分に対応しているスケール1の「詳細」³⁾を用いて、柱が折損した際に、折損部付近が負担していた応力の解放から生じる応答の瞬間的な不連続性（高周波数）の時刻を同定する。

エネルギーのスケール1の「詳細」を応答の不連続性の検知に基づいた損傷同定指標として定義する。ここで、スケール1の「詳細」は式(6)より次のように表わされる。

$$D_1(x(t)) = \sum_{k \in \mathbb{Z}} \alpha_{1,k} \psi_{1,k}(t) \quad (7)$$

[指標3：単位体積の歪エネルギー U]

$$f_3(\varepsilon) = D_1((dU/dt)/E) = D_1(d(\varepsilon^2/2)/dt) = D_1(\varepsilon \cdot d\varepsilon/dt) \quad (8)$$

ここで、 ε ：柱の歪、 E ：ヤング係数である。

表1 損傷同定指標（単位木造軸組用）

損傷同定指標	同定量
$f_1(\varepsilon, a_g, a) = \min\{d\varepsilon/dt \cdot v_d/h, 0\}$	$M-R$ 関係の負勾配
$f_2(a_g, a) = \min\{d(a/g)/dt \cdot v_d/h, 0\}$	$Q-R$ 関係の負勾配
$f_3(\varepsilon) = D_1((dU/dt)/E) = D_1(\varepsilon \cdot d\varepsilon/dt)$	歪エネルギー U の急激な変化
$f_4(a) = D_1(dT/dt) = D_1(v \cdot a)$	運動エネルギー T の急激な変化

写真1 軸組構法2階建試験体

表2 部材の寸法

部材	寸法(mm)
梁	105×240
土台	105×105
管柱	集成材 105×105
通し柱	120×120
間柱	27×105
筋かい	米松 45×105

表3 試験体重量

重量(kN)	軸組	重り
1階	10.6	28.0
2階	9.0	29.4

[指標4：単位質量の運動エネルギー T]

$$f_4(a) = D_1(dT/dt) = D_1(d(v^2/2)/dt) = D_1(v \cdot a) \quad (9)$$

ここで、 v は絶対速度 ($= \int a dt$)、 a は絶対加速度である。

指標3、4では、柱折損時に生成されるパルス状の波形から、損傷時刻を同定する。

3. 軸組構法2階建木造住宅の振動台実験⁴⁾

3.1 実験概要

本研究では、通し柱を有する2階建木造住宅を想定し、桁行、張間の両方向の端部に筋かいを配置した試験体（写真1）を用いた実験結果を用いる。柱、梁などの主要な構造材は集成材を使用し、筋かいのみを米松とした。各部材の材種、寸法を表2に示す。重量として、一般住宅を想定して2階床に28.0kN、天井床には29.4kNの重りを均等配置した（表3）。

入力波形はEl Centro波の加速度記録を用い、最大加速度を0.5m/s²～10.0m/s²まで加速度振幅 (a_{gmax}) を調整した波形を一方（EW方向、図1）に入力している。

3.2 計測方法

歪ゲージは柱-梁接合部面から200mm離れた箇所がゲージ中央となるように設置した。加速度計は振動台上と試験体の1階、2階の床と2階の天井（EW、NS方向）に設置した。サンプリング周波数は100Hzとした。

図1に示すように、柱をC、筋かいをBとし、平面配置、階の位置を添え字で示す。例えば柱2の1階の部分をC₂₁、EW構面で隣接している筋かいをB₂₁と定義する。損傷同定には、柱C₁₁の縁歪 ε_L 、 ε_R から得られる歪 $\varepsilon_{11} = (\varepsilon_L - \varepsilon_R)/2$ 、振動台上加速度 a_g (EW方向) と1階、2階の床と2階の天井の各応答加速度 (a_{N0} 、 a_{N1} 、 a_{N2} 、 a_{E2}) を用いて分析を行った。計測データの例を図2に示す。

3.3 損傷状況

主要加振レベルでの復元力特性（1階）を図3に示す。復元力は3.0m/s²入力時に最大値30.4kNを示し、その後、耐力は上昇せず、変位のみが進んでいる。一階の入力方向の筋かいは $a_{gmax} = 3.5m/s^2$ で折損し始め（写真2）、その後 $a_{gmax} = 4.0m/s^2$ 、6.0m/

図1 分析に用いた計測点

s^2 , $8.0m/s^2$ で一本ずつ折損した。また、 $a_{gmax}=8.0m/s^2$ では、4 隅すべての柱が 1 階天井レベルで折損している（写真 3）。加振レベルと筋かい・柱の折損状況をまとめて表 4 に示す。

4. 実験データへの適用

本章では、提案した損傷同定指標を 2 階建て試験体に適用した場合、各指標の適用性について検討を行う。

主要加振レベルでの、2 階天井での加振方向(EW) a_{N2} と加振直交方向(NS) a_{E2} の入力 a_g に対するフーリエスペクトル比を図 4 に示す。入力レベルが大きくなるに従い、固有振動数が長周期化している。また、いずれの加振レベルにおいても直交方向の応答が確認された。

図 2 計測データ例 ($a_{gmax}=8.0m/s^2$)

写真 2 筋かいの折損

写真 3 柱の折損

図 3 復元力特性(1 階)

表 4 加振レベルと損傷状況 × - 折損

a_{gmax} (m/s^2)	3.0	3.5	4.0	6.0	8.0
B ₁₁				×	×
B ₂₁		×	×	×	×
B ₃₁					×
B ₄₁			×	×	×
C ₁₁					×
C ₂₁					×
C ₃₁					×
C ₄₁					×

主要部材の折損がまだ生じていない $3.0m/s^2$ の入力の場合と柱の折損が生じた $8.0m/s^2$ の入力の場合の柱 C_{11} の曲げモーメント-層間変形角関係を図 5 に示し、対応する指標 $f_1(\varepsilon_{11}, a_{N0}, a_{N1})$ による同定結果を図 6 に示す。歪と加速度を併用した指標 f_1 (曲げモーメント-層間変形角の負勾配) は、単位軸組試験体では最も良い同定精度を示していた。しかし、図 5 中の矢印を見ても分かるように、2 階建て試験体においては折損による負勾配 ($a_{gmax}=8.0m/s^2$) だけでなく、折損以外の影響でも負勾配 ($a_{gmax}=3.0m/s^2$) が生じ、折損の有無を区別できず、両方とも負のパルスを生じた (図 6)。直交方向の影響、通し柱により 1 階と 2 階が連成した複雑な動きをすることなどが指標 f_1 の同定精度に影響を与えた可能性がある。

図 4 フーリエスペクトル比

図 5 曲げモーメント-層間変形角 (↑: 負勾配の時刻)

図 6 $f_1(\varepsilon_{11}, a_{N0}, a_{N1})$ による同定結果 [$f_1=f_1/(a_{gmax}/g)$]

一方、柱に貼付した歪データより求めたエネルギーの急激な変化の同定に基づいた指標 $f_3(\epsilon_{11})$ による損傷同定結果を図7に示す。折損なしの時($a_{gmax}:3.0m/s^2$)と筋かいが折損した $a_{gmax}:3.5m/s^2 \sim 6.0m/s^2$ ではパルスが生じず、柱の折損時($a_{gmax}:8.0m/s^2$)だけに大きいパルスが生じたことから、指標 f_3 は他の部材の折損の影響を受けずに計測する部材(柱)の折損を正確に同定できることが確かめられた。

次に、加速度のみを用いた指標 $f_2(a_{N0}, a_{N1}, a_{N2})$ と指標 $f_4(a_{N1})$ により、筋かいの折損時と柱の折損時を同定した結果を図8に示す。その結果、指標 f_2 (層せん断力一層間変形角の負勾配)は、部材の折損時にパルスが生じるがあまり明瞭ではない。一方、指標 f_4 (運動エネルギー変化)は部材の折損時と折損していない時の区別がほとんど付かないことが分かった。そこで、建物内での損傷の有無と損傷時刻をより明瞭に同定するために、式(10)で表される新しい指標 $f_2 \times f_4$ を提案する。指標 $f_2 \times f_4$ は、指標 f_2 と指標 f_4 の積を求めることにより、 f_2 と f_4 で同時にパルスが発生している時刻を検出しようとするものである。

図7 $f_3(\epsilon_{11})$ による同定結果 [$f_3^*=f_3/(a_{gmax}/g)$]

a) 筋交いの折損

b) 柱の折損

図8 $f_2(a_{N0}, a_{N1}, a_{N2})$ 、 $f_4(a_{N1})$ による同定結果 [$f_2^*=f_2/(a_{gmax}/g)$ 、 $f_4^*=f_4/(a_{gmax}/g)$]

$$f_2 \times f_4 = \min\{d(a/g)/dt \cdot v_d/h, 0\} \times D_1(v \cdot a) \quad (10)$$

その結果(図9)、主要部材の折損なしの時($a_{gmax}:3.0m/s^2$)はパルスが生じず、建物内の何処か(筋かい、もしくは柱)が折損した($a_{gmax}:3.5m/s^2 \sim 8.0m/s^2$)時刻に明瞭なパルスが生じ、損傷の有無と損傷時刻を良好に同定できていることが分かった。

以上の検討に基づき、各指標の適用性を比較して表5に示す。本検討では、指標 f_3 と指標 $f_2 \times f_4$ が最も高い適用性を示した。

5. まとめ

本研究では、著者らが単位軸組試験体を対象として提案した損傷同定指標を2階建木造住宅の振動台実験に適用し、有効性の検討を行った。その結果、単位軸組試験体では最も良い精度を示していた、歪と加速度を併用した指標 f_1 は、適用性が十分でなかった。そして、歪データのみを用いた指標 f_3 は計測する部材の損傷を十分な精度で同定できることが再度確認できた。さらに、新しく提案した加速度データのみを用いた指標 $f_2 \times f_4$ は、損傷箇所は特定できないが建物内の損傷の有無と損傷時刻は良好に特定できることが分かった。

参考文献

- 1) 具典淑, 林康裕, 森井雄史, 鈴木祥之: 損傷同定指標の提案と木造軸組の振動台実験による検証, 第12回日本地震工学シンポジウム, pp. 1042-1045, 2006.
- 2) 大西功人, 鈴木祥之他: 差鴨居を有する木造軸組の実大振動台実験による耐震性能評価, 日本地震工学会大会2003, pp. 18-19, 2003.
- 3) Zhikun Hou and Adriana Hera: A System Identification Technique using Pseudo-Wavelets, Journal of Intelligent Material Systems and Structures, Vol. 12, pp. 681-687, 2001.
- 4) 鈴木祥之, 清水秀丸, 須田達, 北原昭男: 実大振動実験による軸組構造2階建木造住宅の動特性と耐震性能—筋かい付及び土壁付木造軸組の振動台実験, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp. 1377-1382, 2002.

図9 $f_2(a_{N0}, a_{N1}, a_{N2}) \times f_4(a_{N1})$ による同定結果 [$f_2^*=f_2/(a_{gmax}/g)$ 、 $f_4^*=f_4/(a_{gmax}/g)$]

表5 各指標の適用性 ○-高、△-中、×-低

$a_{gmax}(m/s^2)$	3.0 (折損なし)	3.5~6.0 (筋かいの折損)	8.0 (柱の折損)
指標 f_1	×	△	○
指標 f_2	○	△	○
指標 f_3	○	○	○
指標 f_4	×	×	×
指標 $f_2 \times f_4$	○	○	○

[2006年10月20日原稿受理 2007年2月19日採用決定]