

伝統木造社寺建築物の耐震性能に関する実験
その2. 水平加力実験結果

正会員 ○亀山 義比古*2 同 小野 徹郎*1
同 井戸田 秀樹*3 同 佐藤 篤司*4
同 羽生田 善将*2 同 菅野 貴孔*5

水平加力実験 復元力特性 変形性能
限界耐力計算

1. 序

前報に引き続き、本報は水平加力実験方法及び結果を述べる。

2. 水平加力実験方法

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。図1に祐正寺本堂の図2に新福寺本堂の実験装置図を示す。実験装置は図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ー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型鋼を取り付け、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、1/200rad, 1/120rad, 1/60rad, 1/30rad, 1/20rad及び1/15rad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。

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。平面図に示す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（差鴨居）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。建物内においては、祐正寺本堂では図1のI~IVの部分において、虹梁と柱で構成される骨組のせん断変形を測定した。新福寺本堂では、図2のI~IV柱の水平変位を測定した。

3. 水平加力実験結果

3-1. 水平力-層間変形角関係

図3(a)に祐正寺本堂の図3(b)に新福寺本堂の水平力-層間変形角とX3通り、X4通りの建物内部(I~IV)の層間変形角の関係を示す。祐正寺本堂は1/30radの最初のサイクルで向拝の柱のひび割れが大きくなり危険と判断したため加力を終了した。祐正寺本堂は、層間変形角1/30radで最大水平力は163.05kNを示し、新福寺本堂は層間変形角1/15radで最大水平力は70.05kNを示した。せん断力係数は祐正寺本堂が0.163で、新福寺本堂が0.091となる。水平力は祐正寺本堂の方が大きい。これは、祐正寺本堂には虹梁があることと小壁厚が新福寺本堂より大

きいことによる。祐正寺本堂が1/30radの層間変形角を与えても耐力低下しないことや、新福寺本堂が1/15radの層間変形角を与えても倒壊しないことから、伝統木造社寺建築物が変形性能に富んでいることが分かる。

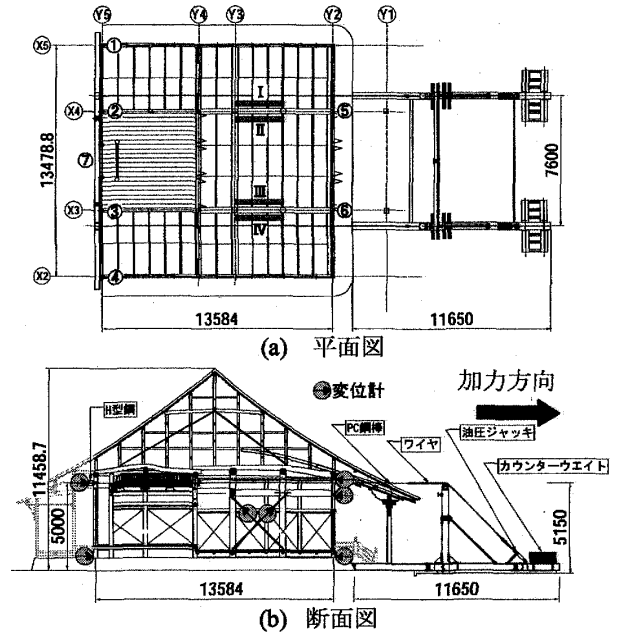


図1 祐正寺の実験装置図

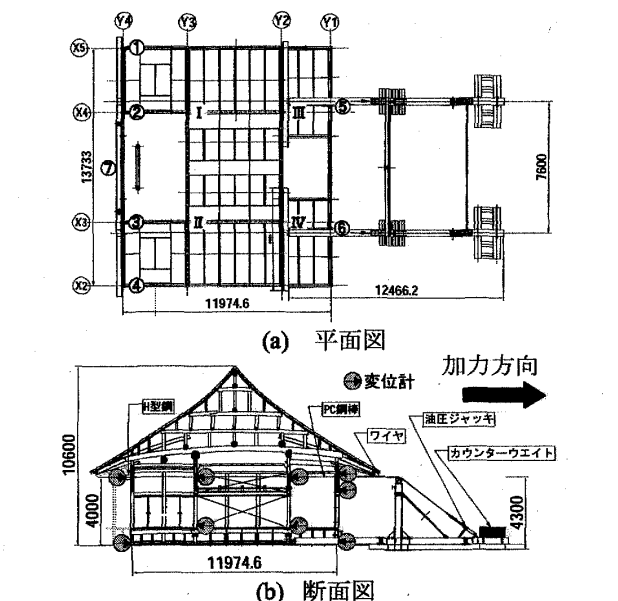


図2 新福寺の実験装置図

3-2. 変形性能

図3より、X3通り、X4通りの層間変形角は②柱、③柱の平均の層間変形角より小さくなっている。図4は基準層間変形角(②柱と③柱の層間変形角の平均)に対する各柱の層間変形角との関係である。両寺院とも各柱の層間変形角は基準層間変形角より小さくなっているが、これは仕口部の経年変化による損傷や加力によって生じるめり込みによるものである。よって、基準層間変形角と他の柱の層間変形角はほぼ対応していると考えられる。

3-3. 振動実験との比較

前報(その1)より三河地震時における祐正寺本堂の加速度応答倍率は1程度であることから、応答加速度は200gal程度と想定される。せん断力係数は0.204となり、水平加力実験のせん断力係数の0.163より高くなっている。しかし、1/30radの層間変形角を受けても耐力が低下しないことや剛性が高いことから推察するとせん断力係数0.204は確保できる。よって、祐正寺本堂は三河地震を受けても倒壊しなかったと推察される。

表1に、前報の振動実験から得られた初期剛性と水平加力実験から得られた初期剛性²⁾を示す。表1より、祐正寺本堂、新福寺本堂ともに振動実験より得られた剛性の方が水平加力実験より得られた剛性より3倍以上大きい事が分かる。これは、伝統木造社寺建築物は1/200radの層間変形角を与えた時点で既に非線形になるため、水平加力実験より得られた剛性の方が低いと考えられる。

3-4. 限界耐力計算値との比較

表2に両寺院を限界耐力計算³⁾より求めた最大水平力を示す。限界耐力計算値は、実験値と比較すると祐正寺では0.47倍、新福寺では0.68倍となる。両寺院とも実験値より小さく評価されている。特に祐正寺は実験値の約1/2倍と大幅に小さく、これについては、今後さらに分析していく必要がある。

4. 結論

- 1) 新福寺本堂では、1/15radの層間変形角を受けても耐力の低下が見られないことから、伝統木造社寺建築物が変形能力に富んでいることが確認された。
- 2) 振動実験、水平加力実験の結果より、祐正寺本堂が三河地震を受けても倒壊しなかったと推察された。
- 3) 振動実験より得られた剛性は、水平加力実験で得られた剛性の3倍以上あった。
- 4) 限界耐力計算は、実験値より小さく評価される。

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。その後、今回の実験結果と現行の限界耐力計算との対応をさらに分析していく。

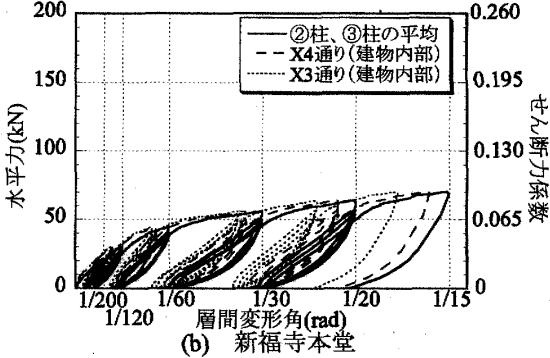
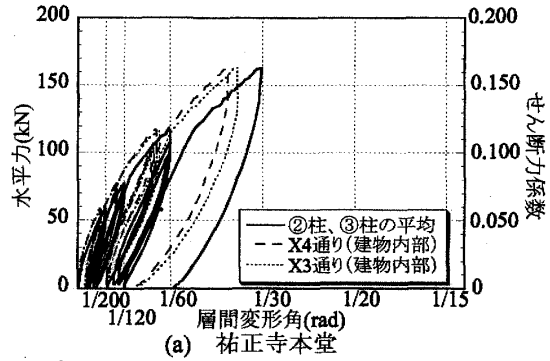


図3 水平力-層間変形角関係

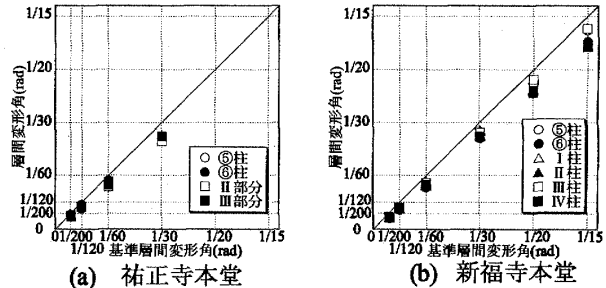


図4 各柱の層間変形角

表1 振動実験及び水平加力実験結果の剛性

	初期剛性(kN/mm)		振動実験/水平加力実験
	振動実験	水平加力実験	
祐正寺	6.46	2.04	3.17
新福寺	2.87	0.82	3.49

表2 限界耐力計算による最大水平力

	最大水平力(kN)		
	実験値	限界耐力計算値	限界耐力計算値/実験値
祐正寺	163.05	76.67	0.47
新福寺	70.05	47.84	0.68

参考文献

- 1) 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
 - 2) (財)日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法の許容応力度設計2004.4
 - 3) 木造軸組構法建物の耐震診断マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル2004.3
- 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、瑞龍山新福寺住職吉山憲昭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。

*1 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 教授 工博
 *2 亀山建設株式会社
 *3 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 助教授 工博
 *4 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 助手 工博
 *5 名古屋工業大学大学院社会工学専攻 修士課程

*1 Professor, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.
 *2 Kameyama Construction.
 *3 Associate Professor, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.
 *4 Research Associate, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.
 *5 Graduate Student, Nagoya Institute of Technology