伝統木造寺院・東本願寺御影堂 における地震観測記録の分析と シミュレーション

ANALYSIS AND SIMULATION OF OBSERVED SEISMIC RECORDS OF THE TRADITIONAL WOODEN TEMPLE, HIGASHI-HONGANJI GOEIDOU

渡辺哲史 — *1 宮本裕司 — *2
鈴木祥之 — *3

Tetsushi WATANABE — *1 Yuji MIYAMOTO — *2
Yoshiyuki SUZUKI — *3

キーワード：
伝統木造寺院, 地震観測記録, シミュレーション,
三次元フレームモデル

Keywords:
Traditional wooden temple, Observed seismic records, Simulation,
3-D frame model

This paper describes analysis of observed seismic records and their simulation using a 3-D frame model for the traditional wooden temple, Higashi-Honganji Goeidou. From the records, the first predominant frequency decreases with increase of deformation. The seismic response of the top is much greater than that of the bottom. The response of west side is about half of the east side, due to the mud walls. The 3-D frame model was configured on the basis of the results of investigation and shaking table tests. The simulation results show good agreement with the records.

1. はじめに

伝統木造建築の構造的特徴の把握を目的として、個別の構造要素の実験や複数の構造要素を組み合わせた実験が行われてきた^{例え}¹⁾²⁾。このような実験による構造的特徴が実建物に適用できるかどうかを検証することは重要であり、そのためには、実建物における地震観測記録の分析から得られた振動特性を、実験結果を反映したモデルによる解析でシミュレーションする必要がある。しかし、伝統木造建築における地震観測は五重塔³⁾などで行われているが、事例は少ない。実験結果の実建物への適用性を議論する際に前提となる、地震観測記録の分析だけでも貴重な情報と考えられる。

東本願寺御影堂では、2004年から2009年にかけて行われた耐震改修工事に伴って、建物の1階部分を模擬した横架材を有する4本

柱の立体軸組架構による振動台実験⁴⁾⁵⁾や、建物内の多地点における地震観測⁶⁾⁷⁾が実施されている。本研究は、実験結果の実建物への適用性を検証することを目的とし、はじめに地震観測記録の分析による振動特性の把握、次に振動台実験結果に基づいた三次元フレームモデルの作成と地震観測記録のシミュレーション解析結果について報告する。

2. 建物と地震観測の概要

東本願寺御影堂は1895年に再建された伝統木造建築であり、東面を正面とし、西面には土壁が配されている。屋根は二重入母屋本瓦葺で、本柱約90本によって支えられている。図1に平面図、図2に軸組図と地震計配置を示す。建物の立体振動が把握できるように、

図1 平面図

図2 軸組図と地震計配置

*1 榊小堀鐸二研究所
(〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-30 KIビル)
*2 大阪大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)
*3 立命館大学グローバル・イノベーション研究機構 教授・工博

*1 Kobori Research Complex Inc.
*2 Prof., Graduate School of Engineering, Osaka Univ., Dr. Eng.
*3 Prof., Global Innovation Research Organization, Ritsumeikan Univ., Dr. Eng.

地震計配置は、基壇と足固レベルに各1ヶ所、牛引梁と三重梁レベルに各5ヶ所、五重梁レベルに1ヶ所となっている⁶⁾。本研究では、土壁による偏心の影響が大きい南北方向を検討対象とし、図2に太線で示した地震計の観測記録を分析する。

3. 地震観測記録の分析

耐震改修工事以前には2003年3月から2005年1月まで26地震の記録が観測されている。図3に五重梁中央の擬似速度応答スペクトルを示す。振幅が大きいほど、1次卓越周期が長くなっており（1次卓越振動数が低下しており）、建物の非線形化が確認できる。応答スペクトルの振幅は、2004年9月に発生した三重県南東沖の地震の前震、本震、余震（図3に太線で示し、地震①、②、③と称す）が上位を占めており、最大振幅は地震②で記録されている。

地震①～③の3地震について、ARXモデルによる振動特性の同定⁸⁾を行う。多出力のモデルを用いることにより同定精度が高まると考えられている⁸⁾ので、入力を基壇中央の加速度、出力を牛引梁、三重梁、五重梁の9地点の加速度として、1入力9出力のARXモデルを設定する。図4に同定に用いた観測点を示す。同定の時間幅は10秒間とし、半区間ずつ移動させて、微小振幅から大振幅に至る1次の固有振動数と減衰定数を同定する。

図5に、1次固有振動数、減衰定数の同定結果と基壇中央に対する五重梁中央の最大相対変位の関係を示す。相対変位が大きくなるにつれて、どの地震も固有振動数が低下し、減衰定数は増加する。

非線形化の進展は最大振幅を記録した地震②で最も大きい。既往の研究⁶⁾⁷⁾では、地表面に対する五重梁中央のフーリエスペクトル

図3 五重梁中央の擬似速度応答スペクトル[h=5%]

図4 同定に用いた観測点

比から求めた固有振動数が、最大地動速度や最大相対変位の増大に伴って低下することを示しているが、本研究のARXモデルによる同定でも同様の傾向が得られている。

最大振幅が記録され、非線形化の進展が大きい地震②を対象として、以降の検討を進める。図6に加速度波形、図7に加速度応答スペクトルを示す。五重梁中央のスペクトルは図中に▼で示す周期1.7秒と0.7秒に明瞭なピークを有し、1次周期1.7秒（1次振動数0.6Hz）では基壇中央に対する増幅が顕著である。牛引梁の北西、北東の二点を比較すると、北西の1次周期の振幅が北東の半分程度となり、西側の振動が土壁によって抑えられていることが分かる。

図5 1次固有振動数、減衰定数の同定結果と基壇中央に対する五重梁中央の最大相対変位の関係

図6 地震②の加速度波形

図7 地震②の加速度応答スペクトル[h=5%]

4. 三次元フレームモデルの作成と解析条件

軸組図と伏図に基づき、節点と要素のモデル化を行う。柱と梁はビーム要素とし、土壁はブレースに置換する。図8に三次元フレームモデル図を示す。

木材の断面とヤング係数Eは、文献9をもとに設定する。せん断弾性係数GはE/15とする。土壁のせん断弾性係数は静的載荷実験の結果¹⁰⁾を参照する。また、木材と土壁は線形とする。部材の重量は各要素の両端に配分し、屋根の重量は屋根面の節点に均等に配分する。総重量は文献9と同じく、部材が31800kN、屋根が27200kNとした。柱頭、柱脚、柱一虹梁、柱一足固の接合部には、振動台実験に基づいて非線形の曲げバネを設定し、半剛接とする。小屋束一小屋梁接合部はピン、その他の接合部は剛接を仮定する。

接合部の非線形特性について詳述する。文献4、5では、図9に示すスケールの異なる3種類の試験体による実験を行い、スケールと鉛直荷重の違いが、柱一横架材接合部の曲げモーメント抵抗と柱傾斜復元力特性に及ぼす影響を検討している。その結果、柱頭と柱脚の接合部では Wa/h (Wは軸力、aは柱幅、hは柱高さを表す)、柱一虹梁と柱一足固の接合部では EZ (Eは横架材のヤング係数、Zは横架材の断面係数を表す)を用いて、それらの剛性を基準化できることが示されている。そこで本建物の剛性 K_0 は、基準化パラメータ(Wa/h または EZ)を用いて振動台実験の解析モデルの剛性 ${}^5K_{n0}$ を変換した値を設定する。

基準化が導出された際の軸力は、試験体頂部の重りによる長期軸力であり、4本の柱で共通している⁵⁾。そこで、本建物の軸力Wは、部材と屋根の重量による自重解析から求めた各柱の長期軸力を平均して、振動台実験と同様に全柱で共通の値とした。なお、柱毎の長期軸力を用いた場合の影響については第6章で検討する。

このように設定したモデル(初期モデル)の接合部の非線形特性を表1と図10に、固有振動数を表2に示す。1次振動数は0.52Hzとなり、地震②の微小振幅における0.74Hzよりも小さい。振動台実験では、微動による1次振動数は変形のより大きなスイープ波加振で0.69~0.88倍となっており、微小振幅と大振幅での剛性の違いが確認される。一方、振動台実験の解析モデルは大変形領域の再現を主目的として設定されているため、微小振幅に対しては剛性が十分に評価されていない可能性がある。そこで、第1降伏変形角 θ_1 の1/15、第1降伏曲げモーメント M_1 の1/3となる箇所に新たに降伏点を追加し、三折れ線の修正モデルを設定する。

修正モデルによる1次振動数は0.72Hz、2次振動数は1.71Hzとなり、地震②の微小振幅時の同定結果(0.74Hz、1.83Hz)と対応している。また、修正モデルの1次振動数(0.72Hz)に対する初期モデルの1次振動数(0.52Hz)の比率は0.72倍であり、振動台実験における変化率の範囲内である。

履歴特性に関して、振動台実験の解析モデルではバイリニアを設定しているが、柱の傾斜復元力特性を表す柱頭と柱脚の接合部の曲げバネは第1折れ点 θ_1 と第2折れ点 θ_2 が近接しており履歴面積が小さい(図10上段の点線)。また、柱の傾斜復元力特性に関しては、履歴エネルギーの吸収を見込まないモデルも提案されている¹¹⁾。そこで、三折れ線の修正モデルでは柱頭と柱脚の接合部に原点指向トリリニアを設定する。なお、履歴特性の設定の影響を確認するために、ノーマルトリリニアを用いたシミュレーション解析も実施したが、

観測記録の再現には至らなかった。柱一虹梁と柱一足固の接合部はノーマルトリリニアとする。

図8 三次元フレームモデル図

図9 スケールの異なる試験体(文献4をもとに作図)

表1 接合部の非線形特性

	K_1 (kNm/rad)	K_2 (kNm/rad)	θ_1 (rad)	θ_2 (rad)
柱頭	7.21×10^3	2.40×10^3	1.00×10^{-2}	1.20×10^{-2}
柱脚	1.74×10^4	3.76×10^3	5.00×10^{-3}	6.50×10^{-3}
柱一虹梁	1.13×10^4	3.02×10^3	7.50×10^{-4}	7.50×10^{-3}
柱一足固	1.09×10^4	2.91×10^3	7.50×10^{-4}	7.50×10^{-3}

図10 接合部の非線形特性(点線:初期モデル, 実線:修正モデル)

表2 固有振動数(Hz)

	1次	2次
解析(初期モデル)	0.52	1.58
解析(修正モデル)	0.72	1.71
観測(地震②の微小振幅時の同定結果)	0.74	1.83

減衰はレイリー減衰を用い、1次振動数と2次振動数に対し、微小振幅時の同定結果に基づいて3%を与える。入力地震動は、地震②における基壇中央の観測波形を、南北方向のみに入力する。

5. シミュレーション解析結果

図11に、基壇中央に対する五重梁中央の相対変位波形を、解析結果と観測記録と比較して示す。解析結果の波形は振幅、位相ともに観測記録を良く再現している。

図12に、各観測点の加速度応答スペクトルを、解析結果と観測記録と比較して示す。五重梁中央では、観測記録の周期1.7秒（振動数0.6Hz）付近に1次ピークが見られ、解析結果でも再現されている。周期0.7秒付近の2次ピークを見ると、解析結果ではやや短周期側に評価されている。振動台実験の結果が無く仮定を行った小屋組のモデル化に、改善の余地があると考えられる。三重梁では、どの地点においても解析結果と観測記録は合致している。周期1.7秒（振動数0.6Hz）付近の1次ピーク振幅は、西<中央<東となり、解析結果と観測記録で共通の傾向である。牛引梁では、観測記録の1次ピーク振幅が北西<中央<北東となる。解析結果でも東西構面では変位差を生じる特徴が再現されている。

次に、ARXモデルを用いて振動特性の時間変化を検討する。検討条件は、第3章に記した地震①～③の3地震の同定と同様である。図13に、1次振動数と1次減衰定数の同定結果を、解析結果と観測記録と比較して示す。解析結果と観測記録は良く対応した性状を示し、固有振動数は40秒までに約0.7Hzから約0.6Hzに徐々に低下し、80秒以降で増加する。減衰定数は固有振動数が低下するにつれて増

加し、最大で約10%となる。また、図11と図13を比較すると、観測記録では、図5で見られたように相対変位が大きくなるにつれて固有振動数が低下し、減衰定数は増加する。この特徴は解析結果でも同じように確認される。

図11 地震②における基壇中央に対する五重梁中央の相対変位波形（実線：解析結果、点線：観測記録）

図13 地震②における1次固有振動数と1次減衰定数の同定結果（実線：解析結果、点線：観測記録）

図12 地震②における加速度応答スペクトル[h=5%]（実線：解析結果、点線：観測記録、一点鎖線：入力）

入力レベルとモデルの有効性の関連を明らかにするために、地震②より一回り小さいレベルの地震③についてシミュレーション解析を行う。図 14 に、地震③における基壇中央に対する五重梁中央の相対変位波形を示す。解析結果は図 11 に示した地震②と同様に観測記録を再現している。したがって、今回設定したモデルは、観測記録の範囲内では入力レベルによらず有効であると考えられる。

地震②におけるモデル全体の変形図として、図 15 に東面から見た図を示す。表示時刻は、図 11 で基壇中央に対する五重梁中央の相対変位が大きくなる 40 秒付近である。また、変形は、その性状が確認しやすいように、解析結果を 200 倍で表している。モデルを高さ方向で 3 分類し、牛引梁レベルよりも下の 1 階部分、牛引梁レベルから三重梁レベルまでの小屋組下部、三重梁レベルから五重梁レベルまでの小屋組上部における変形を比較すると、1 階部分および小屋組下部では変形が大きく、小屋組上部では変形が小さい。

図 16 に上部から見た変形図を示す。なお、表示する際の大変形時の時刻と倍率は図 15 と同様である。東西に架かる横架材は、東側で南方向に傾いており、土壁のある西側よりも建物正面の東側の変形が大きいことが分かる。

柱位置による非線形化の違いを検討するために、柱脚接合部の最大応答塑性率を図 17 に示す。なお、最大応答塑性率は、修正モデルの初期降伏点である $\theta_1/15$ (図 10) に対する最大応答回転角の比として算定した。最大応答塑性率は東西の柱位置で違いを生じる。図 7 や図 12 で振幅が大きいことが確認された東側では最大応答塑性率も大きい。一方、土壁によって振幅が抑えられている西側では最大応答塑性率が小さい。また、上部に小屋組が無い北端と南端の柱 (図 2 参照) では最大応答塑性率が小さい。

6. 柱頭と柱脚の接合部の設定における軸力の影響

ここまでの解析では、柱頭と柱脚の接合部の非線形特性を設定する際の軸力として、全柱の長期軸力の解析値を平均して用いていた。本章では、各柱の長期軸力の解析値に基づいて柱毎に非線形特性を設定し、シミュレーション結果に与える影響を検討する。

図 18 に各柱の長期軸力と全柱の平均値の差分を示す。なお、○は各柱の長期軸力が全柱の平均値よりも大きい柱を表し、□は各柱の長期軸力が全柱の平均値よりも小さい柱を表している。中央付近および最外周の一例内側では、各柱の長期軸力が全柱の平均値よりも大きく、柱毎に接合部の非線形特性を設定すると剛性が大きくなる。

各柱の長期軸力に基づく解析モデルによる柱脚接合部の最大応答塑性率を図 19 に示す。最大応答塑性率は東側で大きく、西側で小さくなる。この定性的な傾向は、各柱の長期軸力に基づく解析結果 (図 19) と全柱の長期軸力の平均値に基づく解析結果 (図 17) で共通している。図 17 と図 19 に点線で囲んだ中央付近を定量的に比較すると、各柱の長期軸力に基づく解析結果 (図 19) の方が、全柱の長期軸力の平均値に基づく解析結果 (図 17) よりも小さい。これは、各柱の長期軸力に基づく解析モデルの方が中央付近の接合部の剛性が大きく、非線形化が進展しにくいと思われる。

牛引梁北東と牛引梁北西の加速度応答スペクトルについて、軸力の設定が異なる二つの解析結果を図 20 で比較する。牛引梁北東では二つの解析結果はほぼ一致している。牛引梁北西では両者に大きな違いは無いが、各柱の長期軸力に基づく解析結果の方が若干小さい。

図 18 を見ると、東側、西側ともに、各柱の長期軸力が全柱の平均値よりも大きい柱 (図中の○) が存在するが、軸力の差分 (図中のコンターの濃淡) は西側の方が大きい。柱毎に接合部の非線形特性を

図 14 地震③における基壇中央に対する五重梁中央の相対変位波形 (実線：解析結果、点線：観測記録)

図 15 地震②における東面から見た変形図 (図 11 の時刻 40 秒付近。解析結果の変形を 200 倍で表示。)

大変形時：図 11 の時刻 40 秒付近
図 16 地震②における上部から見た変形図 (解析結果の変形を 200 倍で表示)

図 17 地震②における柱脚接合部の最大応答塑性率
(全柱の長期軸力の平均値に基づく解析モデル)

図 19 地震②における柱脚接合部の最大応答塑性率
(各柱の長期軸力に基づく解析モデル)

図 18 各柱の長期軸力と全柱の平均値の差分
(解析値。○は各柱>平均, □は各柱<平均を示す。)

図 20 地震②における加速度応答スペクトル[h=5%]
(実線: 全柱の長期軸力の平均値に基づく解析モデル,
点線: 各柱の長期軸力に基づく解析モデル)

設定した場合、剛性の増大は東側よりも西側で顕著となり、このために牛引梁北西のスペクトル振幅が多少小さくなったと考えられる。

以上より、今回対象とした非線形化の範囲では、柱頭と柱脚の接合部の設定における軸力の違いがシミュレーション結果に与える影響は小さいと言える。

7. まとめ

本研究では、はじめに、伝統木造寺院・東本願寺御影堂における地震観測記録を分析し、五重梁での基壇に対する増幅、土壁による東西構面での変位差、振幅の増大に伴う 1 次振動数の低下と 1 次減衰定数の増加といった立体振動の特徴を把握した。

次に、横架材を有する 4 本柱の立体軸組架構による振動台実験の結果に基づいて三次元フレームモデルを作成し、シミュレーション解析を行った。その結果、地震観測記録に見られる特徴を再現することを確認した。これにより、振動台実験の結果が実建物への適用性を有している一例を示すことができた。

また、柱頭と柱脚の接合部の設定における軸力の違いがシミュレーション結果に与える影響についても検討し、今回対象とした非線形化の範囲では、その影響が小さいことを確認した。

参考文献

- 1) 藤田香織, 木村正彦, 大橋好光, 坂本功: 静的水平加力試験に基づく伝統的木造建築の組物の履歴モデルと剛性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 543 号, pp. 121-127, 2001 年

- 2) 鈴木祥之, 前野将輝, 西塔純人, 北原昭男, 後藤正美, 須田達, 大下達哉: 伝統木造軸組の実大振動実験・静的水平力荷重実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 574 号, pp. 135-142, 2003 年
- 3) 藤田香織, 花里利一, 坂本功: 伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その 4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 487-488, 2005 年
- 4) 前野将輝, 西塔純人, 鈴木祥之: 伝統木造軸組の動的・静的実験によるスケール効果, 第 12 回地震工学シンポジウム, pp. 782-785, 2006 年
- 5) 前野将輝: 寺院建築物における伝統木造軸組の構造力学特性と耐震性能, 京都大学学位論文, 2007 年
- 6) 宮本慎宏, 林康裕, 具典淑, 新居藍子, 森井雄史, 鈴木祥之: 地震観測に基づく東本願寺の振動特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 447-448, 2005 年
- 7) Y. Hayashi, M. Miyamoto, A. Nii, Y. Suzuki, T. Morii: Structural health monitoring of huge traditional timber structure in Japan, The 2nd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure, pp. 1043-1048, 2005
- 8) 斎藤知生: モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定, 日本建築学会構造系論文集, 第 508 号, pp. 47-54, 1998 年
- 9) 斎藤幸雄, 鈴木祥之, 田代靖彦, 小松慎二: 伝統木造寺院の耐震性能評価と耐震補強 その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 459-460, 2006 年
- 10) 下西智也, 田代靖彦, 斎藤幸雄, 鈴木祥之: 伝統木造寺院に用いられる厚塗り土壁の復元力特性, 第 12 回地震工学シンポジウム, pp. 1090-1091, 2006 年
- 11) 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・耐震補強設計法ー, 2004 年

[2010 年 6 月 15 日原稿受理 2010 年 7 月 30 日採用決定]