

伝統木造建築物の耐震性能に関する実験
Seismic Capacity of Traditional Timber Structure

正会員 ○菅野 貴孔*5 KANNO Takahiro 同 小野 徹郎*1 ONO Tetsuro
同 亀山義比古*2 KAMEYAMA Yoshihiko 同 井戸田秀樹*3 IDOTA Hideki
同 佐藤 篤司*4 SATO Atsushi 羽生田善将*6 HANYUDA Yoshimasa

1. 序

日本には数多くの伝統木造建築物が存在する。構造的な特徴として貫架構、差し鴨居付独立柱、小壁付独立柱等で構成される。しかし、木組みの複雑さや木材の不均質性・不確定性など、詳細な構造解析が極めて難しく、その結果、永年にわたる大工棟梁の知恵が積み重なって築かれてきた構法であるため、構造力学的にその特性を定量的に把握することが難しい。また、壁量規定に基づく現行の木造建築物の耐震性能評価法は耐力壁に支配され、伝統木造建築物には対応していない。これまで伝統構法を用いた木造建築の実物実験は非常に少なく、特に伝統木造建築物の実物実験はほとんど例がない。

本研究では、祐正寺本堂（愛知県幡豆郡）の解体を受けて、伝統木造建築物の振動実験及び実物水平加力実験を行い、伝統木造建築物の構造性能、対水平力機構の把握及び耐震性能を明らかにすることを目的とする。

2. 実験計画

2-1 祐正寺本堂の概要

祐正寺本堂（浄土真宗、写真1）は、江戸時代中期（寛保4年）に建立された。本堂は、伝統的な木造平屋建て（入母屋造り、棧瓦葺）であり、南北方向には、ほぼ対称な形状をしている。平面形状は七間四面（約13.5m×13.5m）で内陣、両余間、柵内、外陣で構成されている。特徴的な構法として虹梁差し軸組、土塗りの小壁がある。立面形状は、棟高約11.5m、軒高約5m（GLから）である。建物重量は約100tである。

2-2 振動実験

図1に起振器と加速度計の配置図を示す。振動実験では、小型起振器（サンエス製、最大加振力0.31kN、最大変位150mm^{PP}、最大速度100cm/s、可動部支持方式：リニアスライド、総重量48kg）4台を桁梁上に設置して加振した。加速度計は図1に示すように6台配置した。建物の動的な特性である固有周期、減衰定数を得るため、水平加力実験前及び図2に示すように水平加力によって層間変形角1/200rad、1/120rad、1/60radの損傷を与えた時点で、共振振動実験及び自由振動実験を行った。水平加

力を建物に与えた後の振動実験は、貫のめり込みなどの損傷による振動特性の変化を見るためである。各振動実験内容を以下に示す。

(a)共振振動実験

4台の起振器を同位相で加振するX、Y方向並進振動実験と、逆位相で加振するねじれ振動実験を実施する。共振曲線はY方向においては1~5Hz、X方向においては1~15Hzの振動数で行った。この実験から固有周期を推定する。

(b)自由振動実験

共振振動状態において、加振信号を切断することにより加振力を急停止し、自由振動に移行させ、その減衰振動波形から隣り合う1周期ごとの振幅の比率から算出する対数減衰率を用いて減衰定数を計測する。

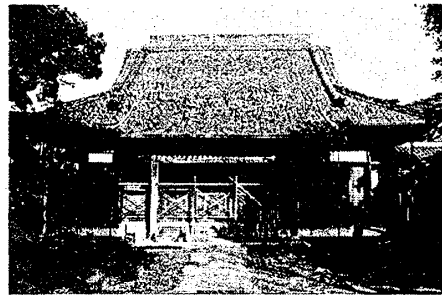


写真1 祐正寺本堂東側正面

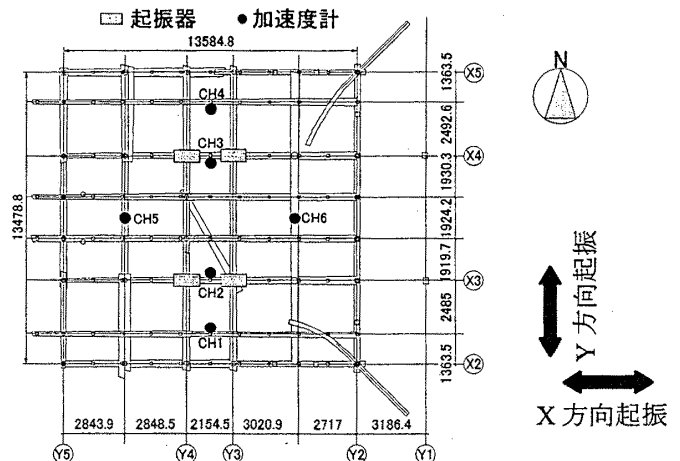


図1 小屋伏図と振動実験装置配置図

*1 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 教授 工学博士
*2 亀山建設株式会社代表取締役
*3 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 助教授 工学博士
*4 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 助手 工学博士
*5 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 修士課程
*6 亀山建設株式会社

Professor, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.
Executive President, Kameyama Construction
Associate Professor, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.
Research Associate, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.
Graduate Student, Nagoya Institute of Technology
Kameyama Construction

2-3 水平加力実験

建物の耐力、変形性能、復元力特性を得るために水平加力実験を行う。実験装置は図3に示すように建物の外部に鉄骨フレームを組んでいる。水平力は建物の基壇及び加力装置と地面の摩擦を水平反力とし、水平力によって生じる転倒モーメントはカウンタウエイトにより押えている。加力方法は、建物後面の桁梁レベルの柱にH型钢を取り付け、PC鋼棒及びワイヤを介してジャッキによって引っ張る。加力は②、③柱の層間変形角の平均で変位制御し、 $1/200\text{rad}$ 、 $1/120\text{rad}$ 、 $1/60\text{rad}$ 、 $1/30\text{rad}$ の層間変形角で、それぞれ3回の片側漸増繰返し加力をする(図2参照)。写真1に実験風景を示す。

2-4 測定方法

変位の測定は、建物前面、後面に単管足場を組んで不動点とし、これに変位計を設置して行った。図3(a)に示す6本の柱について、②、③柱については桁梁高さ、柱脚部の水平変位を、①、④柱については桁梁高さの水平変位を、⑤、⑥柱については桁梁高さ、虹梁高さ、柱脚部の水平変位をそれぞれ測定した。⑦は、建物中心の桁梁高さ位置の水平変位をレーザー変位計で測定した。建物内については、図3(a)のI~IVの部分において、図4に示すように虹梁と柱で構成される骨組のせん断変形を測定した。

3. 実験結果

3-1 振動実験結果

表1に共振振動実験及び自由振動実験より得られた固有周期、減衰定数を示す。固有周期は、無加力時にはX方向並進 0.782sec 、Y方向並進 0.885sec 、X方向ねじれ 0.751sec であった。X方向並進の固有周期よりY方向並進の固有周期の方が長い。これは、X方向とY方向の小壁量の違いと虹梁の大きさの違いによるものだと考えられる。

水平加力後の固有周期は、 $1/200\text{rad}$ 変形時 0.819sec 、 $1/120\text{rad}$ 変形時 0.819sec 、 $1/60\text{rad}$ 変形時 0.824sec で $0.819 \sim 0.824\text{sec}$ とほぼ同程度であった。これは、経年変化や三河地震等によって接合部におけるめり込みがすでに履歴として生じていたと考えられる。

減衰定数は、無加力時にはX方向 0.037 、Y方向 0.035 とほとんど同じであった。水平加力後の減衰定数は、 $1/200\text{rad}$ 変形時 0.051 、 $1/120\text{rad}$ 変形時 0.046 、 $1/60\text{rad}$ 変形時 0.042 と繰り返すごとに減衰が小さくなっている。また、X方向無加力時と比較すると減衰定数は加力した方が大きくなっているが、これは加力後の減衰定数測定時の加力ワイヤの影響と考えられる。

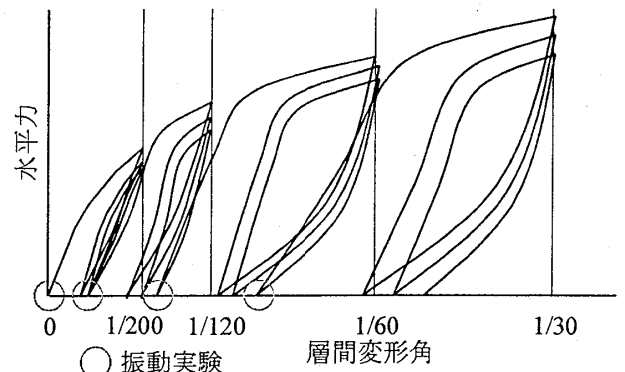
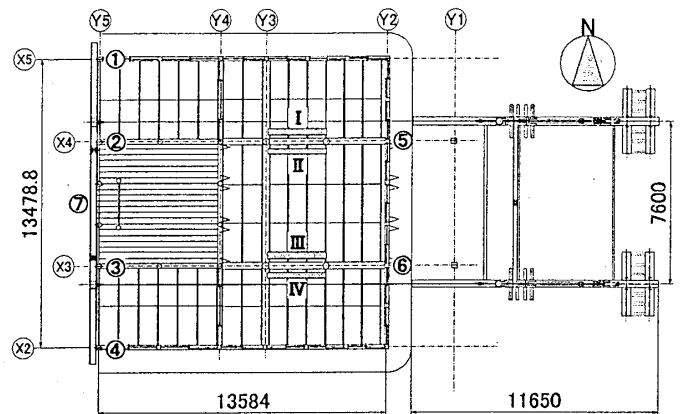
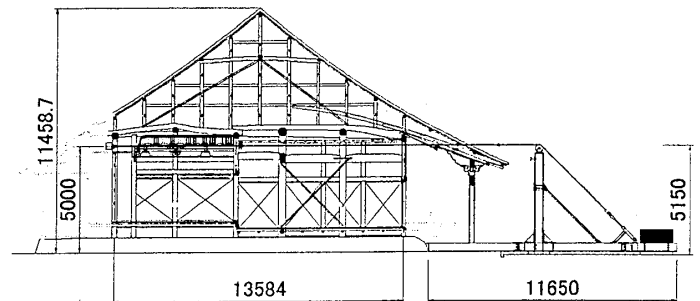


図2 実験プログラム



(a) 平面図



(b) 断面図

図3 実験装置全体図

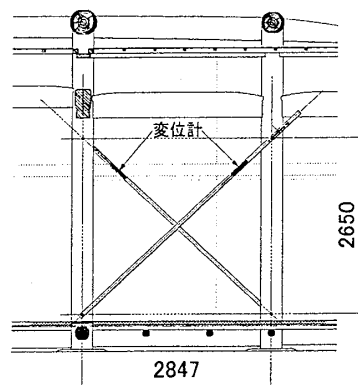


図4 せん断変形測定図



写真1 実験風景

図5はX方向の無加力時及び1/60rad変形時の加速度応答倍率と固有周期の関係のグラフである。1/60rad変形時の共振値での加速度応答倍率は、無加力時と比べ小さくなっているが、1/60rad変形時の方が応答倍率の高い固有周期の範囲は大きくなっている。既往の研究³⁾によると、幡豆町の地盤の微動による卓越周期が0.3sec~0.5sec程度であると報告されている。従って、今回の振動実験の結果から推察すると三河地震時の本建物の加速度応答倍率はほぼ1前後と考えられる。三河地震の場合、陸域の直下地震であるため比較的短い周期0.4sec~0.6secが卓越し、長周期である祐正寺本堂の応答は小さかったと考えられる。

表1 振動実験結果

振動方向	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	減衰定数 h
Y方向並進	1.13	0.885	0.035
X方向並進	1.279	0.782	0.037
X方向ねじれ	1.331	0.751	0.038
X方向並進(1/200)	1.221	0.819	0.051
X方向並進(1/120)	1.221	0.819	0.046
X方向並進(1/60)	1.213	0.824	0.042

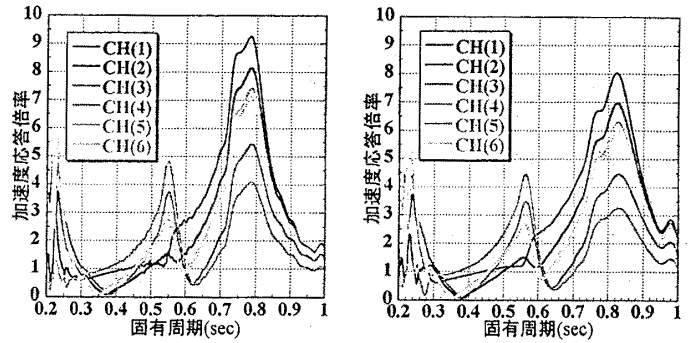
3-2 水平加力実験結果

1) 水平力-変位曲線

水平加力実験は、1/30radの最初のサイクル時に向拝の柱のひび割れが大きくなり危険と判断したために載荷を終了した。図6に水平力-変位曲線の図を、表2に各サイクルの剛性及び最大耐力を示す。図に示された計算値は、参考文献⁴⁾から伝統構法の耐震要素を壁倍率として算定し、水平抵抗力を計算した値である。

1/200radでの最大水平力は59.1kNで、軸組・小屋組から音がなり始めていた。1/120radでの最大水平力は77.55kNで、小壁隅角部表面にひび割れが発生し、虹梁が柱から抜け始めてきた。1/60radでの最大水平力は117.45kNで、小壁隅角部表面のひび割れがさらに大きくなり、漆喰が剥がれてきた(写真2)。1/30radでの最大水平力は、163.05kNで軸組・小屋組の音も大きくなり、漆喰もかなり剥がれてきた。小壁のひび割れは、外周部の小壁の方がひび割れは小さかった。これは、柱の耐力よりも小壁の耐力の方が大きいことが原因であると考えられる(写真3)。小壁のせん断ひび割れは生じなかった。

層間変形角1/30radでの最大水平力は、163.05kNを示した。建物重量が約100tであるから、最大水平力時のせん断力係数は0.163となる。最大変形角1/30radを受けても耐力の低下は見られないことから、伝統木造建築物が変形能力に富んでいることが分かる。表2では、同じ層間変形角の範囲では繰り返すごとに剛性が高くなっているが、最大水平力は低下している。最終サイクルでの剛性は、3サイクル目の剛性の約40%に低下した。



(a) 無加力時 (b) 1/60rad 変形時

図5 加速度応答倍率

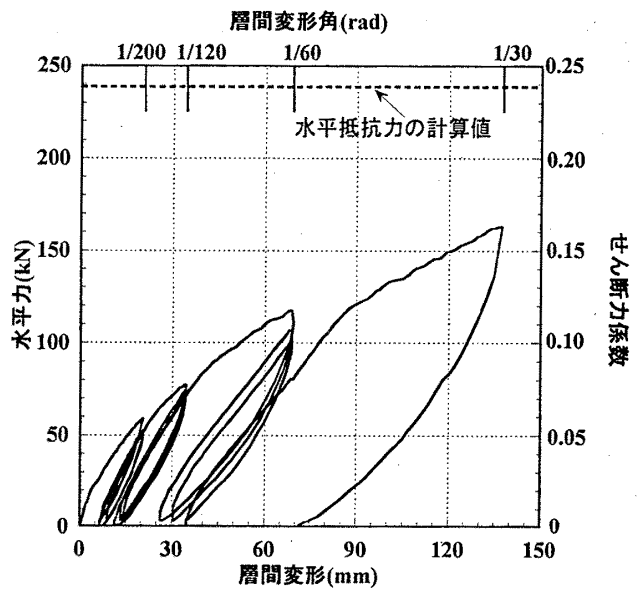


図6 荷重-変位曲線

表2 各サイクルの剛性及び最大耐力

	剛性 (kN/mm)	最大耐力 (kN)	層間変形角 (rad)
1cycle	4.05	59.1	1/200
2cycle	4.28	52.5	1/200
3cycle	5.65	52.05	1/200
4cycle	4.29	74.55	1/120
5cycle	4.51	74.25	1/120
6cycle	4.46	69.3	1/120
7cycle	3.01	117.3	1/60
8cycle	3.42	106.95	1/60
9cycle	3.59	101.25	1/60
10cycle	2.26	163.05	1/30



写真2 小壁の剥離

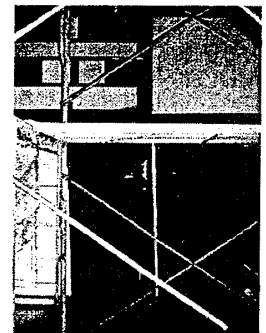


写真3 小壁付き独立柱の曲げ変形

2)変形性能

図7は、本堂後部の桁梁位置における水平変位である。水平変位は 1/200rad では、ほぼ平行に変形しているが、1/120rad から X3 軸通りの変位が大きくなり、1/30rad では X4 通りとくらべると 30mm 程度差がある。また、X5 通りは他の軸よりも水平変位が小さい。

図8は、⑤、⑥柱の虹梁および桁梁高さにおける水平変位である。層間変形の小さい時はほぼ直線的に変形しているが、1/60rad 変形時から虹梁高さから折れ曲がるようにして変形している。これは、虹梁の抵抗によるものであり、虹梁が水平抵抗に寄与していることを示している。結果的に通し柱に曲げ変形を生じさせている。

図9は、X3、X4 通りの前面および後面の柱脚水平変位である。前面、後面ともにほぼ同じように変形している。変形量は X4 通りより X3 通りの方が大きい。

図10は、建物水平力と X3、X4 通りの虹梁の層間変形角及び建物全体の層間変形角との関係を示したものである。X3、X4 通りとも虹梁の層間変形角は建物全体と比べ最大変形時で 1/2.5 程度であり、1/200rad 変形時でも 1/2.8 程度と小さい。よって、祐正寺本堂の水平力は抵抗要素として柱と虹梁によって構成される骨組が有効に働いていると推察される。

4. 結論

祐正寺本堂の振動実験及び実大水平加力実験を行い、伝統構法木造建築物の構造性能、対水平力機構を調べ以下のような結論を得た。

- 1) 固有周期は加力による変化はなかったが、減衰定数は加力するごとに低下した。
- 2) 短周期が卓越した三河地震時では、祐正寺本堂が長周期であったため被害が小さかった。
- 3) 1/30rad 変形時の最大水平力は 163.05kN であるが、まだ耐力の低下は見られないことから、伝統木造建築物が変形能力に富んでいることが確認された。
- 4) 祐正寺本堂の水平力は抵抗要素として柱と虹梁によって構成される骨組及び小壁が有効に働いていることが推察される。

今後、虹梁・貫などの仕口部を調査し、各構造要素の詳細を分析していく。また、今回得られた実験結果から解析に用いる復元力特性を設定し、1 質点系振動モデルによる地震応答解析及び立体フレーム解析を行い、伝統木造建築物の構造性能について解析的に解明していく必要がある。

謝辞：本実験を行うにあたり、光雲山祐正寺住職中村卓史氏に貴重な実験機会を提供して頂いた。また、加振実験では名市大小浜芳朗教授、青木孝義助教授および株式会社サンエスの協力を得ました。付して感謝いたします。

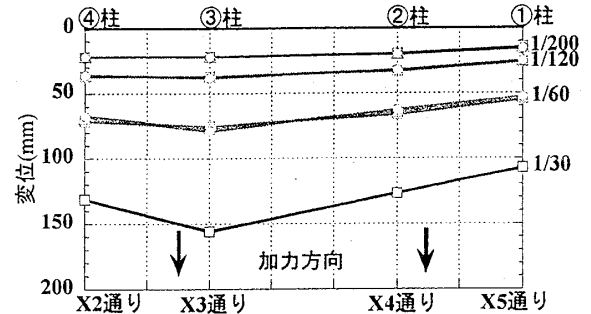
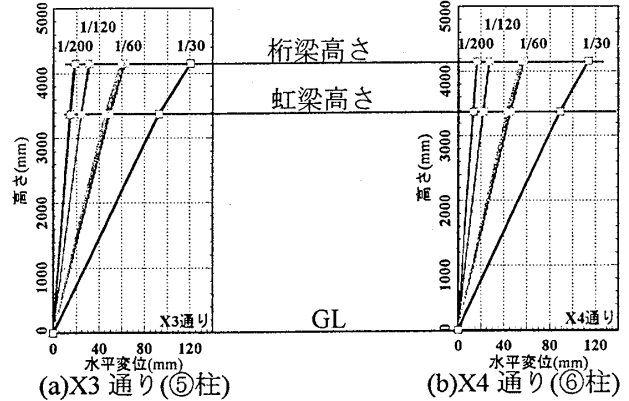


図7 Y5 通り桁梁高さ水平変位



(a)X3 通り(⑤柱)

(b)X4 通り(⑥柱)

図8 Y2 通り虹梁及び桁梁高さ水平変位

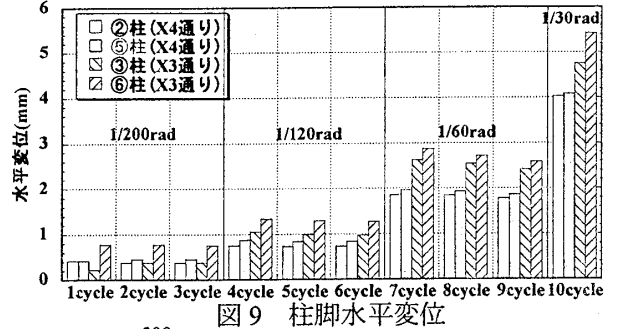


図9 柱脚水平変位

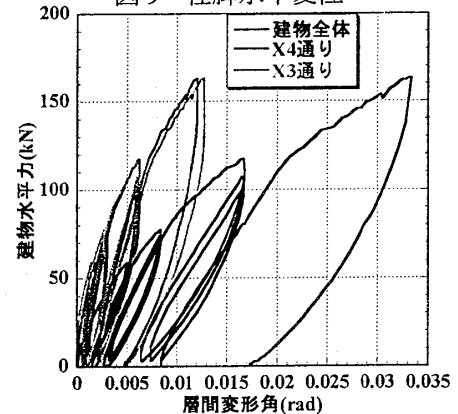


図10 虹梁の層間変形角

参考文献

- 1)青木孝義、小浜芳朗、高岸孝介：伝統木造社寺建築物の動特性調査、日本建築学会東海支部研究報告集、p261-p264、2004.2
- 2)坂本功他：伝統的木造住宅の水平耐力に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)(その1)~(その3)、p147-p152、2001.9
- 3)飯田汲事：昭和20年1月13日三河地震の震害と震度分布、飯田汲事教授論文選集 東海地方地震・津波災害誌、1985
- 4)愛知県：伝統構法住宅の耐震診断マニュアル、2004.3