回廊の耐震性能に関する実験的研究 一基本的な振動特性と補強に伴う特性の変化について-

正会員 ○松田昂大*1 同 西川英佑*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 伝統的木構造建築, 回廊架構, 耐震性能, 静的載荷実験, 振動実験

1. 序論

を主な耐震要素とする比較的単純な基本架構を持ち、は、隣接建物との接続や腰壁などの存在による剛性 それが桁行方向に非剛床の屋根面で繋がることで平 面的に広がるという構造的な特徴を持つ。近年、文化 財建造物の保存と活用の観点から、いくつかの回廊 で耐震対策が進められているが、上記のような構造た。 的特徴から耐震性能の評価が難しく、その対策の在 り方に関しては議論が続いている。

本研究ではこうした状況を踏まえ、模型実験を行い 基本的な振動特性について明らかにする。法隆寺東 院廻廊(写真1)をモデルとした縮小模型を作成し、 静的載荷実験及び振動実験を実施した。また、屋根面 を剛床とした場合と非剛床とした場合、軸部に補強 貫(写真2)を挿入した場合と挿入しない場合につい て実験を行い比較することで、屋根面・軸部の補強に 伴う振動特性の変化についても考察する。





写真1 法隆寺東院廻廊 2. 試験体概要

写真2昭和修理前の補強員1)

法隆寺東院廻廊の西廻廊部分を参照し、1/11 スケ ールの全体架構模型(図1)と全体架構模型の長手 部分2スパン分を切り出した形状を再現した基本架 構模型(図2)の2種類の試験体を作成した(写真 3、写真4)。

長手部分に関しては、実験は試験体の短手方向に 対してのみ載荷や加振を行うため、短手方向の耐震 性能に寄与しない桁行方向の腰壁などは再現せず、

柱同士を繋ぎ足元が個別に移動することを防ぐ効果 回廊は伝統的木造建築の中で、梁間方向に柱や貫 を持つ腰長押は再現した。全体架構模型の短手方向 や耐力の増加を考慮し、3段の貫を挿入した。ま た、頭貫・側桁・棟桁には、実物回廊と同様に2ス パン毎に図3に示すような簡略化した継手を設け



An Experimental Study on Seismic Performance of Corridorsin the TOH-IN Corridors of Horyuji Temple

- Basic Vibration Characteristics and the Change in Characteristics with Reinforcement-

MATSUDA Kota, NISHIKAWA Eisuke, MASUI Takeshi

本研究では、実物回廊が本瓦葺きであることを考 慮し、模型の相似則(表1)に基づいた鉛直荷重を 加えて実験を行った。柱1本あたりの負担重量を 構模型には 11.20kN の錘を屋根面に載荷した。なお 錘に関しては、屋根面の剛性に影響を及ぼさず、か つ変形に追従できるように、鋼板ではなく小さな鋼 製ブロック(約9.5N/個)を用いた。

本研究全体を通した実験において、試験体につい て表2に示すように呼称を設けた。

| 表1相似則 | | | | 表 2 試験体名称 | | | | | |
|-------|------|----|------------------|-------------------|--------|------|----------------------|-------------|--|
| 項目 | | 実物 | 1/X模型 | | | BF | Basic Frame 基本架相 | | |
| 寸法 | mm | 1 | 1/X | 0 | 架構形式 | ME | Multi Frames | 全体架構 | |
| 重量 | kg | 1 | 1/X ² | | 屋根面の仕様 | 1411 | Di la a | 1.17-16.117 | |
| 復元力 | N | 1 | 1/X ² | 0 | | R | Rigid floor | 剛床 | |
| 変位 | mm | 1 | 1/X | | | F | Flexible floor | 非剛床 | |
| 速度 | mm/s | 1 | 1/√X | 0 | 対診想の大師 | R | Reinforced condition | 補強貫有り | |
| 応答加速度 | m/s | 1 | 1 | | 相独員の有無 | 0 | Original condition | 補強貫無し | |
| 剛性 | N/mm | 1 | 1/X | | | | | | |
| 固有周期 | Hz | 1 | √X | (例) <u>BF-R-R</u> | | | | | |
| 時間軸 | 202 | 1 | 1/JY | 0 2 3 | | | | | |

3. 基本架構模型の構造特性

3.1 実験概要

静的載荷試験は電動ジャッキを用いて、ワイヤー で柱頭を水平に引き、柱頭の変位及び補強貫の歪を 測定した。実験は変形角 1/120rad、1/60rad、1/30rad、 1/15rad を基準として、特定変形角までの1方向単調 載荷を1回ずつ実施した。

自由振動試験はワイヤーの代わりに PP ロープを 用い、層間変形角 1/15rad まで載荷した後、PP ロー プを切断することで試験体を自由振動させた。

セットアップ状況を図4に示す。



3.2 実験結果

3.2.1 荷重変位関係

ジャッキ1のみを使用し、軸部架構を剪断変形さ せたときの各試験体における荷重変位関係の比較を 図5に示す。補強貫有の場合(BF-R-R・BF-F-R)は 最大変形角 1/15rad まで荷重が上昇し続けており、 柱傾斜復元力のみが抵抗要素となっている。補強貫 無の場合 (BF-R-O・BF-F-O) は約 1/60rad で最大荷

重を迎えたのち、荷重が低下し続けた。柱傾斜復元力 の文化庁の設計式⁴⁾と最大荷重を比較すると、BF-R-O で文化庁式の 0.71 倍、BF-F-O で 0.75 倍となっ 0.27kNとして、基本架構模型には 1.60kN、全体架 た。なお、屋根面の仕様は荷重変位関係に影響を及ぼ さなかった。



3 台のジャッキを使用し屋根面を剪断変形させた 時の荷重変位関係の比較を図 6 に示す。ここでの荷 重はロードセル2・3の平均とし、屋根の剪断変形角 1/120 rad における割線剛性を算出した。剛床 (BF-**R-R**)は非剛床(BF-F-R)の約1.5倍となった。



図6屋根面剪断変形時の荷重変位関係 図7 自由振動時の時刻歴波形 3.2.2 自由振動試験

自由振動時における各試験体の時刻歴波形を図7 に示す。波形のピーク点から、周期、振動数、減衰定 数を算出した。3回の試験結果の平均を表3に示す。

振動数について補強貫の有無で比較すると、剛床 において補強貫有 (BF-R-R) は補強貫無 (BF-R-O) の 1.20 倍、 非剛床において 補強貫有 (BF-F-R) は 補 強貫無(BF-F-O)の1.29倍であった。

減衰定数は、補強貫有の方が補強貫無よりも大き く、剛床・非剛床に関しては試験結果のばらつきを考 慮すると差はほとんどないと言える。

表3周期、振動数、減衰定数

| | 周期[s] | 振動数[Hz] | 減衰定数 |
|--------|-------|---------|------|
| BF-R-R | 0.51 | 1.96 | 6.3% |
| BF-R-O | 0.62 | 1.62 | 4.7% |
| BF-F-R | 0.45 | 2.22 | 5.8% |
| BF-F-O | 0.59 | 1.72 | 5.2% |

3.3 力学モデルを用いた振動特性の予測

回廊全体架構模型を図8に示すように、15 質点15 自由度力学モデルに置き換え、各質点を屋根面の剪 断剛性 ks、梁間方向の軸部架構の剪断剛性 kh を持つ バネで連結した。なお、3段の貫が挿入されている両 端の短手部分の剪断剛性については、基本架構の貫 た。10回の平均から求めた加速度応答倍率を図 11 の有無による復元力の増加率および柱貫接合部の個 所数を勘案し、khの30倍と仮定した。



図8 全体架構模型の力学モデル

次までの固有振動数を表4に、振動モードを図9に認できる。 示す。この結果を基に次項の全体架構模型の実験を 計画した。



4. 全体架構模型の構造特性

4.1 実験概要

振動実験では振動数 0.2~10Hz の範囲でほぼ均等 な強度を持つランダム波を入力して微小変形時の振 動特性を調べるホワイトノイズ試験と、3段階の加速 度振幅の正弦波を入力して大変形時の振動特性を調 べる定常加振試験、定常加振状態から模型を自由振 動させ減衰定数を求める自由振動試験を行った。各 部の変位をモーションキャプチャーで、中央及び両 端部の加速度を加速度計により測定した。セットア ップ状況を図 10 に示す。



4.2 実験結果

4.2.1 微小変形時の振動特性

ホワイトノイズ試験で得られた模型中央の加速度 波形を FFT 解析し、フーリエスペクトルを求め

に、スペクトルから読み取った固有振動数を表5に 示す。なお、振動台で短手方向に加振を行う本実験 では図9で示す両端が逆位相となる2次モードは確 認できないと考え、1次の次に現れるピークを3次 としている。1次固有振動数は軸部の補強に、3次 固有値解析により得られた各試験体の1 次から3 の固有振動数は屋根面の補強に影響される傾向が確



MF-R-R MF-R-O MF-F-R MF-F-O 固有振動数 1次 42 33 4.1 32 (Hz) 3次 7.0 6.7 5.6 6.2

4.2.2 大変形時の振動特性

3 段階の加速度振幅(25gal/50gal/75gal)におい て振動数を変化させて加振を行うことで、共振時の 振動数及び振動モードを特定した。

各次の固有振動数を、基本架構模型の固有振動数 と併せて表 6 に示す。層間変形角 1/15rad 変形時か らの自由振動試験により得られた基本架構模型の固 有振動数と比較すると、全体架構模型では基本架構 模型に比べ1次固有振動数が高くなっている。また、 変形増大に伴う剛性低下によって固有振動数は低く なり、微小変形時から最大1Hz 程度の低下がみられ た。模型の相似側を考慮すると、大変形時の固有振動 数は実大スケールで 1 次が 0.5~1.0Hz、3 次が 1.7~1.9Hzとなっており、地震時の応答を検討する上 で1次だけでなく3次も注意が必要であることが分 かる。また、軸部の補強は1次、屋根面の補強は3次 の固有振動数に与える影響が大きく、どちらの場合 にも補強によって固有振動数が増大する。

表6 大変形時の固有振動数

| 固有振動数 (Hz) | 全体架構 | | | | | | | |
|---------------|----------|----------|----------|----------|----------|--------------|-----|--|
| | 1次 | | | | 基本架構 | | | |
| | 25gal | 50gal | 75gal | 25gal | 50gal | 75gal | | |
| MF-R-R | 3.3(1.0) | 2.8(0.8) | 2.5(0.8) | 6.1(1.8) | 5.8(1.7) | 5.9(1.8) | 2.2 | |
| MF-R-O | 2.4(0.7) | 1.7(0.5) | / | 6.0(1.8) | 5.5(1.7) | \backslash | 1.7 | |
| MF-F-R | 2.9(0.9) | | | 6.4(1.9) | | | 2.4 | |
| MF-F-O | 1.7(0.5) | | | 5.8(1.7) | | | 1.7 | |

:各試験体における最大振幅時の固有振動数

※()は実大スケールでの固有振動数

加速度振幅 25gal における、各次の振動モードを体架構模型では、1次の固有振動数で最大 19%と大 図 12 に示す。3.3 の力学モデルによる予測で得られ きな伸びを示した。この要因として考えられるのは た各次の振動モードと比較すると、1次では全体が同 屋根面のエネルギー吸収である。全体架構模型は基 になる傾向は一致した。しかし、屋根面の補強によっ 全体架構模型は1次モード・3次モードともに屋根面 の剛性を高めることにより、屋根面の変形において が生じることでエネルギーを吸収していると考えら 剪断変形が主体であったものが、剪断変形と曲げ変 れる。さらに屋根面の剛性を高めることでエネルギ 形が組み合わさったものに変化し、1次では剛床の場 一吸収量が増加することも確認できた。また、減衰定 合(MF-R-R・MF-R-O)中央に加わる力が曲げとし数と変位振幅には正の相関がみられた。 て両端部に伝わることで、両端部が内側に変形し、非 剛床の場合(MF-F-R・MF-R-O)と比べて中央の変 形が抑制された。3次では、より両端部が内側に変形 しており、非剛床では M 字型であった形状が剛床で はV字型となった。



図 12 各次の振動モード

4.2.3 減衰定数

3 段階の加速度振幅(25gal/50gal/75gal)におけ る定常状態からの自由振動時の時刻歴波形から、指 数関数を用いたカーブフィットによって減衰定数を 算出し、基本架構模型の減衰定数と併せて表 7 に示 4) 文化庁: 重要文化財(建造物) 耐震基礎診断実施要領, す。基本架構模型では 5~6%程度であったものが全

位相で中央が凸になり、3次では両端と中央が逆位相 本架構模型が屋根面で連なることでできているため、 てモード形状に変化がみられた。具体的には、屋根面 が大きく変形し、これによって野地板の摩擦や変形

表 7 減衰定数

| 減衰定数 | 全体架構 | | | | | | |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | | 1次 | | 3次 | | | 基本架構 |
| | 25gal | 50gal | 75gal | 25gal | 50gal | 75gal | 1 |
| MF-R-R | 17.0% | 17.8% | 17.2% | 10.9% | 8.8% | 5.7% | 6.3% |
| MF-R-O | 12.5% | 19.1% | / | 9.2% | 8.7% | | 4.7% |
| MF-F-R | 9.1% | / | | 5.3% | / | | 5.8% |
| MF-F-O | 14.5% | | | 6.0% | 1 | | 5.2% |

5. 結論

本研究により得られた知見を以下に示す。

- 平面的に中央が凸になる1次モードと中央と両 端で逆位相になる3次モードが確認され、基本 架構に比べ1次の固有振動数は高く、屋根面変 形のエネルギー吸収により減衰性能も高い。
- 変位の増大に伴い固有振動数は低下するため、 地震時の応答を検討する上では1次だけでなく、 3次にも注意が必要である。
- ・軸部の補強は固有振動数を上昇させ、特に1次 の固有振動数において顕著である。
- ・屋根面の補強は振動モードの形状を変化させ、 減衰性能を向上させる。

<参考文献>

- 1)法隆寺国宝保存事業部:法隆寺国宝保存工事報告書 第9 冊 国宝建造物法隆寺夢殿及東院廻廊修理工事報告, 1943.08
- 2) 森山晃宏、他: 伝統的木構造における廻廊架構の力学的特 性に関する実験的研究(その1 縮小模型実験)、日本建築 学会大会学術講演梗概集(九州)、2007年8月
- 3) 宮本慎宏、他: 伝統的木構造における廻廊架構の力学特性 に関する実験的研究(その2 耐震性能評価)、日本建築学 会大会学術講演梗概集(九州)、2007年8月
- pp.19-21, 2012.06

*1 関西大学大学院理工学研究博士課程前期課程 Graduate student, Master's course, Kansai University *2 関西大学環境都市工学部建築学科助教・博(工)Assistant 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) Professor, Kansai University, Dr. Eng.