

実伝統木造社寺建築物の振動実験及び耐震性能評価

- 伝統木造社寺建築物の耐震性能評価 その2 -

EVALUATION OF SEISMIC SAFETY OF TRADITIONAL TIMBER TEMPLES

- Part 2 Vibration test and evaluation of seismic safety of actual traditional timber temples -

亀山 義比古*, 菅野 貴孔**, 佐藤 篤司***, 小野 徹郎****

Yoshihiko KAMEYAMA, Takahiro KANNO, Atsushi SATO
and Tetsuro ONO

The propose of this study is to validate the seismic safety of the existing full-scale traditional timber temple based on large amplitude horizontal loading test and ambient vibration test. Additionally, evaluation of seismic force-resisting elements and validation of current method for checking the seismic safety of the traditional timber structures are conducted. Ambient vibration tests are conducted at each target story drift in order to evaluate the dynamic characteristics (e.g., natural period, equivalent viscous damping ratio) of both temples *Yusho-Ji* (Hazu-Cho, Aichi) and *Shinpuku-Ji* (Arai-Cho, Shizuoka). Seismic safeties of the temples are evaluated by three methods, *Allowable stress concept*, *Energy balance concept*, and *Calculation of response and limit strength*, stipulated in current building code. Finally, non-linear time history analyses are conducted to evaluate the validity of these three methods and figure out the issues

Keywords: *Evaluation of Seismic Safety, Vibration Test, Vibration Characteristics, Calculation of Response and limit strength, Earthquake Response Analysis*

耐震性能評価、振動実験、振動特性、限界耐力計算、時刻歴応答解析

1. 序論

本研究は実在伝統木造社寺建築物の耐震安全性を、大変形域までの水平加力実験と起振器による動的加振実験を通して検証するとともに、実構造物の耐震要素の評価と既存伝統木造社寺建築物の耐震診断手法の妥当性に言及するものである。前報その1では、実伝統木造社寺建築物の水平加力実験を行い、得られた荷重-変形関係と既存の手法を用いて算出した建物の変形性能、復元力特性の結果との比較検討を行って、伝統木造社寺建築物の耐震性について論じた。

本論文(その2)では、前報に引き続き祐正寺本堂(愛知県幡豆町)、新福寺本堂(静岡県新居町)を対象に、加振実験を行い応答加速度等の測定を行い建物の動的特性(固有周期、減衰定数、加速度応答倍率など)を得る。これら動的特性とその1で得られた結果に基づき、3つの耐震性能評価法(「許容応力度等計算」、「エネルギー一定則」及び「限界耐力計算」)で対象建物の耐震性を評価するとともに動的応答解析を行ってこれら各評価方法の妥当性、問題点を検討する。

2. 伝統木造社寺建築物の加振実験の概要

対象寺院の状況はその1に詳細に示したが、図1及び図2に祐正寺本堂と新福寺本堂の概要と起振器及び加速度計の配置図を示す。振動実験は、小型起振器4台を梁上に設置して加振した。小型起振器の性能概要を表1に示す。加速度計は図に示すように6台配置した。本加振実験では実験対象建築物の動的特性である固有周期と減衰定数を得ることと、水平加力による損傷の程度に対応する動的特性の変化を把握することを目的とする。水平加力前に共振振動実験及び自由振動実験を行い建物の固有周期、減衰定数を求めた。次いで損傷(貫のめり込み、土壁の損傷など)レベルに対応する構造物の動的特性の違いを見るため、その1で示した手法で水平加力を行い、層間変形角1/200rad, 1/120rad, 1/60rad及び1/30radの水平変位を与えた後除荷して、同様に加振して共振、自由振動実験を行った。(祐正寺本堂では1/30radの水平加力は中止したので、その時点で振動実験も行わなかった。)。共振振動実験および自由振動実験の概要を以下に示す。

* 亀山建設(株) 社長

** 大成建設(株)設計本部 工修

*** 名古屋工業大学建築・デザイン工学科 助教・工博

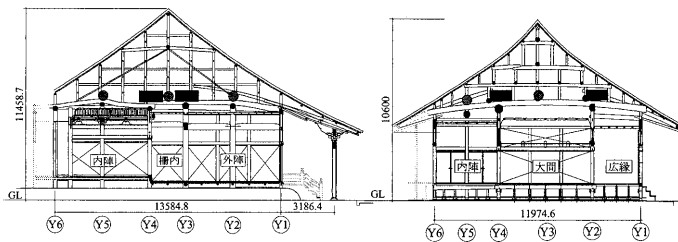
**** 名古屋工業大学大学院社会学専攻 教授・工博

President, Kameyama Construction

Design Division, Taisei Corporation, M. Eng.

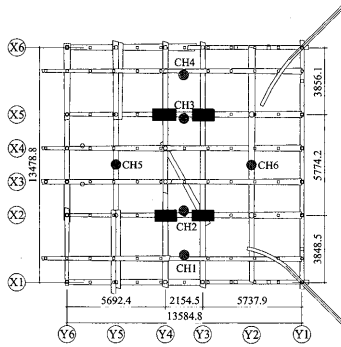
Research Assoc., Dept. of Architecture Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

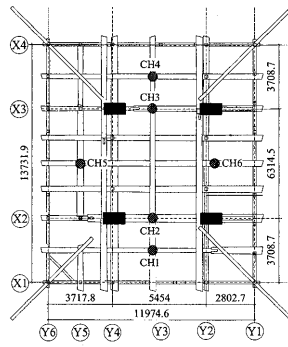


(a) 梁間方向断面図 (祐正寺)

(a) 梁間方向断面図 (新福寺)



(b) 小屋伏図 (祐正寺)



(b) 小屋伏図 (新福寺)

■ 起振器 ● 加速度計

図1 祐正寺振動実験装置配置図

図2 新福寺振動実験装置配置図

表1 小型起振器の性能概要(株式会社サンエス製)

最大加振力	最大変位	最大速度	可動部支持方式	総重量
0.31(kN)	150(mm ^{p-p})	100(cm/sec)	リニアスライド	48(kg)

(a) 共振振動実験

起振器を用いた共振振動実験から建築物の固有周期を推定すると共に、水平加力による建築物の損傷による動的特性の違いを得る。両寺院共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、2台逆位相で加振するねじれ振動実験を実施した。ねじれ振動とは、祐正寺ではX2通りとX5通り、新福寺ではX2通りとX5通りの起振器を逆位相で振動させたものである。スイープ波加振はX方向、Y方向とも0.8~15Hzの振動数で実施した。

(b) 自由振動実験

加振実験の後、加振力を切断して自由振動実験を行い、建築物の損傷が減衰定数にいかに変化をもたらすか、その値を得る。共振振動状態において、加振力を切断することにより加振を急停止し、自由振動実験に移行させ、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求める。

3. 伝統木造社寺建築物の振動実験結果

3-1. 固有周期、減衰定数

表2に祐正寺本堂及び新福寺本堂の固有周期及び減衰定数を示す。図3に祐正寺本堂の梁間方向の自由振動波形を示す。固有周期は祐正寺本堂においては、桁行方向0.885sec、梁間方向0.782secとなった。新福寺本堂においては、桁行方向0.888sec、梁間方向1.030sec

表2 固有周期及び減衰定数

振動方向	祐正寺本堂		新福寺本堂	
	固有周期(sec)	減衰定数h	固有周期(sec)	減衰定数h
桁行方向	0.885	0.035	0.888	0.038
梁間方向	0.782	0.037	1.030	0.076
梁間方向ねじれ	0.751	0.038	0.929	0.050

表3 水平加力による固有周期及び減衰定数の変化(梁間方向)

加振時点	祐正寺本堂		新福寺本堂	
	固有周期(sec)	減衰定数h	固有周期(sec)	減衰定数h
水平加力前	0.782	0.037	1.030	0.076
1/200rad変形後	0.819	0.051	1.030	0.091
1/120rad変形後	0.819	0.046	1.059	0.065
1/60rad変形後	0.824	0.042	1.104	0.051
1/30rad変形後			1.113	0.048

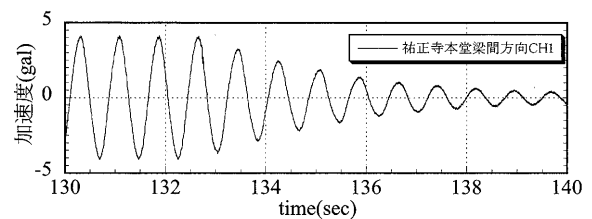


図3 自由振動波形の一例(祐正寺本堂 梁間方向)

となった。両寺院を比較すると、祐正寺本堂の固有周期が短い。これは祐正寺本堂には、断面の大きい虹梁があり、小壁厚も新福寺本堂より厚いことによる。ねじれ加振の固有周期も祐正寺本堂の方が短くなった。減衰定数は、祐正寺本堂においては、桁行方向0.035、梁間方向0.037となった。新福寺本堂においては、桁行方向0.038、梁間方向0.076となった。減衰定数は、祐正寺本堂より新福寺本堂の方が大きい。固有周期は復元力特性の大きい祐正寺の方が短くなるが、減衰定数は復元力特性の小さい新福寺の方が大きくなった。なお、概算の建物重量は、祐正寺本堂が約1000kN、新福寺本堂が約770kNである¹⁾。

表3に梁間方向水平加力実験後の固有周期及び減衰定数の変化を示す。祐正寺本堂の固有周期は、水平加力実験前0.782sec、層間変形角1/60rad変形後0.824secとなり、水平加力によって5.4%程度固有周期が長くなった。新福寺本堂の固有周期は、水平加力実験前1.030sec、層間変形角1/30rad変形後1.113secとなり、水平加力によって8.0%程度固有周期が長くなった。固有周期は、水平加力により建物に損傷を与えることで長くなる。減衰定数は、両寺院とも水平加力実験前より層間変形角1/200rad変形後の方が大きくなった。祐正寺本堂の減衰定数は、層間変形角1/200radの変形後で0.051、層間変形角1/60radの変形後で0.042となり水平加力によって17.6%程度減衰定数が小さくなった。

新福寺本堂の減衰定数は、層間変形角1/200radの変形後で0.091、層間変形角1/30radの変形後で0.048となり、水平加力によって47.0%程度減衰定数が小さくなった。水平加力によって固有周期、減衰定数とも変化するが、特に減衰定数は水平加力に依る損傷の度合いが大きくなればなるだけ、小さな値に変化している。

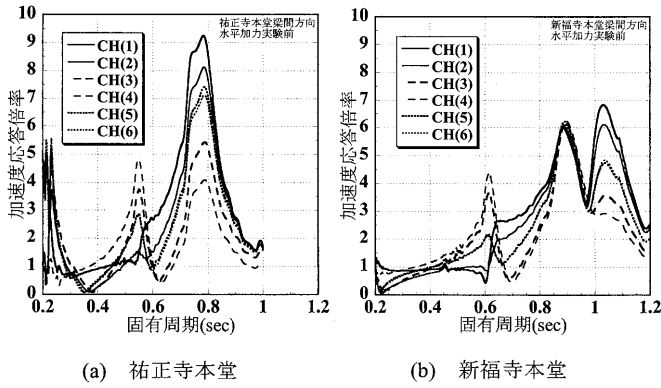


図4 梁間方向の加速度応答倍率-固有周期

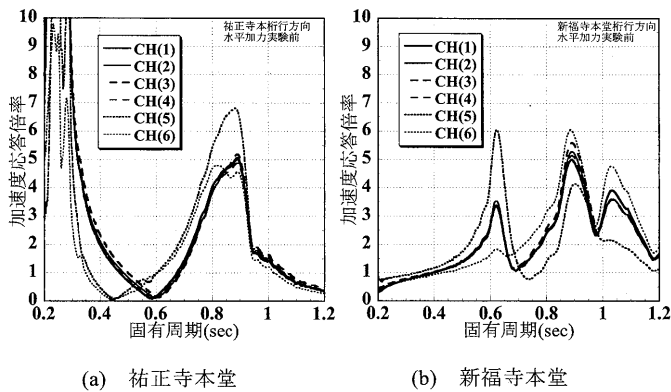


図5 桁行方向の加速度応答倍率-固有周期

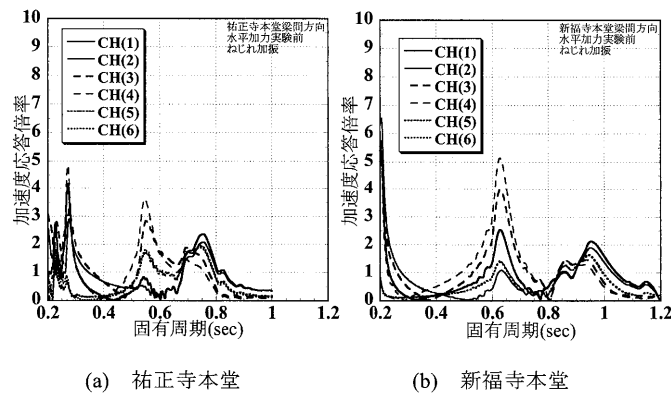


図6 梁間方向ねじれ加振の加速度応答倍率-固有周期

3-2. 加速度応答倍率

図4に梁間方向の、図5に桁行方向の水平加力実験前の加速度応答倍率-固有周期関係のグラフを示す。加速度応答倍率とは、入力加速度(\ddot{y})に対する応答加速度(\ddot{x})の比率($|\ddot{x}|/|\ddot{y}|$)である。入力加速度(\ddot{y})は、起振器の入力加速度(\ddot{Y})を起振器重量(w)と建物重量(W)の重量比で低減($\ddot{y} = \ddot{Y} \times (w/W)$)したものである。共振点での最大加速度応答倍率は、祐正寺本堂において梁間方向9.25、桁行方向6.81となり、新福寺本堂においては梁間方向6.84、桁行方向6.06となった。図6に梁間方向のねじれ加振時の加速度応答倍率-固有周期関係のグラフを示す。祐正寺本堂では、梁間方向の並進加振と捩れ加振の結果が0.55sec付近で、新福寺本堂では梁間方向と桁行方向の並進加振と捩れ加振の結果が0.62sec付近で同じように共振している。

これは構造二次部材レベルでの共振が影響していると考えられる。両寺院ともCH3、CH4が高くなっており、この周期でねじれ振動が起こる可能性がある。

図7(a)に水平加力の載荷履歴及び振動実験の施行時点を示す。(b)~(h)に水平加力によって損傷を与えた後の梁間方向加振の加速度応答倍率-固有周期関係のグラフを示す。共振点での最大加速度応答倍率は、祐正寺本堂においては層間変形角1/60rad変形後で8.04、新福寺本堂においては層間変形角1/30rad変形後で5.66となった。水平加力実験前と比較すると加速度応答倍率は、祐正寺本堂では13.1%程度、新福寺本堂では17.3%程度低下した。減衰定数が低下しているにもかかわらず、加速度応答倍率も低下している。これは、建物の損傷によって固有周期が長くなった影響とスイープ加振で行ったため継続時間が短く、過渡応答になり十分な共振状態が得られず、加振器と建物の相互作用が生じ応答が小さくなったものと考えられる。ここで、祐正寺本堂の三河地震における入力加速度を考えてみる。既往の研究によると、祐正寺の在る愛知県幡豆町の地盤の微動による卓越周期は0.3sec~0.5sec程度と報告されている⁶⁾。従って、祐正寺本堂の「加速度応答倍率-固有周期」関係のグラフから推察すると、三河地震時の加速度応答倍率はほぼ1前後と考えられる。又、参考文献(6)より三河地震時の震度分布及び倒壊率から当該場所は「震度5強」程度と推察される。よって、祐正寺本堂の入力加速度は200gal程度であったと考えられる。

4. 伝統木造社寺建築物の耐震性能評価

伝統木造社寺建築物の特徴は、初期剛性は低い、大きな変形能力を有している事である。小規模の在来軸組工法の設計においては、建築基準法・同施行令・告示で示されている壁倍率を用いた耐力確保の設計法が用いられている。この設計法は建物に一定の耐力を確保する簡便で有効な方法であるが、大地震時に予想される大変形を許す軸組構造の建物には適用しないと考えられる。本章では、前報その1で算定した復元力特性及び前章で得た減衰定数を用いて「許容応力度等計算」、「エネルギー一定則」及び復元力特性や減衰特性を定量的に評価する「限界耐力計算」によって、伝統木造社寺建築物の耐震性能評価を行う。ここでは、参考文献(10)を参考にしていないため、面内剛性は剛床と仮定し、偏心率は考慮していない。なお、ここでは両寺院の耐震性能を評価法別に比較するもので入力地震動については検討していない。又、構造物の経年変化や損傷による劣化の考慮及び柱傾斜復元力の有無による耐震性能評価結果の違いを検証する。なお各評価法の考え方はAppendixに示す。

5. 伝統木造社寺建築物の耐震性能評価結果

5-1. 許容応力度等計算による評価結果

表4に許容応力度等計算による耐震性能評価の結果を示す。地震力は、地域係数 $Z=1.0$ 、 $A_i=1.0$ 、 $C_0=0.2$ から算定している。なお、 R_t は考慮していない。保有耐力は、1/120rad時の水平加力実験の結果を用いている。地震力に対する保有水平耐力の割合は、祐正寺本堂においては梁間方向0.351、桁行方向0.352となり、新福寺本堂においては梁間方向0.155、桁行方向0.247となった。祐正寺本堂においては1.9倍以上、新福寺本堂においては5.5倍以上の保有水平耐力がさらに必要となる。これは伝統木造社寺建築物では、初期剛性

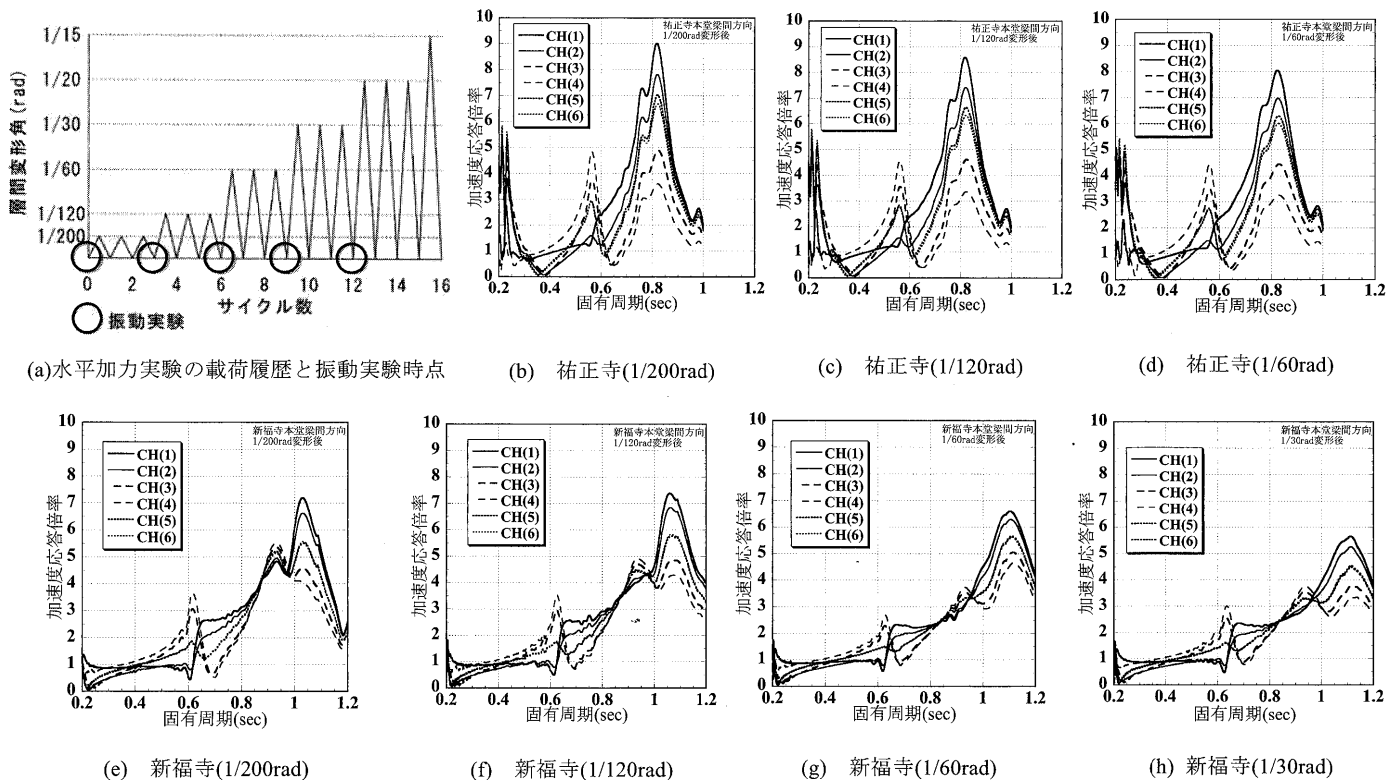


図7 損傷を与えた後の加速度応答倍率の変化

が低いけれど、しなやかに大きく変形しつつ耐震性能を発揮する特性を有しているのであるが比較的初期の変形である 1/120 の水平耐力を、建物を評価するための基準の保有水平耐力とみなして算定するとこのように耐震性能評価は低くなる。

尚、表4にはその1¹⁾で述べた構造物劣化を考慮した場合及び、柱傾斜復元力を考慮しない場合の結果を示した。柱傾斜復元力を考慮しない場合、耐震性能評価はさらに著しく低くなる。

5-2. エネルギー一定則による評価結果

表5にエネルギー一定則による耐震性能評価の結果を示す。新福寺本堂は第2種地盤であるので、Qdを1.2倍増幅させている。基準入力エネルギーに対する建物の保有限界エネルギーは、祐正寺本堂においては梁間方向0.161、桁行方向0.157となり、新福寺本堂においては梁間方向0.024、桁行方向0.073となった。前節の保有水平耐力で評価した許容応力度等計算よりも、さらに小さく評価される結果となった。これは、地震の入力エネルギーが建物の初期剛性によって評価されるからである。基準入力エネルギーEdは、表より祐正寺本堂より初期剛性の小さい新福寺本堂の方が、大きくなる。

以上より、層間変形角 1/120rad 時の保有水平耐力による評価や初期剛性に影響される評価を用いて耐震性能評価を行うと、伝統木造社寺建築物では非常に小さい評価となる。

5-3. 限界耐力計算による評価結果

図8に祐正寺本堂(第1種地盤)、図9に新福寺本堂(第2種地盤)の解放工学的基盤での加速度応答スペクトルによる限界耐力計算結果を示す。表層地盤の増幅率Gsは、祐正寺本堂が第1種地盤、新福寺本堂が第2種地盤として算定している。祐正寺本堂梁間方向において、損傷限界検証用スペクトルに対しては、層間変形角が

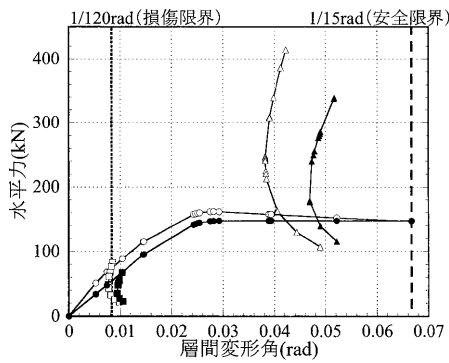
表4 許容応力度等計算による耐震性能評価の結果

		地震力 (kN)	保有水平耐力 (kN)	保有水平耐力 / 地震力	必要保有水平耐力 (kN)	
祐正寺本堂	梁間方向	低減考慮	200	70.2	0.351	129.8
		低減非考慮	200	74.1	0.370	125.9
		柱非考慮	200	49.8	0.249	150.2
	桁行方向	低減考慮	200	70.4	0.352	129.6
		低減非考慮	200	74.2	0.371	125.8
		柱非考慮	200	49.9	0.249	150.1
新福寺本堂	梁間方向	低減考慮	154	23.8	0.155	130.2
		低減非考慮	154	33.1	0.215	120.9
	桁行方向	低減考慮	154	38.1	0.247	115.9
		低減非考慮	154	50.8	0.330	103.2

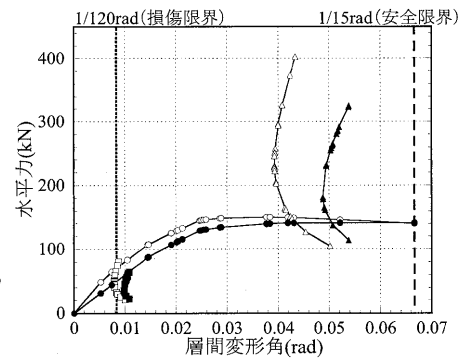
表5 エネルギー一定則による耐震性能評価の結果

		St (kN/mm)	Qd (kN)	Ed (kN·mm)	Eu (kN·mm)	Eu/Ed	
祐正寺本堂	梁間方向	低減考慮	2.080	1000	240353.7	38762.0	0.161
		低減非考慮	2.184	1000	228958.4	41158.5	0.180
		柱非考慮	1.348	1000	370891.2	35332.8	0.095
	桁行方向	低減考慮	2.083	1000	239991.6	37710.2	0.157
		低減非考慮	2.187	1000	228612.6	40365.7	0.177
		柱非考慮	1.351	1000	370029.8	34583.2	0.093
新福寺本堂	梁間方向	低減考慮	0.736	924	580055.7	13762.1	0.024
		低減非考慮	1.020	924	418703.1	22158.7	0.053
	桁行方向	低減考慮	1.190	924	358712.7	26240.9	0.073
		低減非考慮	1.601	924	266656.5	34893.5	0.131

0.0082rad、柱傾斜復元力非考慮の場合が 0.0104rad となった。安全限界検証用スペクトルに対しては、層間変形角が 0.0413rad、柱傾斜復元力非考慮の場合が 0.0485rad となった。桁行方向において、損傷限界検証用スペクトルに対しては、層間変形角が 0.00834rad、柱傾斜復元力非考慮の場合が 0.0108rad となった。安全限界検証用スペクトルに対しては、層間変形角 0.0425rad、柱傾斜復元力非考慮の場合が 0.0505rad となった。梁間方向の層間変形角は損傷限界、安全限界以下となったが、桁行方向の層間変形角は安全限界を満たし

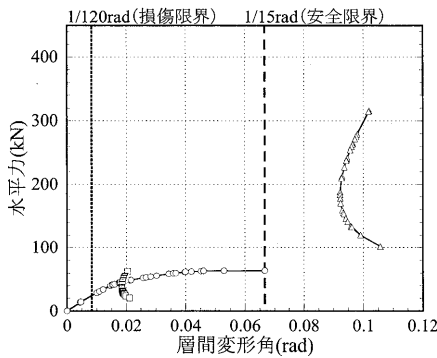


(a) 梁間方向

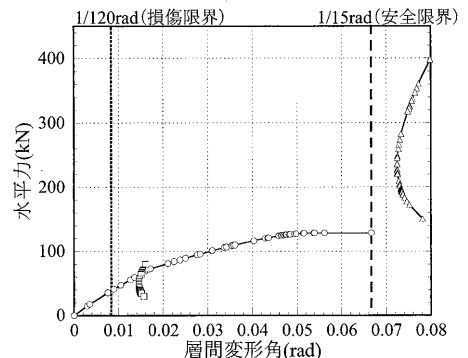


(b) 桁行方向

図8 祐正寺本堂の限界耐力計算結果



(a) 梁間方向



(b) 桁行方向

図9 新福寺本堂の限界耐力計算結果

ているが、損傷限界が若干超えている。柱傾斜復元力非考慮の場合は、梁間方向、桁行方向ともに損傷限界を超えているが、安全限界は満たしている。柱傾斜復元力を考慮しないと、層間変形角は損傷限界検証用スペクトルに対しては 1.3 倍程度、安全限界検証用スペクトルに対しては 1.2 倍程度応答値が大きくなった。新福寺本堂の梁間方向において、損傷限界検証用スペクトルに対しては、層間変形角 0.0188rad となり、安全限界検証用スペクトルに対しては、応答値は 1/15rad を超えている。桁行方向において、損傷限界検証用スペクトルに対しては、層間変形角 0.0151rad となり、安全限界検証用スペクトルに対しては、梁間方向と同様に応答値が 1/15rad を超えている。

限界耐力計算で耐震性能評価をした結果、新福寺本堂における耐震性能は損傷限界、安全限界とも満たしていない結果となったが、祐正寺本堂における耐震性能は桁行方向の損傷限界以外は満たしている。許容応力度等計算、エネルギー一定則による評価では祐正寺本堂は、損傷限界、安全限界を満たしていなかったが、祐正寺本堂は 1945 年 1 月 13 日の三河地震を受けたにもかかわらず、倒壊せずにいることから考えると、限界耐力計算で耐震性能評価した結果が妥当であると考えられる。これは限界耐力計算が、伝統木造社寺建築物の特徴である大変形領域に到るまで強度を保有し続ける事が地震に対し有利に働く要素であることが計算に反映されるのと、減衰も考慮に入れた評価法であることによる。

表 6 に祐正寺本堂の、表 7 に新福寺本堂の実地震波での加速度応答スペクトルによる限界耐力計算結果を示す。実地震波によって応答値にばらつきがあり、地震波によっては解放工学的基盤のスペクトルより応答値が大きくなる場合もある。特に安全限界については大きく異なる。

表 6 祐正寺本堂限界耐力計算結果

祐正寺本堂	損傷限界1/120rad→0.0083rad		安全限界1/15rad→0.0667rad	
	梁間方向 損傷限界 (rad)	安全限界 (rad)	桁行方向 損傷限界 (rad)	安全限界 (rad)
解放工学的基盤	0.0082	0.0413	0.0083	0.0425
Elcentro-NS	0.0057	0.0602	0.0056	0.0600
Taft-EW	0.0071	0.0387	0.0076	0.0397
Fukiai	0.0197		0.0202	
Hachinohe	0.0070		0.0067	
BCJ-L1	0.0120		0.0125	
BCJ-L2	0.0138		0.0146	

表 7 新福寺本堂限界耐力計算結果

新福寺本堂	梁間方向		桁行方向	
	損傷限界 (rad)	安全限界 (rad)	損傷限界 (rad)	安全限界 (rad)
解放工学的基盤	0.0188		0.0151	
Elcentro-NS	0.0142	0.0625	0.0087	
Taft-EW	0.0101	0.0535	0.0146	0.0455
Fukiai	0.0251		0.0228	
Hachinohe	0.0327		0.0095	
BCJ-L1	0.0212		0.0148	
BCJ-L2	0.0265		0.0183	

6. 時刻歴応答解析による耐震性能評価

6-1. 解析方法

時刻歴応答解析による伝統木造社寺建築物の耐震性能評価を行う。時刻歴応答解析は、寺院を1質点系に置き換えて、その1で算定した復元力特性を履歴面積が等しくなるように線形にモデル化して、行なう。小壁付独立柱の履歴特性は、祐正寺については図10(a)に示すSlip1型とし、新福寺については図10(b)に示すSlip2型とした。貫架構の履歴特性は、図10(a)に示すSlip1型とし、柱傾斜復元力の履歴特性は図10(c)に示すものとした。入力地震動は、BCJ-L1, BCJ-L2, El_Centro-NS, Taft-EW, Fukiai, Hachinohe-NSの6波とし、それぞれ最大地動速度を25kine(レベル1)、50kine(レベル2)、75kine(レベル3)、100kine(レベル4)に基準化した。表8に基準化した各地震動の最大加速度を示す。減衰定数は、振動実験の結果より、祐正寺本堂においては梁間方向 $h=0.037$ 、桁行方向 $h=0.035$ とし、新福寺本堂においては梁間方向 $h=0.076$ 、桁行方向 $h=0.038$ の初期剛性比例型とする。また、減衰増加による応答変形角の変化を検討するために、 $h=0.05\sim 0.20$ と変化させたものについても解析を行う。応答計算は線形加速度法を用いている。尚、計算中に応答変形角 $1/2rad$ を越えた場合は倒壊とした。又、本報3-2より、祐正寺本堂が三河地震時に受けた入力加速度は200galと推察される。そこで、地震波6波を200galに基準化し、三河地震における祐正寺の地震応答についても検討する。

6-2. 解析結果

図11に祐正寺本堂及び新福寺本堂の応答変形角-最大地動速度関係を示す。安全限界変形角 $1/15rad$ 時と比較すると、最大地動速度25kine時では両寺院とも安全変形角以下になっている。最大地動速度50kine時では、祐正寺本堂において梁間方向ではBCJ-L2波のみが安全限界変形角を越えおり、桁行方向でもBCJ-L1波のみが安全限界変形角を越えている。新福寺本堂において梁間方向ではBCJ-L1波、Fukiai波及びHachinohe-NS波が安全限界変形角を超えており、桁行方向ではTaft-EW波以外が安全限界変形角を越えている。最大地動速度75kine以上では両寺院とも安全限界変形角を越えている。50kineを超えてから、新福寺本堂の梁間方向の応答変形角が急激に大きくなっているが、これは新福寺本堂梁間方向の復元力特性が特に小さい(前報その1)ことによる。

図12及び図13に最大地動速度25kine(レベル1)及び50kine(レベル2)における応答変形角-減衰定数関係を示す。最大地動速度が大きくなると、地震波によるばらつきが大きくなる。25kine時、50kine時とも減衰を増加させることで応答変形角は小さくなるが、最大地動速度の大きい方が応答変形角の低下量は大きい。振動実験結果の減衰定数を用いた場合の応答変形角(図中▼印)をみると、50kine時では両寺院とも安全限界以上となる。減衰を増加させることで祐正寺では $h=0.05$ 、新福寺では梁間方向 $h=0.20$ 、桁行方向 $h=0.15$ 以上となれば、50kine時(レベル2)においても安全限界変形角以下となる。図14に200gal時の時刻歴応答解析結果を示す。祐正寺本堂では応答変形角は安全限界以下となっている。このことは祐正寺が三河地震を受けても倒壊しなかったことと対応した結果となっている。図15は5-3で示した6波の実地震での加速度応答スペクトルによる限界耐力計算から導かれる応答変形角と時刻歴応答解析結果に基づく応答変形角を比較したものである。最大地動速度が小さ

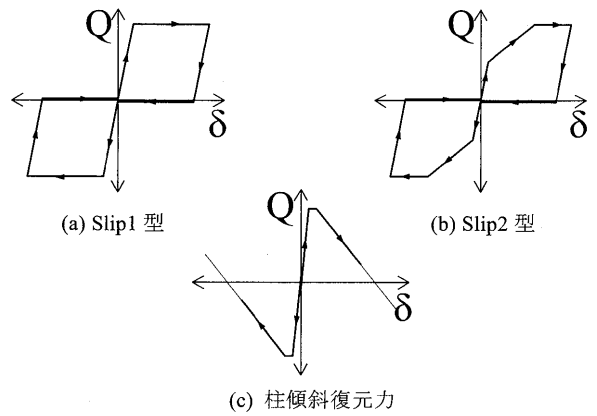


図10 履歴特性

表8 基準化した各地震動の最大加速度(gal)

地震波	原波	25kine	50kine	75kine	100kine
BCJ-L1	207.33	153.82	307.64	461.46	615.28
BCJ-L2	355.66	110.57	221.14	331.71	442.28
Elcentro-NS	341.70	224.06	448.12	672.18	896.24
Taft-EW	175.90	250.64	501.28	751.92	1002.56
Fukiai	802.00	162.65	325.30	487.95	650.60
Hachinohe-NS	123.27	167.69	335.38	503.07	670.76

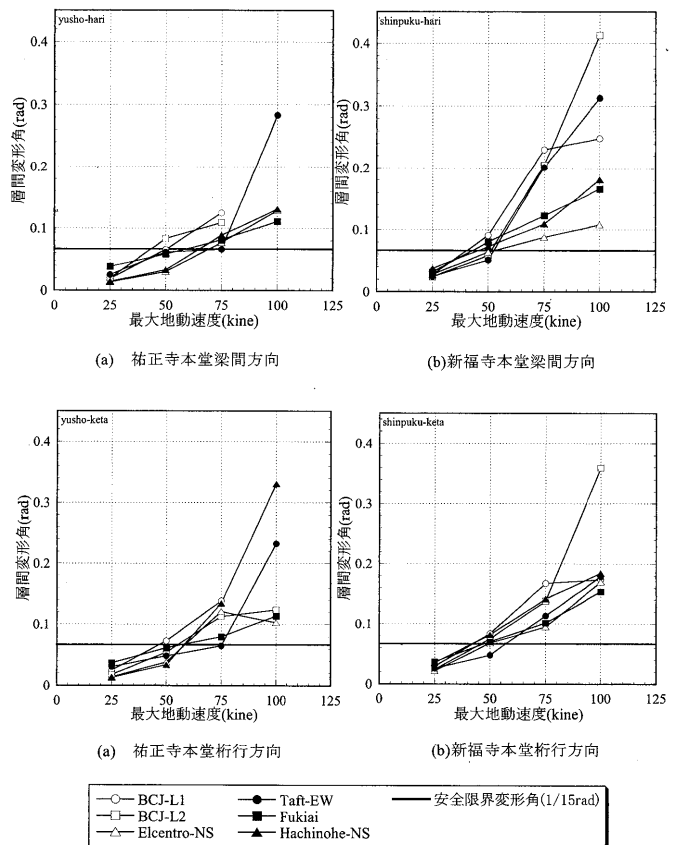


図11 応答変形角-最大地動速度関係

い場合(25kine)においては限界耐力計算の応答値と時刻歴応答解析の応答値は概ね対応しているが、最大地動速度が大きくなると(50kine)両者の応答値(変形角)の差が大きくなる。

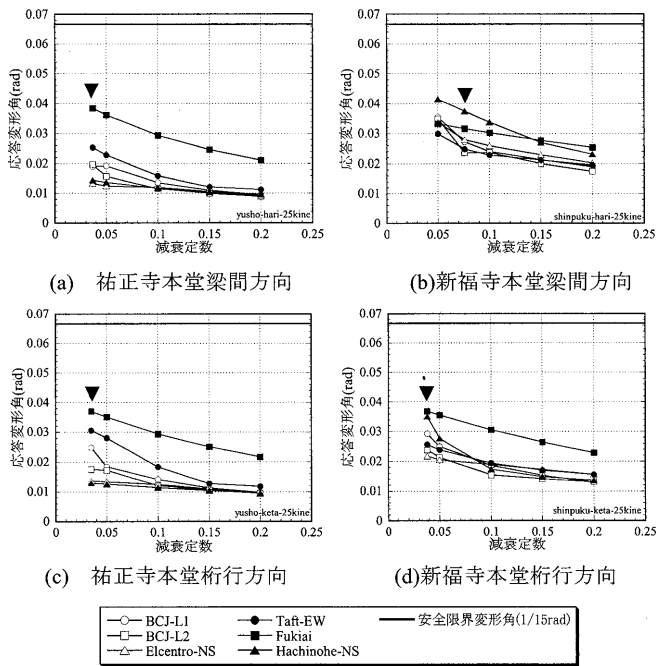


図12 応答変形角-減衰定数関係(最大地動速度 25kine 時)

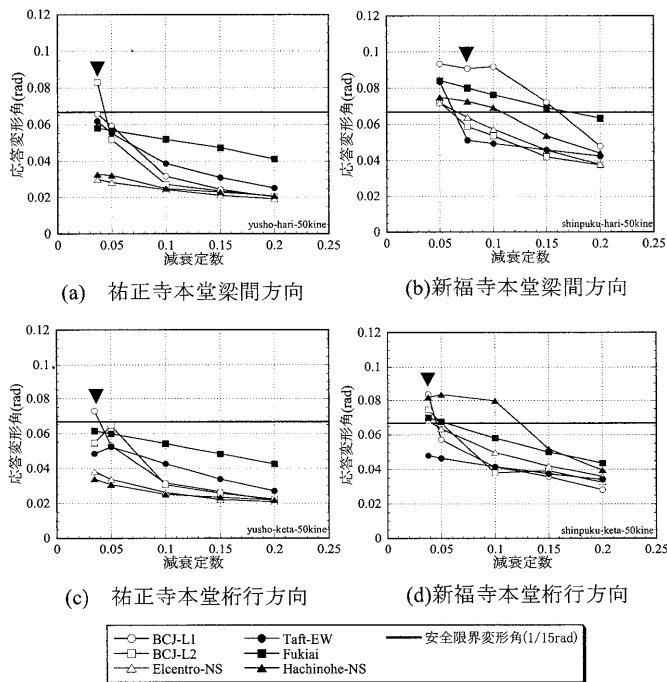


図13 応答変形角-減衰定数関係(最大地動速度 50kine 時)

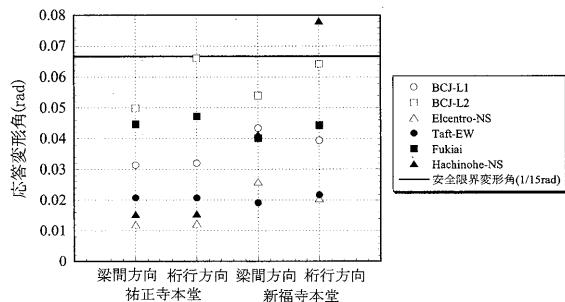


図14 200gal 時の地震応答解析結果

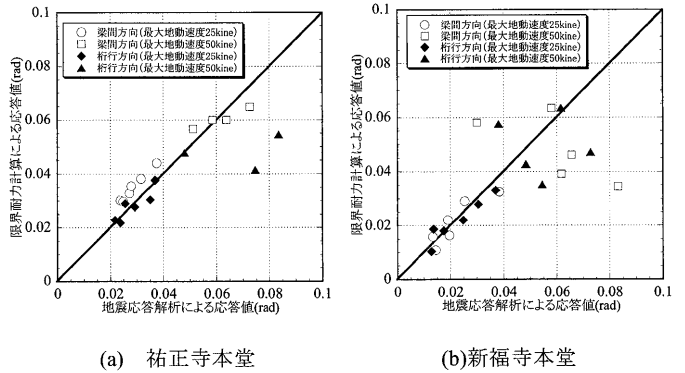


図15 地震応答解析と限界耐力計算との応答変形角の比較

7. 結論

伝統木造社寺建築物の振動実験を行い、振動特性を得た。そして、前報その1の復元力特性を用いて伝統木造社寺建築物の耐震性能評価を行い復元力特性の違いに応答値の影響を検討した。また、時刻歴応答解析を行い伝統木造社寺建築物の耐震安全性の検討をした。以下に本研究で得られた結論を述べる。

- 1) 水平加力実験の加力による損傷で、建物の固有周期が、祐正寺本堂では5.4%程度、新福寺本堂では8.0%程度長くなった。即ち、水平加力による損傷が増すことで、建物の固有周期は長くなる。一方、減衰定数は、祐正寺本堂では17.6%程度、新福寺本堂では47.0%程度小さくなった。即ち、減衰定数は、水平加力による損傷が増すに従い、著しく小さくなってゆく。
- 2) 許容応力度等計算及びエネルギー一定則による伝統木造社寺建築物の耐震性能評価は、層間変形角 1/120rad 時の保有水平耐力による評価や初期剛性に影響される評価であるため、許容応力度等計算では、祐正寺本堂においては1.9倍以上、新福寺本堂においては5.5倍以上の保有水平力がさらに必要となり、エネルギー一定則では、さらに低い評価となる。
- 3) 限界耐力計算では、祐正寺については安全限界及び梁間方向の損傷限界を満たす結果となった。新福寺については梁間方向、桁行方向ともに損傷限界、安全限界を満たさない結果となった。観測地震波を用いて限界耐力計算を行うと、地震波による、ばらつきが大きくなり、解放工学基盤の加速度応答スペクトルの応答値と大きく異なる。
- 4) 時刻歴応答解析ではレベル1では、両寺院共安全限界より小さい変形であったがレベル2では祐正寺本堂が1波、新福寺本堂が桁行・梁間方向で6波、安全限界を上回る変形を起こす。減衰定数を増加させ、祐正寺は梁間方向、桁行方向ともに $h=0.05$ 以上、新福寺は梁間方向 $h=0.20$ 以上、桁行方向 $h=0.15$ 以上であれば、安全限界以内の変形となる。結論1) と考え合わせると大変形域に到るまでの水平力を受け軸組の損傷が増しても、ある一定の数値以上の減衰定数を保つことができる処置を施せば建物は安全限界以内の変形で済むことになる。
- 5) 限界耐力計算による応答値と時刻歴応答解析による応答値は最大地動速度が大きくなると両者の応答値の差が大きくなるので、耐震性能評価は両者の組合せで評価すべきである。

Appendix.

1. 許容応力度等計算による評価法

下記の条件の中で許容応力度等計算により評価する。
層せん断力係数 C_i は次の式による。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \quad (1)$$

ここで、

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$ と設定)

R_t : 振動特性分布 (本研究では R_t による低減は考慮していない)

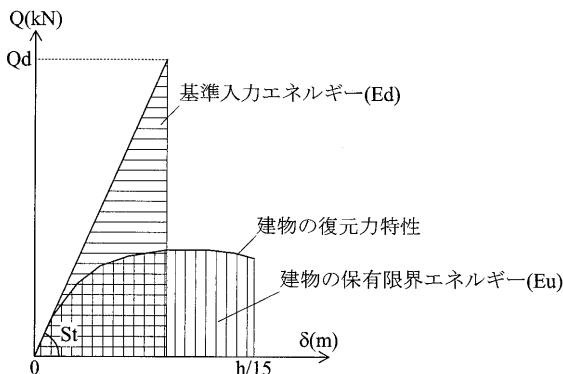
A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布

C_o : 標準せん断力係数 ($C_o=0.2$ と設定)

保有水平耐力は前報その1で算定した復元力特性の損傷限界(層間変形角 $1/120\text{rad}$)時の水平力としている。

2. エネルギー一定則による評価法

エネルギー一定則とは、付図1に示すように地震の破壊力をエネルギーとしてとらえ、建物がこのエネルギーに等しい仕事をする事で最大応答を評価するものである。



付図1 エネルギー一定則による評価方法

建物の梁間方向及び桁行方向の地震力は、それぞれの方向ごとに次式により算定する。

$$Q_d = R_g \cdot F_{es} \cdot Q_{ud} \quad (2)$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o \cdot W_i \quad (3)$$

ここで、

Q_d : 地震力によって各階に生ずる水平力 (kN)

R_g : 地盤が軟弱な場合の割増係数 (祐正寺では 1.0、新福寺では 1.2 とする)

F_{es} : 形状係数

Q_{ud} : 各階の地震層せん断力 (kN)

Z : 地域係数

R_t : 振動特性係数

A_i : 地震層せん断力係数の建物高さ方向の分布を表す係数

C_o : 標準せん断力係数であり、耐震診断の目的に応じて以下の値をとるものとする

安全限界に対する性能を判断する場合 $C_o=1.0$

W_i : i 階以上の建物重量 (kN)

地震による基準入力エネルギー(E_d)は、各階の梁間方向、桁行方向ごとに次式より算定する。基準入力エネルギーとは、地震動が建築物に作用するエネルギーで、地震力によって建物各階に生ずる水平力と各階の初期剛性から算出する。

$$E_d = \frac{1}{2} \frac{Q_d^2}{S_t} \quad (4)$$

ここで、

Q_d : 地震力によって各階に生ずる水平力

S_t : 各階の初期剛性

各階の初期剛性及び保有限界エネルギー(E_u)は、前報その1で算定した復元力特性を用いている。

以下の条件が満足されるとき、当該階、当該方向の安全限界に対する耐震性能は満足されていると評価する。

$$E_u > E_d \quad (5)$$

3. 限界耐力計算による評価法

限界耐力計算とは、建物を等価な一質点系の復元力特性を持つ系にモデル化し、設定された地震動の応答スペクトルとの関係から、等価線形化法により応答を求め、応答値が限界値以下であることを確認する方法である。限界耐力計算用の地震応答スペクトルは、告示で示された解放工学基盤での加速度応答スペクトルを基に、表層地盤の増幅特性を考慮した地表面での加速度応答倍スペクトルを用いる。地盤種類は、祐正寺本堂については第1種地盤、新福寺本堂については第2種地盤である。損傷限界は層間変形角 $1/120\text{rad}$ を、安全限界は層間変形角 $1/15\text{rad}$ とした。又、検証用地震応答スペクトルに観測地震波(Elcentro-NS, Taft-EW, Fukiai, Hachinohe-NS)と模擬地震波(BCJ-L1, BCJ-L2)を用いた場合の応答値と解放工学的基盤の検証用スペクトルによる応答値を比較する。

謝辞

本研究を行うにあたり、光雲山祐正寺前住職故中村卓史氏、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。

参考文献

- 1)小野徹郎、亀山義比古、井戸田秀樹、佐藤篤司、菅野貴孔：実伝統木造社寺建築物の水平加力実験及び復元力特性、伝統木造社寺建築物の耐震性能評価その1、日本建築学会構造系論文集、第612号、pp.117-pp.123、2007.2
- 2)小野徹郎、亀山義比古、井戸田秀樹、佐藤篤司、羽生田善将、菅野貴孔：伝統木造社寺建築物の耐震性能に関する実験、その1、その2、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊、pp.439-pp.442、2005.9
- 3)小野徹郎、亀山義比古、佐藤篤司、羽生田善将、菅野貴孔、伊藤陽介：伝統木造社寺建築物の耐震性能評価、その1、その2、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 分冊、pp.517-pp.520、2006.9
- 4)山田耕司：伝統構法木造建物の耐震性能要因の検討(Quake-resistance Factors of Traditional Japanese Wooden Structures)、日本建築学会東海支部研究報告集、第42号、pp.265-pp.268、2004.2、
- 5)柴田明徳：最新耐震構造解析第2版、森北出版、2003.5、
- 6)飯田波事：昭和20年1月13日三河地震の震害と震度分布、飯田波事教授論文選集 東海地方地震・津波災害誌、1985
- 7)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、pp.261- pp.264、2004.2
- 8)(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、2004.3
- 9)文化庁文化財保護部構造物課：重要文化財(建造物)耐震診断指針、2001.3
- 10)木造軸組構法建物の耐震設計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 学芸出版社 2004.3

(2007年7月9日原稿受理、2007年12月17日採用決定)