

法隆寺東院鐘樓の縮小模型の加振実験

Excitation test for a reduced model of the bell tower in Horyuji-Touin area

田口仙市郎

Senichirou Taguchi

関西大学大学院博士課程後期課程 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, Reduced model, Excitation test

1. 研究目的

本研究では、歴史都市防災論文集 Vol. 13に掲載された「古代重層鐘樓の構造特性に関する実験的研究」¹⁾に引き続き、重層鐘樓の構造特性を縮小模型を製作して実験的に検討するものである。本稿では、振動台を用いた実地震波を入力した動の実験を中心とした実験を行い、以下の2点を目的とする。

- ①鐘樓の鐘が架構に及ぼす動的特性の把握
- ②鐘を含めた振動モデルを作成し、その妥当性を検討

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。モデルとした鐘樓の写真1及び修理工事報告書²⁾の図面を図1、2に示す。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、1596年慶長地震、1854年安政地震、昭和修理後の1952年吉野地震³⁾等に代表される多数の大地震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。

2. 試験体概要

本実験で使用する試験体は、既往研究¹⁾で使用したものと同一であり、縮尺は1/8で屋根荷重は本瓦土葺きを想定し280kg/m²とした。また、鐘については参考文献⁴⁾の実測図から重量を推定し、重心位置と質量を表2の相似則^{5) 6)}に則って鋼板で製作した。なお、この表は縮尺1/X模型に対する各要素の相似率を示しており、本試験体についてはX=8である。試験体図面を図3・4、各部の重量を表3、既往研究¹⁾で得られた各層剛性、固有振動数、減衰率を表4・5及び写真を写真2に示す。



写真1 法隆寺東院鐘楼

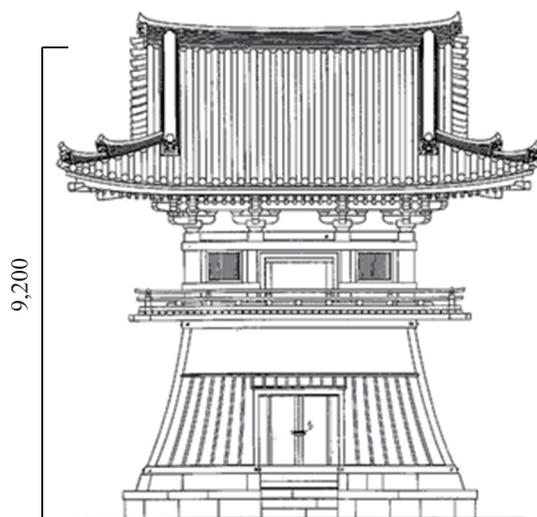


図1 東院鐘楼立面図²⁾

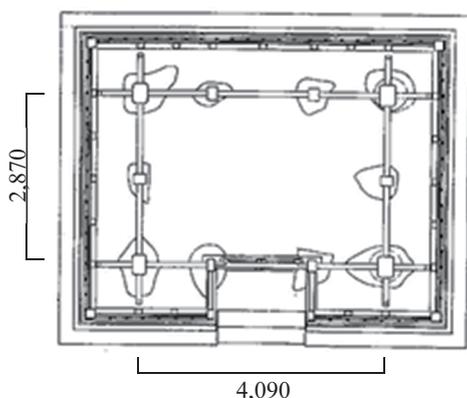


図2a 下層平面図²⁾

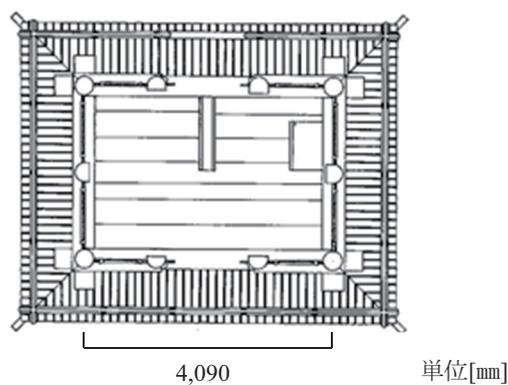


図2b 上層平面図²⁾

表1 実物と模型の寸法の比較

	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3 試験体質量

	部分	質量[kg]
木部	下層	3.75
	上層	1.41
	屋根部	17.89
鍾	屋根荷重	336
	鍾	37
合計		396.05

表4 各層剛性 (実験値)

N/m	鍾無	鍾有
初層	58800	58800
上層	218540	264600
鍾		2132.94

表5 試験体の固有振動数及び減衰率 (実験値)

固有振動数 [Hz]	架構	鍾	減衰率 %
鍾無	2.14		10.6
鍾有	2.14	1.17	8.6

表2 縮尺 1/X とした模型の実物に対する各要素の相似率

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

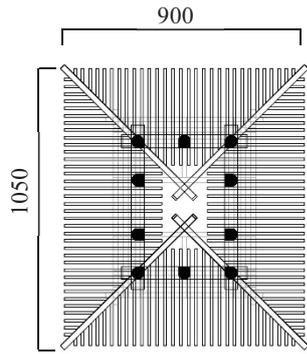


図3 屋根伏せ図

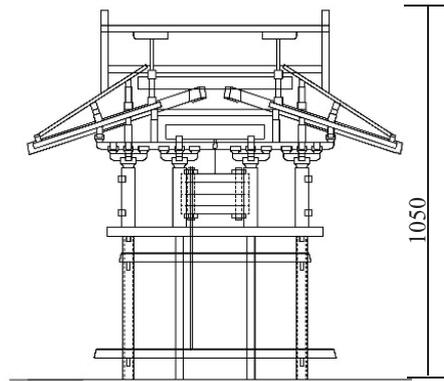


図4a 桁行断面図

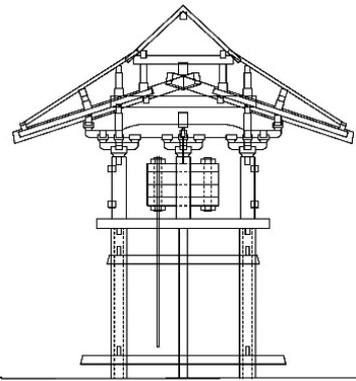


図4b 梁間断面図

単位 [mm]



写真 2a 試験体写真



写真 2b 試験体写真(桁行)



写真 2c 試験体写真(梁間)

3. 実験概要

(1) セットアップ及び計測方法

試験体は表面をバーナー加工した花崗岩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。実験中の滑りや浮き上りは許容される。また、その花崗岩は専用の鉄骨の治具を介して振動台に固定されている。

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右の図5に示す振動台を含む赤丸の点を計測した。サンプリング周波数は200Hzとした。

実験は、関西大学第6実験棟の振動台を用いて行った。

(2) 入力波

本実験で用いた入力波は、1995年兵庫県南部地震のJMAKOBE波 (NS) と2004年中越地震のODI波 (NS) をそれぞれ5%に低減したものを水平成分のみ入力した。加振方向は梁間方向のみである。

4. 実験結果

図 6、7 は、上層柱頭点における加振方向の下層柱脚部との相対変位の時刻歴波形であり、それぞれの入力波ごとに鐘の有無による変化を比較したものである。各パターンの最大応答点に印をつけ、その時の応答変位 (単位: mm) をグラフ中に示す。また、図 8、9 は、各入力波の鐘有パターンにおける時刻歴波形であり、実線は同じく上層柱頭点の加振方向の相対変位で、破線は、鐘の載荷方向の揺れを鐘の回転中心での角度に変換したものを示す。これらより、以下のことが分かる。

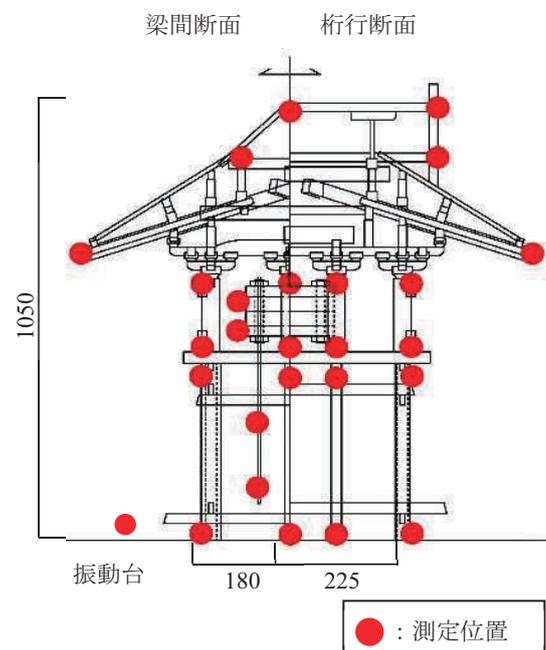


図5 測定位置

- ・ 図 6、7 より、鐘の有無によって最大応答点が変わる。KOBE 波においては、最大応答の絶対値はほぼ同じであるが、ODI 波では最大変位量も減少している。また、変位の極大点付近では、鐘有の変位量が減少している点が多く見られる
- ・ 図 8 より、鐘と架構が同じ方向に振動した 9 秒付近は図 6 の架構の応答も鐘無の場合と比較して大きくなり、逆の方向に振動している 7.5 秒付近（鐘無の最大変形時）は架構の応答を減少させている
- ・ 全実験を通して、試験体の顕著な部材の破損は認められなかった

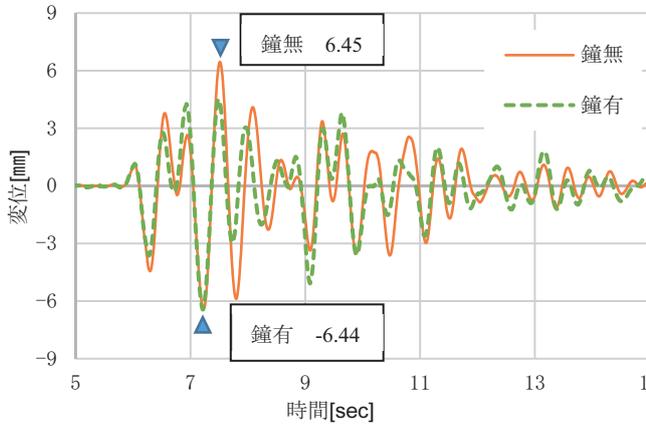


図 6 KOBE 波 上層柱頭変位比較

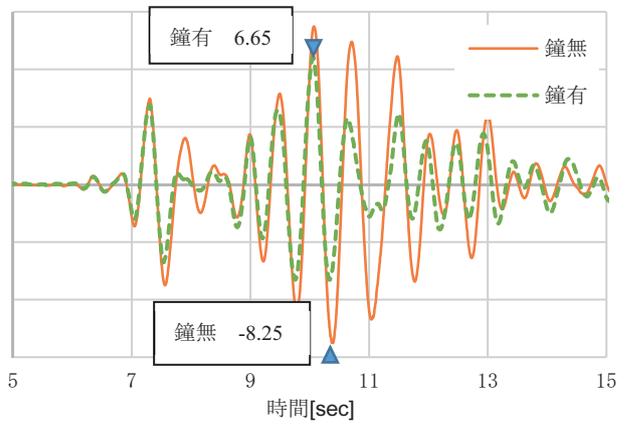


図 7 ODI 波 上層柱頭変位比較

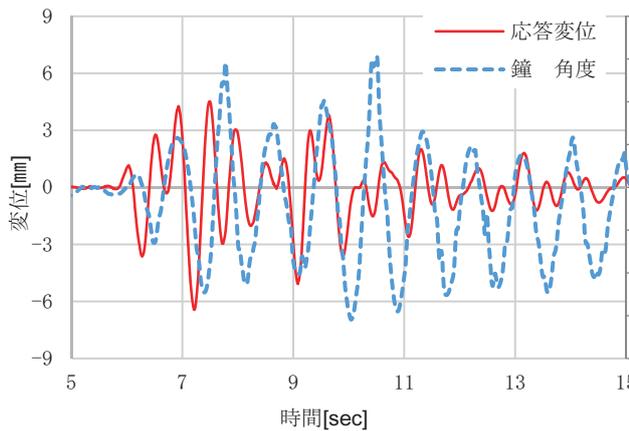


図 8 KOBE 波 架構変位、鐘回転角比較

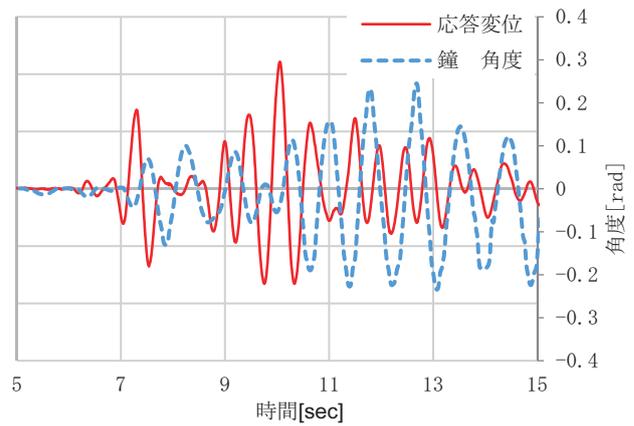


図 9 ODI 波 架構変位、鐘回転角比較

5. 振動解析モデルについて

(1) 2自由度系および3自由度系モデル

本節では、これまでの実験データで得られた試験体諸元を用いて単純な振動モデルを仮定する。それをこれまでの動的実験と比較し、考察を行う。表3、4に示した試験体諸元を用いてそれぞれ2自由度（鐘無）、3自由度（鐘有）のせん断モデルを作成し、数値解析を行った。以下にその結果を示す。なお、鐘については実際の吊られ方⁷⁾から単振り子とモデル化し、図10のように鐘の中心から鐘釣梁の下端までを回転半径 r として角振動数を算出、振り子運動を単振動と近似して仮定の3層目のせん断ばねモデルとした。（図11）

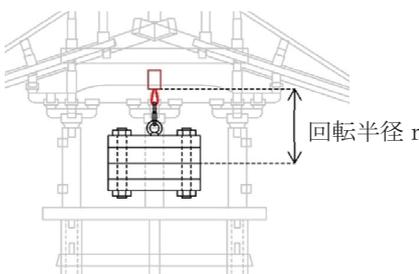


図 10 回転半径の取り方

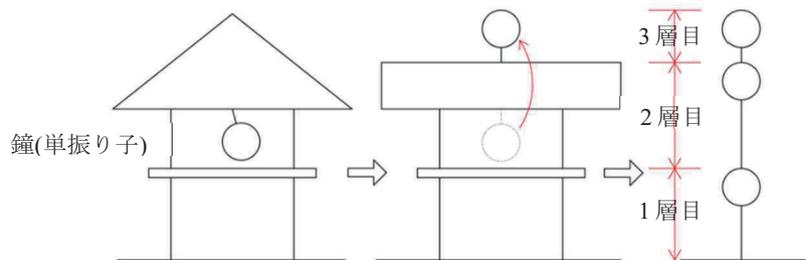


図 11 3 質点系モデルのイメージ図

(2) 線形加速度法を用いた時刻歴応答解析

時刻歴応答解析を行う。なお、減衰マトリックスに関しては自由振動により得られた減衰定数（表5）を用いた剛性比例型とした。また、鐘に関しては自由振動実験の結果より減衰を1%程度とした。

a) 自由振動

図 12、13 は、上層柱頭に 10mm の強制変位を与えて解放した自由振動実験において記録された実験値と、その強制変位を与えた状態を初期条件とした計算値をそれぞれ鐘無と鐘有で比較したものである。これらより、以下のようなことがわかる。

振動開始直後の大変形時ではある程度一致しているが、2 秒を過ぎた振幅が小さくなったところからについては計算値のほうに周期の伸長が見られる。つまり、本試験体の減衰の振幅依存性があることがわかる。

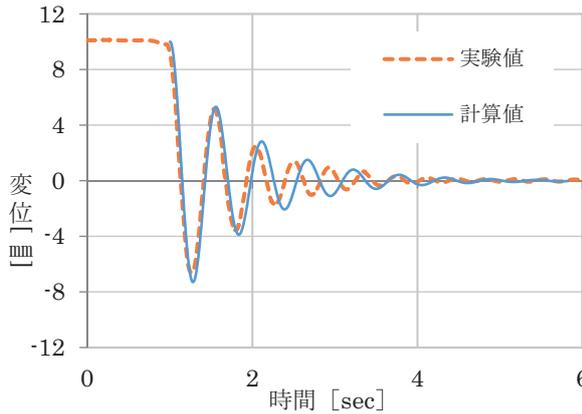


図 12 鐘無自由振動時の応答変位の比較

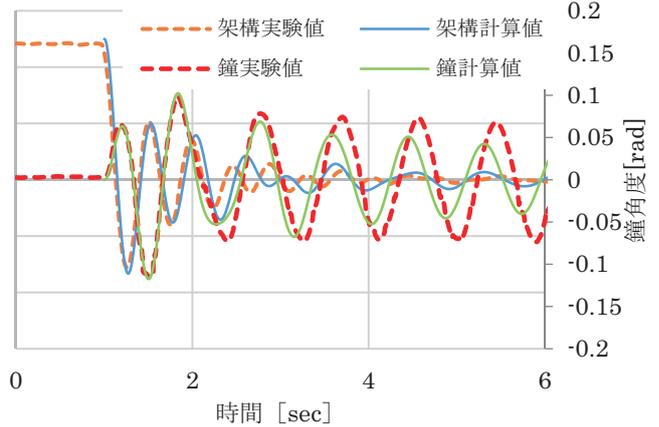


図 13 鐘有自由振動時の応答変位の比較

b) 実地震加振

図 14～17 は、前章で行った加振実験の同じく上層柱頭の実験値と、モーションキャプチャシステムによって直接測定した振動台の加速度を入力波とした上層柱頭の応答の計算値をそれぞれ鐘無と鐘有で比較したものである。図 18・19 は図 15・17 実験時の鐘の応答回転角を同じく計算値と比較したもの。図 14、15 が KOBE 波入力時、図 16、17 が ODI 波入力時のものである。

これらより、以下のようなことがわかる。

- ・全体を通して大まかなピークは捉えられているが、計算値が過大応答を示す点がある。
- ・図 16、17 において、鐘無の時にピークであった点が鐘有の場合では応答が減少している。

鐘無の実験の場合に、大変形時の挙動にずれが生じていることから今回行った線形の剛性及び減衰モデルでは振動を再現しきれていないと考えられる。

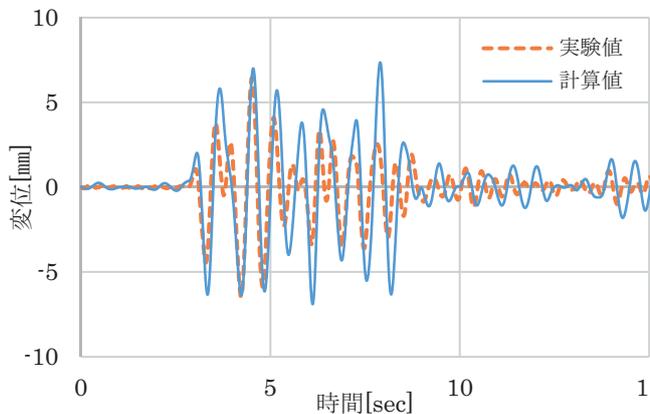


図 14 鐘無 KOBE 波入力時の応答変位の比較

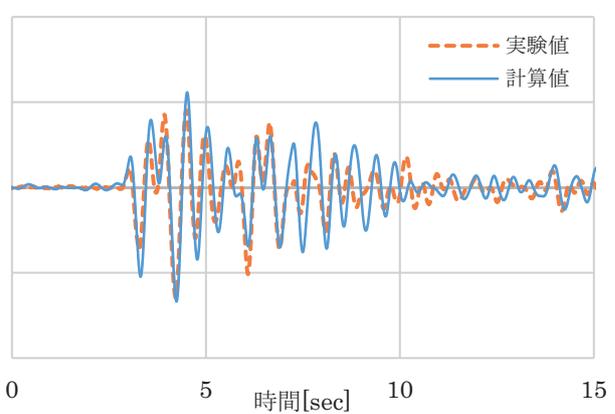


図 15 鐘有 KOBE 波入力時の応答変位の比較

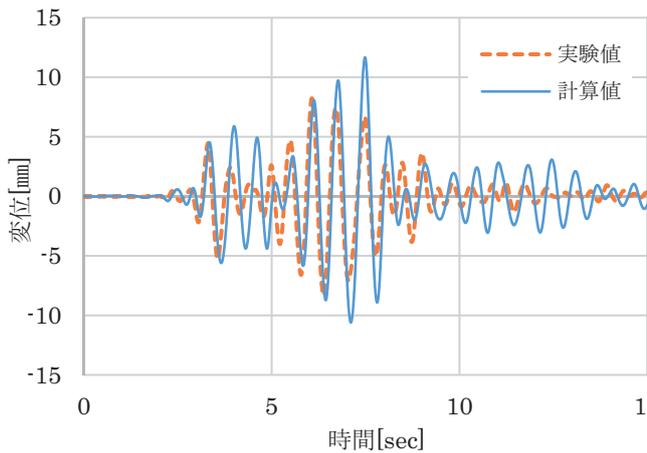


図 16 鐘無 ODI 波入力時の応答変位の比較

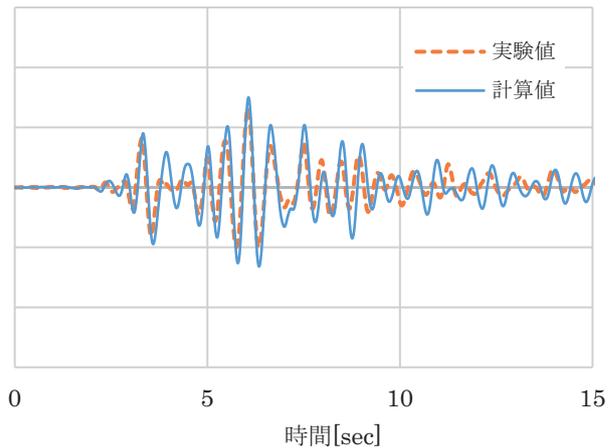


図 17 鐘有 ODI 波入力時の応答変位の比較

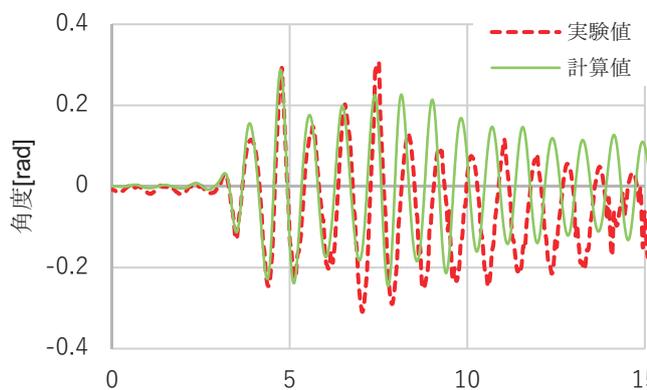


図 18 鐘有 KOBE 波入力時の鐘回転角比較

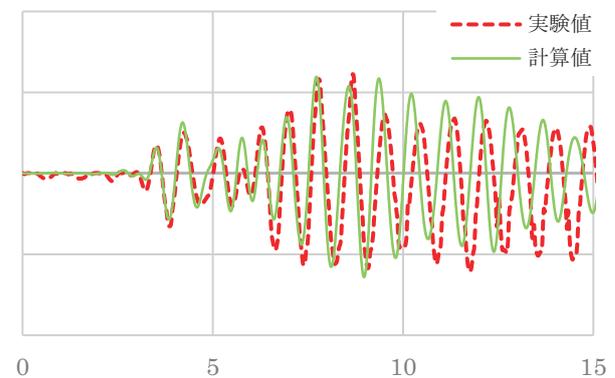


図 19 鐘有 ODI 波入力時の鐘回転角比較

6. 結論

本稿において、以下の知見を得た。

- ・重層鐘楼に対して、鐘が吊られていることによる振動特性の変化を実験により確認できた。
- ・鐘を含んだ3質点系の振動モデルを作成し、数値解析をおこない、こちらも振動特性の変化を確認した。また以上より本稿において以下のような課題が得られた。
- ・鐘が吊られることで振動特性が変化したが一様に良い方向に働くとは断定できず、共振のリスクを抑えるため今後鐘自体に振動を減衰させるような機構を備えた実験も行う
- ・多質点系モデルについては今後より正確な復元力特性のモデル化で検討することとする
- ・本稿では、単純なせん断モデルを用いたため曲げ変形などは考慮されていない為、その影響も今後考慮していくこととする

謝辞：本研究は、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) 中嶋裕典等：『古代の重層鐘楼の構造特性に関する実験的研究』歴史都市防災論文集 Vol. 13pp.53-60 2019年7月
- 2) 法隆寺国宝保存事業部：『国宝建造物東院禮堂及び東院鐘楼修理工事報告書』1937.
- 3) 宇佐美龍夫：『新編日本被害地震総覧』東京大学出版会 1996.
- 4) 奈良国立文化財研究所：『梵鐘実測図集成-上』1993.
- 5) 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
- 6) 中尾拓磨：『木造鐘楼の構造特性に関する実験的研究－四脚鐘楼を対象として－』関西大学2015年度修士論文
- 7) 法隆寺昭和資材帳編集委員会：『法隆寺の至宝 第2巻』1996.