

# 古代の重層鐘樓の構造特性に関する実験的研究

## Experimental Study on the Structural Properties of the Ancient Two-layer Bell Tower

中嶋裕典<sup>1</sup>・野村直樹<sup>1</sup>・田口仙市郎<sup>2</sup>

Yusuke Nakajima, Naoki Nomura and Senichirou Taguchi

<sup>1</sup>関西大学大学院博士課程後期課程 理工学研究科総合理工学専攻 (〒564-8680 大阪府吹田市山手町3-3-35)

Doctoral Program, Graduate School of Kansai University, Science and Engineering, Integrated Science and Engineering Major

<sup>2</sup>関西大学大学院博士課程前期課程 理工学研究科環境都市工学専攻 (〒564-8680 大阪府吹田市山手町3-3-35)

Master's Program, Graduate School of Kansai University, Science and Engineering, Environmental and Urban Engineering Major

It is widely known that five-storied pagoda have not been damaged by large earthquakes since ancient times, but the Bell-Tower is also one of the traditional temple buildings that are less damaged by earthquakes. The bell tower is generally open and multi-tiered in order to resonate the sound of the bells far, and because heavy bells are suspended from the roof truss, the building's center of gravity tends to be high, combined with the large roof weight.

In this study, the reduced model is to be studied experimentally in order to examine the structural characteristics of the Toin-Bell-Tower, targeting the National Treasure Horyuji-Temple Toin-Bell-Tower, which was built in 1163

**Keywords:** Bell-Tower, Experimental study, Reduced model, Static loading test, Free vibration test

### 1. 研究目的

古来より三重塔や五重塔が大きな地震被害を受けていないことは広く知られているが、鐘樓も地震被害の少ない伝統社寺建築の一つである。鐘樓は梵鐘の音色を遠くまで響かせるために、一般に開放的で更に重層建築にしたり高い石垣の上に構築されることが多い。また重い梵鐘を小屋組から吊るので、大きな屋根重量と相まって建物の重心は高くなりやすく、さらに地震時には建物のみならず梵鐘や撞木が揺動することなど他の伝統木造とは異なった振動特性を示す可能性が高い。なお、古代の鐘樓は重層楼造りであったが、鎌倉以降4本もしくは12本柱の単層の鐘樓が普及したといわれている。

本研究では平安末期の1163(応保3)年創建された重層の国宝法隆寺東院鐘樓を対象とする。当該鐘樓は国宝法隆寺西院鐘樓(10世紀末再建)、重文新薬師寺鐘樓(鎌倉期)と並ぶ現存最古級の鐘樓であるが、創建以来850年、多くの地震や暴風に遭遇したにも関わらず、甚大な被害の記録は確認されていない。

本研究では、東院鐘樓の構造特性を検討するため、縮尺模型を製作して実験的に検討するものであるが、昭和初期の解体修理の結果、現在は写真1に示すように下層の外周に袴腰といわれる四角錘状の腰板が設置されているが、建立当初は存在しなかった可能性がある。また、小屋組みに関しては、後年に“はね木”や鐘吊梁を挿入するなどの改変が行われていたので、本研究では創建当初の架構の復元模型を作成した。なお、今回は連子窓や扉などを有しない軸組モデルを対象としたが、順次これらを設置して研究を継続する。

以下、法隆寺東院鐘樓の諸元について記述する。桁行方向の立面を図1に、また各階の平面を図2a, bに示す。規模は張間二間、桁行三間、二軒入母屋造、本瓦葺きで下層には雨落葛石を巡らし袴腰を付加する。下層は土間で東面中央に出入り口を設ける。上層は床板を張るが梵鐘の下部は吹き抜けとなる。上層の外周には切目縁を廻し、桁行中央には扉口を設け、それ以外は全て連子窓としている。下層の柱は、すべて四角形断面なのに比べて、上層の柱は角柱の見付側を円形に仕上げるが、室内側は四角形断面を残している。上層の柱配置は下層と同じであるが、すべて管柱で通し柱は存在せず、上層の柱は下層頂部の柱盤(平梁)を土台にして立ち上げている。袴腰は角柱とし、下層の軸部は腰貫、飛貫、頭貫を組付け、上層は頭貫と長押に

よって連子窓を連続的に固めている。平安末の1163年のころには、まだ下層部に残る貫は導入されていなかったと考えられるので、鎌倉以降に大規模な構造改変が行われたことを示唆する。

そのほか、東院鐘楼に固有の特徴を以下に列記する。

- ① 下層には斗栱組や通し柱がなく、古代の軸組みの形式が残ること。
- ② 下層と上層での隅柱間の差が無く、柱筋が上下に通っている。
- ③ 下層の隅柱以外の柱断面積は隅柱の約半分しかないこと。
- ④ 図2aから読み取れるように、下層の隅柱の断面は350mm×250mmの梁間方向に長い長方形になっており、桁行方向の寸法は上層隅柱の桁行方向の寸法よりも小さいこと。
- ⑤ 当初は鐘釣り梁はなく、現在の地垂木抑えから鐘が吊られていたと推定されること。



写真 1 法隆寺東院鐘

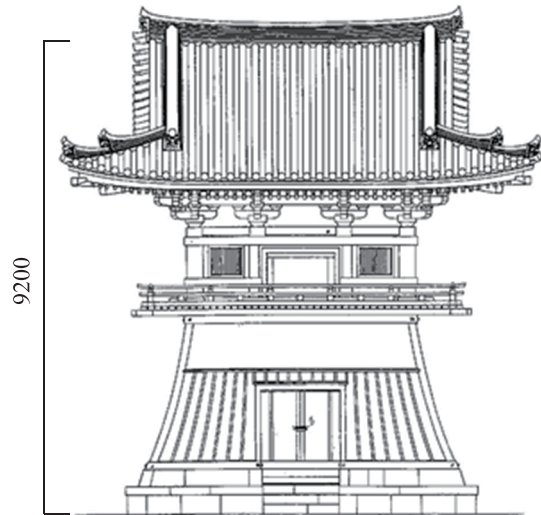


図 1 東院鐘楼立面図<sup>2)</sup>

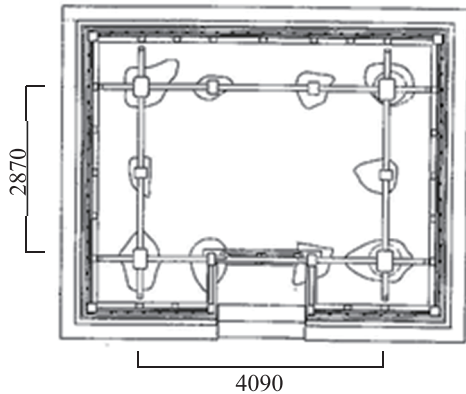


図 2a 下層平面図<sup>2)</sup>

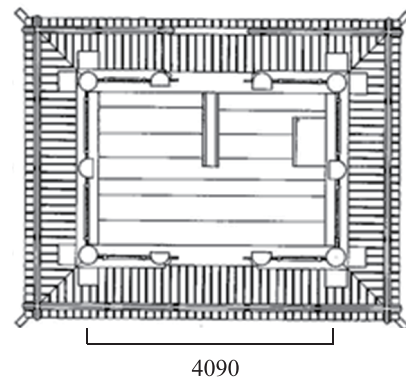


図 2b 上層平面図<sup>2)</sup>

## 2. 試験体概要

製作した試験体は東院鐘楼の創建時の復元モデルで、設計詳細は以下の通りである。

- ① 表1に示す通り1/8スケールで米ヒバの無節材を用いて作成した。
- ② 屋根荷重は本瓦土葺きを想定し280kg/m<sup>2</sup>とし、
- ③ 鐘は実測図<sup>3)</sup>から体積を算定し、表2に示す相似則に基づき37kgとする。
- ④ 試験体の各部の重量は表3に示す通りで、総重量は396kgであった。また重量の内訳は屋根重量：336kg (85%)、釣鐘重量37kg (9%) でこの2項目が全体重量の94%を占め、木部は5%程度に過ぎない。
- ⑤ 試験体は礎石の上に載せるだけとし、固定しない。

縮小模型の平面図及び断面図は図3～4bに示すとおりである。

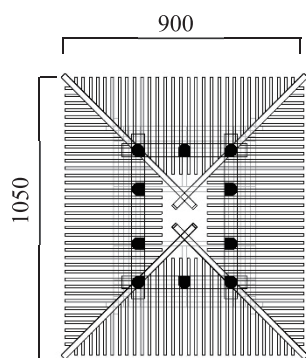


図3 模型屋根伏せ図

表1 実物との比較

	実物	模型
縮尺	1	1/8
梁間隅柱間[mm]	2870	360
桁行隅柱間[mm]	4090	510
初層階高[mm]	3400	425
上層階高[mm]	1400	175
軒高[mm]	5750	700
棟高[mm]	9200	1050
梁間茅負間[mm]	7200	900
桁行茅負間[mm]	8400	1050

表2 相似則

		実物	縮尺1/X 模型
寸法(size factor)	m	1	1/X
質量(weight factor)	kg	1	1/X <sup>2</sup>
積載質量	kg	1	1/X <sup>2</sup>
鍾質量	kg	1	1/X <sup>2</sup>
変位	m	1	1/X
応答加速度	m/s <sup>2</sup>	1	1
復元力	N	1	1/X <sup>2</sup>
架構の剛性	N/m	1	1/X
架構の固有振動数	Hz	1	√X
鍾の固有周期	Hz	1	√X
時間軸	sec	1	1/√X

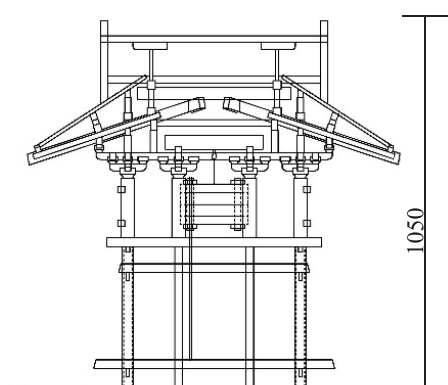


図4a 模型桁行断面図

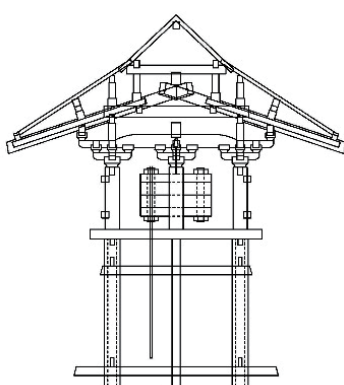


図4b 模型梁間断面図

表3 試験体重量

	部分	重量[kg]
木部	下層	3.75
	上層(丸桁まで)	1.41
	野屋根まで	17.89
鍾	屋根荷重	336
	鍾	37
合計		396.05

また、試験体の組み立て過程を写真2a～2fに示す。なお、屋根荷重は重さ1kgの鉄製ブロック（幅50mm・幅100mm・厚さ25mm）を用い、地垂木の上面に栈木を打った入母屋型の薄野地を被せて、これに336個のブロックを屋根の重量分布に合わせて設置した。

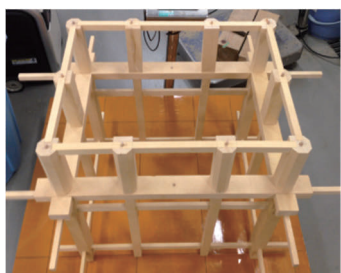


写真 2a 模型写真(上層柱まで)

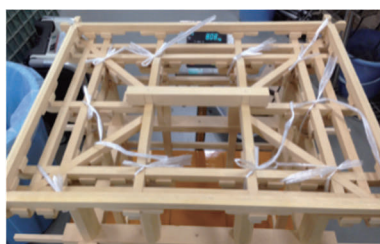


写真 2b 模型写真(出桁まで)



写真 2c 模型写真(野屋根まで)

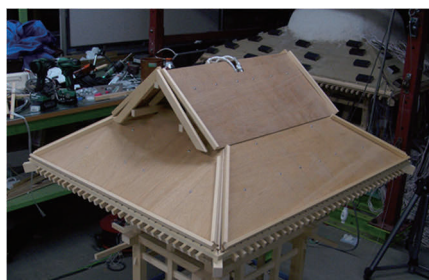


写真 2d 模型写真(屋根部)



写真 2e 模型写真(桁行)



写真 2f 模型写真(梁間)



### 3. 実験概要

#### (1) セットアップについて

図6に試験体のセットアップ状況を示す。試験体は表面をバーナー加工した御影石製の定盤に載せただけで、足元はダボや金物等で拘束していない。このため、実験中の滑りや浮き上りは許容される。

静的载荷は上層（2層屋根の重心付近の母屋）および下層（下層の台輪）に引張り力を加える方式とした。このため右側の鉄骨反力フレームに、先端にロードセルを設置したデジタル制御型電動ジャッキを下向きに取付け、滑車を介してワイヤーで試験体に水平方向に载荷した。

自由振動試験も加力方法は静的载荷試験と同じであり、所定の変位が加わった時点で中間のワイヤーを切断してその後の揺れを観測した。また、载荷方向は試験体を90度回転させることで梁間、桁行両方向に载荷を実現した。荷重はジャッキ先端のロードセルで測定し、変位の測定については、モーションキャプチャシステムで下の図5に示す赤の点を計測した。

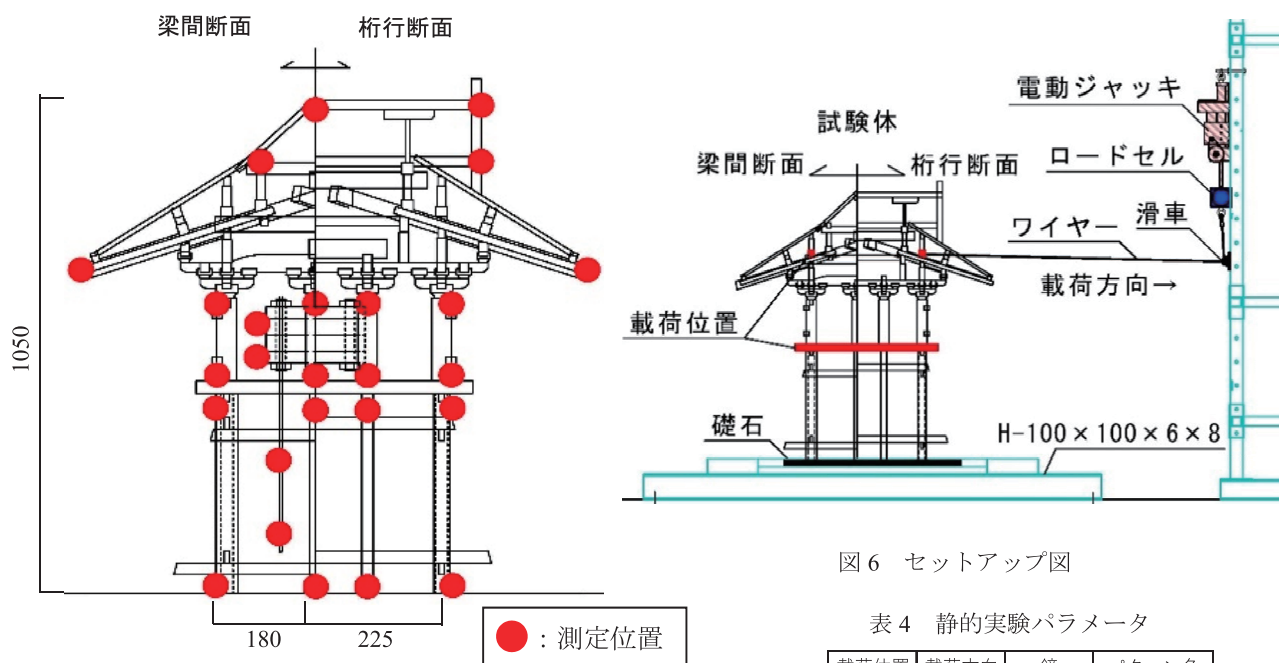


図5 測定位置

図6 セットアップ図

表4 静的実験パラメータ

载荷位置	载荷方向	鐘	パターン名
上層	梁間	無し	①
		あり	②
	桁行	無し	③
		あり	④
下層	梁間	無し	⑤
		あり	⑥
	桁行	無し	⑦
		あり	⑧

表5 自由振動実験パラメータ

载荷方向	鐘	変位	パターン名
桁行	無し	1/60	①
		1/100	②
	鐘釣梁	1/60	③
		1/100	④
	地樑抑え	1/60	⑤
		1/100	⑥
梁間	無し	1/60	⑦
		1/100	⑧
	鐘釣梁	1/60	⑨
		1/100	⑩
	地樑抑え	1/60	⑪
		1/100	⑫

#### (2) 静的水平载荷実験

実験は、図6に示す各载荷点位置と下層柱脚との相対変形角がそれぞれ1/60までの1方向単調载荷とする。パラメータを表4に示す。载荷方向は梁間・桁行の2方向で、それぞれ上層と下層に引張り力を加えた。荷重条件は鐘の有無の2パターンで、合計8パターンである。

#### (3) 自由振動実験

今回の自由振動実験では、上層载荷のみに張力を加える場合のみとした。デジタルジャッキにより上層屋根部が目標変位に達した段階でPPロープを切断した。目標変位は上層柱頭の変形角が1/100および1/60とした。実験パラメータを表5に示す。測定にはモーションキャプチャを用いた。このため、図5に示す部位に赤外線反射マーカを取り付け、マーカの変位を8台のカメラにより連続撮影して、3次元測量した。サンプリングは200Hzとした。

なお、鐘パラメータの鐘釣梁、地極抑えの違いについて右の図7a,bに示す。鐘については、200mm角のPL-25とPL-36をそれぞれ2枚ずつM20のボルトで結合し、中心にM8のアイナットと全長が50mmのリングキャッチを取り付けることで龍頭の代わりとしている。それを右図中の赤と青で示す鐘釣梁と地極抑えの材から通した太さ2mmのワイヤーに掛けることで、実際の鐘の吊り方を再現している。

□：鐘釣梁

□：地極抑え

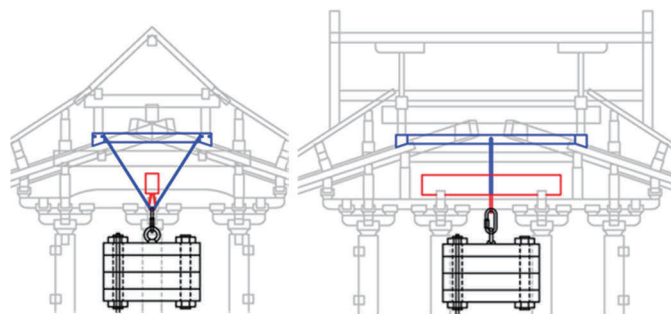


図 7a 梁間方向断面図

図 7b 桁行方向断面図

## 4. 実験結果

### (1) 静的水平載荷実験

表6に8パターンの加力試験で得た最大変形時の各層の割線剛性と一方向最大変位を加えてから、原点まで除荷した際の履歴消費エネルギーを示す。また図8a,8bは上層载荷パターンにおける鐘あり・鐘なしの条件下での梁間および桁行方向载荷に対する、上層柱頭と下層柱脚の相対変位一引張力（復元力）の関係を示したものである。また、図8cは上層に最大変形を加えた時の上層屋根・上層柱頭部・下層柱頭部の3か所の水平変位分布を示す。これらより、以下のことが分かる。

表 6 実験結果

パターン	剛性[kgf/mm]		消費エネルギー[kgf・mm]	
	下層	上層	下層	上層
①	6.0	22.3		89.4
②	6.0	27.0		92.0
③	4.0	26.0		77.9
④	4.1	28.9		83.0
⑤	5.8		60.4	
⑥	6.2		57.5	
⑦	4.0		49.1	
⑧	3.8		46.1	

- ① 鐘の有無が各層の復元力特性に及ぼす影響は数%程度である。釣の重量は試験体の全体重量の9%程度のため、柱の柱傾斜復元力に寄与するが、貫や長押等の横架材の復元力効果に比べると小さいことが考えられる。
- ② 梁間方向の剛性は桁行方向に比べて1.4倍ほど大きい。
- ③ エネルギー吸収については、上層载荷パターンでは鐘有りの方が15%若干大きい。鐘の重量が木組の摩擦抵抗などへの寄与が示唆される。
- ④ 今回の加力範囲では架構全体のロッキングや柱の部分的な浮き上りのほか、長押にも降伏の兆候は認められなかった。その他の部材にも破損は生じなかった。
- ⑤ 各層の剛性と図8cの変形図より明らかなように、屋根部はほぼ剛体的で全体変形に占める割合は約10%であり、上層軸部の水平せん断変形は約20%。下層部は約70%であった。建物の全体変形の70%強は下層部が占める。

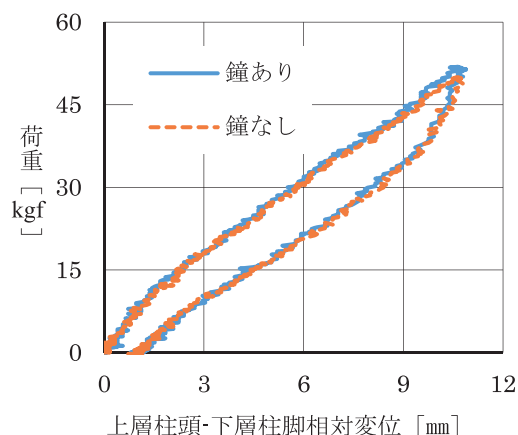


図 8a 梁間方向

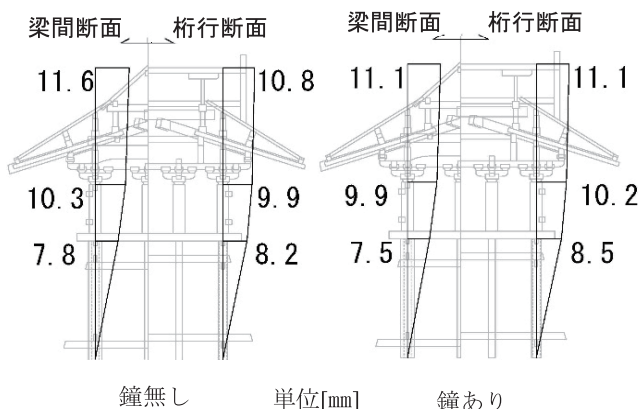


図 8c 変形図

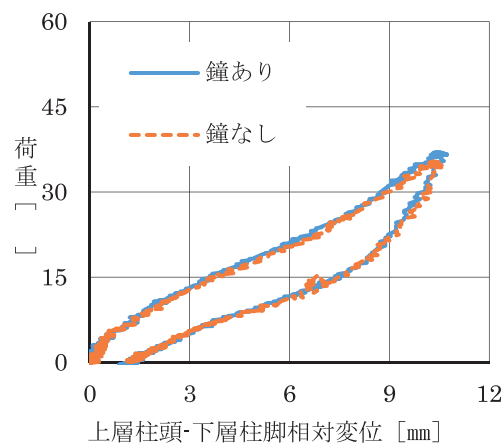


図 8b 桁行方向

## (2) 自由振動実験

### a) 時刻歴波形

上層载荷点に張力を作用させ所定の変形に達した後、張力を解放した場合の自由振動時の挙動を測定した。試験条件は表5の通りである。図9aは上層载荷点において、下層柱脚からの相対変位が変形角  $1/60$  になるような変形を加えた際の桁行方向における鐘の有無について上層柱頭の変位の時刻歴波形を比較したもの。図9cでは同じく梁間方向について鐘の有無を比較する。以下、架構と記したデータについては、上層柱頭点の载荷方向の変位を示す。これらより強制変形を解放した後の1サイクルについては鐘の有無による振幅の差異は少ないが、破線で示すように鐘を有する場合の方が周期は短く、振動の減衰も大きいことがわかる。

図9b、図9dにそれぞれ梁間・桁行方向について架構と鐘釣梁からつられた鐘単体の揺れを示す。架構の初期変形はいずれも  $1/60$  である。いずれも鐘は本体架構とは独立して振り子のような自由振動を繰り返すが、開始後数2サイクル目付近の振幅は抑制されている。なお、鐘の変位は釣鐘に模した鍾の下端にガイドロッドを取り付けて、その先端と中央の2か所にモーションキャプチャー用の赤外線反射マーカを設置することで、鐘の揺動に伴うX, Y, Z3方向の揺れを、载荷方向平面の回転に置き換え、鍾の重心点の空間運動を求めた。図9eは図9bと同一の実験であるが、自由振動の継続時間を初期5秒から20秒まで長くした場合である。

その他の実験の結果 次の傾向が認められた。

- ① 鐘の有無の影響については、桁行方向の違いが顕著で、自由振動開始後第2波目、第3波目で架構の振動は急速に減衰している。
- ② 架構と鐘の揺れに関しては、第2波目、第3波目あたりで架構と鐘とは逆方向に振動し、その結果架構の揺れはかなり抑制されるが、その後は鐘の自由振動の影響をうけて架構は微小な振動を継続する。

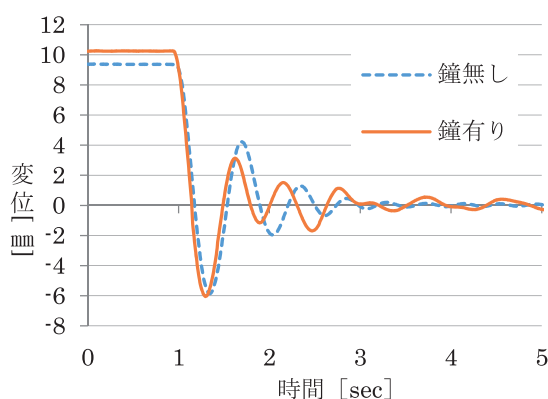


図9a 鐘の有無による架構の時刻歴波形の比較  
(桁行方向)

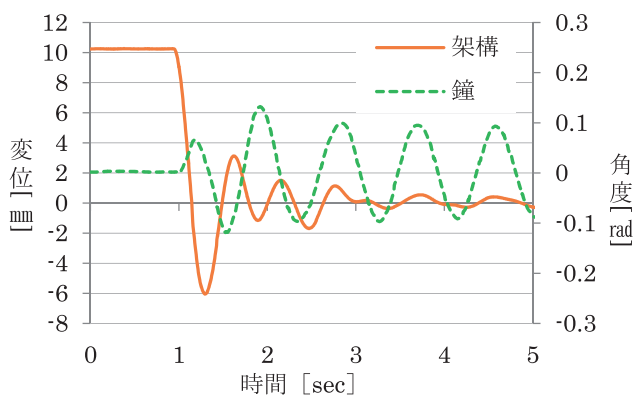


図9b 架構と鐘の時刻歴波形の比較  
(桁行方向)

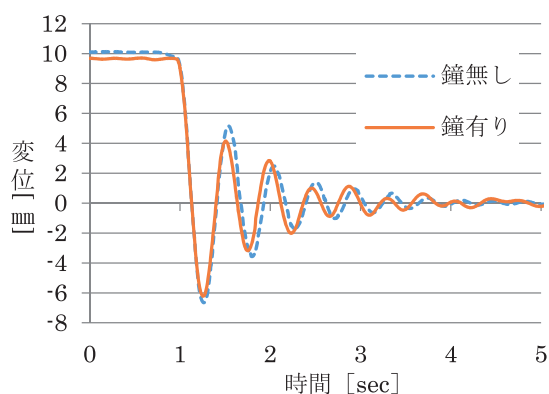


図9c 鐘の有無による架構の時刻歴波形の比較  
(梁間方向)

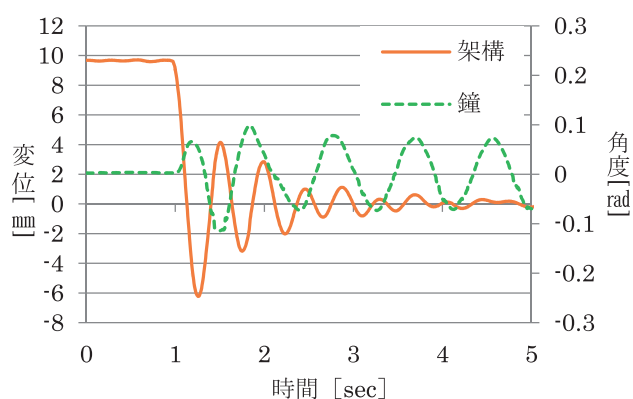


図9d 架構と鐘の時刻歴波形の比較  
(梁間方向)

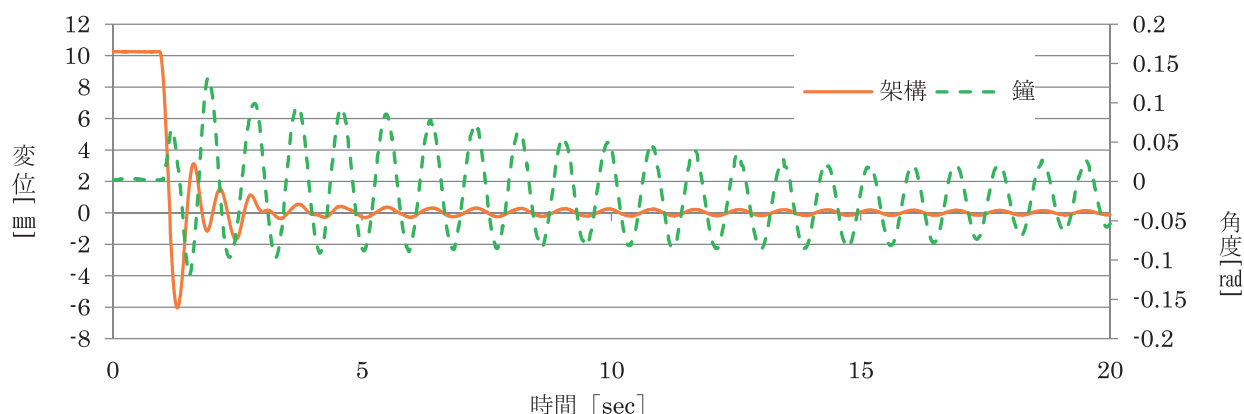


図 9e 架構と鐘の時刻歴波形の比較（桁行方向）（長時間）

## b) 減衰率

表 7 にワイヤを切断後 3 波目まで応答波形から各実験条件に対する個別の架構の減衰率を求めたものを示す。その導出の概要は図 10 に示すとおりである。これより、以下のことが分かる。

表 7 より、桁行方向について「鐘有り」は「鐘無し」の減衰の値よりやや大きい値をとることもあるが、ばらつきが大きく一概に減衰を定めることは難しい。また、全体的に架構と鐘の固有振動数の関係で、相互の振動が干渉する傾向を示し、一定の減衰率を求めることはできなかった。

また、鐘については前出の図 9e よりほとんど減衰はみられなかった。

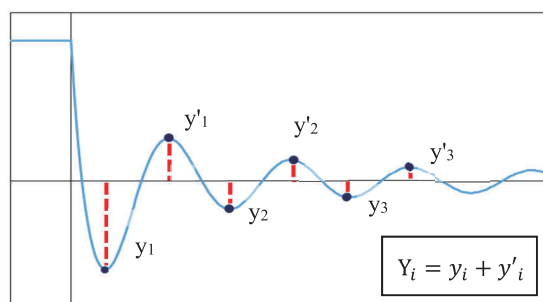


図 10 減衰率導出概要

$$\text{対数減衰率} : d_i = \frac{y_i + y'_i}{y_{i+1} + y'_{i+1}} = \frac{Y_i}{Y_{i+1}} \quad \dots \text{式 (1)}$$

$$\text{減衰率} : h_i = \left( \frac{\ln d_i}{2\pi} \right) / \sqrt{1 + \left( \frac{\ln d_i}{2\pi} \right)^2} \quad \dots \text{式 (2)}$$

表 7 自由振動実験結果

载荷方向	鐘	変位	パターン	架構固有振動数 [Hz]	鐘固有振動数 [Hz]	減衰率		
						h 1	h 2	h 3
桁行	無し	1/60	①	1.56	1.17	0.177	0.165	0.154
	鐘釣梁	1/60	③	1.75		0.192	-0.009	
	地樁抑え	1/60	⑤	1.56		0.114	0.196	0.050
梁間	無し	1/60	⑦	2.14	1.17	0.106	0.102	0.076
	鐘釣梁	1/60	⑨	2.14		0.086	0.109	0.064
	地樁抑え	1/60	⑪	2.14		0.098	0.073	0.150

## c) FFTスペクトル

図 11a～11d は a)時刻歴波形で示した時刻歴波形における架構と鐘のそれぞれについての初期 6 秒の間（データ点数 1024 点）の FFT スペクトルを比較したものである。また、このスペクトルのピークの振動数を架構と鐘それぞれの固有振動数として表 7 に示す。これらより、以下のことが分かる。

- ① 固有振動数については、架構、鐘ともに鐘の有無によって大きな差異は認められなかった。
- ② 鐘固有振動数に関しては、桁行方向の地樁木抑えから鐘を吊った場合は若干周期が長くなった。
- ③ 図 11b、11d に示すように鐘の固有周期のピーク周波数で架構の FFT スペクトル値が低下する現象が認められた。
- ④ 図 11a、11c より鐘を釣ることにより、架構の FFT ピークスペクトルの曲線がやや分散して、スペクトルのピーク強度もおおむね減少した。
- ⑤ 梁間方向よりも桁行方向の方が鐘の影響は顕著に表れる。

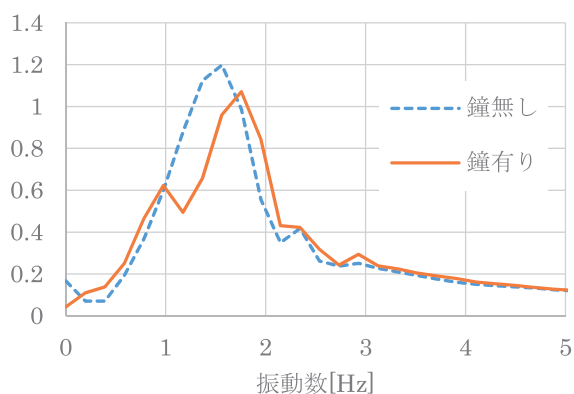


図 11a 鐘の有無による架構の FFT スペクトルの比較  
(桁行方向)

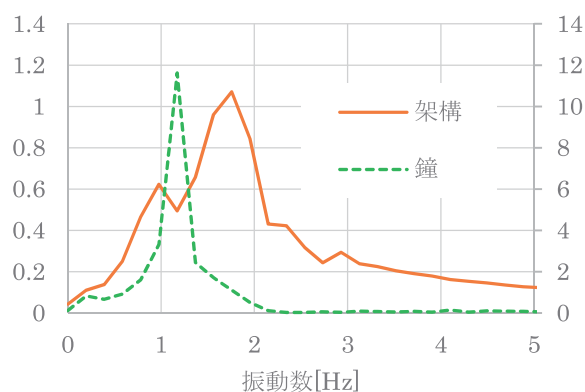


図 11b 架構と鐘の FFT スペクトルの比較  
(桁行方向)

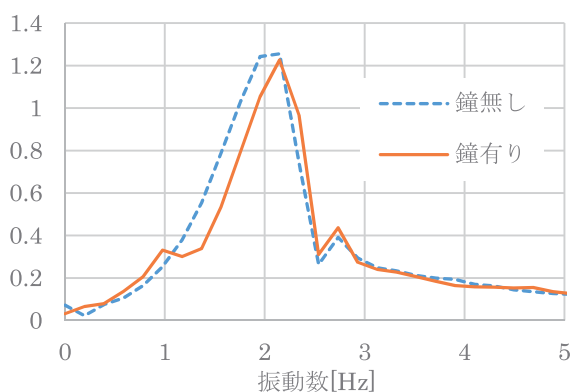


図 11c 鐘の有無による架構の FFT スペクトルの比較  
(梁間方向)

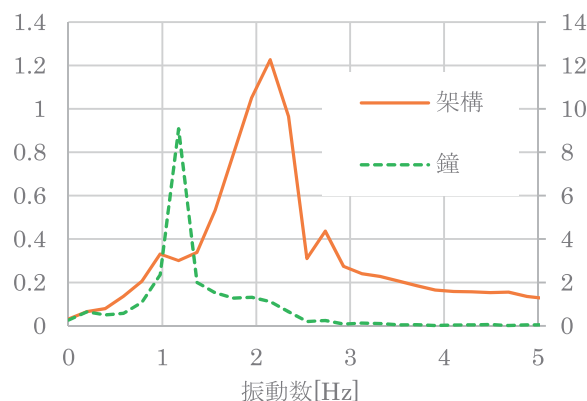


図 11d 架構と鐘の FFT スペクトルの比較  
(梁間方向)

## 5. 考察

- ① 法隆寺東院鐘樓のモデル軸部については上層よりも下層の階高が高いこと、さらに柱断面に対して貫の断面が小さく、開放的であることから、下層の水平剛性が低く、全体的な水平変形の 70%は下層で生じていた。
- ② 自由振動の時刻歴波形に関し、釣鐘の影響は梁間方向よりも桁行方向で顕著である。また鐘を吊ることによって釣り鐘の質量によって逆方向の慣性力が作用するため自由振動開始直後の第 2・第 3 波目での振動抑制傾向が認められる。しかしながら、鐘の減衰が極めて小さいために鐘自体は微小な振動を継続し、その影響を架構は受け続ける。
- ③ 鐘の吊り方に関しては架構の挙動には大きな違いはみられなかった。しかし、地極抑えから鐘が吊られているパターンでは図 7a,b に示すように、鐘の揺動半径が大きくなるため、固有振動数が伸びた。
- ④ 減衰率についても、それぞれの固有振動数の関係により、波ごとに大きく減衰率が異なり、一概に鐘が有利に働くとは言えなかった。
- ⑤ FFT スペクトルに関し、鐘のピーク周期で架構のスペクトル値が低下する現象が見られ、その影響により、架構のピークが低下するとともにスペクトル曲線が広がる傾向が認められた。

謝辞：本研究は、平成30年度関西大学大学院理工学研究科高度化研究費の助成を得た。

## 参考文献

- 1) 法隆寺国宝保存事業部：『国宝建造物東院禮堂及び東院鐘樓修理工事報告書』1937
- 2) 法隆寺昭和資材帳編集委員会：『法隆寺の至宝 第2巻』1996
- 3) 奈良国立文化財研究所：『梵鐘実測図集成-上』1993
- 4) 西川英佑：『木造三重塔の構造特性に関する実験的考察 第1報、第2報、第3報』日本建築学会計画系論文
- 5) 中尾拓磨：『木造鐘樓の構造特性に関する実験的研究 一四脚鐘樓を対象として一』