

木造三重塔の構造特性に関する実験的考察

－ 第3報 軒の衝撃的な振動性状に関する縮小模型実験 －

A STUDY ON THE STRUCTURAL CHARACTERISTIC OF
A TRADITIONAL WOODEN THREE-STORY PAGODA

－ Remarks on effects of the shock vibration due to uplift of the eaves of pagoda －

西川 英 佑*, 西澤 英 和**

Eisuke NISHIKAWA and Hidekazu NISHIZAWA

In this study, we refer to earthquake related damages of Japanese traditional wooden pagoda. According to records, few pagodas have been completely destroyed by earthquakes, but often pagoda's eaves are damaged by earthquakes. We performed the eave-beat tests and free vibration tests with a 1/10 model of a three-story pagoda by changing the weight of the model. We obtained the following results from these tests.

- ・ By an increase in amplitude of high degree mode, the vibration of eaves is activated.
- ・ If the shoe supporting the roof system jumps up from the column, the shock of the shoe hitting the parts below induces the excitation of the vibration of eaves.
- ・ The size of the pagoda effects the characteristics of earthquake-damage of these eaves.

Keywords : *three-story pagoda, traditional wooden architecture, scaled model, earthquake-damage, eave*

三重塔, 伝統的木造建築, 縮小模型, 地震被害, 軒

1. 緒言

一般に木造層塔が大地震で倒壊に到った記録は残されていないと言われているが、実際には構造的な被害が相輪部分に集中する他¹⁾、瓦の飛散や軒の折損などの軒部分の損傷事例が多い。

例えば、醍醐寺五重塔は天正 13 年 (1586) の地震で五層目の軒先が被災、数日後に五層南面の軒が落下して下層の軒先が次々と落ちたことが記録に残っており²⁾、昭和 29～35 年に行われた解体修理の際に各層の南面の軒にはほとんど当初材が残っていないことが確認されるなど、この記録が裏付けられた³⁾。さらに修理前、四層の地垂木が丸桁位置で、初層の尾垂木が側柱位置よりやや内側で折損していたことが確認されており、これらも地震被害であった可能性が指摘される⁴⁾。

現存しない塔であるが、法勝寺八角九重塔は元暦二年 (1185) の地震で相輪が折れ、屋根が全て崩落したとの記録がある⁵⁾。また、慶長元年 (1596) の慶長伏見地震では唐招提寺東塔 (五重塔) の一重が落下⁶⁾、安政元年 (1854) の安政奈良地震では元興寺五重塔は五層目の屋根が落下などの記録が残っている⁷⁾。上記の屋根が落ちたという表現から垂木の折損による軒の落下や瓦の飛散が考えられ、いずれも軒先に大きな衝撃力が加わったと推測される。

また、奈良県の古社寺の明治修理前の古写真や図面を見ると、多くの堂塔建築では軒の垂下や軒線の流れが大きく、軒支柱によって辛うじて支持している状況にあったことが分る⁸⁾。これらは一般に深い軒を支持する垂木や組物の木造部材に長期荷重によってクリープ現象が生じたためと言われているが、安政元年 (1854) に奈良県を襲った直下型地震の影響も否定できない。

以上を踏まえ、本研究では木造層塔の軒の地震被害の要因を明らかにするために、縮尺 1/10 の三重塔の模型を用いて実験的考察を行った。筆者らはすでに同じ模型を用いた静的載荷実験⁹⁾、自由振動実験¹⁰⁾を行い、その結果を報告した (以下、前者に関する報告を“第 1 報”、後者に関する報告を“第 2 報”と呼ぶ)。本報では軒部の打突実験と自由振動実験を行うとともに、実験結果に基づく数値解析を行い、木造層塔の軒の振動特性を把握するとともに、塔に地震力が加わった際に生じる小屋組や建物下部のロッキングが軒の振動に与える影響についても考察した¹¹⁾。

2. 実験概要

2-1 試験体

試験体は精巧に製作した縮尺 1/10 の三重塔の模型である (図 1)。

* 文化庁文化財部 参事官 (建造物担当)

** 関西大学建築学科 教授・工博

Architecture and Other Structures Division, Agency for Cultural Affairs, Ph. D.
Prof., Kansai University, Ph. D.

総高さ 1.8m、塔身部分の高さ 1.1m、初層幅 0.3m である。詳細は第 1 報に示す通りである。

2-2 重量条件

実験パラメータは前報と同様、表 1 に示す[鍾あり]・[鍾一部あり]・[鍾なし]の 3 種類の重量条件で、それぞれの状態の模型は高さ 18m・5.4m・1.8m の塔を再現している¹²⁾。模型の相似則は表 2 に示す通りである¹³⁾。鍾は屋根上に積載した(写真 1)。なお、後述するように軒の振動には各層の回転慣性が影響するが、回転慣性については実物を忠実に再現できていない¹⁴⁾。

2-3 軒先の打突実験

軒先に生じた振動が塔の応答に及ぼす影響を調べるために、試験体の各層の軒先をゴムハンマーで斜め上方向に一回叩き(写真 2、図 2-a)、直後の各層の軒先の振動を測定した。

図 2-b、図 2-c に示す位置に加速度計(水平 4 台、垂直 6 台)を設置して、軒先の上下方向の加速度を測定した。サンプリングは 2kHz で、打突後約 8 秒間の振動を測定した。

2-4 自由振動実験

自由振動実験は図 2-c に示すように露盤をワイヤー(①)で東側に牽引した後、張力を解放して行った。このため、ワイヤーの途中に紐の部分(②)を設け、塔の露盤高さの変位が目標値(1/240、1/120、1/60、1/40、1/30、[鍾あり]のみ 1/23)になるまで電動アクチュエーター(③)で引き、紐の部分の切断して 8 秒間にわたって塔の自由振動を計測した。計測には上記と同じ加速度計と、図 2-c に示す位置にレーザー変位計(水平 5 台、垂直 2 台)を使用した。本報では得られた測定結果のうち、特に軒先の上下方向の加速度波形について考察する。

2-5 数値解析

[鍾あり]を対象に第 1 報で作成した解析モデル(図 3)を用いて数値解析を行い、実験結果を再現した。解析モデルは、三層、二層、初層の各質点の水平動($X_3 \sim X_1$)と回転運動($\theta_3 \sim \theta_1$)、塔下部の回転運動(θ_0)の 4 質点 7 自由度とする。このモデルは塔身のみを対象としており、相輪および心柱を含まない。各質点の質量および回転慣性は表 3 の通りである。図 3 に示すように、モデルは各質点を剪断ばねと回転ばねで繋いで、各層の軸組部分の剪断変形を剪断ばね、各層の小屋組部分の曲げ変形および浮き上りと塔下部の浮き上りを回転ばねで再現している。また、小屋組は剪断変形しないものとした。各ばね間の距離および塔身頂部までの距離を図 3 に示す。

各バネの剛性は表 4 a、表 4 b に示す通りで、何れも第 1 報の静的載荷実験で得られた初期剛性を用いた。このモデルを用いてモーダル解析を行い、応答を再現する。積分法は衝撃加速度法とし、等価粘性減衰定数は全ての次数のモードで 5% とした。

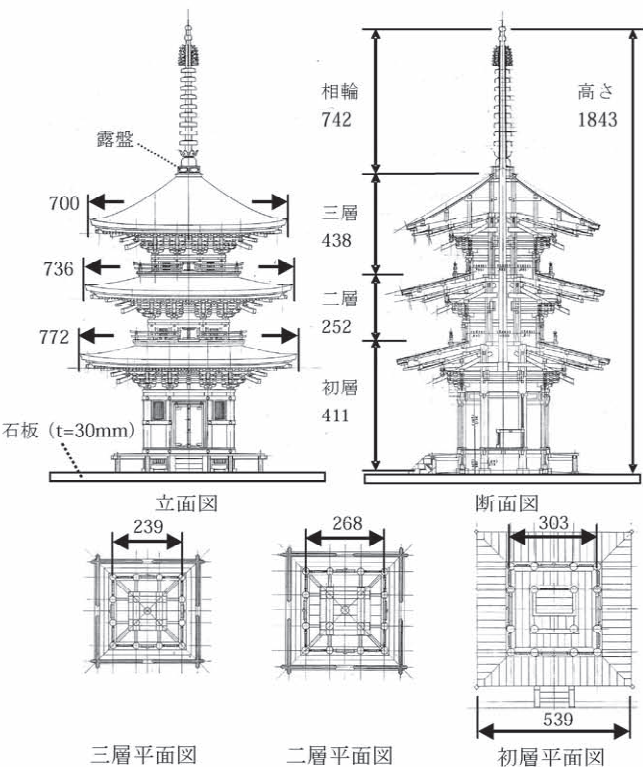


図 1 模型の概要 数値の単位: mm

表 1 各状態の模型の質量

	鍾なし	鍾一部あり	鍾あり
	kg	kg	kg
三層	8.7	29.1	92.1
二層	9.3	24.9	98.5
初層	12.0	28.8	125.4
相輪	0.4	0.4	3.2
合計	30.3	83.1	319.1
実物/模型	1	2.7	10

表 2 模型の諸要素の相似率

	実物	模型
寸法	1	α
重量	1	α^3
回転慣性	1	α^4
応力	1	1
復元力	1	α^2
復元モーメント	1	α^3
剪断剛性	1	α
回転剛性	1	α^3
固有振動数	1	$1/\sqrt{\alpha}$
時間	1	$\sqrt{\alpha}$
変位	1	1
速度	1	α
加速度	1	α^3
運動エネルギー	1	α^3
位置エネルギー	1	α^3

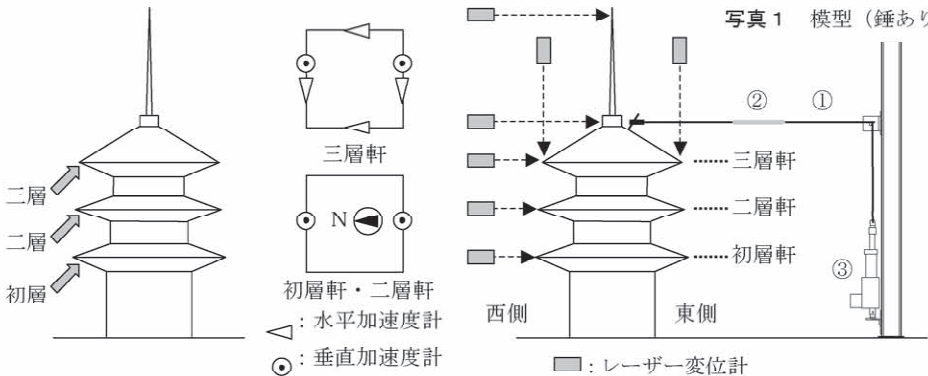


図 2 実験概要

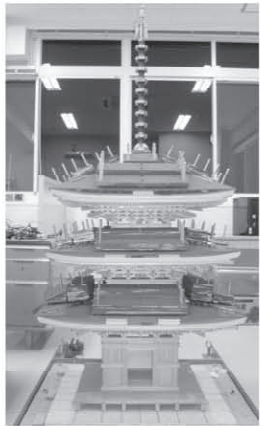


写真 1 模型(鍾ありの状態)

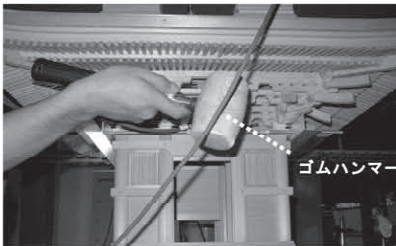


写真 2 初層の軒先を打突する様子

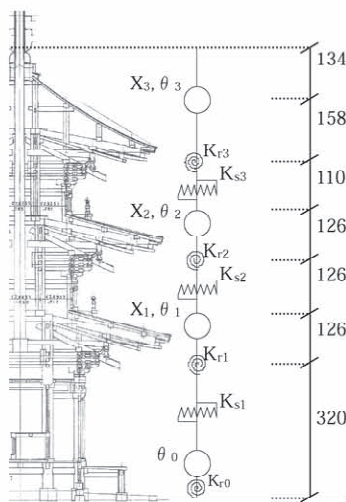


図3 解析モデル (単位: mm)

表3 各点の質量・回転慣性

	質量 kg	回転慣性 kg・m ²
三層	92.1	2.39
二層	98.5	3.47
初層	125.4	5.00
下部		0.10
合計	316.0	10.96

表4-a 剪断ばねの初期剛性

(単位: kN/m)

K _{S3}	88.2
K _{S2}	240
K _{S1}	159

表4-b 回転ばねの初期剛性

(単位: kN・m/rad.)

K _{R3}	8.37
K _{R2}	30.2
K _{R1}	107
K _{R0}	1170

3. 軒打突実験の結果

3-1 時刻歴波形の特徴

[鍾あり]を対象に三層、二層、初層の軒先を打突した時の軒先の上下方向の加速度波形を図4-a、図4-b、図4-cに示す。これらの波形の性状は①打突直後と②それ以降の2種類の振動に大別できる。

①打突直後に打突した層の軒で100Hz程度の振動が見られる。各実験で得られたこの振動の振動数を表5-aにまとめる。この振動は後続の振動に比べ振動数が高く減衰が大きいので、0.05~0.1秒間で消滅する。

②上記の振動に続いて7~34Hzの振動が見られる。各実験で得られたこの振動の振動数を表5-bにまとめる。この振動は①の振動に比べ振動数が低く減衰が小さいため継続時間が長い。また、図5に示すように対辺の軒で逆位相となっていることから、小屋組が回転するような振動であることが分る。打突した層以外の軒でも同じ特徴を持つ振動が見られるが、振動数は層毎に異なり、打突する層によっても変化する(表5-b)、上層を打突した場合の方が振動数は低く、逆に下層を打突すると振動数が高い傾向がある。

①・②のいずれにおいても第2報の自由振動実験で得られた塔身の1次固有振動数(3Hz程度)より高い振動数であるが、①は軒先はね出し部の局所的な振動、②は小屋組の回転に伴う軒の全体的な振動(以下、それぞれ「軒先はね出し部の振動」、「軒の全体的な振動」と呼ぶ)であると推定される。本報では②の軒の全体的な振動に着目し考察を進める¹⁵⁾。

3-2 解析結果との比較

モーダルアナリシスによって軒打突実験を再現した結果を図6に示す。解析では軒を打突した際に加わる外力を、振幅27.5N・m、振動数80Hzの正弦波半波長のモーメントを打突した層の回転バネに入力することで再現した。外力の大きさは解析結果と実験結果が比較的一致するように試行錯誤を行い決定したが、27.5N・mのモーメントを回転バネに加えることは軒先を78Nで上下方向に载荷することに相当する。この解析結果を実験結果と比較すると以下の点が指摘できる。

・3-1で指摘した軒先はね出し部の振動は再現されていないが、軒の全体的な振動はほぼ同程度の振動数で再現されている。

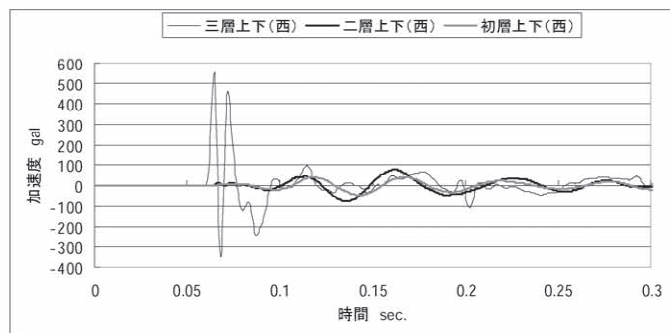


図4-a 二層軒打突 各層の加速度波形(実験結果)

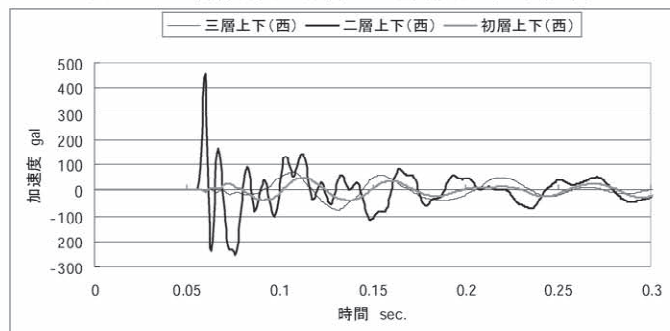


図4-b 二層軒打突 各層の加速度波形(実験結果)

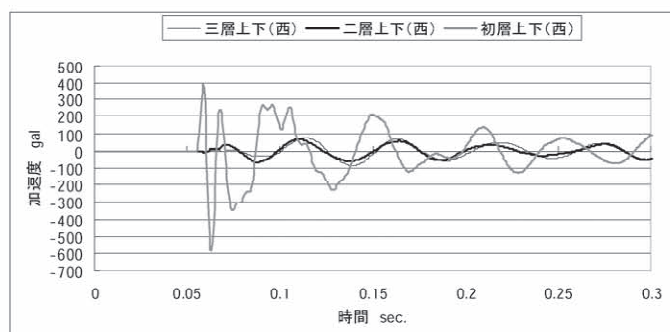


図4-c 初層軒打突 各層の加速度波形(実験結果)

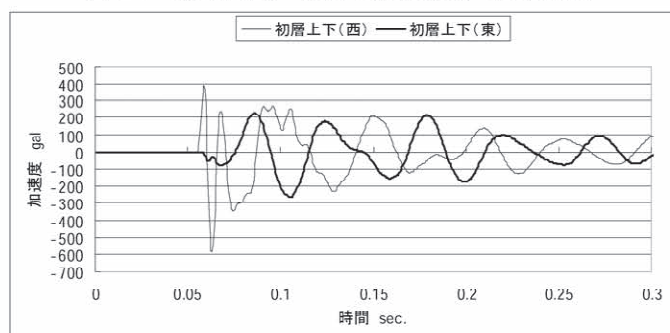


図5 初層軒打突 初層対辺の上下加速度(実験結果)

表5-a 軒先はね出し部の振動(実験結果)

	三層軒	二層軒	初層軒
三層軒打突	59~125Hz		
二層軒打突		91~125Hz	
初層軒打突			100~111Hz

表5-b 軒の全体的な振動(実験結果)

	三層軒	二層軒	初層軒
三層軒打突	7~10Hz	15~26Hz	17~21Hz
二層軒打突	16~22Hz	12~34Hz	17~22Hz
初層軒打突	18~21Hz	16~23Hz	17~27Hz

・下層を打突するほど軒の全体的な振動の振動数が高くなる傾向も実験結果と一致している。

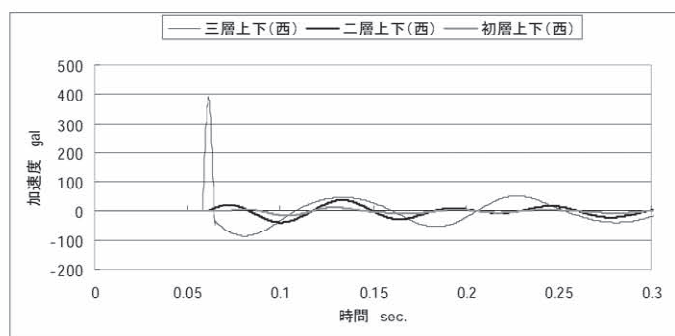


図 6-a 三層軒打突 各層の加速度波形（解析結果）

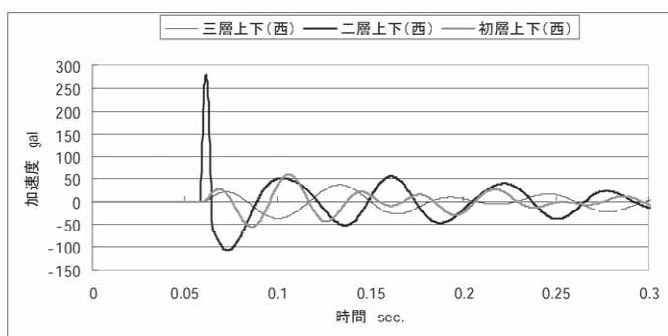


図 6-b 二層軒打突 各層の加速度波形（解析結果）

3-3 軒の全体的な振動と振動モードの関係

解析モデルの固有振動数と振動モードのうち、本実験に係る範囲のものを図 7 に示す。図 6 と図 7 より、以下の点が指摘できる。

- ・三層を打突した場合は 3 次、二層を打突した場合は 5 次、初層を打突した場合は 6 次の振動が励起している。
- ・これらの振動モードは各層の小屋組が大きく回転振動する振動モードである。

以上より、実験結果で見られた 7～34Hz の軒の全体的な振動も、各層の小屋組が大きく回転振動する高次の振動モードに相当する振動であると推定される。

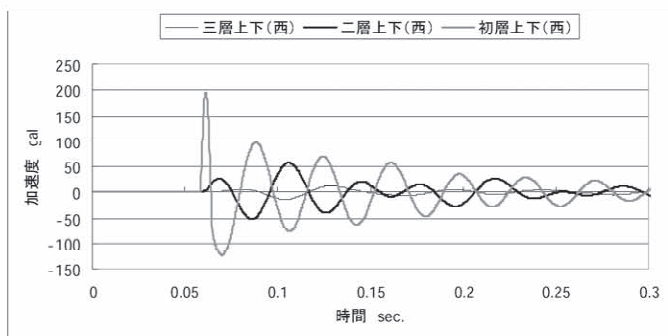


図 6-c 初層軒打突 各層の加速度波形（解析結果）

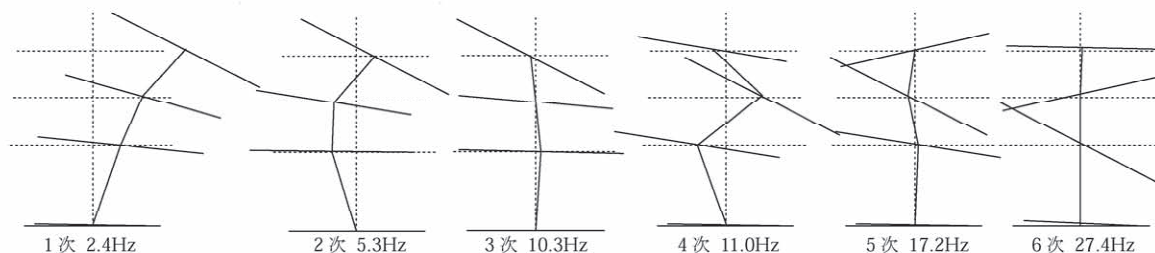


図 7 解析モデルの 1 次～6 次の固有振動数・振動モード

4. 自由振動実験における軒の全体的な振動

4-1 [鍾あり]の軒の振動の特徴

1/30 の強制変位からの自由振動における三層の水平方向の変位波形と対辺の軒先の上下方向の変位波形を図 8 に示す。張力解放(図中の⬇)の直後、塔が水平方向に自由振動すると同じ振動数で小屋組が回転振動し、対辺の軒先が上下方向に逆位相で振動していることが分る。この自由振動波形の振動数は第 2 報で指摘したように 2～3Hz であり、図 7 の 1 次の振動モードに相当する。

次に強制変位 1/240、1/60、1/30、1/23 からの自由振動における三層の水平変位波形と各層の軒先の上下加速度波形を図 9-a～図 9-d に示した。以下同様に、塔全体の変形と軒先に加わる力との関係を示すために、三層の水平変位(変形角)と軒先の上下加速度を表記する。図より以下のことが指摘できる。

- ①まず、張力解放直後(⬇)において軒先の上下振動が大きくなる。
- ②三層の水平変位が 0 となる時刻(図中の⬇)のやや手前において再度、軒先の上下振動が大きくなる。

これらの軒先の上下振動は、振動数が 10～30Hz であることから、3.で指摘した軒の全体的な振動であり、塔の 3 次・5 次・6 次の振動モードに相当する振動であると考えられる。

軒の全体的な振動の特徴は張力解放前の強制変位の大きさによっ

て変化する。まず、強制変位が 1/240～1/60 では三層の軒の振動のピーク(図中の▽)が 80～120gal と大きく、このピークに続いて二層・初層の軒の振動のピーク(図中の▼・▽)が現れる。強制変位が 1/60～1/30 では二層の軒の振動のピークが 130～220gal と大きくなり、これに比べ初層・三層の軒の振動のピークが小さい。強制変位が 1/30～1/23 では初層の軒の振動のピークが 360～500gal と大きくなり、これに比べ三層・二層の軒の振動のピークが小さい。

上記の強制変位と軒の全体的な振動の特徴の関係を表 6 にまとめた。軒の全体的な振動の特徴は振動の大きさが最大となる層によって 3 種類に大別でき、おおそ強制変位 1/60・1/30 (表 6 灰色部分)を境に特徴が大きく変化する。

第 1 報の静的載荷実験より、各層の層間回転角と頂部の水平変位の関係を図 10 に、各強制変位における各層の層間回転角とそこから自由振動させた時に生じる軒の全体的な振動の最大加速度振幅を表 7 にまとめた。静的載荷実験では、強制変位の大きさが 1/240～1/90 となると三層小屋組(写真 3-a)、1/60～1/40 となると二層小屋組(写真 3-b)、1/30 以上となると建物下部(写真 3-c)、の浮き上がりが大きくなり、これに伴い、図 10 でも二層小屋組の浮き上がりが生じることで二層の層間回転角の増加率が、建物下部の浮き上がりが生じることで建物下部の回転角の増加率が上がることが分る。

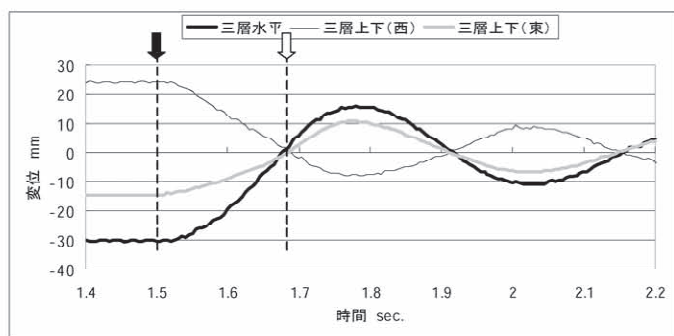


図8 三層水平と軒先上下の変位波形〔鍾あり〕強制変位 1/30

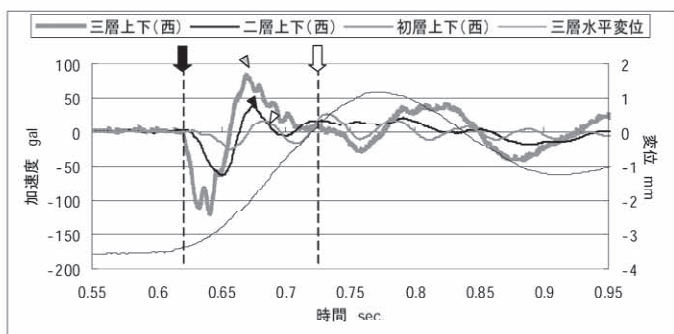


図9-a 軒先の上下方向加速度波形〔鍾あり〕強制変位 1/240

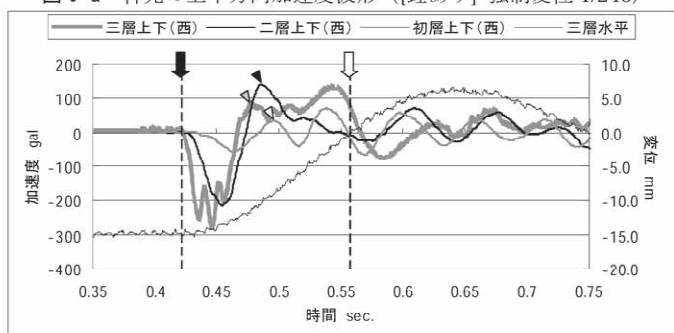


図9-b 軒先の上下方向加速度波形〔鍾あり〕強制変位 1/60

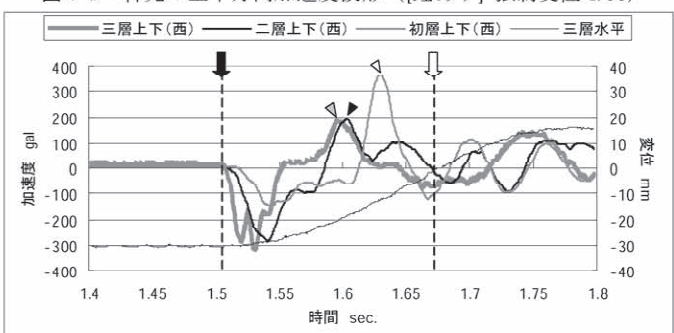


図9-c 軒先の上下方向加速度波形〔鍾あり〕強制変位 1/30

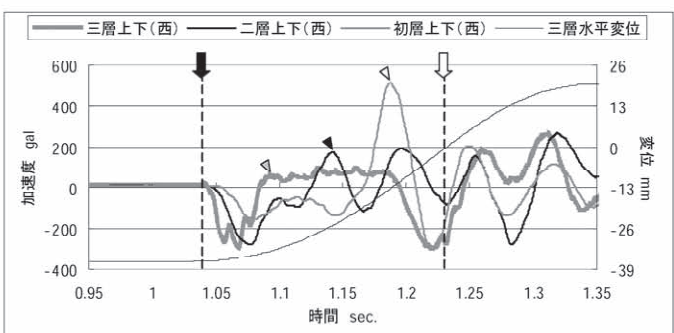


図9-d 軒先の上下方向加速度波形〔鍾あり〕強制変位 1/23

表6 強制変位と軒の全体的な振動の特徴の関係〔鍾あり〕

灰色部分で特徴が変化

変形角	強制変位	軒の振動の特徴
1/240	3.8mm	三層の衝撃大 約80gal、二層は約30gal、初層がやや遅れて約10gal。
1/120	7.5mm	三層の衝撃大 約110gal、二層は約50gal、初層がやや遅れて約30gal。
1/90	10mm	三層の衝撃大 約120gal、二層は約70gal、初層がやや遅れて約50gal。
1/60	15mm	まず二層が120gal、三層が80gal、初層がやや遅れ30gal、その後三層が増加し130gal。
1/40	22.5mm	まず初層三層が60gal、やや遅れて二層が210gal、続いて初層が130gal、三層が210gal。
1/30	30mm	強制変位が30mmよりやや大きいと、三層が100gal、やや遅れて二層が140gal、続いて初層が282gal。30mmよりやや小さいと、三層が120gal、続いて二層と三層が200gal。
1/23	40mm	まず三層と二層が150gal、三層は明確な山が見られない。続いて初層が約560gal、ほぼ同時に二層が200gal。

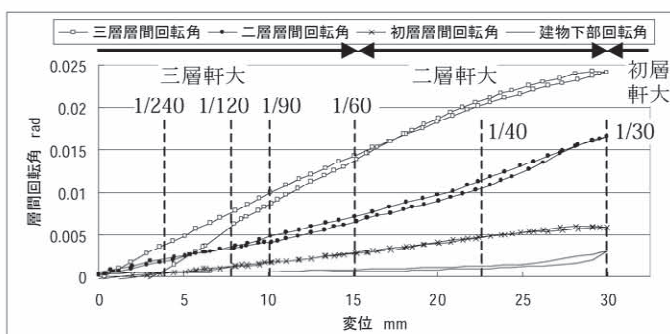


図10 頂部水平変位と層間回転角の関係〔鍾あり〕

表7 層間回転角と軒の全体的な振動の大きさ〔鍾あり〕

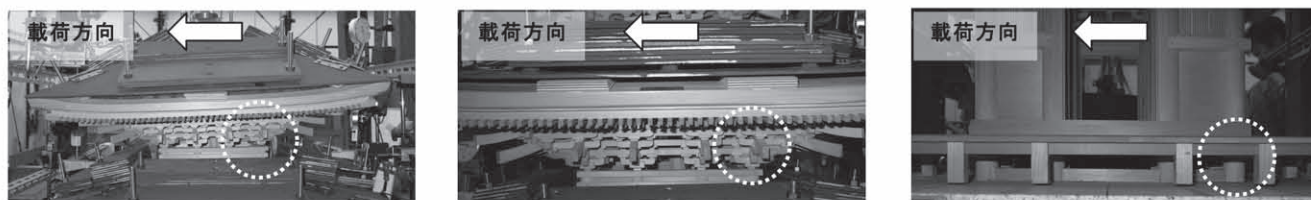
灰色で塗りつぶした層は軒の加速度振幅大

	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部
+1/240	80	30	10	1/294	1/600	1/1247	1/11660
+1/120	110	50	30	1/139	1/286	1/607	1/3887
+1/90	120	70	50	1/97	1/194	1/424	1/2429
+1/60	80	120	30	1/71	1/139	1/298	1/1576
+1/40	60	210	60	1/50	1/89	1/201	1/870
+1/30	100	140	280	1/41	1/60	1/170	1/339

図11 小屋組や建物下部の浮き上りと軒の全体的な振動の励起

の関連を模式的に示す。その要点をまとめると以下ようになる。

- ①強制変位の小さい範囲では三層の小屋組の浮き上りに伴う着地の衝撃で三層の軒の全体的な振動が励起する。
 - ②強制変位が増大すると二層の小屋組にも浮き上りが生じ、これに伴う着地の衝撃により二層の軒の全体的な振動が励起する。
 - ③さらに強制変位が増大すると建物下部にも浮き上りが生じ、これに伴う着地の衝撃により初層の軒の全体的な振動が励起する。
- 軒の全体的な振動の加速度振幅からは上記の①・②に比べ、③の衝撃が大きいことが分るが、これは浮き上りによって生じる層間回転角が大きいことに加え、①・②では小屋組が比較的に下層の木組の上に着地することで衝撃が緩和されるのに対し、③では塔が硬い石の上に着地し大きな衝撃が発生するためと考えられる。

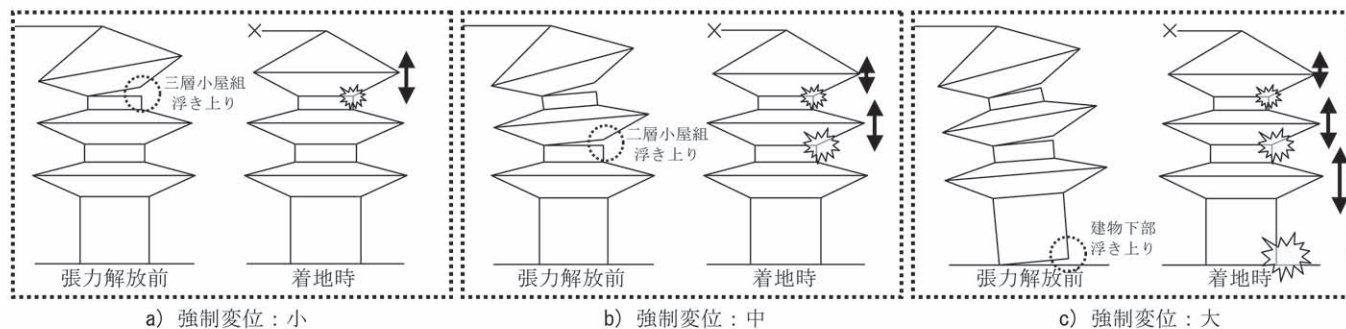


a) 強制変位 1/40 三層小屋組浮き上り

b) 強制変位 1/40 二層小屋組浮き上り

c) 強制変位 1/30 建物下部浮き上り

写真3 小屋組・建物下部の浮き上り



a) 強制変位：小

b) 強制変位：中

c) 強制変位：大

図11 浮き上りに伴う着地の衝撃と軒の全体的な振動の励起の関係

4-2[鍾一部あり]・[鍾なし]の軒の全体的な特徴

[鍾一部あり]・[鍾なし]で行った自由振動実験の結果について、軒の全体的な振動の時刻歴波形を図12-a～図12-c・図13-a～図13-cに、強制変位と軒の全体的な振動の特徴の関係を表8・表9に、強制変位と各層の層間回転角の関係を図14・図15に、各層の層間回転角と軒の振動の最大加速度振幅を表10・表11に示す。

どちらの場合も、[鍾あり]と同様、強制変位の小さい範囲では三層の小屋組の浮き上りに伴う着地の衝撃で三層の軒の振動が励起しており、強制変位が大きくなると二層の小屋組の着地の衝撃により二層の軒の振動が励起し、さらに強制変位が大きくなると建物下部の着地の衝撃により初層の軒の振動が励起する傾向が認められる。

ただし、屋根の重量が軽いほど軒の全体的な振動の振動数が高く振幅も大きい。これは軒の全体的な振動に相当する高次の振動モードの振動数が上昇し、振動数が上昇することで加速度振幅も増大していると考えられる。また、屋根の重量が大きい場合に比べて、建物下部の浮き上りが大きくなるため、着地の衝撃も増加する結果、初層の軒の全体的な振動が大きくなったと考えられる。

表8 強制変位と軒の全体的な振動の特徴の関係（[鍾一部あり]）

変形角	強制変位	軒の振動の特徴
1/240	3.8mm	三層の衝撃大約110gal、二層は約30gal、初層が約50gal。
1/120	7.5mm	三層の衝撃大約150gal、二層、初層が約100gal。
1/90	10mm	二層の衝撃大約180gal、初層は約160gal、三層が約140gal。
1/60	15mm	初層の衝撃大約230gal、二層、三層が約140gal。
1/40	22.5mm	初層の衝撃大約460gal、二層は約280gal、三層が約150gal。
1/30	30mm	初層の衝撃大約600gal、二層、三層が約280gal。

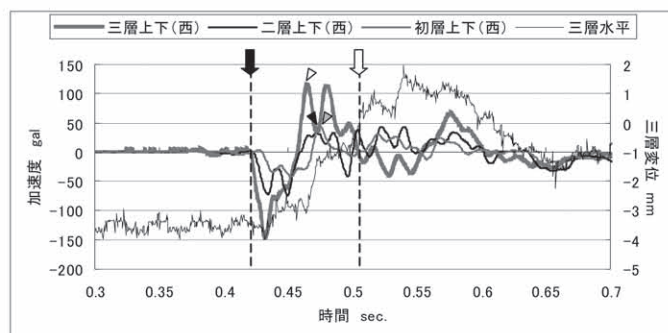


図12-a 軒先の上下方向加速度波形（[鍾一部あり] 強制変位 1/240）

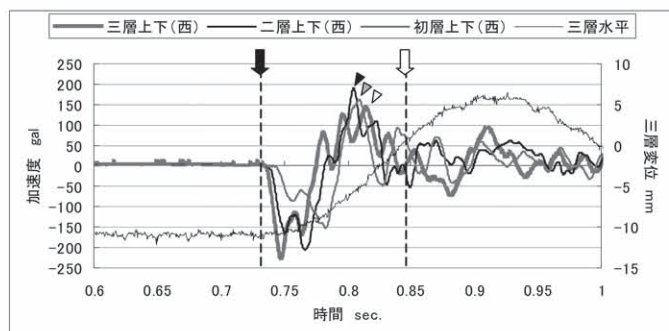


図12-b 軒先の上下方向加速度波形（[鍾一部あり] 強制変位 1/90）

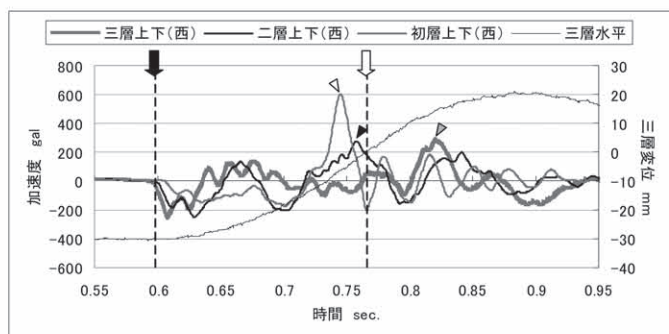


図12-c 軒先の上下方向加速度波形（[鍾一部あり] 強制変位 1/30）

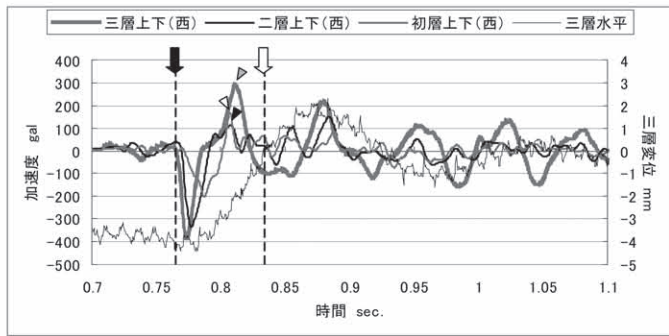


図 13-a 軒先の上下方向加速度波形（〔鍾なし〕 強制変位 1/240）

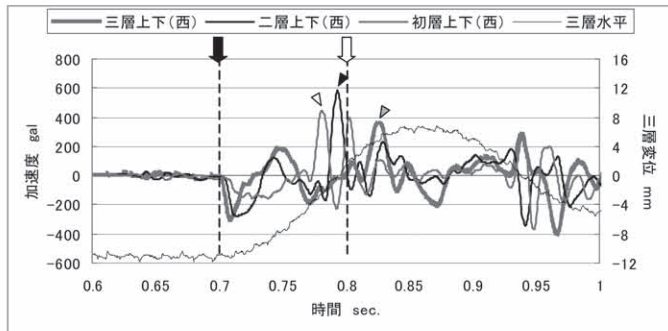


図 13-b 軒先の上下方向加速度波形（〔鍾なし〕 強制変位 1/90）

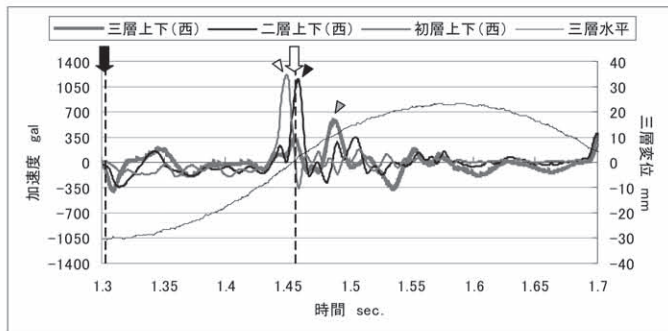


図 13-c 軒先の上下方向加速度波形（〔鍾なし〕 強制変位 1/30）

第 2 報より、縮小模型における重量条件の違いは塔の規模の違いを反映しており、すなわち模型重量が重い場合は規模の大きい塔、軽い場合は規模の小さい塔を再現している。以上の結果を踏まえると、規模の大きい塔では上層の小屋組が浮き上がりやすく上層の軒の全体的な振動が励起しやすい。一方で、規模の小さい塔では建物下部が浮き上がりやすく初層の軒の全体的な振動が励起しやすい傾向があることが予想される。従って、塔の規模が軒部の地震被害の発生部位や破損状況に影響を与える可能性があると考えられる。

6. まとめ

本研究では大地震における木造層塔の小屋組や建物下部の浮き上りに伴う軒の衝撃的な振動に着目した。層塔は地震時の水平力によって大きな変形を生じた場合、小屋組のロッキングに伴い大斗に浮き上りを生じて軸部と小屋組が瞬間的に離間したり、初層軸部のロッキングによって初層柱脚に浮き上りを生じて建物下部と基礎が剛体的に瞬間的に離間する。小屋組や建物下部で生じる木組の離間は、模型重量の大小、すなわち塔の規模によってその特徴が異なるが、浮き上った小屋組や建物下部が着地する際に大きな衝撃力を生じ、

表 9 強制変位と軒の全体的な振動の特徴の関係（〔鍾なし〕）

変形角	強制変位	軒の振動の特徴
1/240	3.8mm	三層の衝撃大約290gal、初層は約160gal、二層が約110gal。
1/120	7.5mm	三層、二層、初層が約200gal。
1/90	10mm	二層の衝撃大約600gal、初層は約430gal、三層が約370gal。
1/60	15mm	初層の衝撃大約580gal、二層は約560gal、三層が約380gal。
1/40	22.5mm	初層の衝撃大約1090gal、二層は約960gal、三層が約480gal。
1/30	30mm	初層の衝撃大約1200gal、二層は約1150gal、三層が約570gal。

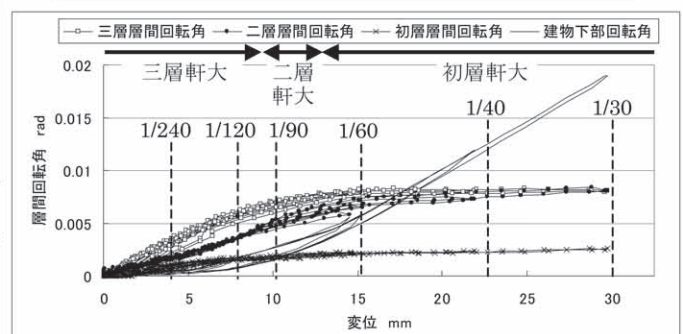


図 14 頂部水平変位と層間回転角の関係（〔鍾一部あり〕）

表 10 層間回転角と軒の全体的な振動の大きさ（〔鍾一部あり〕）
灰色の層は軒の振動大

	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部
+1/240	110	30	50	1/157	1/330	1/728	1/3239
+1/120	150	100	100	1/84	1/159	1/339	1/738
+1/90	140	180	160	1/47	1/74	1/129	1/180
+1/60	140	140	230	1/45	1/69	1/124	1/170
+1/40	150	280	460	1/34	1/47	1/70	1/84
+1/30	280	280	600	1/27	1/34	1/46	1/53

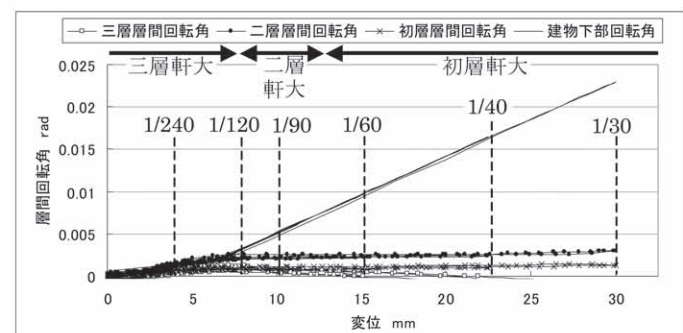


図 15 頂部水平変位と層間回転角の関係（〔鍾なし〕）

表 11 層間回転角と軒の全体的な振動の大きさ（〔鍾なし〕）
灰色の層は軒の振動大

	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部
+1/240	290	110	160	1/419	1/652	1/1174	1/2535
+1/120	200	200	200	1/155	1/187	1/288	1/369
+1/90	370	600	430	1/104	1/110	1/142	1/162
+1/60	380	560	580	1/78	1/78	1/94	1/103
+1/40	480	960	1090	1/52	1/50	1/57	1/61
+1/30	570	1150	1200	1/39	1/37	1/41	1/44

これによって軒先に高い振動数の振動を励起することが実験的に明らかになった。この現象は大地震時における瓦の落下や軒の折損の要因となる可能性がある¹⁰⁾。

以上の現象について、縮小模型を用いた軒打突実験と自由振動実験を行い考察した結果、以下の結論が得られた。

- ・軒の全体的な振動は小屋組が大きく回転する高次の振動モードに相当する振動である。
- ・小屋組や建物下部の浮き上りに伴う着地の衝撃によって、上記の高次の振動モードに相当する振動が励起される。
- ・建物下部の浮き上りを生じた場合には初層の軒の振動が、三層の小屋組の浮き上りを生じた場合には二層の軒の振動が励起される。
- ・上記の現象によって、塔身頂部における変形角が 1/30 の状態から自由振動させた場合、高さ 18m の三重塔で三層の軒に 200gal の上下振動が、高さ 1.8m の三重塔で初層の軒に 1200gal の上下振動が生じることが確認された。

本報では、縮小模型を用い実物大の建物の構造特性を再現しようと試みたが、錘の設置条件の制約により、回転慣性を忠実に再現することができなかった。今後、重量条件の再現方法を工夫する、もしくは重量再現が容易となる程度の大きさの縮小模型を用いること等が求められる。また、今回は塔身頂部を載荷した状態からの自由振動について検討を加えたが、地震時に軒に加わる衝撃についてより考察するために、振動台を用いた実験等を行う必要もある。

謝辞

本研究の一部は平成 21 年度関西大学大学院理工学研究科高度化推進研究費によって実施した。

また、本研究を進めるに当たって、実験およびデータ解析等については乾崇彦氏（(株)建研）および守屋友貴氏（関西大学大学院生）に協力を得た。ここに感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 大山瑞穂、藤田香織：伝統的木造五重塔の振動特性 その 1 歴史地震による被災状況、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.249-250, 2002.8
- 2) 醍醐寺五重塔は天暦 5 年（951）に建立された高さ 38m の塔である。同塔は天正地震（1586）によって被害を被った。この被害は、国宝建造物醍醐寺五重塔修理工事報告書、京都府教育庁文化財保護課、p.2, 1960 によれば以下のようなであった。
「(中略) について天正十三年十一月晦日の大地震の影響を受け、翌十四年三月十二日五重の軒東の方が落ち、同四月三日には東方の軒が上の重から落ち重なり五重共に落ち、九輪は戌亥に傾き弓のように曲がったので、辰巳の山際に轆轤を立て、九輪に大綱を付けて傾きを直し、五重の軒のみを仮葺きした。」
以下、この被害記録の原典も引用する。
醍醐寺新要録上巻、法蔵館、p.382, 1991
「天正十三年十一月晦日子刻人地震、洛中洛外堂舎顛倒、百日餘不休。依之、翌年十四年三月十二日丑刻、塔上ノ五重ノ軒東方落了。同四月三日南方ノ軒上ノ重ヨリ落カサナリテ、五重共一同落了。是去年大地震ノ故也。九輪ハ戌亥傾、其形如弓。有歎餘者哉。」
上記の被害記録より五層軒が落だし、これに伴い下層の軒も被害を受けたことが分る。
天正地震（1586）は日本地震被害総覧、東京大学出版会、p.48, 2008 によれば、御母衣断層他、阿寺、養老、桑名、四日市の各断層を震源とするマグニチュード 7.8 の地震であったと推定されており、推定震央位置から醍醐寺までの距離は 116km となる。司・翠川の提案する距離減衰式（以下、「司・翠川式」と呼ぶ）（最新の地盤震動研究を活かした強震波形の作成法、日本建築学会、p.82, 2009）を用いて推定した地動加速度は 100gal である。

- 3) 国宝建造物醍醐寺五重塔修理工事報告書、p.11 で「特に天正地震のために落下した各重南側(筆者補足:南側の軒廻り)の如きは僅かの当初材を残し、現在では慶長、明和材によって構成されていたと云っても過言ではない。」と指摘されている。また、同報告書 p.19-21 にある第七図、第八図、第九図の軒廻後補材分布図からも上記の内容を確認できる。
- 4) 国宝建造物醍醐寺五重塔修理工事報告書付図、京都府教育庁文化財保護課、p.14 写真 23, 1960 に修理前の四層地垂木の折損状況が示されている（写真 4）。

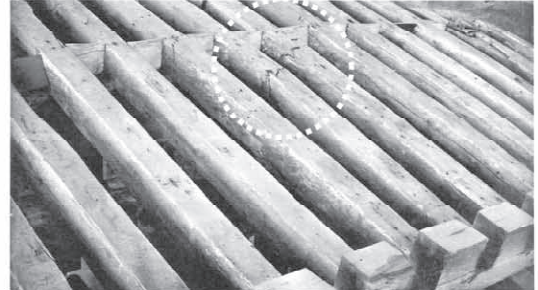


写真 4 昭和修理前に見られた四層地垂木の折損

- なお、昭和修理（1954～1960）の半世紀ほど前に起こった濃尾地震（1891）は震源、マグニチュードなどにおいて天正地震と類似する点が多い。濃尾地震後の明治 31 年（1898）にも同塔の修理が行われているが、この修理では五層のみが対象となっており四層の垂木は取替えられていない。以上を踏まえると、昭和修理前に見られた垂木の折損は濃尾地震による被害であった可能性もある。
- 5) 法勝寺八角九重塔は現存しないが、富島義幸、高橋康夫：法勝寺の伽藍と建築 その沿革再考、建築史学第 26 号、建築史学会、pp.34-53, 1996 年によれば、建保元年（1213）に再建されたものについてであるが、塔の高さは 82m あったとの記録があり、規模の大きい塔であったと推定できる。
同塔は元暦二年（1185）の地震で被害を被った。上記の論文によれば被害について以下の記録が残っている。
山槐記
「法勝寺九重塔頽落重々、垂木以上皆落地、毎層柱扉連子被相残、露盤八残其上折落、(後略)」
玉葉
「法勝寺九重塔、心柱雖不倒、瓦已下皆震剥、如無成云々、」
上記の被害記録より、各層の瓦が落下したことが分り、垂木も折損し落下した可能性がある。
元暦二年（1185）の地震は宇佐美龍夫：最新版日本被害地震総覧、東京大学出版会、p.42, 2003 によれば、京都白河付近を震源とするマグニチュード 7.4 の地震であったと推定されており、推定震央位置から法勝寺までの距離は 15km、司・翠川式による推定地動加速度は 500gal である。
 - 6) 唐招提寺東塔は現存していないが、弘仁元年(810)頃に建立されたと推定されており、その高さは約 36m であったと考えられる。関口静雄、山本博也編著：招提千歳伝記、昭和女子大学近代文化研究所、pp.136-137, 2004 によれば以下の記録がある。
「招提千歳伝記巻下之一 殿堂篇 東塔 (中略) 四間四面、高一十二丈、五層、之大塔也。」
同塔は慶長伏見地震（1596）によって被害を被った。奈良六大寺大観補訂版第十二巻唐招提寺一、岩波書店、解説 p.17 注 24, 1969 によれば、以下の被害記録が残っている。
開山堂再建棟札写
「開山堂棟札写 慶長元年閏七月十二日。刁刻。依人地震。僧堂崩落講堂之東廊倒。塔一重零。至御影堂者斜斜既及顛倒之間。(後略)」
上記の被害記録より「一重零（筆者注：こぼれる、おちるの意）」という被害を被ったことが分る。「一重」は①初重の屋根、②五重の内のどれか一つの屋根、③上から一重目すなわち五重の屋根、のどれとも捉えることができ、いずれかの屋根において瓦の落下、もしくは軒の折損が生じたと考えられる。
同塔は寛文 2 年（1662）の地震でも相輪が折損落下するなどの被害を被っており、その後、享和 2 年（1802）に落雷で焼失している。
慶長伏見地震（1596）は日本被害地震総覧、pp.51-52 によれば、有馬高槻構造線を震源とするマグニチュード 7.3～7.8 の地震であったと推定されており、推定震央位置から唐招提寺までの距離は 41km、司・翠川式による

推定地動加速度は 280 gal である。

- 7) 元興寺五重塔は現存しないが、8 世紀後半頃に建立された塔で、岩城隆利：元興寺の歴史，吉川弘文館，1999 によれば高さは 24 丈（72m）であったとの記録があり、大規模な塔であったと考えられる。

同塔は安政奈良地震（1854）によって被害を被った。青木滋一：奈良県災害史，養徳社，1956 によれば被害について以下の記録が残っている。

大阪地震記

「元興寺難無之よし、五重目屋根飛候よし、」

南都六月廿日出書状写

「元興寺塔五重目屋根ふり落申候、」

上記の被害記録により、五重の屋根の瓦が落下、もしくは軒が折損したと考えられる。

なお、図 16 に示すように地震から 70 年ほど遡る寛政 2 年（1780）頃に描かれた大和名所図では同塔の五層に軒支柱が入られている（大和名所図会，臨川書店，p.131，2002）。五層目の小屋組が痛んだ状態であったことも被害の要因となった可能性がある。



図 16 大和名所図に描かれた元興寺五重塔

安政奈良地震（1854）は日本被害地震総覧，pp.148-150 によれば、木津川断層系を震源とするマグニチュード 7.3 の地震であったと推定されており、推定震央位置から元興寺までの距離は 34km、司・翠川式による推定地動加速度は 280 gal である。

同塔は安政六年（1859）に火災で焼失しているが、元興寺の歴史，p.342 によれば、この時の状況について以下のような記録が残っている。

西大寺日記

「元興寺大塔五重目_上飛火候_下五重目より焼失、」

これは地震後、瓦が落下した五層の屋根を板材等で仮葺きしていたところに、火が燃え移ったため焼失したと考えられる。

- 8) 日本建築史基礎資料集成 十一 塔婆 I，中央公論美術出版，p.84, p.95, p.101，1984 によれば、明治修理前の法起寺三重塔、当麻寺東塔、当麻寺西塔は写真 5 に示すように軒の垂下が著しく軒支柱を入れて支えていた。



a. 法起寺三重塔

b. 当麻寺東塔

c. 当麻寺西塔

写真 5 明治修理前の様子

- 9) 西川英佑，西澤英和：伝統的木造三重塔の構造特性に関する実験的考察～第一報縮小模型を用いた静的載荷実験について～，日本建築学会計画系論文集第 652 号，pp.1631-1638，2010.6

- 10) 西川英佑，西澤英和：伝統的木造三重塔の構造特性に関する実験的考察～第二報縮小模型を用いた自由振動実験について～，日本建築学会計画系論文集第 66060 号，pp.485-494，2011.2

- 11) 本報は、西川英佑，西澤英和：木造層塔の構造特性に関する実験的研究

～重量条件の違いによる比較～，日本建築学会大会学術講演梗概集 F-2，pp.335-336，2009 の内容を修正加筆したものである。

- 12) 注 10) と同じ，pp. 486-487 「2. 相似則に関する考察」で、模型の重量条件によって再現する建物の規模を変えることができることを説明している。

ただし、本報で行った縮小模型実験では、注 14) で示すように回転慣性が正確に再現できていないことや、注 15) で示すように軒のはね出し部が鍾の鉄板によって拘束されていること、など実物を再現できていない点もある。

- 13) 表 2 に示す要素のうち、剪断剛性・回転剛性について、

剪断剛性＝復元力 $[\alpha^2]$ ／変位 $[\alpha]$

回転剛性＝復元モーメント $[\alpha^3]$ ／回転角 $[1]$ $[\]$ 内は模型の相似率

よって、剪断剛性・回転剛性の模型の相似率は $[\alpha]$ 、 $[\alpha^3]$ となる。

- 14) 清水寺三重塔を対象に、屋根材に瓦葺きの場合（瓦あり）と瓦を葺かない場合（瓦なし）について、重量計算を行った結果、各層の重量・回転慣性は表 14、表 15 のようになった。同表には式 1 のような重量・軒幅・回転慣性の関係式を仮定した場合の係数 α についても記載した。

$$I = M \cdot \frac{b^2}{\alpha} \quad \cdots \text{式 1}$$

I : 回転慣性

M : 重量

b : 軒幅

α : 係数

表 14 清水寺三重塔（瓦あり）

各層の重量・回転慣性・軒幅

	重量 ton	回転慣性 ton·m ²	軒幅 m	α
三層	70.6	547.0	12.187	19
二層	69.3	678.0	12.762	17
初層	77.0	845.6	13.387	16

表 15 清水寺三重塔（瓦なし）

各層の重量・回転慣性・軒幅

	重量 ton	回転慣性 ton·m ²	軒幅 m	α
三層	33.6	170	12.2	29
二層	36.0	223	12.8	26
初層	42.8	298	13.4	26

この結果より、重量・軒幅・回転慣性の関係式を求めると、式 2、式 3 のようになる。なお、参考として式 4 に重量が等分布したと仮定した場合についても記載する。

$$I = M \cdot \frac{b^2}{17} \text{ (瓦あり)} \quad \cdots \text{式 2}$$

$$I = M \cdot \frac{b^2}{27} \text{ (瓦なし)} \quad \cdots \text{式 3}$$

$$I = M \cdot \frac{b^2}{12} \text{ (等分布荷重)} \quad \cdots \text{式 4}$$

表 16 三重塔模型[鍾あり]

各層の重量・回転慣性・軒幅

	質量 kg	回転慣性 kg·m ²	軒幅 m	α
三層	92.1	2.39	7.00	19
二層	98.5	3.47	7.36	15
初層	125.4	5.00	7.72	15

実験時の[鍾あり]の状態について、同様に係数 α について求めると、表 16 に示すように 15～19 となっており、瓦葺きの状態に近い。

模型は屋根が金属板葺きの状態を再現しようとしたものであるが、重量と回転慣性の関係から見れば、瓦葺きの状態に近い再現となっていることが分る。よって、実験結果から得られる軒の振動特性は、金属板葺きの実物大塔のものとは異なるが、実物の塔の軒の振動特性を定性的に考察する上では有用であると考えられる。

- 15) 本報では考察対象としなかった①軒のはね出し部の局所的な振動も軒先の被害の要因となっている可能性がある。しかし、本報で行った実験においては軒の重量分布が模型と実物で異なり、かつ鉄板で軒のはね出し部が拘束されており、軒のはね出し部の振動特性を正確に再現できていないため、別途、検討を行う必要がある。ただし、4. で行った自由振動実験において、①軒のはね出し部の振動は②軒の全体的な振動に比べ、振幅が著しく小さいことが確認されている。

- 16) 瓦の落下や軒の折損の要因としては、塔全体の水平動や軒部の上下動が考えられるが、地震時に生じる小屋組・建物下部の浮き上がりによっても、これに伴う着地の衝撃によって軒部に大きな上下加速度を生じるため、これも上記の被害の要因の一つと考えられる。

(2011 年 2 月 8 日原稿受理，2011 年 10 月 3 日採用決定)