固有振動数の振幅依存性に基づく伝統木造建物の最大応答予測法

MAXIMUM RESPONSE EVALUATION OF TRADITIONAL WOODEN BUILDINGS BASED ON AMPLITUDE DEPENDENCY OF NATURAL FREQUENCY

杉野 未奈*, 多幾山 法子**, 大西 良広***, 林 康裕****

*Mina SUGINO, Noriko TAKIYAMA, Yoshihiro ONISHI
and Yasuhiro HAYASHI*

The objective of this study is to establish a method of evaluating the maximum response of traditional wooden buildings during strong ground motions by microtremor measurements which is used to evaluate their natural frequency. To clarify the relationship between the maximum response and the vibration characteristics, the shaking table test of wooden frame structure is conducted. Using response spectra method, the maximum response considering the damage by former earthquakes is evaluated from the expression of the amplitude dependency of the vibration characteristics. We confirm this method can evaluate the maximum response approximately.

Keywords: *Traditional Wooden Buildings, Shaking Table Test, Microtremor Measuring,
Estimation of Maximum Response, Response Spectrum Method*

伝統木造建物, 振動台実験, 常時微動計測, 最大応答予測, 応答スペクトル法

1. はじめに

我国には、地域の気候や風土に適した伝統構法による木造建物が数多く残っている。しかし、1995年に発生した兵庫県南部地震では、多数の古い木造建物が倒壊して多くの人命が失われた。このため、同地震以降、古い木造建物の耐震性向上が重要な地震対策と考えられているが、耐震補強は必ずしも十分に進んでいるとは言い難い。耐震補強を促進するためには、膨大な数の古い木造建物の中から耐震性能の低い建物を効率的に選び出し、住まい手が納得できるような耐震補強の効果を提示する必要がある。そこで、本研究では、伝統木造建物を対象として、簡便・低コスト・非破壊・短時間で実施可能な常時微動計測より得られる固有振動数を基に、地震応答を簡易予測する方法を構築する。

本研究で提案する伝統木造建物の最大応答の予測法は、限界耐力計算^{1), 2), 3)}の計算過程と同様に応答スペクトル法を用いる(図1)。限界耐力計算においては、建物を1自由度系に置換して、その復元力特性の骨格曲線から変形量に応じた等価な固有周期を求め、減衰定数とともに、応答スペクトル法を用いて最大応答の推定を行う(図2)。本研究で提案する方法は、復元力特性や骨格曲線を意識することなく、極微小変形から大変形時における固有振動数及び減衰定数の変化(以下、固有振動数及び減衰定数の振幅依存性と呼ぶ)を用いて最大応答を予測する点に特徴がある。これは、限界耐力計算において地盤の地震動増幅率を算定する際に、土質種別を砂質土と粘性土に分けて地盤の剛性低下曲線と減衰増大曲線を定義し、表層地

盤の応答を予測する手法^{1), 2), 4)}に対応している。

ここで、木造建物の固有振動数の変化を用いた最大予測法を構築することの意義は、下記の通りである。

a) 固有振動数の振幅依存性を把握できれば、常時微動計測によって計測可能な固有振動数を建物の最大応答予測に利用することが可能となる。特に、通常の耐震診断と異なり、最も時間と労力を要する重量算定を行う必要が無い。すなわち、常時微動計測を簡易耐震診断、あるいは、耐震診断が必要な建物の効率的な選定に用いる事が可能となる。

b) 固有振動数の振幅依存性を用いる事で、地震動や地盤の卓越振動数と建物応答の対応関係を容易に把握可能である。

そこで本研究では、上記のような応答予測法を構築するために、正弦波パルスを入力した単位木造軸組架構の振動台実験と常時微動計測を実施し、下記の目標を達成する。

- 1) 極微小変形から大変形領域に至るまでの固有振動数の振幅依存性を定量化するため、実験データの蓄積を行う。
- 2) 地震被害を経験すると固有振動数は低下するが、経験変形量に応じた低下量を把握する。

なお、振動台実験において入力として正弦波パルスを用いる利点は、パルス周期を変化させることで単位木造軸組の応答変形を容易に制御可能であり、また、正弦波パルス入力終了後に生じる自由振動部分を分析可能であることから、固有振動数の振幅依存性と経験変形量に応じた固有振動数の低下を定量的に把握可能な点にある。

本稿は文献15), 16)を再構成し、加筆・修正したものである。

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 修士課程

** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 助教・博士(工学)

*** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
准教授・博士(工学)

**** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・工博

Graduate Student, Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ.
Research Assoc., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.
Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr. Eng.

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

2. 最大応答の簡易評価

2.1 既往の評価法

本章では、最大応答変形角の簡易評価法に用いる応答スペクトル法^{5), 6)}の概念を説明する。応答スペクトル法は、想定される地震動の加速度応答スペクトル S_a と直接比較可能なように、建物特性を等価な性能等価応答スペクトル S_{ae} に変換することで、 S_a と S_{ae} の交点から最大応答変形角 R を求める方法である(図1)。式(1)に既往の評価法による S_{ae} を示す。式(2)に示す加速度低減率 F_h は、正弦波パルス1波の場合は $\alpha=\pi$ ⁷⁾、告示波の場合には $\alpha=10$ ^{1), 2)}とする。

$$S_{ae}(R, R_y, C_y)F_h(h(R)) = Q(R, R_y, C_y) / M \quad (1)$$

$$F_h(h(R)) = (1 + 0.05\alpha) / (1 + h(R) \cdot \alpha) \quad (2)$$

(1)式に示したように、限界耐力計算法などの既往の応答スペクトル法では、建物の復元力特性の骨格曲線に相当する $Q(R, R_y, C_y)$ と減衰定数 $h(R)$ を用いる(図2)。ここで、 R_y は降伏変形角、 C_y は降伏せん断力係数である。また、過去の被災経験による剛性の低下のような建物特性の変化は考慮できていない。

2.2 提案評価法

本研究では、骨格曲線の代わりに、建物特性を建物の固有振動数 $f(R, R_d, f_0)$ 及び減衰定数 $h(R)$ の振幅依存性で表し、地震動に対する最大応答変形角 R を評価する方法を提案する(図3)。被災経験後に実施する常時微動計測から得られる固有振動数 f_m は建設時点の固有振動数 f_0 より低下する。そこで、過去の地震で経験した最大応答変形角 R_d より小さい範囲での $f(R, R_d, f_0)$ に修正を加えることで被災経験を考慮した建物特性を表現する。以上より、 $f(R, R_d, f_0)$ 、 $h(R)$ から求めた S_{ae} を式(3)に示す。

$$S_{ae}(R, R_d, f_0)F_h(h(R)) = (2\pi f(R, R_d, f_0))^2 RH \quad (3)$$

提案する評価式に用いる固有振動数 f 及び減衰定数 h の振幅依存性を把握するために、木造軸組架構の振動台実験を行い、振動特性の評価式を作成する。

3. 木造軸組架構の振動台実験

3.1 実験概要

(A) 試験体

試験体は図4に示すような6種類の単位軸組架構を2構面平行に配置し、天板(構造用合板+小梁)及び筋交い(ステンレス製)で結合したものである。試験体は土台を振動台上の架台にアンカーボルトで固定し、天板の上に上載重量(おもり)を載せる。試験体の諸元を表1に示す。上載荷重は、試験体の柱脚部に浮き上がりが生じないよう各試験体の最大耐力を既往の静的載荷実験結果(例えば8)・9)から想定して決定している。差鴨居はベイマツE110(断面寸法120×

270mm)を用いる。柱と桁および土台の接合部は、軸組・下見板・全壁・垂壁試験体では短ほぞ(ほぞ寸法30×84×52.5mm)に加えて両面山型プレートで留める仕様とし、差鴨居・垂壁差鴨居試験体は長ほぞ(柱頭ほぞ寸法30×80×150mm、柱脚ほぞ寸法30×80×100mm)を15mm角の込栓(材種:米松)で留める仕様としている。乾式パネルは26mm厚のパネルを受け材仕様で施工している¹⁰⁾。

(B) 入力波

加振は一方向加振とし、変位制御で加振する。加振スケジュールを表2に示す。入力波は正弦波パルス及び告示波を用いる。

正弦波パルスは、加速度波形が正弦波1波となっており、その変位波形を図5(a)に示す。正弦波パルスはパルス周期 $T_p=0.5, 1.0, 2.0, 3.0$ sとし、最大振動台変位 D_0 を250mmで一定とする。ただし、 $T_p=0.5$ sのときは応答が過大となる可能性があったため200mmとしている。正弦波パルスを用いる利点は、パルス周期 T_p を変化させることで最大応答を制御できること、加振終了時間が明らかであるため、明瞭な自由振動波形を取り出せること、が挙げられる。以上より、固有振動数と減衰定数の振幅依存性を把握することができる。また、表2のNo.2と8のように、同一の入力波で2度加振するのは、被災の有無(大変形を経験したか)による建物応答の変化を調べるためである。入力波No.4($T_p=1.0$ s)では、軸組・下見板・全壁試験体は加振中に試験体同士が衝突しているので、本研究の検討から除外する。

また、継続時間が長い告示波を用い、正弦波パルスとの比較を行う。ここで告示波は、解放工学的基盤上での安全限界時の標準加速度応答スペクトル(減衰5%)に合うように、ランダム位相を用いて作成した模擬地震動(継続時間165秒)とする。本研究では、倍率を変えて4種類入力する。変位波形を図5(b)に示す。

(C) 計測方法

本論文の分析に用いた計測機器の設置位置を図6に示す。おもり上及び振動台上の加振方向に加速度計をそれぞれ2台、桁位置及び各構面の振動台上の加振方向に変位計をそれぞれ2台設置している。サンプリング周波数は1000Hzであり、計測後に100Hzに変換して分析する。計測値は2台の計測機器の平均値とし、計測データのノイズを除去するためにフィルタをかける。加速度は20Hz、変位は下見板・全壁試験体は10Hz、他の試験体は3Hz以上をcos関数で減少させるローパスフィルタをかける。実験の様子を図7に示す。

また、各加振の前後に常時微動計測を行う。GPSアンテナを用いて2台の振動計の同期をとり、1台を振動台上に、1台を試験体上に設置して同時計測を行う。計測は、サンプリング周波数100Hz、ローパスフィルタ5Hz、計測時間5分間とする。試験体の固有振動数を求めるために、フーリエ変換後、標本のアンサンブル平均を行い、Parzen

図1 応答スペクトル法

図2 $Q(R, R_y, C_y)$ 関係と $h(R)$ 関係

図3 $f(R, R_d, f_0)$ 関係と $h(R)$ 関係

Windowにより0.1HzのWindow幅で平滑化を行う。試験体上で得られたフーリエスペクトルを振動台上の計測で得たフーリエスペクトルで除して、フーリエスペクトル比を求める。求めたフーリエスペクトル比のピーク値を固有振動数とする。表1の実験前固有振動数 f_0 は、実験前(入力波No.1加振前)に常時微動計測から得た固有振動数である。

3.2 実験結果

(A) 層間変形角応答波形

層間変形角は、試験体の相対変位を柱高さで除したものとし、その時刻歴波形を図8に示す。図8(a),(b)に示すように試験体の固有振動数と正弦波パルスのパルス周期の関係により、試験体の最大応答は大きく変化することが分かる。また、図8(c)のように同じ入力波・

試験体であっても2回目の加振(被災経験後)のほうが応答が大きく、固有振動数が低いことが確認できる。

(B) 荷重-変形角関係

慣性力と層間変形角から、単位構面の荷重-変形角関係を求める。図9は各試験体における正弦波パルス加振の8回分の荷重-変形角関係を重ね描いている。軸組や差鴨居、垂壁差鴨居、垂壁の試験体に比べて、下見板や全壁の試験体は初期剛性が高く、より小さい変形角から剛性が低下し、最大耐力に達していることが分かる。

(C) 固有振動数

固有振動数は、常時微動計測及び加速度計の計測値より求めた試験体下部に対する上部のフーリエスペクトル比のピーク値より推定する。本論文では、常時微動計測による加振前後のピーク振動数 f_m と

表1 試験体諸元

試験体	軸組	下見板	全壁	差鴨居	垂壁差鴨居	垂壁
試験体幅	1820 mm	1820 mm	1820 mm	1820 mm	1820 mm	1820 mm
柱高さ	2625 mm	2625 mm	2625 mm	2610 mm	2610 mm	2625 mm
柱径	105 mm角	105 mm角	105 mm角	120 mm角	120 mm角	105 mm角
柱材種	スギE70	スギE70	スギE70	スギE70	スギE70	スギE70
壁面耐力要素	なし	下見板	乾式パネル(片面)	なし	乾式パネル(両面)	乾式パネル(片面)
上載重量	22.0kN	22.6kN	32.8kN	32.5kN	23.4kN	22.6kN
実験前固有振動数 f_0	0.9Hz	5.6Hz	4.8Hz	1.4Hz	1.8Hz	1.5Hz
損傷状態	接合部周辺のめりこみと割裂	下見板のずれ、釘の抜け・緩み	荒壁パネルのひび割れ、土台の割裂	鼻栓の折損、差鴨居の柱からの離間	鼻栓の折損、差鴨居の柱からの離間	接合部周辺のめりこみと割裂

図7 実験風景
(左: 差鴨居垂壁、右: 差鴨居)

表2 加振スケジュール

No.	入力波	T_p (s)	D_0 (mm)	倍率(%)
1	正弦波パルス	3.0	250	—
2		2.0		
3		1.0		
4		1.0		
5		0.5	200	
6		0.5		
7		1.0		
8		2.0		
9	告示波	—	36	20
10		—	90	50
11		—	125	70
12		—	179	100

T_p : パルス周期
 D_0 : 最大振動台変位

図6 計測位置

図4 試験体一覧

図5 入力波

図8 層間変形角の時刻歴応答(正弦波パルス)

加速度計による加振中のピーク振動数 f_e をする。垂壁差鴨居試験体の正弦波パルス No.3 の加振中及び加振前後のフーリエスペクトル比を図10に示す。このように、加振後の f_m は加振前の f_m よりも減少しており、被災経験によって固有振動数が低下していることが分かる。また、加振中の f_e が加振前後の固有振動数よりも小さいことから、固有振動数は建物が変形している時に低下する、つまり固有振動数には振幅依存性があると考えられる。

また、正弦波パルス加振の場合、加振中の f_e から加振後の f_m への固有振動数の推移を加振終了後の自由振動から求めることができる。図11(a)のように加振終了以降の応答波形のピーク間隔から1周期ごとに求めた自由振動中の固有振動数 f_{fi} ($i=1,2,3,\dots$)と、その時の変形角 R_{fi} との関係を図11(b)に示す。 R_{fi} が減少するにつれ f_{fi} は増加し、 f_e から f_m に漸近することが分かる。ここでは、固有振動数 f は、表1に示す実験前固有振動数 f_0 で無次元化したものを2乗して剛性比としている。

(D) 減衰定数

加振中の減衰定数 h_e は、エネルギーの釣り合い¹¹⁾から式(4)を用いて求める。

$$h_e = \frac{-\int_0^T \ddot{y} dy}{2 \cdot 2\pi f_e \int_0^T \dot{y}^2 dt} \quad \begin{cases} \ddot{y}: \text{絶対地動加速度} \\ \dot{y}: \text{相対速度} \\ T: \text{計測時間} \end{cases} \quad (4)$$

加振前後の常時微動の減衰定数 h_m は、常時微動計測結果からRD法¹²⁾を用いて求める。RD法の適用例を図12に示す。

また、正弦波パルスの場合、固有振動数と同様に、図11(a)の応答波形のピーク振幅から対数減衰率を用いて減衰定数の振幅依存性の推移を求める。図11(b)のように、 R_{fi} が減少するにつれ h_{fi} も減少し、 h_e から h_m に漸近することが分かる。

4. 振動特性評価式

4.1 評価式の概要

本章では、応答スペクトル法に適用して最大応答を求めるため、固有振動数及び減衰定数の振幅依存性の評価式を提案する。固有振動数の振幅依存性は式(5)、減衰定数の振幅依存性は式(10)で表し(図3)、式(5),(10)中の各変数は、式(6)~(9)及び式(11)から求める。

$$K(R, R_d) = \min \{K_e(R), K_d(R, R_d)\} \quad (5)$$

$$K_e(R) = (f_e / f_0)^2 = 1 / (1 + R / R_{0.5e}) \quad (6)$$

$$K_m(R) = (f_m / f_0)^2 = 1 / (1 + R / R_{0.5m}) \quad (7)$$

$$K_f(R, R_d) = \{(f_f / f_0)^2 - K_e(R_d)\} / (K_m(R_d) - K_e(R_d)) \\ = 1 / \{1 + (R / R_d) / R_{0.5f}\} \quad (8)$$

$$K_d(R, R_d) = \{K_m(R_d) - K_e(R_d)\} \cdot K_f(R) + K_e(R_d) \quad (9)$$

$$h(R) = \max \{h_0, h_f(R)\} \quad (10)$$

$$h_f(R) = h_{\max} \{R / (R + R_{0.5h})\} \quad (11)$$

ここで振幅依存性の評価式は、代表的な土の非線形モデルとして用いられるHardin-Drnevichモデル(せん断歪-せん断剛性比関係とせん断歪-減衰定数関係)¹³⁾を参考としている。ただし、Hardin-Drnevichモデルでのせん断歪-せん断剛性比関係と対応させるために、本研究では固有振動数 f を実験前の固有振動数 f_0 で無次元化して2乗したものを用い、これを剛性比と考えている。また、 R_d は過去に経験した最大変形角であり、式(5)は被災経験が無い場合の剛性比は K_e で、被災経験がある場合には、 $R < R_d$ では剛性比が K_d に低下することを表している。

式(5)~(11)中で、振動台実験結果を用いて回帰するパラメータは表3に示す5つで、以下のように回帰を行う。はじめに、加振中の

図9 荷重-変形角関係

図12 RD法(全壁試験体 正弦波パルス No.4 $T_p=1.0$ 加振後)

図10 フーリエスペクトル比 (垂壁差鴨居 No.3 $T_p=1.0$)

(a) 入力波(上)、応答波形(下)

(b) 変形角-固有振動数・減衰定数

図11 加振後自由振動 (垂壁差鴨居試験体 正弦波パルス No.3 $T_p=1.0$)

ピーク振動数 f_e と最大変形角 R の関係を式(6)を用いて回帰して $R_{0.5e}$ を求める。次に、加振後の常時微動のピーク振動数 f_m と最大変形角 R の関係を式(7)を用いて回帰し、 $R_{0.5m}$ を決定する。ただし、以上の2つのパラメータの回帰には $R_d < R$ が成立する加振のみを用いる。

また、前章の図11(b)で示したように、各加振での自由振動中の固有振動数 f_f は、加振中のピーク振動数 f_e から加振後のピーク振動数 f_m に漸近する。ここでは、自由振動中の変形角 - 固有振動数関係 (図11(b))が、被災経験による剛性の低下を表現していると考え、式(8)を用いて表現する。そして、式(6), (7)に R_d を代入した $K_e(R_d)$, $K_m(R_d)$ を既知とし、式(8)を回帰して $R_{0.5f}$ を求める。

一方、減衰定数 $h(R)$ についても、図11(b)のように自由振動中の h_{fi}

は、加振中の減衰定数 h_e から加振後の減衰定数 h_m に漸近するので、式(11)を用いて減衰定数の振幅依存性を回帰し、 $h_{\max}$, $R_{0.5h}$ を決定する。なお、式(10)中の h_0 は、減衰定数の下限値である。

4.2 固有振動数の変化

正弦波パルス入力の変動台実験の結果を用いて上記の固有振動数の振幅依存性評価式を算定した結果について説明する。ここで、木

表3 変形角 - 固有振動数関係

試験体	$R_{0.5e}$	$R_{0.5m}$	$R_{0.5f}$	$R_{0.5h}$	$h_{\max}$
軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁	0.014	0.16	0.015	0.00071	0.18
下見板・全壁	(0.0028) 0.00090	0.029	0.0024	0.00015	0.33

図13 変形角 - 固有振動数関係【軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体】

図14 変形角 - 固有振動数関係【下見板・全壁試験体】

図15 変形角 - 減衰定数関係【軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体】

図16 変形角 - 減衰定数関係【下見板・全壁試験体】

造軸組試験体のうち、壁を主体とするか否かによって振動特性の振幅依存性が異っていたため（図13,14参照）、軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体の軸組を主体とする4試験体と、下見板・全壁試験体の壁を主体とする2試験体に分けて検討を行う。なお、下見板・全壁試験体は加振波 No.1, 2($T_p=3.0, 2.0$)などの応答が小さい場合は自由振動の信号がノイズに埋もれてしまうため、回帰に用いない。

はじめに、加振中のピーク振動数 f_e 及び加振後の常時微動のピーク振動数 f_m を用いて、固有振動数の振幅依存性について検討する。各加振について、 f_e 及び f_m と加振中の最大変形角 R との関係を式(6),(7)を用いて回帰すると、回帰パラメータは表3のようになる（図13, 14(a),(b)）。前述のように、軸組が主体となる試験体については、固有振動数 f を実験前の固有振動数 f_0 で除して無次元化したものを2乗し、剛性比として検討すると、軸組に差鴨居や垂壁が加わっていても概ね同一に回帰できることが分かる。一方、壁を主体とする下見板・全壁試験体の f_e についての回帰式(6)は、全ての点について回帰すると $R_e=0.0028$ となり、 $R=1/100$ を越えるような場合の固有振動数の急激な低下を表現できていない。そこで、比較的小さな変形角の影響を無視し、 $R=1/100$ 以下の点を除いて回帰した結果 $R_e=0.00090$ となる。

また、自由振動中の固有振動数 f_f の振幅依存性を式(8)を用いて回

帰すると、回帰パラメータは表3のようになる（図13, 14(c)）。ただし、図14(c)のように下見板・全壁試験体で計測値が少ないのは、減衰が大きく自由振動部分を十分に確認できなかったり、自由振動部分の信号がノイズに埋もれた計測結果は除外しているためである。

以上をまとめると、固有振動数の振幅依存性評価式は、軸組を主体とする木造軸組試験体と壁を主体とする木造軸組試験体の2種類に分類して表現することができた。

4.3 減衰定数の変化

加振中の減衰定数 h_e および加振後の常時微動の減衰定数 h_m と R を比較したものを図15, 16(a),(b)に示す。 h_e および h_m の振幅依存性については不明確であるが、それぞれ概ね0.05~0.40及び0.01~0.06の間を推移することが分かる。

また、前章で説明したように、自由振動中の振幅のピーク値の対数減衰率を用いて減衰定数 h_f を求め、式(11)を用いて回帰すると、回帰パラメータは表3のようになる（図15, 16(c)）。式(10)は、式(11)と加振中・加振後の減衰定数の概算値から下限を $h_0=0.05$ と定めて回帰式を求めている。

図17 最大応答値の比較

【軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体】

図18 最大応答値の比較【下見板・全壁試験体】($R_e=0.0028$)

図19 最大応答値の比較【下見板・全壁試験体】($R_e=0.00090$)

図20 最大応答値の比較（軸組試験体）

図21 最大応答値の比較（垂壁試験体）

図22 最大応答値の比較（全壁試験体, $R_e=0.00090$)

5. 最大応答の簡易評価結果

式(5)の固有振動数と式(10)の減衰定数の振幅依存性の評価式を式(3)に代入し、応答スペクトル法に適用することで最大応答の簡易評価を行う。ただし、式(5)の K は剛性比としているため、式(12)を用いて固有振動数に変換して検討する。

$$f = f_0 \sqrt{K} \quad (12)$$

振動台実験での各加振の最大変形角 R の実測値と、本研究で提案している予測法で算出した最大変形角 R' を比較した結果を図17~19に示す。ただし、評価式で用いる最大経験変形角 R_d は、ここでは実験値を用いる。これより、軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体の4試験体については、正弦波パルスの場合は、ばらつきがあるが概ね最大応答を予測できていることが分かる。告示波の場合は、やや小さめに評価する傾向がある。全壁・下見板試験体の2試験体については、加振中のピーク振動数 f_e に関する回帰式(6)のパラメータを $R_e=0.0028$ とすると、図18のように大幅に応答を過小評価する。全面に壁を持つ試験体は、脆性的な破壊により耐力が急激に低下し固有振動数が大幅に減少するが、与えたパラメータでは急な固有振動数の低下を表現できていないためと考えられる。そこで、 $R=1/100$ 以上について回帰したパラメータ $R_e=0.00090$ を用いて評価すると、図19のように告示波の場合はやや小さめに評価する傾向があるが、予測値が実験値に近づくことが分かる。

次に、入力波による違いを検討するため、図20~22にパルス周期 T_p 及び告示波の倍率をそれぞれ横軸に、最大変形角を縦軸とした軸組・垂壁・全壁試験体の応答予測結果を例示する。図中の番号は表2の加振番号を示す。図20~22の各試験体における $T_p=2.0$ の(入力波No.2, 8)のように、本予測法を用いれば R_d の変化(被災経験の有無)による R の増加を追跡できることが分かる。

6. まとめ

本研究では、常時微動計測で推定した固有振動数に基づく、過去の地震で経験した最大変形角による固有振動数の低下を考慮した、想定地震動に対する伝統木造建物の最大応答(変形角)簡易評価法の提案を行った。また、正弦波パルスを入力した振動台実験を実施し、固有振動数及び減衰定数の振幅依存性と過去に経験した最大変形角が固有振動数に及ぼす影響について定量的に把握するとともに、実験結果に基づく提案最大応答予測法の精度検証を行った。

得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論文の範囲内では、軸組・差鴨居・垂壁差鴨居・垂壁試験体など軸組を主体とする試験体と、全壁・下見板試験体など壁を主体とする試験体とで、単位軸組架構の初期剛性や剛性低下の振幅依存性の違いに応じて固有振動数の振幅依存性が2種類に大別され、それぞれについて実験結果の回帰を行い評価式の構築を行った。
- 2) 実験結果と比較して提案予測法の精度検証を行った結果、正弦波パルス入力試験で得られた最大応答を概ね予測できた。ただし、正弦波パルス入力試験後に実施した告示波入力試験の結果は、最大応答を小さめに評価する傾向が見られた。

今後は、様々な伝統木造軸組架構について振動台実験を実施し、振動特性の振幅依存性に関するデータ蓄積などを行う。そして、1) 本論文で実験の対象としなかった単位軸組架構に対する評価式の適

用性検討、2) 単位軸組架構の評価式に基づく建物全体の固有振動数振幅依存性評価式の構築方法の提案を行うとともに、3) 常時微動計測から得られる固有振動数の季節変動¹⁴⁾や劣化度の補正法の提案、適用対象の明確化などを行っていくことで、実際の伝統木造建物へ適用可能な手法の開発を行いたい。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金基盤研究(A)No.22246072(代表者:林康裕)の補助を受けました。振動台実験を行うにあたり、元大学院生の高橋遥希氏をはじめとして、京都大学大学院工学研究科建築学専攻・建築保全再生学講座の学生の皆様には多大なご協力を頂きました。ここに記して、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省建築研究所:改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景,ぎょうせい,2001.
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課 他:2001年度版限界耐力計算法の計算例とその解説,工学図書株式会社,2001.
- 3) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会:伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアルー限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法,学芸出版会,2004.
- 4) 地盤工学会 地盤の動的解析ー基礎理論から応用までー編集委員会:地盤工学・基礎理論シリーズ2 地盤の動的解析ー基礎理論から応用までー,社団法人地盤工学会,2007.
- 5) 林康裕:性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価,第11回日本地震工学シンポジウム, pp.651-656, 2002.11.
- 6) Y. Hayashi, A. Nii and T. Morii: Evaluation of Building Damage Based on Equivalent -Performance Response Spectra, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Oct., 2008.
- 7) 鈴木恭平,川辺秀憲,山田真澄,林康裕:断層近傍のパルス地震動特性を考慮した設計用応答スペクトル,日本建築学会構造系論文集, No.647, pp.49-56, 2010.1.
- 8) 山田 真澄,鈴木 祥之,後藤 正美,清水 秀丸:単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価,日本建築学会構造系論文集, No.582, pp.95-102, 2004.8.
- 9) 森井雄志,宮本慎宏,高橋遥希,林 康裕:P Δ 効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響,日本建築学会構造系論文集, No.650, pp.849-857, 2010.4.
- 10) 杉山亮太,鈴木祥之,後藤正美,村上 博:乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発,日本建築学会技術報告集,第23号, pp.149-154, 2006.6.
- 11) 柴田明徳:最新耐震構造解析,森北出版,1981.
- 12) 田中幸雄,佐々木淳,塚越治夫:RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価,日本建築学会構造系論文報告集 第454号, pp.29-38, 1993.12.
- 13) Hardin,B.O. and Drnevich,V.P.: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Proc.ASCE, SM7, pp.667-692, 1972.
- 14) 森井雄志,井田祥子,新居藍子,林康裕:微動計測に基づく京町家の簡易耐震診断(その1, 2),日本建築学会大会学術講演梗概集 構造III, pp.121-124, 2008.9.
- 15) 杉野未奈,浪江和隆,高橋遥希,宮本慎宏,多幾山法子,林康裕:地震時における伝統木造建物の振動特性変化と最大応答の簡易予測,日本建築学会近畿支部研究報告集 第51号 構造系, pp.409-412, 2011.6.
- 16) 杉野未奈,浪江和隆,高橋遥希,宮本慎宏,多幾山法子,大西良広,林康裕:伝統的木造建物の地震時挙動評価に関する実験的研究(その2) 常時微動計測結果に基づく最大応答予測,日本建築学会大会学術講演梗概集 構造III, pp.393-394, 2011.8.

(2011年6月10日原稿受理, 2011年11月11日採用決定)