

伝統木造五重塔の動的挙動の調査

－ 常時微動と自由振動の測定 －

花里利一・森田仁彦・柳澤孝次

Keywords: traditional timber structure, five-storied pagoda, microtremor, free vibration test

伝統木造, 五重塔, 常時微動, 自由振動

1. 序

筆者ら¹⁾²⁾³⁾は、木造五重塔を設計する立場から、共同設計研究(東京大学、アルセッド建築研究所、田治見エンジニアリングサービス、稲山建築設計事務所)を実施し、現代の構造解析技術を適用して、伝統構法による新設五重塔の構造安全性の検討を行った。その設計検討は、最近の伝統木造構造研究の知見や現代の構造力学に基づき、木造五重塔の耐震・耐風性能について、定量的な解釈を試みたものである。

本建物の構造安全性の検討では、設計建物を工作物とみなし、200年再現期待値の地震、風荷重に対して倒壊しないとする目標性能を設定し、構造解析により目標性能を満たすことを確認した。安全指標は層間変形角とし、倒壊限界は既往の実験研究の文献を参照して1/30とした。また、安全余裕を確認するために500年再現期待値の荷重に対してもおおむね倒壊限界内に収まることを確認した。主として、耐震検討は地震応答解析、耐風解析は静的増分解析によった²⁾。本建物は、多雪地域に建設されることから、積雪荷重も考慮した検討も行った。

本調査では、構造解析により安全性を確認したこの五重塔の振動特性を把握するため、竣工直前において、常時微動観測および自由振動実験を実施した。五重塔の常時微動や自由振動の測定による調査は、歴史的建築については山辺ら(1988)⁴⁾、新設建物については志賀ら(1986)⁵⁾が実施しているなど、いくつかの研究報告例がある。本稿では、振動測定結果をこれらの既往の研究報告および構造設計解析による振動特性と比較する。

2. 構造および設計解析の概要

当該建物は港湾近くに建ち、沖積砂質土(厚さ約8m)上に建設されることから、杭基礎を用いて基壇にあたる基礎マットスラブを支持する設計とした。

意匠・構法も含めた基本的な設計は宮大工が行っている。江戸後期の構法を取り入れた設計¹⁾であり、心柱は五重と四重の桔木で支えて吊り下げている。また、心柱のまわりに4本の四天柱と12本の側柱を配し、丸桁桔木とはほぼ接合としている。設計段階では、木材の収縮対策として、四天柱下の隙間を設けることとしている。側柱上の斗組は、耐力を確保するために斗・ひじ木の一体化を図っている。構造材の使

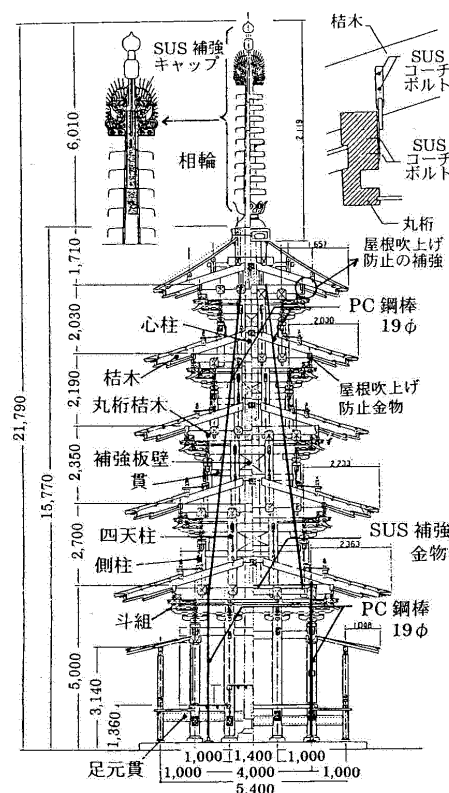


図1 立断面と構造補強

(宮大工の設計に構造補強を加筆¹⁾)

Sectional Elevation and Structural Strengthening

用樹種は国産の「ひのき」、「ひば」であり、荷重がかかる部分には「けやき」を用いている。屋根は銅板葺きである。木材の

設計比重を 0.50(含水率 30%)とし、設計時の総重量は 48.3tf と算定している。宮大工の設計図書に基づいて、水平耐力を概算した結果、耐力が足りないことがわかり、図 1 に示すように、各重における貫の追加、板壁の設置、初重足元貫の補強を施す補強設計を行っている¹²⁾。さらに、耐風補強として、柱引き抜き荷重に対する安全性を確保するためのタイロッド、屋根吹き上げ荷重に対する補強金物を設け、その設計荷重を構造解析により求めた。タイロッドの設計荷重は立体骨組モデルを用いた耐風解析により算定している。

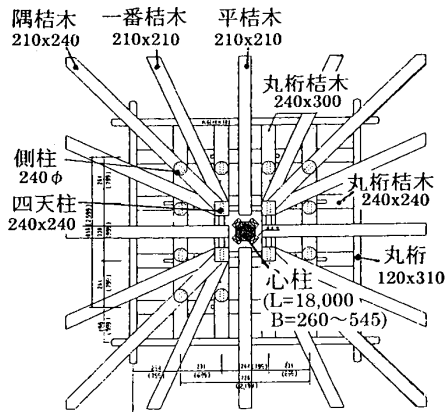


図 2 枯木伏せ(宮大工による三重の設計)
Plan of Lever Beam at 3rd Floor

静的増分解析に用いた平面並列骨組モデルを図 3 に示す。木造架構を四天柱通構面と側柱通構面に分けてモデル化し、わたりあご掛け仕口で組まれた丸桁枯木で構成する水平構面剛性が十分確保されていることを構造解析で確認したうえで、各重桁レベルにおいて、四天柱通と側柱通の水平変位が等しいと仮定した。解析モデルの主な特徴は、①柱-貫接合部の回転剛性を評価した半剛接ラメン構造とし、接合部をめり込み抵抗算定式⁶⁾による回転剛性と降伏モーメントで表せる弾塑性回転ばねに置換、②柱脚、柱頭のピンまたはピン・ローラーによる境界条件、③板壁と斗組は弾塑性せん断ばねに置換し、めり込み抵抗算定式⁷⁾を用いた剛性と耐力を評価、④柱の傾斜復元力は設計解析では考慮せず、安全余裕として評価とした点である。

固有値解析の結果、固有周期は 1 次 1.10 秒、2 次 0.39 秒と求まった。この周期は、接合部のめり込みによる回転角で約 1/200 の割線剛性に対応する設計値である。

変形比は、地震荷重分布のとき、線形範囲内において、塔身の水平変位(五重軒レベル)のうち、貫接合部のめり込みに伴う回転による変位が約 54%を占め、架構のせん断変形は約 40%、曲げ変形による水平変位は約 6%であった。

耐風安全性の検討では、建築学会『建築物荷重指針』を準用して、設計荷重を算定し、平面並列骨組モデルを用い

た静的増分解析を行った。その結果、層間変形角は 1/190 ~ 1/130 程度と算定され、安全指標以下に納まることを確かめている。

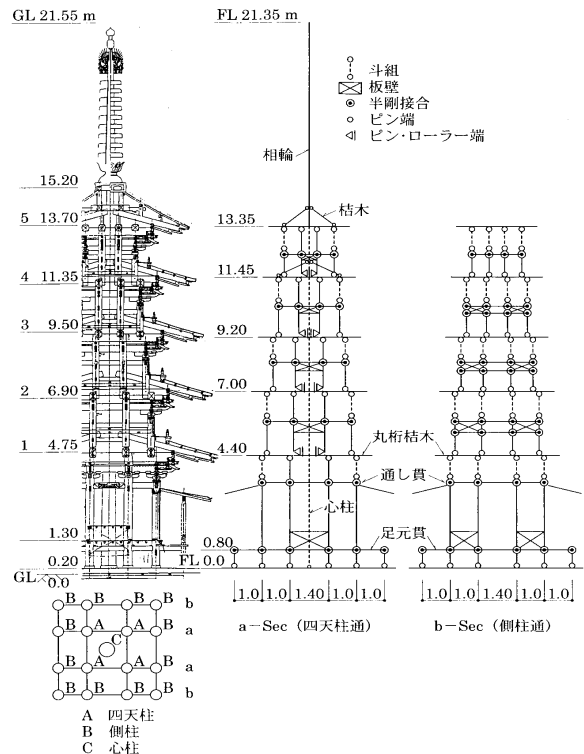


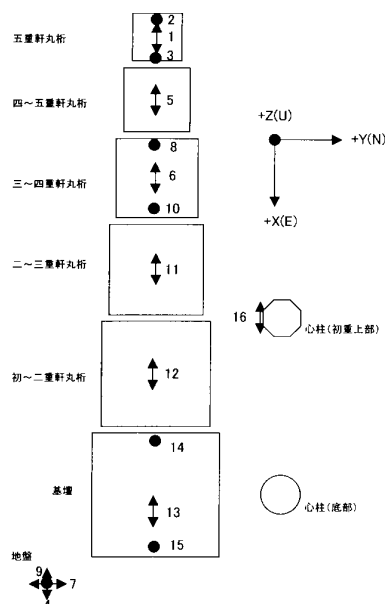
図 3 平面並列骨組モデル
Analysis model

耐震安全性の検討では、曲げせん断型多質点系モデルに置換して地震応答解析を行った。各層間のばね特性には完全弾塑性型の復元力特性を仮定し、平面並列骨組モデルによる静的増分解析の結果に基づいて、剛性と降伏荷重を設定した。この解析モデルには、心柱と塔身の接触・非接触(門効果)を考慮するための要素を用いた。減衰は初期剛性比例型とし、1 次固有振動に対して 5%として地震応答解析を行った。解析の結果、地震ハザード解析から得られた再現期間 200 年の入力動レベルに基準化した設計用入力地震動に対して、層間変形角は約 1/50 以下に収まることを確かめた。

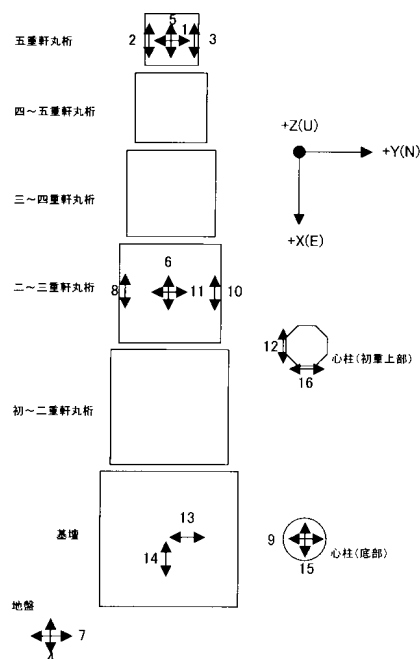
3. 振動測定の方法

五重塔の上部構造が完成し、足場が解体された後、常時微動測定と人力加振による自由振動実験を行った。測定ではサーボ型加速度計(振動技研製 STP-300)を用いた同時多点観測を行い、サンプリング間隔 1/200 秒で収録した。固有周期や振動形等を得るための並進振動(東西方向及び南北方向)の測定点と成分を図 4(a)、水平面内の軌跡や振れ振動を測定するための測定点と成分を図 4(b)に示す。図

に示すように、これらの測定では、心柱にも加速度計を取り付けた。また、地盤や基壇上にも加速度計を設置した。常時微動の測定は、各測定ケースともに、5分間の記録を3回収録した。また、人力加振実験は、五重内にて成人3人が屋根裏の左義長柱や桔木を並進方向やねじれ方向にメロノームに合わせて加振後、自由減衰振動について3回の記録を収録した。さらに、心柱の自由振動実験を行った。



(A) 並進振動の測定 Translational motion



(b) 捩れ振動・軌跡の測定 Torsional Motion and Orbit

図4 測定点と測定成分(各重平面での位置と成分)

Measuring Points

4. 振動測定の結果

常時微動観測時の気象と変位レベルは、東西方向並進の測定では、北西風が強く、五重軒の水平変位が $10 \sim 30 \mu\text{m}$ 、南北方向並進および捩れ・軌跡の測定時は風が弱く、五重軒の水平変位で $3 \sim 4 \mu\text{m}$ であった。地表面の微動レベルは、東西方向並進測定時 $0.2 \sim 0.3 \mu\text{m}$ 、南北方向並進測定時 $0.3 \sim 0.5 \mu\text{m}$ である。五重塔の振動を励起する外乱として風の影響が大きく、微動の増幅率に差がみられる。並進運動の記録による基壇水平成分(図4(a)の測定点13)に対する五重軒の水平成分(図4(a)の測定点1)の伝達関数(振幅)を図5(東西方向), 図6(南北方向)に示す。表1に、伝達関数より求めた固有周期を示す。

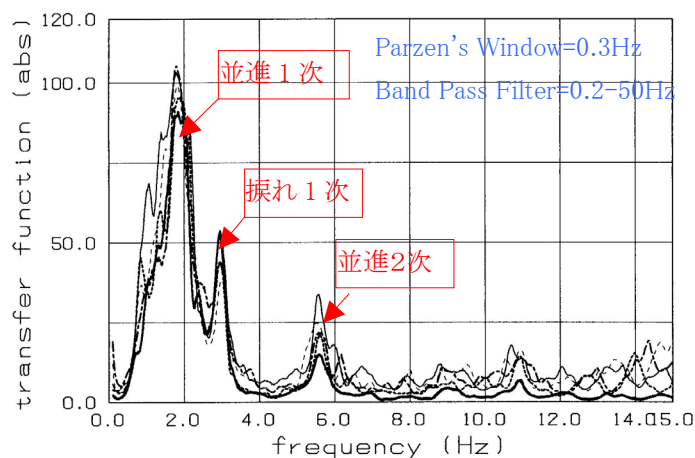


図5 東西方向並進微動観測による伝達関数
(五重軒水平動/基壇水平動)

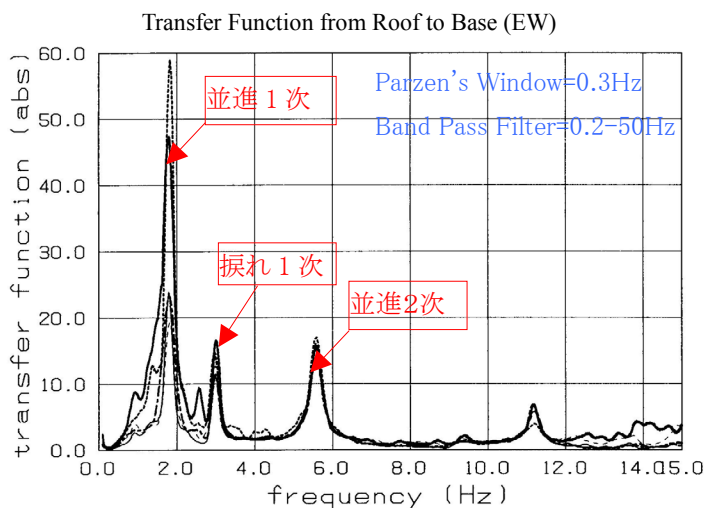


図6 南北方向並進微動観測による伝達関数
(五重軒水平動/基壇水平動)

Transfer Function from Roof to Base (NS)

一方、捩れ振動・軌跡の測定(図4(b))から得られたねじれ運動に関する伝達関数を図7に示す。ねじれ運動は、五重軒の両端の水平成分の差(図4(b)の測定点2と測定点3の差)をとっており、基壇の水平成分(図4(b)の測定点14)に対

する伝達関数を計算した。伝達関数の振幅および位相特性から振れ振動の固有周期を求めた(表 1 参照)。

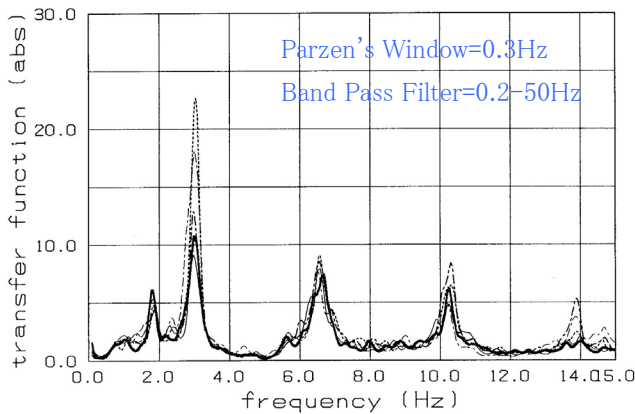


図 7 ねじれ振動観測による伝達関数
(五重軒回転動/基壇水平動)

Transfer Function of Torsional mode from Roof to Base

表 1 常時微動測定による塔身の固有周期と減衰定数

Natural Period and Damping Factor (Microtremor)

	並進 1 次		並進 2 次	振れ 1 次
	固有周期	減衰定数*	固有周期	固有周期
東西方向	0.535 秒 (1.89Hz)	0.79%	0.180 秒 (5.57Hz)	0.338 秒 (2.96Hz)
南北方向	0.555 秒 (1.80Hz)	0.57%	0.179 秒 (5.60Hz)	0.330 秒 (3.01Hz)

*自己相関関数の対数減衰率による

自由振動実験では、常時微動観測から得られた 1 次固有周期に合わせて、五重軒の水平変位で 500~700 μm 程度まで人力加振して、自由減衰振動を記録した。変位波形の例を図 8(南北方向加振時の五重軒水平変位(図 4(a)測定点 1))に示す。フーリエスペクトル(図 9 参照)から固有周期を求めるとともに、変位波形の対数減衰率から減衰定数を求めた(表 2 参照)。

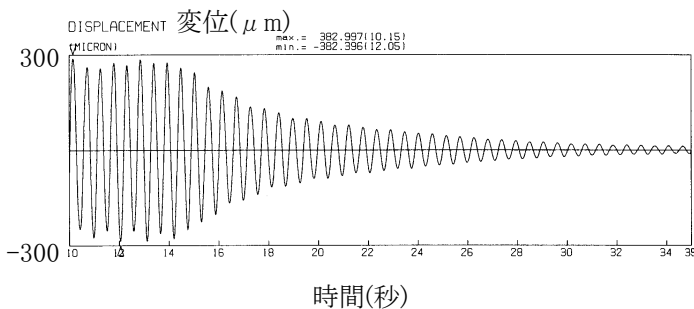


図 8 人力加振実験の自由振動波形(五重軒水平変位波形)

Wave Form of Displacement at Free Vibration Test

本測定では、図 4 に示すように心柱にも加速度計を取り付け、懸垂式構法の心柱の動きを記録している。図 10 は、南

北方向(塔身)加振時の自由振動波形を示しており、心柱(初重天井レベルの高さ、図 4(a)測定点 16)および三重・四重間の丸桁桔木(図 4(a)測定点 6)の水平動を時間軸を合わせて描いている。四重および五重屋根の桔木先端のほぞが心柱に差し込まれた接合となっており、塔身加振による自由振動時には、塔身の動きにほぼ追従した動きを示している。

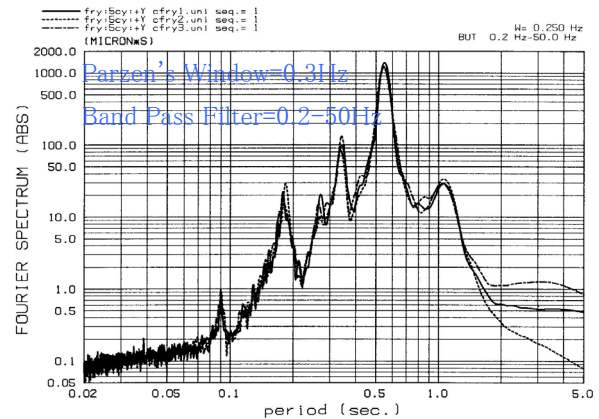


図 9 自由振動のフーリエスペクトル

(五重軒水平動,南北方向加振)

Fourier Spectra of Free Vibration

表 2 自由振動測定による塔身の固有周期と減衰定数

Natural Period and Damping Factor (Free Vibration)

	並進 1 次		並進 2 次	振れ 1 次
	固有周期	減衰定数	固有周期	固有周期
東西方向	0.542 秒 (1.89Hz)	0.65%	0.183 秒 (5.46Hz)	0.345 秒 (2.99Hz)
南北方向	0.546 秒 (1.80Hz)	0.69%	0.183 秒 (5.46Hz)	0.341 秒 (2.93Hz)

本五重塔の心柱は懸垂式で四重と五重の桔木で支えられている。この心柱の自由振動実験を行った結果、表 3 に示す固有周期と減衰定数が得られた。塔身の固有周期との差や減衰性能が大きいことから、心柱に制振機能が期待できる。筆者らは、すでに本五重塔の設計解析において、相輪の有無をパラメータとした地震応答解析¹⁾²⁾を行っており、相輪が有ることにより塔身の応答が 30~40%程度低減することを確認している。心柱の制震機能についても解析的な評価が可能である。

常時微動観測及び自由振動実験から得られた並進運動の振動形(南北方向の 1 次振動形,2 次振動形)を図 11 に示す。1 次振動形については、設計解析とも比較している。

設計解析では、せん断型の振動形を示しているのに対し、

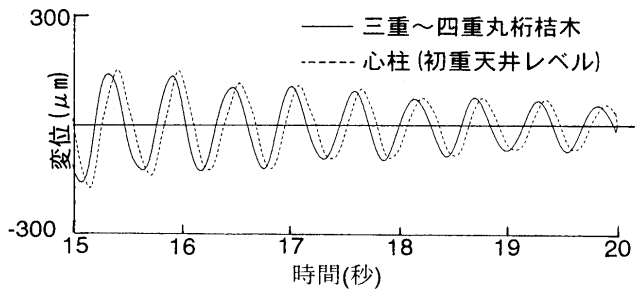


図 10 自由振動実験における心柱と塔身の水平変位波形
Motion of Central Column and Frame

表 3 心柱の自由振動測定による固有周期と減衰定数

Natural Period and Damping Factor of Central Column

	固有周期	減衰定数
東西方向	0.138 秒 (7.24Hz)	10%
南北方向	0.144 秒 (6.94Hz)	7%

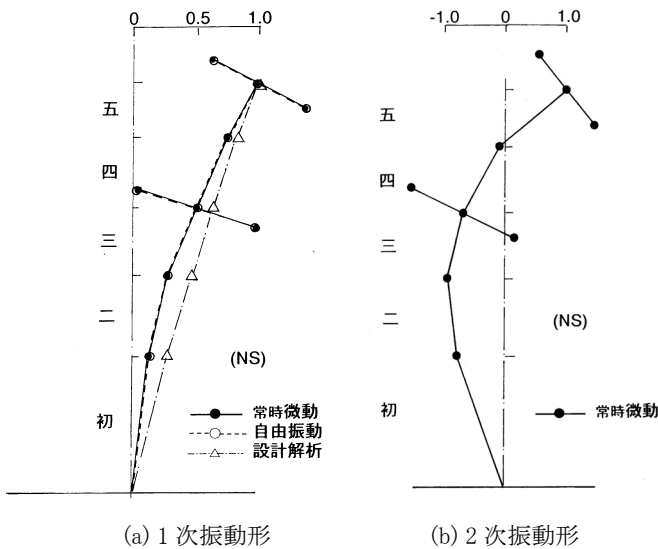


図 11 測定点と測定成分

Measuring Points and Components

常時微動および人力加振による自由振動実験では、曲げ型に近い振動形が得られた。このような変形の構成を検討するために、丸桁桔木の剛性が十分大きいとして、三重・四重間の丸桁桔木面と五重軒の丸桁桔木面の回転角を求め、層間水平変位に対する曲げによる変位の寄与率を計算した(自由振動実験)。計算では、三重・四重間及び五重軒以外の丸桁桔木面の回転角は補間した。その結果、表 4 に示すように、初重を除いて、層間変位の約 7～9 割程度は架構の曲げによる変形であった。自由振動実験における五重軒の水平変位に対する変形比を求めた結果を表 5 に示す。

表 4 自由振動測定の間層間水平変位における曲げ成分の算定結果(各方向 3 回測定平均)

Contribution of Bending Deformation (Free Vibration)

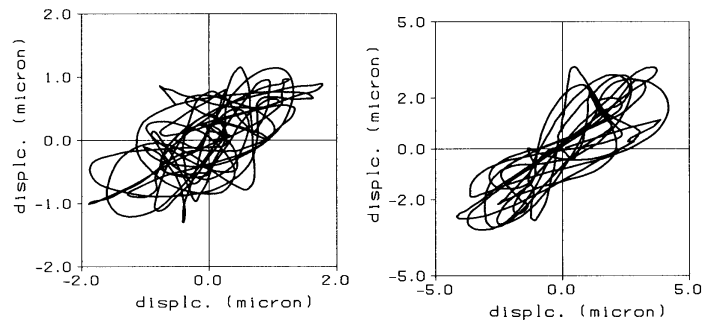
	東西方向(%)	南北方向(%)
五重	88	87
四重	79	77
三重	76	63
二重	78	81
初重	13	15

表 5 自由振動による五重軒水平変位の成分
(各方向 3 回測定平均)

Component of Displacement Ratio at Roof

方向	水平 変位 平均 (μm)	変形比(%)		
		基壇 スウェイ	架構 せん断	架構 曲げ
東西	340	1	29	70
南北	350	1	32	67

図 12 に三重・四重間の丸桁桔木面および五重軒の常時微動の振動軌跡を示す。図に示すように、振動の主軸は、桁平行方向ではなく、おおむね対角線方向を向いている。とくに五重軒では明確である。この現象は、文化財指定されている木造五重塔の微動実測による研究⁴⁾でも報告されており、新設の本五重塔でも確認された。



(a) 三重・四重間丸桁桔木 (b) 五重軒丸桁桔木

図 12 常時微動の振動軌跡

Particle Orbit of Microtremor

5. 測定結果の考察

常時微動と自由振動実験から得られた固有周期は、表 1、表 2 に示すように、並進 1 次 0.54～0.56 秒、並進 2 次 0.18 秒、振れ 0.33～0.34 秒であった。図 3 に示す平面並列骨組モデルによる設計解析の固有周期は、並進 1 次 1.10 秒、並進 2 次 0.39 秒であり、実測の固有周期は設計解析の約 2 倍である。これには、以下の理由が考えられる。

①設計解析の変形レベルは接合部の回転角で約 1/200 の

割線剛性に対応する。これに対して自由振動実験は層間変形角で $1/20,000$ 程度の変位レベルである。設計解析での剛性が、微小レベルでの初期剛性に対応していない。このような微小レベルでは、めり込みによる接合部の回転がほとんど生じていない可能性もある。

- ②微動レベルでは、非構造部材の剛性が全体の剛性に寄与している可能性がある。
- ③設計解析では、安全側の評価を行うために、柱の傾斜復元力を考慮していない。また、側柱脚部はピン、四天柱脚部はピン・ローラーでモデル化している。四天柱脚部は、設計時には隙間を設けて長期の鉛直変形対策としていたが、製作・施工段階でほぼ接合に変更された。側柱脚部、四天柱脚部ともに長ぼろ接合で込み栓とくさびを用いて固めており、設計で仮定した境界条件と異なる。
- ④構造設計で仮定した含水率は 30%であるが、屋根工事の段階で調査した含水率は 22%であった。設計重量に比べて約 8%程度軽い。固有周期は約 4%短くなる程度である。

山辺ら⁴⁾は文化財指定されている五重塔の常時微動測定から高さ H と固有周期の関係式を示し、高さ $H(m)$ の五重塔の固有周期 T は $T=0.05H$ (秒)で表せるとしている。本五重塔に適用すれば、 $T=0.76$ 秒となる。ゆるみや腐朽等の影響があると考えられる歴史的建築物の微動測定による実験式の固有周期に比べて、この新設五重塔の固有周期は短い。

新設の木造五重塔の常時微動測定・自由振動実験を行った志賀ら⁵⁾によっても行われている(西方寺五重塔)。その結果を用い、固有周期が高さに比例すると仮定して、本五重塔の固有周期を算定すれば、並進 1 次 0.70~0.72 秒、並進 2 次 0.22~0.24 秒、捩れ 0.37~0.40 秒と算定される。本五重塔の 1 次固有周期はこれより約 20%短い。本稿 2.に示した構造補強や四天柱脚部・側柱脚部の接合部の条件によるものと考えられる。

本五重塔の微動レベルでの減衰定数は約 0.7%であり、志賀ら⁵⁾の測定による減衰定数 1.0~1.3%に比べても小さい。貫や板壁による補強、さらに、くさびなどを用いて接合部を固める工夫をしており、減衰定数が既往の新設五重塔の実測値より小さくなっていると考えられる。

振動形については、曲げが卓越する形状になり、志賀ら⁵⁾の新設五重塔など、五重塔を対象とした既往の自由振動実験と同様の結果が得られた。しかし、本五重塔の設計解析では、五重軒の水平変位に占める曲げ変形は約 6%と算定しており、本稿 2.に示したように、柱-貫接合部のめり込みによる回転変形が約 54%、架構のせん断変形が約 40%と算定している。この理由としては、設計解析では、タイロッドと斗組

の剛性がだいたい同等であることから、各重間にそれと等価な剛性の鉛直ばねを入れていることが挙げられる。しかし、柱引き抜き防止用に設けたタイロッドは締め付けておらず、常時微動・自由振動実験のレベルでは鉛直変位は拘束されていない。タイロッドの拘束効果が機能するのはさらに大きな変形レベルである。設計解析の妥当性をより正しく評価するために、大きな変形レベルが期待できる地震・台風観測が望まれる。また、側柱および四天柱脚部の境界条件も振動形や変形比に影響を及ぼすと考えられる。実際の境界条件に合わせた修正解析も今後の課題である。

6. まとめ

構造設計解析を実施して安全性を確認した新設五重塔の常時微動・自由振動測定による基本的な振動特性を調査した。固有周期や振動形は既往の歴史的建築物での微動実測結果とおおむね対応した。設計解析の妥当性をより正確に評価するためには、実際の接合部の条件に合わせた修正解析、さらに、地震・台風観測が望まれる。とくに、構造安全性を確実に評価するには、変形レベルの大きな地震・台風観測の記録が必要である。

本五重塔の一般設計は(有)白井大工によるものである。構造検討と補強設計は、1997 年度にアルセッド建築研究所、田治見エンジニアリングサービス、東京大学坂本功教授、稲山建築設計事務所の共同設計研究として実施し、構造解析は田治見エンジニアリングサービスが行った。本五重塔は、建築センター評定(木質構造)を経て、1998 年に大臣認定を取得している。

振動測定は、東京都立大学藤田研究室の協力を得て実施した。

参考文献

- 1)三井所清典ほか:木造伝統構法五重塔の構造安全性の検討(その 1)~(その 6),建築学会大会梗概集,構造Ⅲ,pp277-288,1998
- 2)花里利一,荻原幸夫,稲山正弘,大倉靖彦,三井所清典,坂本功:構造伝統構法五重塔の構造安全性の検討,建築学会技術報告集,第 7 号,pp33-38,1999
- 3)花里利一,稲山正弘,大倉靖彦,坂本功:木造伝統構法五重塔の構造安全性の検討(その 7),建築学会大会梗概集,構造Ⅲ,pp173-174,1999
- 4)山辺克好,金井清:五重塔の耐震性に関する研究,日本大学生産工学部報告,第 21 巻第 2 号,pp91-110,1988
- 5)志賀敏男,渋谷純一,高橋純一:在来構法による新築五重塔の振動実測(続報),建築学会東北支部研究発表会梗概集,第 48 号,pp159-162,1986
- 6)稲山正弘:めり込み抵抗接合の設計(貫抵抗),建築技術 1995 年 11 月号,pp106-111