鐘楼の耐震性能に関する研究

~令和5年奥能登地震における被害状況についての考察~

正会員 〇西川英佑*1 同 田口仙一郎*2 同 桝井健*3

2. 構造—7. 木質構造—z. 伝統建築耐震診断·補強 伝統的木造建築, 鐘楼, 耐震性能, 地震被害, 被害調査

1. 研究背景及び目的

Е

2023年5月5日に発生した石川県能登地方を震源とする マグニチュード6.5の地震(以下、令和5年奥能登地震) では、珠洲市正院地区で震度6強を観測した。正院地区お よび周辺の建造物に甚大な被害が発生する中、数多くの鐘 楼にも被害が発生し、特に防犯カメラで撮影された鐘楼が 倒壊する様子は地震後の報道でも度々取り上げられた。

鐘楼の耐震性能に関してはこれまで、地震時の鐘楼の跳 躍現象を対象とした研究や、実物鐘楼や縮小模型を対象と した基本的な振動特性を確認する研究が行われてきた。一 方で、鐘楼と一口にいってもその規模や構造形式は様々で あり、その違いによって耐震性能や地震被害がどう異なる かについての研究は行われていない。

そこで本研究では、令和5年奥能登地震において被災し た単層の鐘楼を対象に、その規模や構造形式と被害内容の 関係などについて調査し、被害要因を考察することで今後 の鐘楼の地震対策に対する提案を行う。

2. 被害調査

2.1 調査概要

調査は地震から約3週間後と約半年後の2回、実施し た。1回目の調査では、前述の倒壊した鐘楼(図2-A)が所 在する正院地区および周辺で鐘楼の存在が確認できた寺院 を調査し、被害状況や規模・構造形式の調査を行った。2 回目の調査では、1回目の調査後に鐘楼の存在を知った寺 院を調査対象に加え、可能な範囲で寺院関係者のヒアリン グも行った。調査対象とした9棟の鐘楼を写真1および図 1 (B~J) に示す。

2.2 鐘楼の構造形式

鐘楼の構造特性について考察するため、柱・貫などの 耐震要素となる部材や建物重量にかかわる屋根や鐘の



図 1 各鐘楼の所在地と地震観測点

Research on the seismic performance of Shoro - A Study on the Damage due to (bell towers) the Okunoto Earthquake in 2024 -

NISHIKAWA Eisuke, TAGUCHI Senichiro and MASUI Takeshi



図2 各鐘楼の立面および寸法

寸法を実測した。この実測結果をもとに作成した鐘楼の 立面および寸法を図2に示す。また、棟の向きや撞木の 位置、貫の有無、柱間寸法比を表1に示す。柱や貫の部 材の寸法比にばらつきがあること、柱間寸法で最大1.5 倍程度の規模の大小があること、撞木位置の飛貫が省略 される鐘楼があることなどが分かる。

2.3 地震被害とその分類

鐘楼の被害については、倒壊をはじめ、軸部の柱や貫の折損、建物の移動、柱脚や礎盤のずれなど様々な内容がみられたが、大きく分けて軸部のせん断変形に起因するもの(写真 2、3)と、建物の片側が浮き上がるロッキングに起因するもの(写真 4、5)の2種類に分類することができる。各鐘楼における被害の種類およびその大小などを勘案して被害分類をせん断変形かロッキングのいずれで判定した(表 2)。



写真 2 軸部のせん断変 写真 3 軸部のせん断変形 形による倒壊(A) による貫の破損(B)

|--|

鐘楼	棟方向	撞木位置	貫(撞木位置)	貫(他三面)	柱間寸法比
В	東一西	西	飛貫・	腰貫	1.39
С	東一西	西	飛貫・	腰貫	1.26
D	北一南	南	飛貫・	腰貫	1.28
Е	北一南	南	飛貫・	腰貫	1.13
F	東一西	東	腰貫	飛貫・腰貫	1.17
G	東一西	東	腰貫	飛貫・腰貫	1.45
Н	東一西	西	飛貫・腰貫		1.16
I	北西一南東	南東	飛貫・腰貫		1.41
J	東一西	西	腰貫	飛貫・腰貫	1.00

柱間寸法比は妻面柱間の最小のもの(J)に対する比率

表2 各鐘楼の地震被害と被害要因

鐘楼	ロッキング	せん断変形	被害分類
В		腰貫破損(大)	せん断変形
С	柱のずれ(中)	頭貫・腰貫に割れ(中)	せん断変形
D	礎盤から落下(大)	腰貫に亀裂(極小)	ロッキング
Е	建物移動(大)	頭貫に亀裂(中)	ロッキング
F	礎盤から落下(大)	腰貫に亀裂(中)	ロッキング
G	礎盤ずれ(大)	腰貫にひび(大)	
Н	礎盤ずれ(小)	飛貫に割れ(中)	せん断変形
- 1	礎盤ずれ(中)	飛貫破損(大)	せん断変形
J	礎盤ずれ(小)	腰貫にひび(中)	せん断変形

ロッキング (橙色)

大:礎盤から落下している場合、礎盤とのずれが 50mm 以上

中:礎盤とのずれが 20mm 以上 50mm 未満 小:礎盤とのずれが 20mm 未満

小: 碇盛との940か2 せん断変形 (青色)

大:貫の亀裂や割れの程度が大きく、破損しているもの

中:大きな亀裂・割れ、また複数個所あるとき

小:小さな亀裂

G に関しては両方の被害がみられたため灰色とした

2.3 柱の傾斜方向と傾斜角

次に、鐘楼の四隅の柱それぞれについて、南北方向・ 東西方向の傾斜を測定した。実測した各柱の傾斜角から、 柱の内転び角を引いて変形による傾斜角を求めた。各鐘 楼の四隅の柱の傾斜角をプロットし、そこに1次近似を 引いたものが図3である。ここでは、南北方向は北を正、 東西方向は東を正としている。これより、柱が北西—南 東方向に傾く傾向が確認できる。傾斜量は平均で1/64 (0.9°)、最大で1/25(2.3°)であった。



写真4 ロッキング による移動(E)



写真5 ロッキング による礎盤ずれ(G)



図3 各鐘楼の四隅の柱の傾斜角

3. 被害に対する考察

3.1 被害と規模・構造形式との関係

どちらが先行するかを構造計算によって判断し、その計 算結果を実際の被害状況と比較する。

各鐘楼において、実測寸法をもとに、柱傾斜復元力と 貫の復元力の和から軸部のせん断耐力(以下、"軸部耐 力"と呼ぶ)、建物・鐘の重量および柱間寸法と重心高 さの比率からロッキング開始時の水平力(以下、"ロッ キング開始力"と呼ぶ)を求め、図4にプロットした。



計算上は軸部耐力の方が大きい場合(図中の青色の領 域)、せん断変形による鐘楼の破壊が先行して起こりロ ッキングが生じにくくなり、ロッキング開始力の方が大 きい場合 (図中の橙色の領域)、ロッキングが先行して 起こりせん断破壊は生じにくくなる。各点の色は実際に 確認された被害分類(表2)を示している。計算結果と 地震被害の傾向は一致していることが分かる。

3.2 傾斜方向と地震動の関係

各鐘楼の地震被害と地震動との関係について考察す る。ここでは令和5年奥能登地震の本震、およびヒアリ ングで被害が確認された前年の地震を対象に、K-NET^[1] より入手した記録地震波を用いて考察した。

観測点 : 珠洲市正院町 ISK002 (図1緑丸) 発生時刻: 2022/6/19 15:07 (以下、"前年地震") 14:41 (以下、"本震") 2023/5/5

このうち、特に強い揺れを記録した区間について、加 各鐘楼において、軸部せん断変形とロッキングのうち、速度波形と周期・振動数を図5、6に示す。



図6 本震の加速度波形

0.79

経過時間(4)

1.15

20

19.5

1.23

22.5

先行研究[2]で行われた鐘楼の常時微動測定の結果を 参照し、鐘楼の規模と固有振動数と規模の関係から調査 対象の鐘楼の固有振動数を推定すると3.2~4.1Hzとなる。 また、変形増大に伴い固有振動数が微動時に比べ半分程 度となると推定すると、地震時の固有振動数は 1.6~ 2.0Hz 程度と考えられる。地震波形の振動数と比較する

と、調査対象となった鐘楼は前年地震で共振し損傷して 固有振動数が低下、その状態で本震と共振し、損傷がさ らに進んだ可能性がある。

前年地震と本震の加速度波形の軌跡をみると、北西-南東方向に強い揺れであったことが分かる(図7、8)。こ れより、鐘楼の傾斜は地震によって生じたと考えられる。



3.3 ロッキングによる浮き上がり高さ

記録地震波に対する応答水平変位を時刻歴応答解析 によって求め、幾何学的な関係に基づき水平変位からロ ッキングに伴う浮き上がり量を求める。建物の復元力に ついては、ロッキング開始後は一定となる完全弾塑性型 にモデル化し、剛性は前項で推定した各鐘楼の地震時の 固有振動数を基に決定した。ここではロッキングによる 被害がみられた鐘楼のうち最も規模の小さく固有振動 数の高い E と最も規模が大きく固有振動数の低い G を 解析対象とした。なお、減衰定数は5%と仮定した。

解析で得られたロッキングによる浮き上がり量の時 刻歴波形を図9、10に示す。浮き上がり量の最大値は、 前年地震において E で 4.0cm、G で 5.6cm、本震にお いて E で 0.9cm、G で 21.1cm となった。

G は浮き上がりを生じることでさらに固有振動数が 低下し、本震と共振したため、浮き上り量が大きくなっ た。一方で E は地震被害としては建物が礎盤から落下 し大きくずれていたにもかかわらず (写真 4)、浮き上 謝辞 り量はそれほど大きくなかったと推定された。Eの浮き 上り開始加速度が 4.99m/s² と他の鐘楼に比べて高く、 礎石と柱の摩擦係数を上回る可能性があることや、礎盤 のだぼ近傍に割れが生じていたことと合わせて考える と、ずれはロッキングで生じたのではなく滑動で生じた 可能性がある。



4 まとめ

- ・鐘楼の被害は、主に軸部のせん断変形によるものとロ ッキングによるものに分類でき、その傾向は軸部耐力 とロッキング開始力の比率から推定できる。
- ・調査した鐘楼の傾斜は地震による残留変形と推定さ れ、傾斜角は平均で1/64、最大で1/25であった。
- ・地震時のロッキングに伴い 20cm 程度、柱が浮き上 がったものもあったと推定され、これに伴い柱や礎 盤のずれなどが生じたと考えられる。一方で、ロッ キングではなく滑動がずれの要因となったと見られ るものもあった。
- ・今後の鐘楼の地震対策においては、せん断変形を防ぐ ための貫の補修や補強、ロッキング(滑動)による被 害を防ぐための適切な対策を検討すべきと考える。

本研究の調査に当たり鐘楼の所在する寺院の関係者の方々に多大 なご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- [1] 防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET)
- [2] 森山敏行:伝統的な木造鐘楼の振動性状に関する実験的研究(そ の2)振動実験,日本建築学会大会学術講演梗概集 F-2, pp.131-132, 2006.7

- *3 Professor, Kansai University, Dr. Eng.
- *3 関西大学環境都市工学部建築学科教授・博(工)

^{*1} 関西大学環境都市工学部建築学科助教・博(工) *2 フリーランス・修士(工)

^{*1} Assistant Professor, Kansai University, Dr. Eng. *2 Freelance, M.Eng.