

# 改修過程の伝統的木造建築物における微振動性状変化の モニタリングによる構造特性評価に関する研究

Evaluation of Structural Properties on Traditional Wooden Structures underwent Disassembly and Reconstruction based on Observation of Fluctuation of Micro-tremors

海原英正<sup>1</sup>・向井洋一<sup>2</sup>

Hidemasa Kaihara and Yoichi Mukai

<sup>1</sup>兵庫県 県土整備部まちづくり局都市政策課 (〒650-8567 兵庫県神戸市中央区下山路5-10-1)

Hyogo Prefectural Government, Urban Policy Division

<sup>2</sup>神戸大学准教授 大学院工学研究科 (〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)

Associate Professor, Kobe University, Dept. of Architecture

Microtremor measurements are carried out to identify the dynamic characteristic of the traditional Japanese wooden structure. Observations are operated over multiple times including the unfinished states during dismantlement and reconstruction of the target structure. Observed results from four times measurements are evaluated by spectrum analyses and the modal shapes and the natural frequencies of the target structure are identified. Eigen value analyses are also conducted to numerically investigate for those observed results, the modal shapes and the natural frequencies which are numerically evaluated are compared with practical results.

**Keywords :** *traditional wooden structure, micro-tremor measurement, system identification, FFT analysis*

## 1. 序

近年、文化財建築物の改修工事を実施する際にも、構造調査に基づく耐震評価を行うとともに、常時微動計測による振動特性の評価があわせて実施される事例報告が見られる。このような建築物の改修時に際しては、その文化的価値を保存する観点から、専ら意匠に対する調査が重視されてきたが、構造的な側面にも配慮がなされるようになることには、文化財建築物を災害から保護するという意味からも、重要な意義を持つ。伝統的木造建築においては、軸組や小屋組の仕様や状態、土壁の配置や状態などが複合的に関与し、剛性や減衰などの動特性に影響している。こうした建物の仕様・状態と実際の建物の振動特性との定量的な関連を解明していくためには、実地での振動計測結果を蓄積し活用していくことが重要であると考えられる<sup>1-3)</sup>。

本研究では、解体を伴う改修工事を行っている伝統的構法の木造建築物を対象として、その改修過程での、微動レベルの振動性状の変動を実測し、建物重量や構造要素設置状況の相違、軸組や小屋組における補強の有無などの状態の相違が、常時微動計測結果にどのように関与するかについて考察することを目的とする。すなわち、本論では、実際の木造建物の解体過程において、屋根瓦や土壁が撤去され、再構築されることにより建物の構造特性が変化することに着眼し、これらの状態変化と振動性状の変動との関連について、実測調査に基づく分析を行った結果について報告する<sup>5,6)</sup>。

## 2. 対象建物

現在、大規模改修工事が行われている當麻奥院方丈（奈良県葛城市當麻、国指定重要文化財）を研究対象とした。写真1に建物正面（南面）、写真2に建物内部、写真3に建物南側の広縁、写真4に建物北東より撮影した写真をそれぞれ示す（写真提供：奈良県教育委員会事務局文化財保存事務所 當麻奥院出張所）<sup>4)</sup>。



写真1 建物の全景（南面）



写真2 小壁と間仕切り



写真3 広縁（建物東側より）



写真4 建物北東角と瓦の仕様

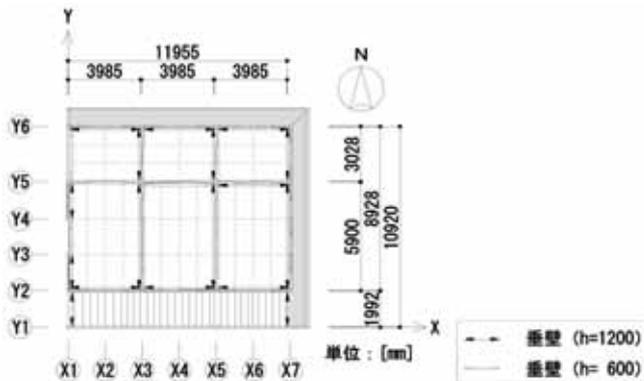


図1 対象建物の平面図

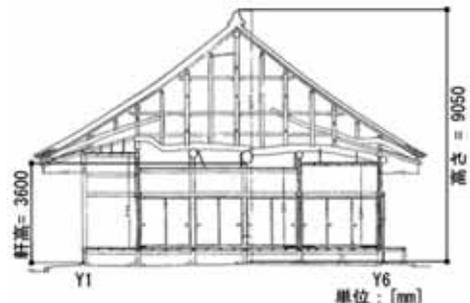


図2 梁間断面図

調査対象の方丈が建つ當麻奥院の開創は1370年（応安3年）であるとされており、対象建物の棟札や鬼瓦銘より、1612年（慶長17年）の建立であることが知られている。建立後は数回の改修工事が行われたことが寺蔵文書や銘により判明しており、大規模なものは、1745年（享保2年）と1804～1817年（文化年間）の2回の記録がある。2008年（平成20年）から実施されている今回の大改修工事は、前回の改修から約190年を経た工事となる。本稿では、工事の進行に応じて4つの段階（以下、stageと称する）における建物の状態を計測する。まず、改修前の建物の状態をstage1とする。続いて小壁、床、小屋組を一度解体し、老朽部材の取り替え・補強を行った上で小屋組の野地板までを再構築した段階をstage2とする。その後、再度瓦を葺く工事が行われる。この工事が完了した段階をstage3とする。最後に壁工事、内装工事、建具工事などが行われ、躯体が竣工となる。竣工した状態をstage4とする。

図1に対象建物の平面図、図2に梁間（南北）方向の断面図を示す。図1の平面図中には小壁の配置状況をあわせて示す。対象建物は梁間(Y)方向に約11m、桁行(X)方向に約12mの整形な平面形状を有し、6つの室は

それぞれ襖で仕切られる。襖と障子部分の上部には小壁が配置（写真2参照）されており、主要な耐震要素を構成している。なお、一般的な方丈建築では、全面壁の軸組みはほとんどなく、このような開口付き壁が多いのが特徴である。図2示すように建物の高さは約9.0m、軒高は約3.6mである。

屋根は寄棟であるが、その瓦葺きの仕様は各流で異なっている（写真4参照）。南流は本瓦葺きであるのに対し、北流は棧瓦葺きであり、一般的に見られない仕様となっており、南部分と北部分とでは約2倍の重量差がある。この重量差により、建物の平面は整形であるが、南北方向（梁間：Y方向）の偏心率は、 $r_{ey}=0.114$ 程度となっている。なお、東西の各流は一部に本瓦を用いているが、概ね棧瓦葺きと見なせ、この方向については、偏心はほとんどない。

表1 各 stage における建物重量

stage	単位 [kN]	2階に分担					1階に 分担	建物重量
		柱・内装	小屋組	瓦・葺土	土壁	合計		
stage1	改修工事前	19.70	151.41	443.94	104.66	719.71	6.17	725.89
stage2	小屋組解体補修・瓦なし・壁なし	7.64	148.18	0.00	0.00	155.82	5.98	161.80
stage3	小屋組解体補修・瓦竣工・壁なし	19.70	151.41	351.82	0.00	522.93	5.98	528.91
stage4	改修工事竣工	19.70	151.41	351.82	104.66	627.59	6.17	633.77

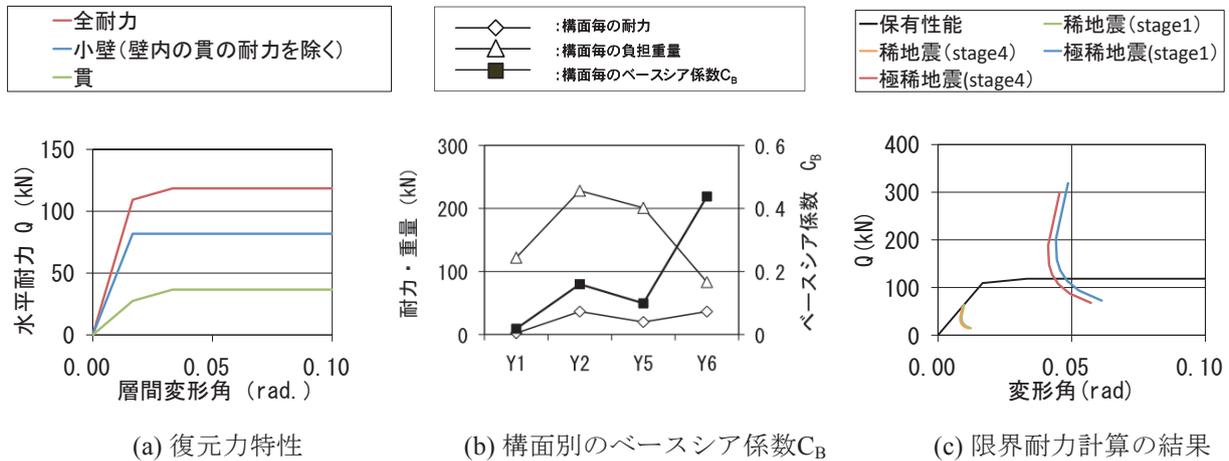


図3 梁間(Y)方向の構造特性 (stage1)

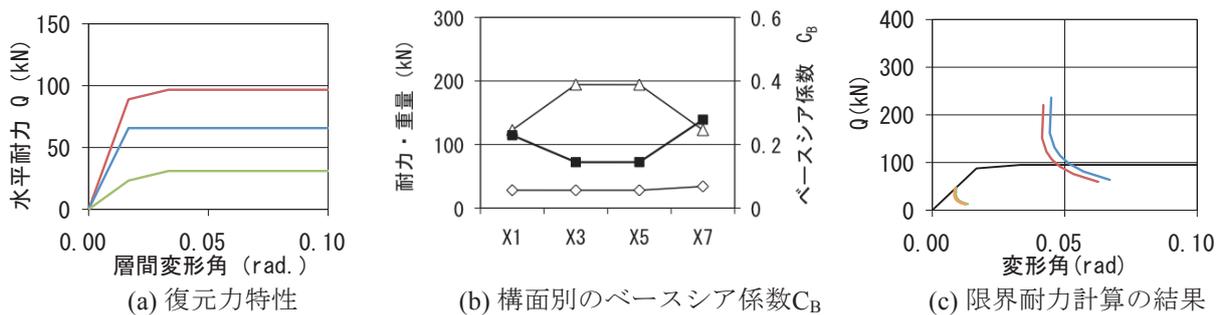


図4 桁行(X)方向の構造特性 (stage1)

表1に各stageでの施工状況と建物重量の変化をまとめる。stage4では、棧瓦葺き部分と本瓦葺きの平瓦部分の葺土を撤去した空葺き仕様とするため、屋根重量が1割程度低減される。図3(a)と図4(a)に対象建物の復元力特性を梁間・桁行の方向別に示す (stage1およびstage4)。全耐力に占める貫の耐力の割合が約30%程度を占める。貫の復元力特性は初期剛性が小さく、降伏までの変形が大きい特徴があり、対象建物は耐震的には、靱性型の機構の建物と考えられる。また、全耐力は梁間(Y)方向が約120kN、桁行(X)方向が約95kNであり、耐力的には梁間方向が桁行方向よりもやや大きいと推定される。図3(b)と図4(b)にstage1における、梁間・桁行方向別の各構面のベースシア係数 $C_B$  (最大耐力/建物重量)を示す。梁間(Y)方向のベースシア係数分布

は、建物の最も南側の構面(Y1)で最小となり、北側端の構面(Y6)で最大となる。これは、建物南側の屋根重量が大きく、さらに構面の負担面積が大きいためである。梁間(Y)方向に見た $C_B$ については、このように重量偏心によるせん断力分担のバランスがかなり悪いことがわかる。一方、桁行(X)方向のベースシア係数分布は、中側(X3、X5)構面が外側構面(X1、X7)より $C_B$ がやや小さくなるが、 $C_B$ は概ね左右対称分布となる。

なお、こうした梁間方向にみた桁行方向の構造的な不利を解消するため、stage1からstage2にかけて、対象建物南側の桔木で支持された広縁部分の屋根荷重の受ける地震力を建物後方に伝達できるように、この部分(Y1-Y2間)に軒レベルの水平トラス補強を追加している。さらに小屋組についても、小屋束材の補修と小屋筋交い補強が実施されている。また、図3(c)と図4(c)に限界耐力計算による検証結果を示す(stage1およびstage4)。極稀に発生する地震動に対し、安全限界変形角(ここでは、伝統構法木造建物で一般に用いられる $1/15\text{rad}$ とした)以内であることが推測される。なお、stage4では、復元力特性はstage1と同じであると仮定したが、重量変化の分、変形角は小さくなっている。一方で、建物の比較的小変形域での耐力が小さいため、稀に発生する地震動に対しては損傷限界変形角(ここでは、伝統的構法木造建物で一般に用いられる $1/120\text{rad}$ とした)をやや超える可能性が指摘される。

### 3. 固有振動モードの評価

#### (1) 常時微動計測

常時微動計測はサーボ型速度計(VSE-15D1・VSE-15D:東京測振製)を用い、サンプリング周波数を $100\text{Hz}$ とした。計測時間は各stageにより異なるが、いずれのstageにおいても1計測あたり200秒以上を最小単位とした測定を行った。速度計の配置は建物の振動モードを推定できるように、9~15個の速度計を用いて、図5に示すように平面的には測定点A~I、立面的には地盤・軒・棟の3レベルについての組合せで、多点同時観測を実施した。非定常な入力に対応できるよう同一条件での観測を2~4回繰り返した。



図5 常時微動計測におけるセンサー配置点

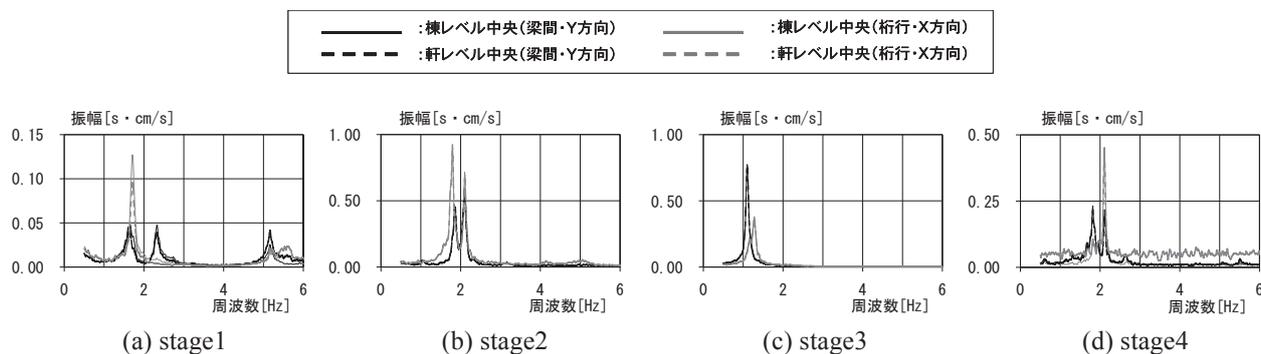


図6 各工事段階でのフーリエスペクトルの変化

表2 各工事段階での卓越振動数の変化

単位[Hz]	振動モード	stage1	stage2	stage3	stage4
1次	梁間(Y)方向 並進	1.66	1.80	1.10	1.82
2次	桁行(X)方向 並進	1.71	1.86	1.28	2.11
3次	桁行(X)方向 ねじれ	2.32	2.10	---	2.64
4次	回転	5.15	5.00	---	5.51

図6に建物中央部で計測されたフーリエスペクトルをstage毎に示す。各スペクトル曲線は複数回の計測結果のアンサンブル平均としている。また、表2にフーリエスペクトルから読み取った卓越周波数の一覧を示す。stage1では、桁行(X)方向については、棟レベルと梁レベルでのフーリエ振幅に差がみられ、棟レベルの振動が梁レベルよりも大きく生じ、小屋組が一体的ではないことが推測できる。並進の卓越周波数は桁行方向が若干大きい、梁間との差は小さい。2.32Hz、5.15Hz付近にもピークがみられるが、2.32Hzはねじれ、5.15Hzは建物中央部付近を中心とした回転のモードと考えられる。

stage2では、梁間、桁行いずれの方向についても、2Hz付近を中心に、2つの近接したピークが生じている。ここで、2.1Hzの振動モードは、広縁部分が桁行(X)方向に大きく振動するモードであると推定される。また、棟レベルと梁レベルでのフーリエ振幅の差はほとんど見られなくなっている。stage3では、耐震要素がほとんどない状態で、屋根重量が積載された非常に特異な状態である。この状態では、広縁部分に大きく振動するモードが見られなくなり、梁間(Y)方向、桁行(X)方向の並進モードのみが卓越して確認された。

すべての壁が再施工されたstage4では、桁行(X)方向の並進モードの卓越周波数2.11Hzが梁間(Y)方向の1.82Hzよりやや大きく現われている。なお、この2.11Hzの桁行(X)方向の振動による影響は、梁間(Y)方向に同時に現われている。建物全体のねじれや回転の固有振動数についても、stage1と比べるとやや大きくなっている。

図7に、各stageにおける梁間・桁行方向の並進の固有周波数の変化と重量の平方根の逆数との関係をグラフ化した。また、梁間(Y)方向、桁行(X)方向それぞれに、独立な並進運動を行う1質点系を仮定し、微動計測から求めた値と同じ固有振動数  $f$  を有するようなバネ剛性  $k$  を  $k=(2\pi f)^2 \cdot m$  により推定した。図8に梁間・桁行方向の並進固有振動数に対応する剛性の推定値と重量との関係をグラフ化した。図7および図8より、梁間・桁行方向の並進振動に対して、等価な1質点系のバネ剛性については、工事段階による耐力要素の施工状況を概ね反映しているものと考えられる。なお、stage3以降には、桁行(X)方向において、バネ剛性が増加する傾向が見られる。

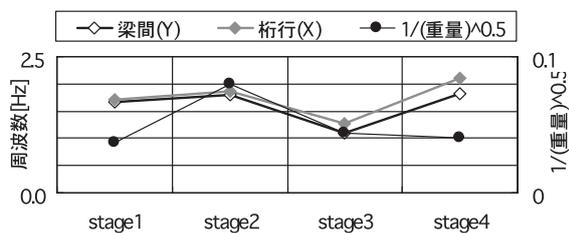


図7 固有周波数の重量変化との関係

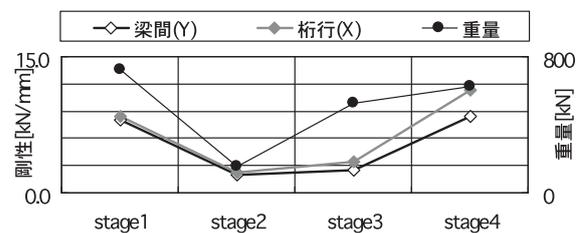


図8 剛性の推定値と重量の変化の関係

## (2) フレームモデルによる固有振動モード解析

汎用解析ソフトmidas-Gen（構造計画研究所）により3次元フレームモデルを作成し、弾性固有値解析を実施した。この結果と常時微動計測より得られるモード図との比較により、常時微動計測による振動モード推定結果の検証を行う。解析用のフレームモデルについては、stage2、stage3での軸組状態を想定し、小壁を除く柱、梁、桁、貫、小屋組を要素とするモデル化とした。図9、図10に解析モデルの概要を示す。部材断面は実測に基づく断面形状・寸法を設定した。柱は150mm角の正方形断面とし、梁は円形断面を長方形断面に置換した。このとき、梁せいと断面積が変わらないように置き換えた。また、stage2以降の微動計測では、微動レベルでは建物高さ方向で、軒レベルと棟レベルに振幅差を生じるような振動モードの影響は非常に小さいものと推定されることから、小屋組の立体的な形状による効果を見捨てる、小屋組のせん断剛性相当を有する平板要素を軒レベルに配置した。軸組を構成する要素の部材端には回転バネを配置した（図10参照）。回転バネの配置は柱-梁接合部と柱-貫接合部とした。回転剛性については、並進1次の固有振動数が微動計測により推定した固有振動数と概ね近い値をとるようにパラメトリックに数値を調整した。結果として800kNm/rad程度の回転剛性となったが、これは、剛接に近い状態である。常時微動計測との整合を図るため、ヤング係数を30kN/mm<sup>2</sup>とした。これは、実際の木材の約3倍の値である。なお、建物の重量は各柱の支配面積に依り、柱頭部分に集中質量として配置した。

図11にフレームモデルによるstage3の弾性固有値解析結果を示す。濃淡は軒高レベルでの変位の大きさを示しており、淡色ほど変位が大きく、濃色ほど変位が小さいことを表す。また、常時微動観測結果より推定

したstage3の振動モード形状を図12に示す。各図は建物を上部から見下げた図となっている。これらの図を比較すると、弾性固有値解析による結果と常時微動計測から推定した固有モード形状の対応は比較的良いことがわかる。なお、それぞれの振動モードの発現周波数は図中に示した通りである。モード形状を見てみると桁行(X)方向に振動する際（図11(a)、図12(a)）には建物南側（図の下側）の桔木で支持された屋根部分の変形が大きい、梁間(Y)方向に振動する際（図11(b)、図12(b)）では軒レベルの水平構面はほぼ一体的に運動していることがわかる。また、ねじれのモード（図11(c)、図12(c)）を見ると、振動の中心を重心（南寄り）側を持つような振動性状を示している。

一方、固有周波数を見ると、並進モードについては、フレーム解析結果では、桁行(X)方向では0.98Hz、梁間(Y)方向では1.09Hzとなっているが、常時微動計測結果では、桁行(X)方向では1.28Hz、梁間(Y)方向では1.10Hzであり、並進モードの固有周波数の桁行・梁間方向での大小関係は、フレーム解析結果と常時微動計測結果で異なっている。微動レベルの水平バネ剛性について、フレームモデル化では考慮できていない要因の存在が考えられる。

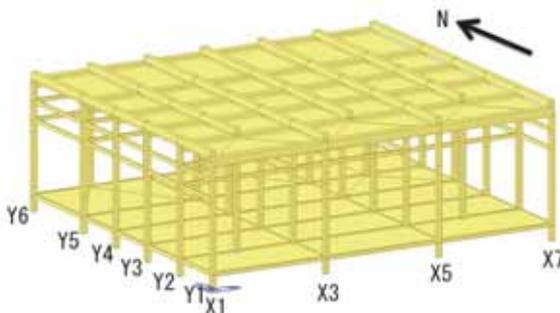


図9 解析モデルの全体図

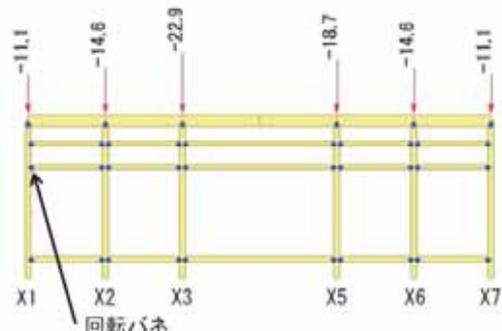
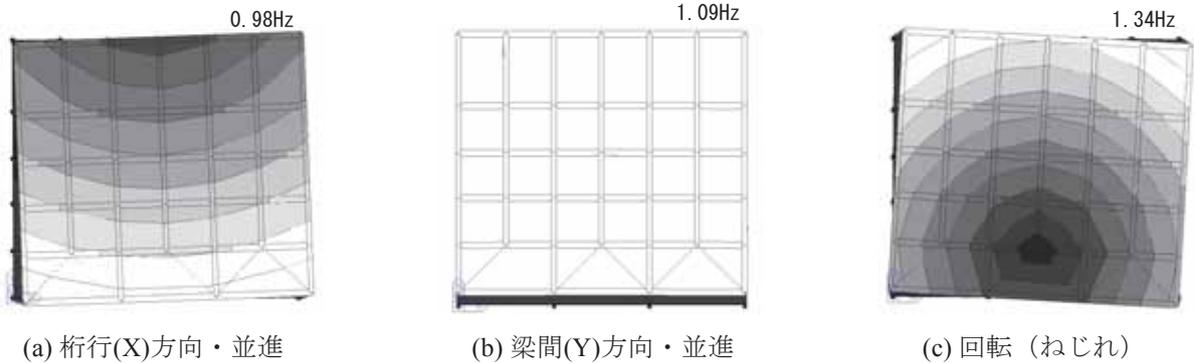
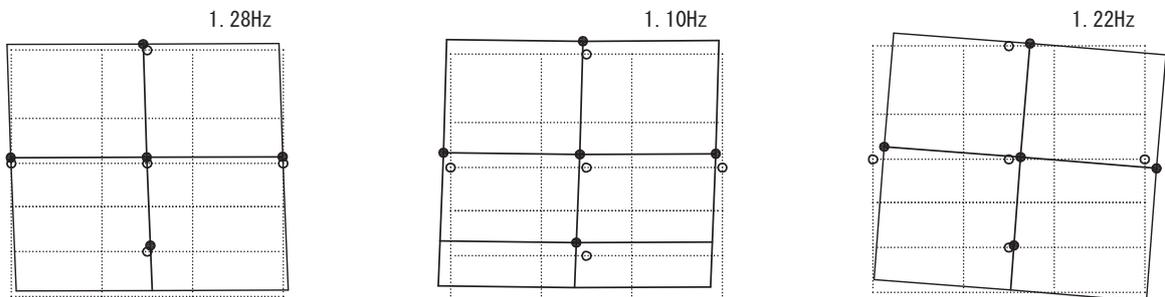


図10 各要素のモデル化（Y2 構面の例）



(a) 桁行(X)方向・並進 (b) 梁間(Y)方向・並進 (c) 回転（ねじれ）

図11 フレーム解析結果より得られた振動モード図（stage3）



(a) 桁行(X)方向・並進 (b) 梁間(Y)方向・並進 (c) 回転（ねじれ）

図12 常時微動計測結果により得られた振動モード図（stage3）

## 4. 減衰定数の同定

### (1) RD法による減衰定数の推定

対象建物に対してRD法による減衰定数の同定を行った。RD法はランダム応答の実測による減衰定数同定法の1つとして、常時微動計測結果を利用した減衰定数評価法として広く用いられている。すなわち、常時微動をランダムなインパルス入力と仮定し、建物応答をこれらのインパルス群に対する減衰自由振動として取り扱うものである。図13に梁間(Y)方向、桁行(X)方向のそれぞれの固有振動モードに対するRD波形より推定した、各stageに対応する減衰定数 $h$ の変化を示す。また、図14には、建物を1質点減衰振動系と仮定し、RD法で同定した $h$ と建物の梁間・桁行、各方向の並進1次固有振動数から換算した、粘性減衰係数 $c$ について、各stageでの変化を示す。stage1とstage2では減衰定数 $h$ 、粘性減衰係数 $c$ のいずれについても、梁間方向と桁行方向の差異はほとんどなく、各方向とも同程度である。図14より、stage1からstage2にかけての間に、粘性減衰係数 $c$ が1/4程度に減少しており、減衰に寄与する大部分を小壁が占めているものと推察される。一方、重量のみが増加し、軸組の状態がstage2とほぼ同じであったstage3では粘性減衰係数 $c$ の変化は比較的少ない。ただし、桁行(X)方向についてはやや増加がみられるが、この理由の一つとして、桁行方向においては、瓦が再度葺かれたことにより、stage2ではなかった重量偏心の影響が生じた可能性が考えられる。また、stage4で小壁が再度施工されたことより、粘性減衰係数 $c$ は梁間・桁行いずれの方向とも、stage1と同程度の値に戻っていることがわかる。

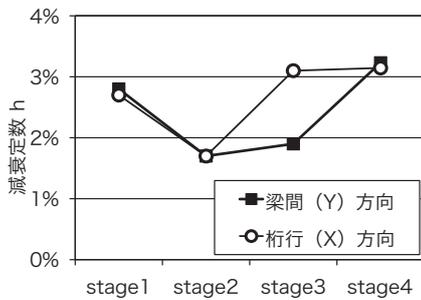


図13 減衰定数 $h$ の変化

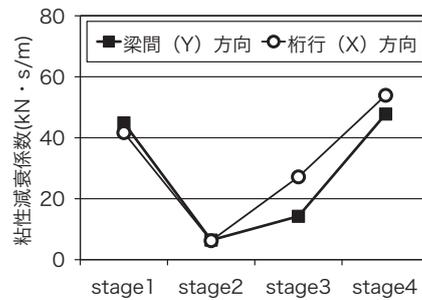
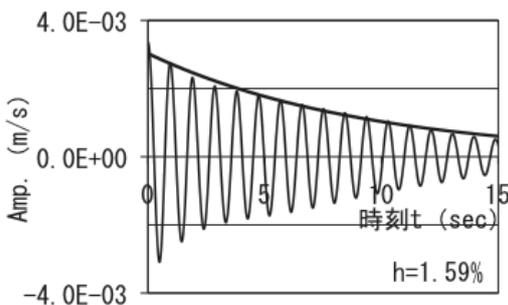
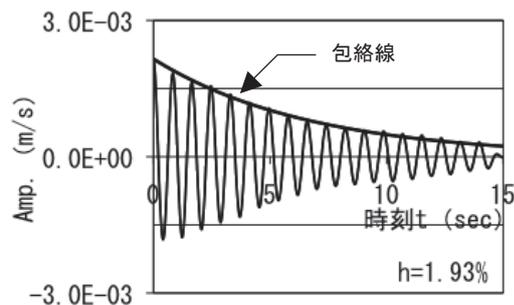


図14 粘性減衰係数 $c$ の変化



(a) 梁間(Y)方向



(b) 桁行(X)方向

図15 人力加振による減衰自由振動波形 (建物中央部のセンサーでの観測結果)

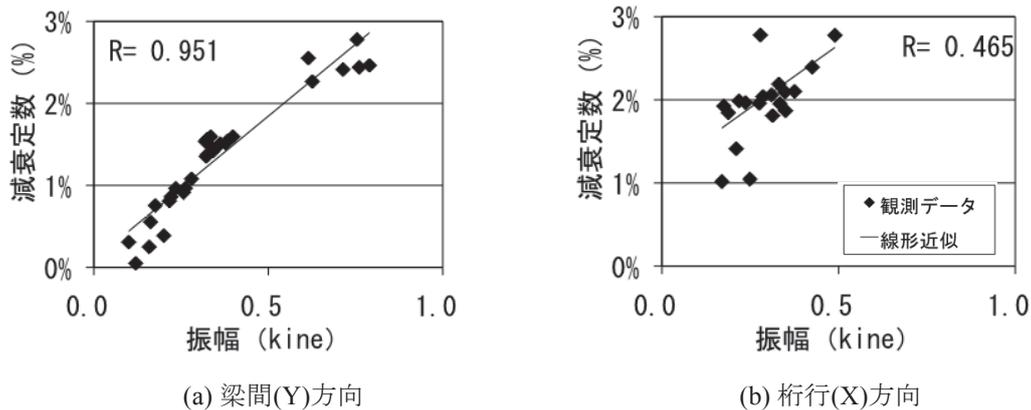


図 16 減衰定数の振幅依存性

## (2) 人力加振による減衰定数の検証

RD法による減衰定数の推定結果について、人力加振により推定した減衰係数との比較により、その結果の妥当性を検証する。stage3の計測時に人力加振による計測をあわせて実施した。加振は梁間・桁行の各方向について、建物のそれぞれの方向の並進1次固有周期で同期して柱を押しすることにより実施した。図15に得られた自由振動波形とそのエンベロープを方向別に示す。減衰定数は平均で梁間(Y)方向で、2.5%程度、桁行(X)方向で2.0%程度と推定された。ただし、計測された減衰定数については、図16に示すように、加振停止時の振幅の大きさに依存して、大きくなる傾向が確認された。

## 5. 結

本稿では、大規模解体修理を実施している伝統的構法木造建築物において、改修過程で建物の構造要素が異なる状態における常時微動計測を行い、その変動性状について調べた。その結果、解体修理前後の計測結果は、建物重量の相違、構造要素の相違、軸組や小屋組の状態の相違を組み合わせた複数の建物状態の振動性状を比較することで、剛性や減衰に関して、より詳細な分析が可能となることがわかった。

**謝辞：**本研究にあたり、奈良県教育委員会事務局 文化財保存事務所 當麻奥院出張所の中田宏和氏、山下秀樹氏に対象建物の図面・修理記録などの資料の提供、常時微動計測のご協力を頂いた。また、奈良女子大学大学院 修了生の田中瑛子氏には第1回計測において協力を得た。ここに記して謝意を申し上げます。

## 参考文献

- 1) 石橋庸子・山崎裕・大野敏・中尾方人：伝統的木造建築物の茅葺屋根解体過程における振動性状の変化に関する研究，構造工学論文集，Vol.54B，pp.165-170，2008.
- 2) 藤井智規・飛田潤・福和伸夫：社寺建築物の耐震改修工事過程における段階的常時微動計測，日本建築学会大会学術講演梗概集・C-1，pp.603-604，2010.
- 3) 宮澤健二・津田千尋・佐野文之・井澤泰雄・入江康隆・石田早耶香：大規模木造建築物の耐震補強と耐震補強効果の確認に関する研究，構造工学論文集，Vol.56B，pp.343-350，2010.
- 4) 奈良県教育委員会：重要文化財 當麻奥院鐘楼門修理工事報告書，2004.
- 5) 海原英正，向井洋一：常時微動測定を利用した既存伝統的木造建物の減衰評価，日本地震工学会大会2011梗概集，pp.348-349，2011.
- 6) 海原英正，向井洋一：伝統的構法による木造建築物の改修過程における常時微動特性評価に関する研究，日本建築学会近畿支部研究報告集・第52号・構造系，pp.245-248，2012.