

## 木造層塔の耐震性に関する研究

三重塔の縮小模型を用いた実験的考察と薬師寺東塔を対象とした学際的考察

西川 英佑



## 目次

<b>第1章 序論</b>	p. 1
第1節 研究の目的と意義	
第2節 従来の研究	
第3節 研究の範囲と方法	
第4節 文化財建造物の耐震性評価手法の提案	
<b>第2章 木造三重塔の模型実験に基づく復元力特性に関する考察</b>	p. 13
第1節 序	
第2節 模型の重量条件と相似則	
第3節 静的載荷実験概要	
第4節 模型の重量条件が復元力特性に与える影響	
第5節 歪み直しの際に塔に加わる負担	
第6節 小結	
<b>第3章 木造三重塔の模型実験に基づく自由振動に関する考察</b>	p. 37
第1節 序	
第2節 自由振動実験概要	
第3節 模型の重量条件が振動特性に与える影響	
第4節 解析概要	
第5節 振幅増大に伴う振動数低下の要因	
第6節 自由振動におけるエネルギー応答	
第7節 小結	
<b>第4章 木造三重塔の模型実験に基づく軒の振動に関する考察</b>	p. 71
第1節 序	
第2節 軒打突実験	
第3節 軒の振動と塔の高次の固有振動モードとの関係	
第4節 自由振動における軒の振動	
第5節 建物下部の浮き上がりが軒の振動に与える影響	
第6節 小結	
<b>第5章 木造三重塔の規模や構造形式が応答特性に与える影響に関する考察</b>	p. 91
第1節 序	
第2節 建物の規模が応答性状に与える影響	

第3節 小屋組の構造形式が軒先の上下方向の応答性状に与える影響

第4節 小結

## **第6章 薬師寺東塔の文献、図面調査に基づく地震被害履歴に関する考察** p. 119

第1節 序

第2節 過去の地震における被害と推定地震動の関係

第3節 安政奈良地震における被害と復旧修理

第4節 心柱の技法の変遷

第5節 明治修理前の損傷状態と安政奈良地震の被害との関係

第6節 小結

## **第7章 薬師寺東塔の振動観測に基づく東塔の振動特性に関する考察** p. 139

第1節 序

第2節 東塔・西塔の構造形式

第3節 振動観測概要

第4節 東塔と復元西塔の振動特性の差異

第5節 小結

## **第8章 薬師寺東塔の部分架構模型の載荷実験に基づく構造特性に関する考察** p. 161

第1節 序

第2節 建物重量と構造形式の特徴

第3節 部分架構模型の載荷実験

第4節 力学モデル

第5節 振動観測の結果と力学モデルの振動特性の比較

第6節 小結

## **第9章 薬師寺東塔の外力に対する応答性状に関する考察** p. 185

第1節 序

第2節 解析概要

第3節 パルス波に対する応答性状

第4節 地震波に対する応答性状

第5節 過去の被害記録と地震応答解析の結果の比較

第6節 小結

## **第10章 結論** p. 233

## 第 1 章

### 序論

## 第1節 研究の目的と意義

### 1.1 木造文化財建造物の耐震補強の技術課題

本研究は木造層塔の耐震性および地震被害の歴史について考察したものである。木造層塔は伝統的木造建築の中でも構造的に複雑で大工技術の粋を集めたものと言える。伝統的木造建築の耐震性評価と構造対策は我が国の文化財修理事業にとって、その黎明期からの大きな課題であった。特に1995年の兵庫県南部地震以降、文化財建造物の耐震性が重要視されるようになり、伝統的木造建築の構造性能に関する実験・調査も数多く実施され、その研究成果が蓄積されつつある。

文化財修理事業では建物の歴史的価値を明らかにするための建築史的な調査が行われているほか、構造学的立場から耐震性を調査し、それに基づいて構造対策を検討する必要があるため、その修理方針に対して構造学的な判断が大きく影響することがある。棚橋諒<sup>1)</sup>によれば補強のあり方として、

- ①当初の架構の形態が明瞭に看取できること。このため補強材は目立たないことが望ましい。
- ②将来の解体修理に際して、補強材は容易に撤去しうること。
- ③補強材によって本来の架構の荷重の伝達経路を大幅に変更しないこと。すなわち、補強のために当初の架構が構造上の機能を失って擬構造化することは避けること。

を挙げている。しかし実際には修理時の補強によって本来建物が持つ構造が擬構造化したり、外観や内観を損ねたりしている事例が少なくない。補強方針を決める上で、建物が本来どれだけの耐震性を保持しているか、今後どの程度の安全性を担保すべきであるか、についてできる限り適切な判断を下し、十分かつ最小限の補強がなされることが望ましい。

しかしながら最も重要なことは文化財建造物が現在に至るまで自然災害に耐えて残ってきたという事実である。すなわち地震国である日本で、建造時期からある程度長い期間を経ている文化財建造物は大規模な地震に数度見舞われている可能性が高い。また毎年襲来する台風にも耐えてきたこととなる。災害に対しどの程度の被害を受け、そして現在までどのようにして残ってきたのか、これらについて明らかにすることは、安全性のレベルを決定する上で有意義であり、また耐震性評価の面から見れば実大建物で行われてきた実験成果を得ることに等しく、蓄積された経験則による工学的検討を可能にするとも言える。木造層塔の過去の地震被害を見れば、倒壊した事例は少ないものの、塔が傾斜したり、相輪が折れたり、軒が損傷したりと、様々な被害記録が数多く残っていることが分る。これらの被害記録は上記の点において有効な資料となりうる。

### 1.2 被災履歴の史的検討

過去の被災記録を詳細に読解するためには建築史的な知識が必要であり、現在まで建築史学の専門家によって明らかにされてきた。この被災記録に対し構造学的視点からの考察が加われば、前述の通り耐震性評価に有用な資料となるばかりでなく、被災と修復が建物の構造形式の変遷過程にどのような影響を与えてきたかについて建築史的視点から考察する上でも重要な手掛か

りを得ることができる。さらに近年、古地震学や地震考古学の分野での研究蓄積が充実し、歴史的な地震の規模や震源などの推定精度が向上しつつあるので、建築史的な被災記録を古地震学的な歴史地震に関する知見とあわせて、構造学的に検討するというアプローチも展開できるようになった。我が国の文化財建造物は数多くの災害により被害を受けてきたという意味で、災害の生き証人とも言えるため、その建物からは過去に起こった大災害の履歴や現在に至るまでの災害に対する日本の建築技術の発展の歴史を読み取ることが可能であり、そこには今まで着目されることが無かった新たな資料的価値を見出すことが可能である<sup>2)</sup>。現在の文化財修理の現場において、以上述べたような耐震性評価手法は、今まで義務的課題として消極的に捉えられがちな耐震性に関する問題を、関連領域の研究成果が融合する学際的な場として変える大きな可能性を持つ。

本研究で考察対象としている木造層塔としては、文化財に指定されているものだけでも 177 基あり、これらを建立時期で分けると、古代の塔が 10 基、中世のものが 79 基、近世のものが 88 基であり、そのうち三重塔が 90 基、五重塔が 22 基、宝塔・多宝塔が 61 基である<sup>3)</sup>。様々な構造形式の木造層塔が数百年の風雪に耐え現在まで残ってきたことが分る。本研究では木造層塔の耐震性や地震被害の歴史を学際的視点から解明していくだけでなく、この考察を通じて新たな文化財建造物の耐震性評価手法を提案することも目標としている。

## 第 2 節 従来の研究

木造層塔は、細長いプロポーションを持つ高層建築であるにもかかわらず、過去に地震によって倒壊したという記録が少ないため、その耐震性については我が国の建築構造学の黎明期から多くの構造学者によって注目されてきた。そのため様々な調査や実験、構造安全性の評価が試みられ、耐震性に関する論考も数多く提出されてきた。

また過去の被害に関する情報から建物の構造特性を捉えようとする試みをいくつか行われている。

### 2.1 現地での振動観測

木造層塔の現地での振動観測による研究の歴史は古い。大森房吉は明治 43 年 (1910)、法隆寺五重塔での測定を嚆矢として、関東大震災前の大正 8 年 (1919) から同 9 年 (1920) にかけて、日光東照宮、浅草寺、上野東照宮、池上本門寺、東寺 (教王護国寺) の五重塔計 6 基について、5 ないし 30 倍の簡易微動計を設置し振動観測を行った<sup>4)</sup>。大森の塔の揺れに関する研究は関東大震災後の柔剛論争にも大きな影響を与えた<sup>5)</sup>。戦後には振動観測装置の高性能化が進み、周波数解析手法の普及によって固有値解析による振動モードや各部の剛性の評価も可能となり、山辺克好・金井清による五重塔の振動観測<sup>6)</sup>をはじめとして、現在にいたるまで大場新太郎ら<sup>7)</sup>や内田昭人ら<sup>8)</sup>、藤田香織ら<sup>9)</sup>により数多くの現地観測が実施され、木造層塔の振動特性が系統的に把握できるようになってきた。

現場での実物試験としては、大森が上記の観測の際に合わせて行った人力による加振実験があり<sup>10)</sup>、その後のほとんどの現地観測で行われている。また山辺らは、塔の最上層に偏心させた錘を回転することで起振力を与えるために 60kg 弱の起振機を持ち込み、加振実験を行っている<sup>11)</sup>。文化財の保存修理事業に際しその耐震安全性を検討するために、昭和 29 年（1954）から同 35 年（1970）にかけての国宝醍醐寺五重塔の解体修理において、塔の上部にワイヤーロープを繋いでウィンチで牽引して、その変形性能を調べるとともに、ロープを切断して自由振動実験を行っている。木造層塔ではないが、同じく木造高層建物である姫路城の大修理においても昭和 31 年（1956）に棚橋諒の指導の下、大天守 4 層北側外壁に直径 16 ミリのワイヤーをかけて自由振動試験を行い振動特性について調べ、その結果をもとに大天守の構造強度の評価を試みている<sup>12)</sup>。その他、山辺らや藤田らは木造層塔に長期に渡って測定機材を設置し、地震時の応答の観測データを得た<sup>13) 14)</sup>。

## 2.2 模型実験

木造層塔を含む伝統的な木造建築の模型実験も古くから数多く行われてきた。石井敬吉はシカゴ博覧会に出品するための日光東照宮五重塔の 1/20 の模型を吊って重心の位置を測定している<sup>15)</sup>。また、昭和 4 年（1929）に開催された万国工業会議では、武藤清が高さ 156cm の日光東照宮五重塔の簡略模型の振動実験について報告している<sup>16)</sup>。一方、昭和 15 年（1940）頃には、国宝法隆寺金堂の昭和大修理に際して、坂静雄が 1/2 の模型を用いた引き倒し実験の他、航空機用のゲッチンゲン風洞による風洞実験を行い、金堂の構造安全性を検討した<sup>17)</sup>。

近年では、石田修三は木造層塔の塔身と心柱からなる簡略模型を作成して振動実験を行い心柱の制振効果を検証しており<sup>18)</sup>、千葉一樹らは法隆寺五重塔の 1/3 縮尺模型の振動実験を行っている<sup>19)</sup>。また、塔以外にも、実大の茶室や木造家屋などの大型振動台実験も実施されるようになってきた<sup>20)</sup>。

## 2.3 文化財修理事業や新築工事

文化財修理事業においては、木造層塔に対し近代工学に基づく様々な補強が行われてきた。早くは明治 30 年（1897）～同 31 年（1898）の法起寺三重塔の修理において軒の垂下に対し直径 25 ミリのボルトを用いた補強が実施されており<sup>21)</sup>、また昭和 17（1942）～同 27 年（1952）の法隆寺五重塔の修理では、同じく軒の垂下について、肘木の模型の曲げ破壊実験や仮組みした状態の実物五層の載荷実験を行うことで工学的な構造安全性評価を実施し、これに基づき本来の架構を偽構造化しないように補強が付加された<sup>22)</sup>。昭和 59（1984）～同 61 年（1986）の清水寺三重塔の修理では、軒の垂下に対してステンレス製のタイロッドにより補強し、経年によって生じるタイロッドの張力変化を定期的に測定しこれに応じて締め付けを調節するといった試みも行われるようになった<sup>23)</sup>。

一方で、新築の木造層塔を対象に構造安全性の検討した事例もある。金吾潔博士は、1981年に再建された薬師寺西塔について、長期荷重・風力・地震力に対する構造安全性を検討し、遺構を守るためのSRCの基壇や三層の浮き上りを防止するためのタイロッド、尾垂木の折損を防ぐための添木など以外、西塔の構造が創建時のものとほぼ同じ状態で安全であると判断している。また、花里利一らは木造五重塔の新築に当たり、塔身・心柱を力学モデルに置換し地震応答解析を行い、その安全性を検討している<sup>24)</sup>。

## 2.4 木造層塔の耐震性に関する論考

現在までの木造層塔の耐震性に関する研究では、次の事項を耐震性の高さの要因と指摘している。①固有周期が長いこと、②減衰性能が高いこと、③規模が大きいこと、④高次の固有振動モードの応答が大きいこと、⑤心柱が制振作用を持つこと。以下、5つの点について従来の論考の内容とその問題点を説明する。

### ①固有周期が長いこと

現地観測の結果によれば<sup>25)</sup>、木造層塔の1次固有周期は0.5～2秒で、高さが高いほど周期が長いこと<sup>26)</sup>が分っている。多くの論考は木造層塔の固有周期が他の建物の固有周期に比べ長いことから、地震波に対する応答倍率が低く、被害を免れてきたと説明している。しかし、山辺らは塔の振動観測と合わせ、地震動の周期特性に大きな影響を与える周辺地盤の周期特性についても観測を行い、塔と地盤の固有周期が近いことがあることを指摘している<sup>27)</sup>。また、この範囲の固有周期であれば地震波によって応答倍率が大きくなる場合もある。

一方、真島健三郎は塔を含む伝統的木造建築の耐震性について、その主要な構造要素となる柱の傾斜復元力を例に挙げ、小変形では剛、大変形では柔となる復元力特性を持つことにより、地震時には長周期化することで応答倍率が低くなっていることを指摘している<sup>28)</sup>。また、大場は三重塔の現地加振実験の結果より、振幅の増大に伴い固有周期が長くなることを報告している<sup>29)</sup>。現地観測で得られた周期は微小変形の範囲におけるものであり、地震により大変形を生じた場合には周期が長くなると考えられ、応答振動の周期特性が耐震性に与える影響について調べるためには、木造層塔の大変形時の周期特性を調べる必要がある。これに対し、千葉は五重塔の縮小模型の実験で、地震により大変形を生じた状態を再現し、振幅の増大により応答振動の振動数がどの程度低下するかについて報告している<sup>30)</sup>。しかし、この論考では縮小模型の実験結果と実大スケールの塔の特性との関係性について十分に言及されていない。

今後、縮小模型の振動特性と実物建物のそれとの間の相似則を考慮した実験を実施し、長周期化の要因と考えられる各部の剛性低下や浮き上りについて定量的かつ詳細な考察が行うことで、振幅増大に伴う長周期化のメカニズムを解明していくことが望まれる。

## ②減衰性能が高いこと

現地観測の結果によれば<sup>31)</sup>、木造層塔の減衰定数は1~10%であり、また千葉一樹らは五重塔の縮小模型の減衰定数が1~6%であると報告している<sup>32)</sup>。しかし、これらの結果は、①と同様、微小変形の範囲における特性であること、模型実験の相似則が明らかになっていないこと、などの点においてさらなる考察が求められる。

また、減衰性が大きい要因については、斗拱組の摩擦や塑性変形と考える論考が多い<sup>33)</sup>。現在まで斗拱組のみを対象とした模型実験はいくつか行われてきており<sup>34)</sup>、その復元力特性や振動特性が明らかになってきているが、斗拱組が塔全体の減衰性にどの程度寄与するかについての考察はない。今後、相似則を考慮した模型実験により減衰性能を定量的に評価することや、斗拱組を含む各構造要素の塑性変形や摩擦に伴う消費エネルギーが塔全体の減衰性能にどの程度寄与しているかについて解明していくことが必要である。

## ③規模が大きいこと

大森房吉は木造層塔が地震で転倒しないのは地震動の振幅に対し塔が十分に大きいためであると指摘している<sup>35)</sup>。また、昭和10年に棚橋諒によって提出された速度ポテンシャル理論の論考は、エネルギー的観点からの耐震設計を提案した画期的なものであるが、棚橋はこの中で木造層塔の耐震性が高いことを大きな規模によってポテンシャルエネルギーが高いためであると指摘し、これをスケールエフェクトと称している<sup>36)</sup>。

現存する木造層塔は高さ5m程度の小塔から高さ50m以上の五重塔まで、その規模が様々である。よって木造層塔のポテンシャルエネルギーはその規模により異なってくると考えられる。また、①で述べたように木造層塔はその規模により周期特性が変化するため、外力に対する応答性状も変化すると考えられる。しかし、規模の違いが木造層塔の耐震性に与える影響についての論考はこれまでないため、今後この点についての考察が必要である。

## ④高次の固有振動モードの応答が大きいこと

上田篤は西岡常一棟梁の証言をもとに地震の際に層塔の各層が互い違いに揺れることで倒壊を免れているとし、これをスネーク・ダンスと呼んでいる<sup>37)</sup>。藤田らは実物五重塔の地震観測を行い、地震波に対する応答で2次・3次の固有振動モードの振動が大きくなることを報告している<sup>38)</sup>。

しかし、高次の固有振動モードの振動が大きくなる要因やそれが塔の耐震性にとってどのような影響を与えるかについてはまだ考察されておらず、これらはこれからの課題と言える。

## ⑤心柱が制振作用を持つこと

心柱の制震作用については大きく分けて、A. 心柱振り子説、B. 心柱門説、C. 相輪のTMD (Tuned Mass Damper) 効果の3つについての論考がある。

#### A. 心柱振り子説

大森房吉によれば、心柱が懸垂式となっている場合、心柱は普通振り子、塔身は倒立振り子となり、これらが組み合わさり複式振子の構造となる。これにより不偏平衡に近い状態となり共振しにくいいため地震に対し有利であると指摘している<sup>39)</sup>。しかし、谷口や武藤により、心柱を懸垂式とすることは経年変化に伴う塔身の圧縮変形に対する対策であり、しかもこの技法は近世に建てられた塔にしか見られないため、塔の耐震性には結びつかないと指摘している<sup>40)</sup>。

#### B. 心柱門説

石田修三は簡略模型による実験によって、心柱が門のように働き、一箇所の層に変位が集中することを抑制していることを指摘し、これを心柱の門効果と呼び、五重塔の高い耐震性の要因の一つとしている<sup>41)</sup>。また、千葉一樹らは五重塔の縮小模型の実験で、心柱がある状態・無い状態の模型で地震波による加振実験を行い、ある場合には無い場合に比べ五層屋根の浮き上がりが小さく、これが塔身内部で生じる心柱と塔身の衝突現象によるものであることを報告している<sup>42)</sup>。

#### C. 相輪の TMD 効果

花里らは新築五重塔の地震応答解析において、相輪がある状態と無い状態について解析を行い、相輪がある状態の応答は無い状態の応答に比べ二重～三重の層間変位が抑えられていることから、これは相輪の AMD（筆者：おそらく TMD）効果によるものであると指摘している<sup>43)</sup>。また、大場らは現地で行った加振実験の結果、2次固有振動モードにおいて相輪と塔身が逆相で揺れることを報告している<sup>44)</sup>。

本研究で扱う三重塔は心柱が懸垂式でないため、A については考察していない。地震時の塔の応答振動において、B 心柱門効果と C 相輪 TMD 効果の両方が複合的に働くことで、心柱が制震デバイスとなっている可能性が高い。今後、各効果のメカニズムについて定量的かつ詳細に解明することが望まれる。

## 2.5 過去の被災情報の構造学的評価に関する論考

古くは、大正 9 年に大森房吉が法隆寺金堂を対象に土壁の損傷調査が報告されている<sup>45)</sup>。大森は土壁の亀裂の分布からこれまでの地震被害の程度を評価し、土壁に描かれた壁画の安全性について検討している。建物に残された痕跡から被災履歴を読み取り、建物の構造安全性の判断に利用した事例といえる。また近年、木造層塔について藤田香織らが江戸時代以前に建立された五重塔 22 基を対象に、構造形式・被災記録・立地条件などを文献調査し、相輪部分に被害が集中することや、沖積層上に建つ柱の細長い五重塔に被害が出ていることを指摘している<sup>46)</sup>。

木造層塔の地震被害に関しては、筆者が三重塔や多宝塔も研究対象に加え、その被害記録を調べたところ、その内容は多岐に渡ることが分ってきた。例えば、上記の論考では取り上げられていないが、地震時の被害として軒部分の損傷に関するものも多く存在する。よって今後、より広範な文献や図面、建物に残る痕跡について調査し、被災状況についての詳しく分析する必要がある。

### 第3節 研究の範囲と方法

本論文の構成を模式的に図 1.1 に示す。論文は前半（第2章～第5章）の塔の耐震性に関する構造学的なアプローチと後半（第6章～第9章）の薬師寺東塔の地震被害に関する学際的なアプローチの2つの立場に立脚している。

論文の前半では、木造層塔の中でも三重塔に着目し模型実験を中心にその耐震性について検討した。すなわち、新たに建設される木造三重塔の1/10模型を用いて、載荷実験・自由振動実験及び軒の打突実験を行った。載荷実験・自由振動実験では模型の重量条件を変えることで異なる規模の塔の特性を再現している。第2章では載荷実験を行い、相輪付近に水平荷重を加えた場合の各層の静的な変形形状について検討した。第3章では自由振動実験を行うことで、塔身・心柱の振動特性を把握し、実験結果に基づく数値解析によりエネルギー応答について検討した。第4章では、自由振動実験に加え軒の打突実験を行い、塔を特徴付けている深い軒の振動についても詳細に論じた。第5章では第2章～第4章までの実験結果に基づき解析を行うことで、塔の規模や構造形式が外力に対する応答性状に与える影響について考察した。

論文の後半では、薬師寺東塔を事例に地震被害の歴史やその耐震性について、構造学的な研究手法に古地震学や建築史学の研究成果を活用することで学際的な考察を行った。現存する木造層塔の中でも薬師寺東塔は法隆寺五重塔や法起寺三重塔とともに最も古く、建立から約1300年が経過している。歴史が長い分だけ被災経験も多いことや、またそれらに関する記録も多いこと、建物も被災の痕跡を残したまま存在していることなど、薬師寺東塔は上述の考察の対象として最も良い条件がそろっている。第6章では文献や図面資料の調査に基づいて東塔の被災履歴と過去に起こった地震の地震動との関係について考察し、特に被害が大きかった安政奈良地震における被災状況について検討した。第7章では東塔と復元西塔の振動観測を実施し、両塔の振動特性を比較することで東塔の経年劣化が振動特性に与える影響について考察した。第8章では東塔の部分架構模型の載荷実験を行い、各部材の載荷実験の結果から塔全体の力学モデルを作成するとともに、このモデルと東塔の振動観測の結果を比較することで東塔の経年劣化を定量的に評価した。第9章では作成した力学モデルを用いた解析によって外力に対する応答性状を求め、これを過去の地震被害の記録と比較し、被害の特徴とその要因について考察した。

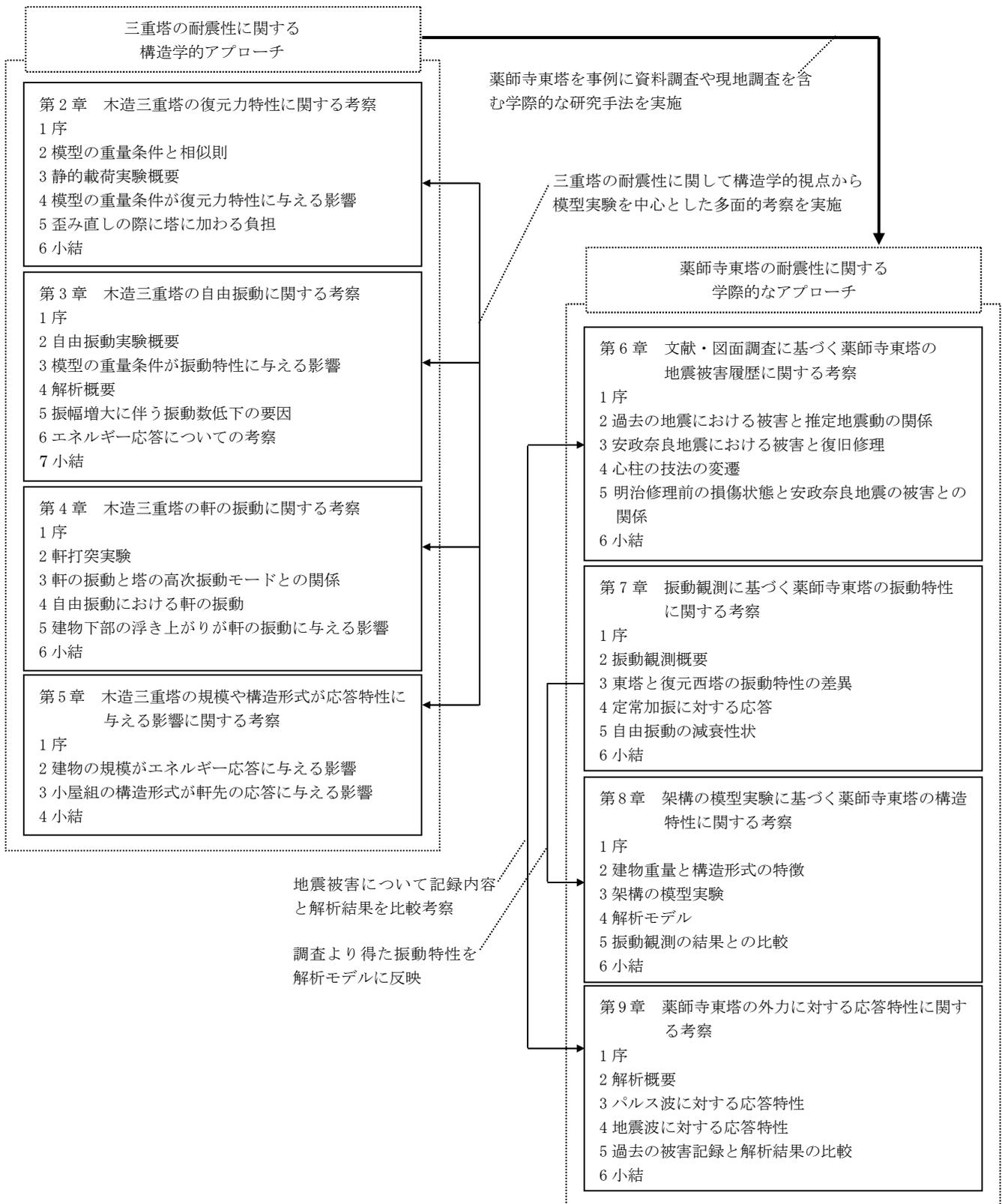


図 1.1 本論文の構成

## 第4節 文化財建造物の耐震性評価手法の提案

本研究ではこれからの文化財修理事業における耐震性評価手法として以下に示す手法を提案する（図1.2）。

### ①歴史的建造物の耐震性に関する構造学的アプローチ

歴史的建造物の場合、①建設された時期や地域などによって異なる個別性の強い多様な構造形式を持つこと、②経年による劣化・損傷の進み具合も建物の環境により異なること、などの構造的特徴があるため、数値計算のみによりその構造特性を評価することは難しい。本研究では、建物全体または部分の縮小模型実験・実物建物での振動観測・実験や調査に基づく数値解析など様々な構造学的方法論を合わせ建物の構造特性を評価する方法を具体的に示した。

### ②歴史的建造物の耐震性・地震被害履歴に対する学際的アプローチ

従来、歴史的建造物の耐震性については構造学的見地から、その地震被害履歴については建築史学や古地震学の見地から考察されてきたが、両者を合わせた研究は少ない。両者の見地から得られる情報をあわせることで、歴史的建造物の耐震性・地震被害履歴について学際的な考察を行うといった研究手法を提案した。

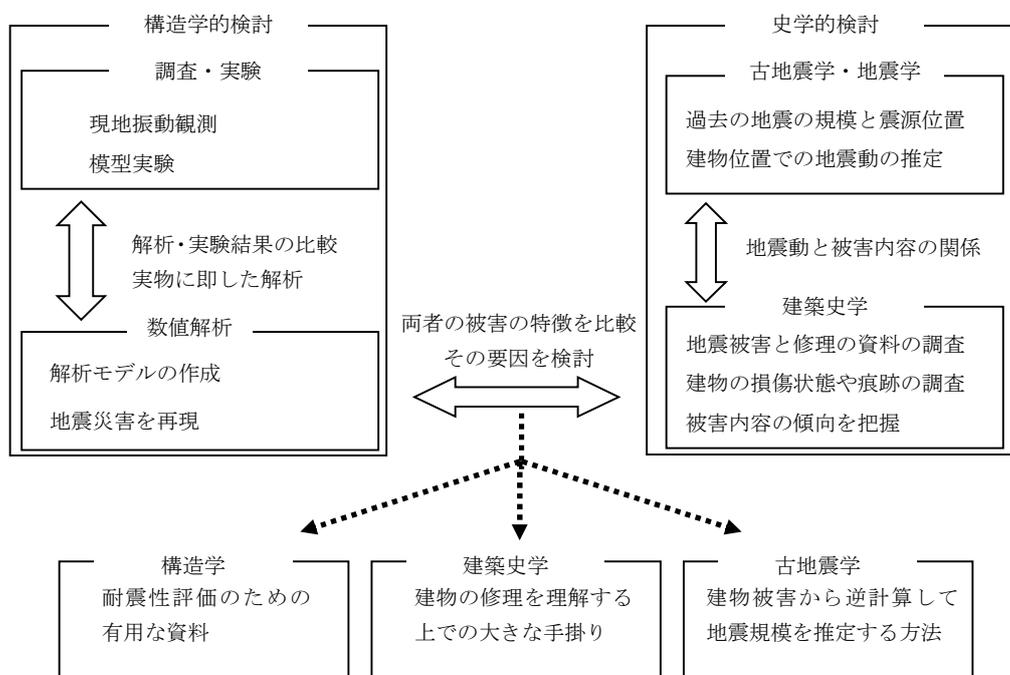


図 1.2 歴史的建造物の耐震性評価手法の方法論

## 第1章 註

- 1) 棚橋諒・高原道夫「法隆寺五重塔及び金堂の構造補強」『建築雑誌』、第70巻第821号、1955年、pp.10-12や、  
西澤英和・金多潔「層塔の構造形式に関する力学的な考察—鉄骨による構造補強を巡って—」『建築史学』、第13巻、1989、PP. 51-75
- 2) 山岸常人「日本建築史研究の方法論」『建築雑誌』、第111巻第1396号、1996年、pp.12-15
- 3) 濱島正士『日本仏塔集成』、中央公論美術出版、2001年
- 4) 大森房吉「五重塔の振動に就きて」『建築雑誌』、第35巻第415号、大正10年、pp. 219-226
- 5) 佐野利器「耐震構造上の諸説」『建築雑誌』、第41巻第491号、1927、pp. 39-66や  
真島健三郎「耐震構造問題に就て」『建築雑誌』、第41巻第491号、1927、pp. 67-94など
- 6) 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、1988年12月、pp. 91-110
- 7) 大場新太郎・木下顕宏「木造多層塔の振動特性」『日本建築学会構造系論文集』、第559号、2002年9月、pp. 47-54
- 8) 内田昭人・河合直人・前川秀幸「伝統的木造建築の振動特性 その2. 法隆寺五重塔の常時微動測定」『日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）』、1996年9月、pp. 171-172 や、  
登板弾行・松留慎一郎・他「伝統的木造建築の振動特性 その11. 旧寛永寺五重塔の振動実験」『日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）』、2003年9月、pp. 467-468、  
登板弾行・松留慎一郎・他「伝統的木造建築の振動特性 その12. 日光東照宮五重塔の振動実験」『日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）』、2004年8月、pp. 245-246、  
内田昭人・前川秀幸・他「伝統的木造建築の振動特性 その13. 最勝院五重塔の振動実験」『日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）』、2005年9月、pp. 491-492、  
前川秀幸・河合直人・他「伝統的木造建築の振動特性 その14. 中山法華経寺五重塔の振動実験」『日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）』、2006年9月、pp. 467-468 など
- 9) 藤田香織・腰原幹雄・坂本功「伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その2 池上本門寺五重塔の微動測定」『日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）』、2002年8月、pp. 251-252や、  
藤田香織・花里利一・坂本功「伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その3 津観音五重塔の地震観測」『日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）』、2003年9月、pp. 465-466など
- 10) 4)と同じ
- 11) 6)と同じ
- 12) 棚橋諒・石崎潑雄・金多潔・鈴木計夫「姫路城の振動測定について」『日本建築学会論文報告集』、第54巻、1956年、pp. 437-440
- 13) 9)と同じ
- 14) 6)と同じ
- 15) 石井敬吉「日光五重の塔（明治廿五年十月十二日通常会演説）」『建築雑誌』第72号、1892年12月、pp. 367-373
- 16) Kiyoshi Muto : Gojunoto and Earthquake, 『WORLD ENGINEERING CONGRESS TOKYO 1929 PROCEEDINGS VOL. V III Architecture and Structural Engineering Part 2』, pp. 269-293, 1931
- 17) 坂静雄「社寺骨組の力学的研究（第1部 柱の安定復元力）」『建築学会論文集』、第21号、1941年、pp. 252-258や同著「社寺骨組の力学的研究（第2部 貫の耐力）」『建築学会論文集』、第21号、1941年、pp. 259-268
- 18) 石田修三「心柱を科学する」『五重塔はなぜ倒れないか』、新潮社、1996年、pp. 177-200
- 19) 千葉一樹・藤田香織・腰原 幹雄・他「振動台加振実験から得られた伝統的木造構法五重塔の基礎的な振動特性 伝統的木造構法五重塔の縮小模型実験その1」『日本建築学会構造系論文集』第614号、2007年、pp. 69-75
- 20) 西岡聡・森山敏行・西澤英和「国宝妙喜庵待庵の実物大モデルの振動台実験 基礎と柱とを緊結しない形式の伝統木造建築の耐震性状に関する実験的研究」『日本建築学会構造系論文集』

- 』、第608号、2006年、pp. 93-100
- 21) 奈良県教育委員会『法起寺三重塔修理工事報告書』、1975年、pp. 20-21及び第十九図
  - 22) 棚橋諒・高原道夫「法隆寺五重塔及び金堂の構造補強」『建築雑誌』、第70巻第821号、1955年4月、pp. 10-12
  - 23) 1)と同じ
  - 24) 花里利一・萩原幸夫・稲山正弘・他「木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討」『日本建築学会技術報告集』、第7号、1999年、pp. 33-38
  - 25) 4)、6)、7)、8)、9)の観測データに基づく
  - 26) 7)と同じ
  - 27) 6)と同じ
  - 28) 真島健三郎「第九節 日本建築の耐震性」『地震と建築』、丸善株式会社、1930年、pp. 188-191
  - 29) 7)と同じ
  - 30) 19)と同じ
  - 31) 25)と同じ
  - 32) 19)と同じ
  - 33) 6)や16)など
  - 34) 藤田香織・木村正彦・大橋好光・坂本 功「静的水平加力試験に基づく伝統的木造建築の組物の履歴モデルと剛性評価」『日本建築学会構造系論文集』第543号、2001年、pp. 121-127や、井上雄太「伝統的木造の耐震性に関する基礎的研究(斗きょう及び小壁の力学特性について)」、京都大学1995年度卒業論文、1996年、山田憲明「2方向の地震力を受ける立体架構の動的応答解析(伝統的木造の地震応答解析)」、京都大学1996年度卒業論文、1997など
  - 35) 4)と同じ
  - 36) Ryo Tanahashi : Earthquake Resistance of Traditional Japanese Wooden Structures, Special Lecture of 2 W. C. E. E. Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering July 1960, 『棚橋諒博士記念論文集』, pp. 175-184, 1980
  - 37) 上田篤「謎の建築・五重塔」『五重塔はなぜ倒れないか』、新潮社、1996年、pp. 11-28
  - 38) 藤田香織・花里利一・坂本功「伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その3 津観音五重塔の地震観測」『日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)』、2003年9月、pp. 465-466や藤田香織・花里利一・坂本功「伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その4 2004年9月5日東海道沖の地震観測結果」『日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)』、2005年9月、pp. 487-488
  - 39) 4)と同じ
  - 40) 16)や佐野利器・谷口忠「第11項 五重塔の耐震性」『耐震構造汎論』、岩波全書、1934年、pp. 22-26
  - 41) 8)と同じ
  - 42) 伊藤祐介・花里利一・箕輪親宏・他「五重塔の耐震性に関する縮小模型実験 その7 心柱・相輪の効果の振動台加振実験による検討」『日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)』、2007年8月、pp. 403-404
  - 43) 24)と同じ
  - 44) 7)と同じ
  - 45) 大森房吉：本邦古建築物ト地震トノ関係(其三) 法隆寺金堂ノ震害ニ就キテ、『震災予防調査会報告』88(丙)、pp.47-53、1920
  - 46) 伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その1 歴史地震による被災状況、『日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)』、pp. 249-250、2002

## 第2章

### 木造三重塔の模型実験に基づく復元力特性に関する考察

## 第1節 序

層塔など社寺建築などは、構造形式は時代によって徐々に変化してきたが、ある時期に作られた建築については、建物全体の姿や各部の木割などが、建物の規模にはあまり依存せず、一定の様式と比例関係に則って作られたと見なしうる場合が多い。とりわけ、層塔建築は規模的には様々であるが、巨視的にみると、基本的な部材寸法や構成については建立時期や地域による差が比較的小さい。

ちなみに、古代につくられた小塔は縮尺10分の1や5分の1の精密模型と見なすことが可能であり、さらに、大小の様々な規模の層塔は、構造学的には、あるプロトタイプに基づいて作られた縮尺率の異なる相似模型として近似的に扱うことも可能である。

そのような意味で、木造層塔の縮小模型の実験結果を相似則に基づいて検討することは、実大実験の難しい実物の層塔の耐震性の評価や、規模の異なる木造層塔の構造性能の比較説明につながる可能性があると考えられる。

本章では、まず縮小模型実験を行う際に重要となる相似率について考察し、模型の重量条件を決定した。これに基づき3種類の重量条件下、縮尺1/10の三重塔の模型実験を行った。各部の荷重と変形の関係とともに、外力が増大した場合に想定される各層の浮き上りについて特に注目し、それらの基本的な性状を明らかにするため、塔の露盤に水平力を加えて1次モードに類似した変形を与えた。重量条件を変えることで、3種類の規模の三重塔の構造特性を再現し、載荷実験の結果を比較することで建物の規模が復元力特性に与える影響について考察した。

また地震で木造層塔が被災した際、被災後にしばしば建物頂部に綱をかけて歪み直しが行われてきた。この歪み直しを模型で再現実験し、歪み直しの際に塔に加わる負担についても分析した。

## 第2節 相似則に関する考察

### 2.1 縮小模型の寸法と重量の相似率

#### 想定架構モデル

架構の復元力特性が線形域にあると仮定し、外力に対する変形性状と重量条件の関係について考察する<sup>1)</sup>。

図2.1の①～⑤に示す架構を想定する。

①は底部で浮き上りを生じる架構。

②は底部で滑りを生じる架構。

③は柱の曲げ変形によって水平力に抵抗する架構、柱と水平材の接合部が剛と仮定。

④は壁の剪断変形によって抵抗する架構、柱は上下端をピン接合と仮定。

⑤は柱との接合部で生じる貫のめり込みによって抵抗する架構、柱は上下端をピン接合、貫は成が大きく曲げ変形しないものと仮定。

寸法と重量の相似率

各架構において実物（左）と縮小模型（右）を考える。模型の実物に対する相似率は、

- ・寸法の相似率（size factor）を  $\alpha$
- ・重量の相似率（weight factor）を  $\beta$

とし、図に記載された荷重や寸法を表す文字は大文字が実物大のもの、小文字が縮小模型のものとする。

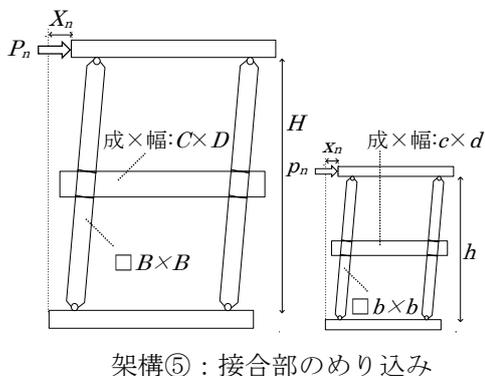
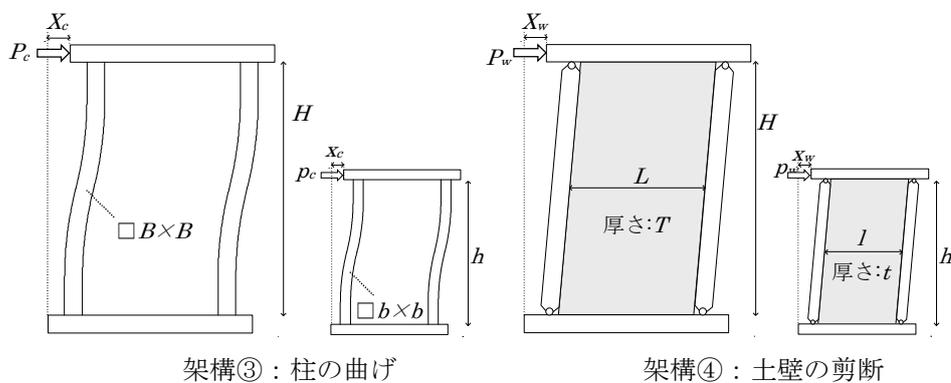
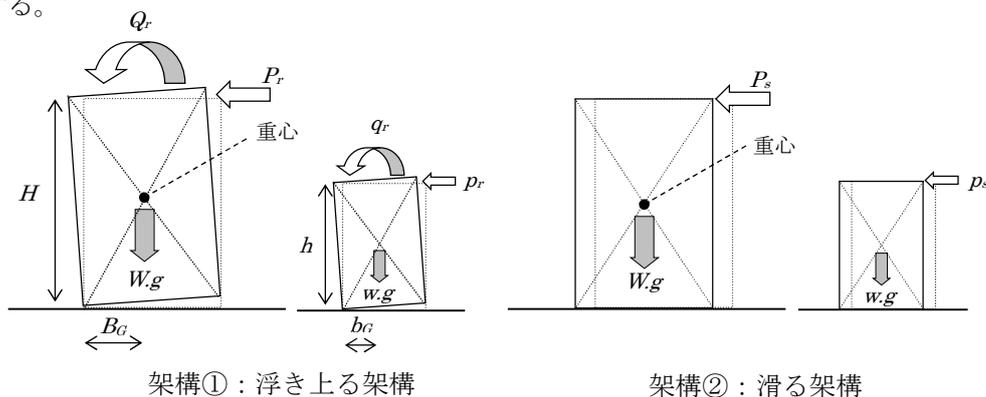


図 2.1 架構の変形モード

### 実物の復元力

各架構の実物における変形  $X$  の時の復元力  $P$  の大きさを求める。ただし架構①, ②に関しては浮き上りや滑りを生じ始める水平力を求めた。摩擦係数を  $\gamma$ 、柱の曲げヤング係数を  $E$ 、土壁の剪断剛性を  $G$ 、貫のめり込み剛性を  $K_s$  とすると、式 2.1~2.5 のようになる。

I) 架構①

$$P_r = \frac{Wg \cdot B_G}{2H} \quad \text{L 式2.1}$$

II) 架構②

$$P_s = Wg \cdot \gamma \quad \text{L 式2.2}$$

III) 架構③

$$P_c = \frac{24 \cdot E \cdot I \cdot \delta_c}{H^3}, \quad I(\text{柱の断面2次モーメント}) = \frac{B^4}{12},$$

$$\therefore P_c = \frac{2 \cdot B^4}{H^3} \cdot E \cdot X_c \quad \text{L 式2.3}$$

IV) 架構④

$$P_w = \frac{L \cdot T}{H} \cdot G \cdot X_w \quad \text{L 式2.4}$$

V) 架構⑤

$$P_n = \frac{2 \cdot M_n}{h}, \quad M_n(\text{接合部1箇所当りの抵抗モーメント}) = \varepsilon \cdot K_s \cdot Z,$$

$$\varepsilon(\text{接合部端部のめり込み歪}) = \frac{X_n \cdot b}{2 \cdot h \cdot c}, \quad Z(\text{貫穴の断面係数}) = \frac{d \cdot b^2}{6}$$

$$\therefore P_n = \frac{B^3 \cdot D}{6 \cdot C \cdot H^2} \cdot K_s \cdot X_n \quad \text{L 式2.5}$$

### 縮小模型の復元力

縮小模型について、実物の架構と同じ変形状態、すなわち変形  $x = \alpha X$  の時の復元力  $p$  を求める。

i) 架構①

$$p_r = \frac{wg \cdot b_G}{2h} = \frac{(\beta \cdot W)g \cdot (\alpha \cdot B_G)}{2(\alpha \cdot H)} = \beta \cdot P_r \quad \text{L 式2.6}$$

ii) 架構②

$$p_s = wg \cdot \gamma = (\beta \cdot W)g \cdot \gamma = \beta \cdot P_s \quad \text{L 式2.7}$$

iii) 架構③

$$p_c = \frac{2 \cdot b^4}{h^3} \cdot E \cdot x_c = \frac{2 \cdot (\alpha \cdot B)^4}{(\alpha \cdot H)^3} \cdot E \cdot (\alpha \cdot X_c) = \alpha^2 \cdot P_c \quad \text{L 式2.8}$$

iv) 架構④

$$p_w = \frac{l \cdot t}{h} \cdot G \cdot x_w = \frac{(\alpha \cdot L) \cdot (\alpha \cdot T)}{(\alpha \cdot H)} \cdot G \cdot (\alpha \cdot X_w) = \alpha^2 \cdot P_w \quad \text{L 式2.9}$$

v) 架構⑤

$$p_n = \frac{b^3 \cdot d}{6 \cdot c \cdot h^2} \cdot K_s \cdot X_n = \frac{(\alpha \cdot B)^3 \cdot (\alpha \cdot D)}{6 \cdot (\alpha \cdot C) \cdot (\alpha \cdot H)^2} \cdot K_s \cdot (\alpha \cdot X_n) = \alpha^2 \cdot P_n \quad \text{L 式2.10}$$

### size factor $\alpha$ と weight factor $\beta$ の関係

これらの架構モデルが複合した建物について、縮小模型で実物の変形性状を再現するためには、各抵抗要素の復元力の相似率が一律でなければならない。復元力の相似率は架構①,②が  $\beta$ 、架構③～⑤が  $\alpha^2$  であるから、以上より  $\beta = \alpha^2$ 、すなわち weight factor を size factor の 2 乗とした時、実大建物の変形性状を模型で再現できることが分る。

### 2.2 三重塔における重量の相似率と変形性状の関係

$\beta = \alpha^2$  とした場合と  $\beta = \alpha^3$  とした場合の三重塔の縮小模型の変形性状について考える。図 2.2 に実物と各条件における縮小模型の変形性状の差を模式的に示す。前報の載荷実験によれば三重塔は塔身内部の変形とともに浮き上りを生じるので、架構①と架構③～⑤の複合と考えることができる。なお、本研究のように縮小模型で実験を行った場合  $\alpha < 1$  となる。 $\beta = \alpha^2$  とすると前述のように実物と同じように変形するが (図 2.2-B)、 $\beta = \alpha^3$  とした場合、復元力の相似率が架構①で  $\alpha^3$ 、架構③～⑤で  $\alpha^2$  となるため、架構①の復元力が相対的に小さくなり、実物よりも浮き上がりが大きくなってしまふことが分る (図 2.2-C)。

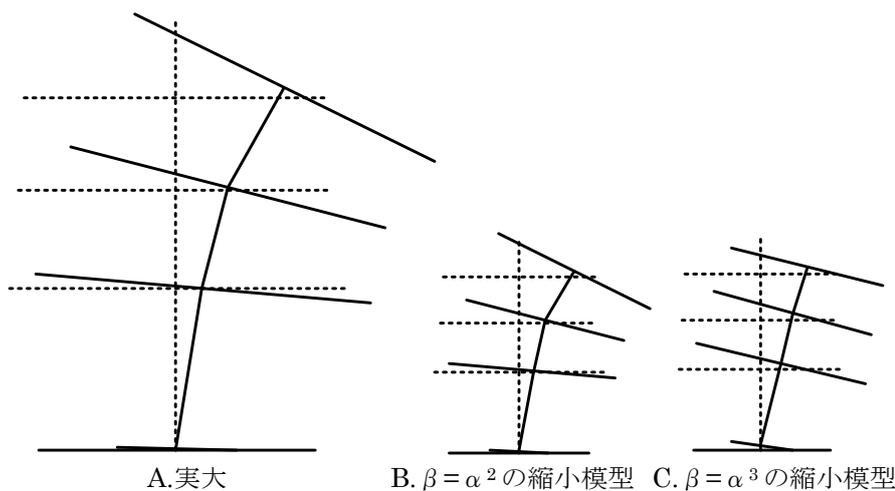


図 2.2 重量条件による縮小模型の変形性状の違い

### 2.3 縮小模型の各要素の相似率

$\beta = \alpha^2$  とした場合、剛性  $K$  は水平力  $P$  を変位  $X$  で割れば求まるので、その相似率は  $\alpha$  となる。振動数  $f$  は  $2\pi\sqrt{KM}$  で求められるので、その相似率は  $1/\sqrt{\alpha}$  となり、周期の相似率はその逆数の  $\sqrt{\alpha}$  となる。模型の応答特性を実大建物のものと合わせるためには、外力の時間軸の相似率 (time factor) を模型の周期の相似率に合わせれば良いので  $\sqrt{\alpha}$  となる。このとき外力の加速度の相似率を 1 とすれば変位の相似率が  $\alpha$  となり、これは模型の寸法の相似率と一致する。以上の考察に基づき、各要素の相似率を表 2.1 にまとめた。

表 2.1 模型の各要素の相似率

		実物	模型
寸法(size factor: $\alpha$ )	m	1	$\alpha$
重量(weight factor: $\beta$ )	kg	1	$\alpha^2$
回転慣性	kg.m <sup>2</sup>	1	$\alpha^4$
復元力	N	1	$\alpha^2$
復元モーメント	N.m	1	$\alpha^3$
剪断剛性	N/m	1	$\alpha$
回転剛性	N.m/rad	1	$\alpha^3$
固有振動数	Hz	1	$1/\sqrt{\alpha}$
時間軸(time factor)	sec.	1	$\sqrt{\alpha}$
変位	m	1	$\alpha$
速度	m/s	1	$\sqrt{\alpha}$
加速度	m/s <sup>2</sup>	1	1

### 第 3 節 試験体概要

#### 3.1 模型の構造

実験に用いた模型は実物と同一の形状に精巧に製作した。縮尺は 1/10 で、材料は檜、重量は 30.3kg である (図 2.3)。モデルとした三重塔には以下のような特徴がある。

- ①二・三層の側柱 (A)・四天柱 (B) が地垂木上の柱盤 (C) に建っていること
- ②四天柱 (B) が側柱 (A) より長く、力肘木 (D) が四天柱 (B) を貫通し対辺の軒を支える構造となっていること
- ③初層の柱は礎石 (E) の上に直接載っているだけであること
- ④柱上には台輪・斗拱を順にだぼを介して積み重ねていること
- ⑤部材同士は仕口や継手を用いて組み合わせていること
- ⑥心柱 (F) は地上に届いておらず、初層の四天柱の上部を貫いた横材に載せた梁 (G) に建っていること
- ⑦初層の縁束は 1~2mm ほど浮いているため、建物下部の回転が小さい範囲では曲げモーメントに抵抗しないこと

なお屋根は銅板葺きを想定しているため、実物建物を考えた場合に屋根重量 (1.6ton) は全体重量 (32ton) の約 5%と小さい。

#### 3.2 重量条件

本章では表に示す 3 種類の重量条件で実験を行った。それぞれの状態を[錘なし]・[錘一部あり]・[錘あり]と称する (写真 2.1)。各条件の模型の重量を表 2.2 に示す。総重量は 30kg・83kg・319kg である。また相輪の重量を再現するために相輪の模型 (写真 2.2) を、その重量が実物の 1/100 (3.15kg) のものと、1/1000 のもの (0.35kg) の 2 種類作成し、[錘あり]には前者、[錘なし]・[錘一部あり]には後者を付けた。相輪模型は実物と状況と近くなるように 12 個の部品を組み合

わせたものとなっており、部品同士は噛み合せている（図 2.4）。

実物の重量の分布に合わせるには、重量の殆どを占める木部の重さに合わせ、錘を木部位置に積載することが望ましいが、寸法上の制約から各層の屋根上にボルトで錘を固定した<sup>2)</sup>。

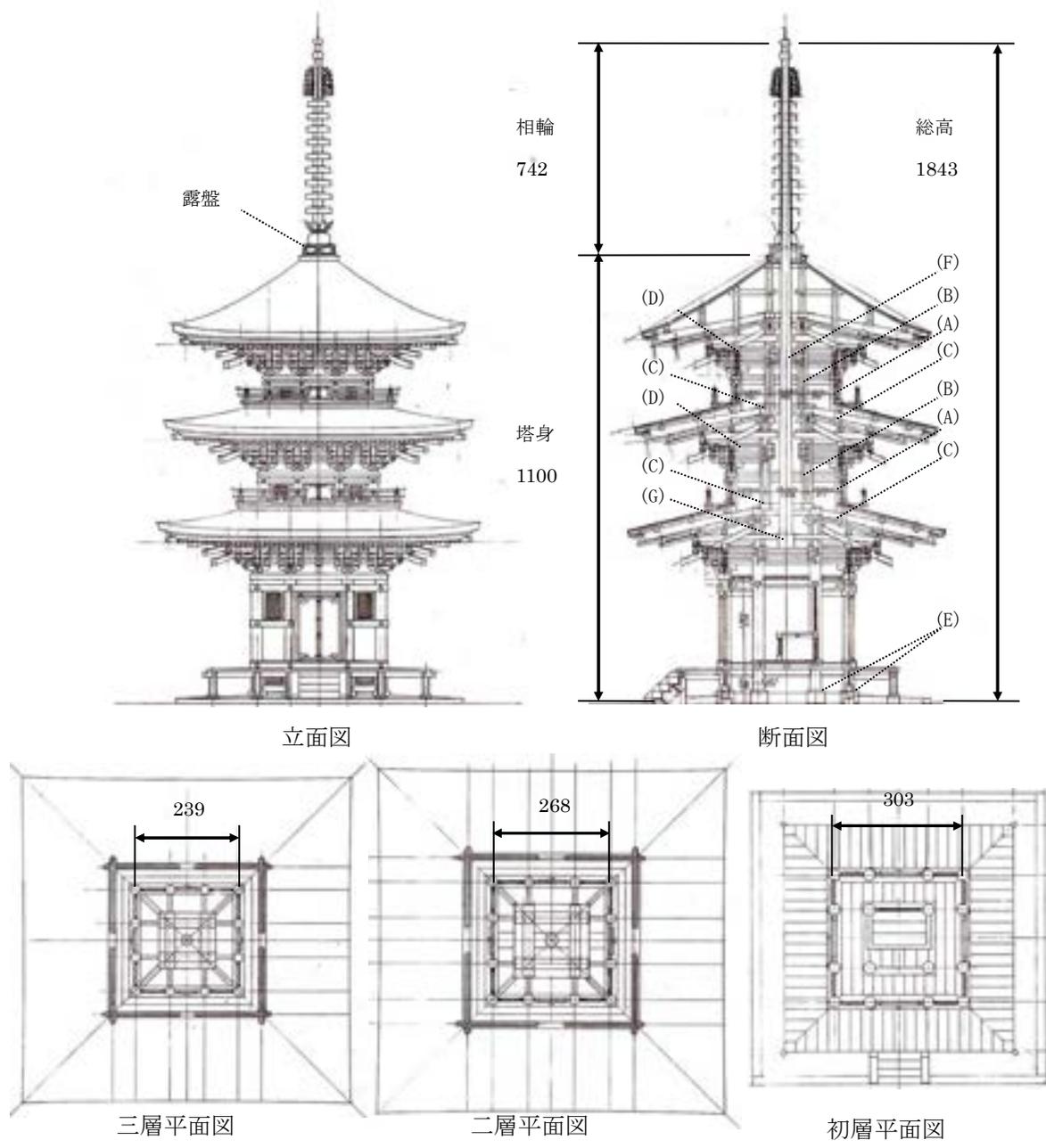


図 2.3 模型の概要 数値の単位：mm

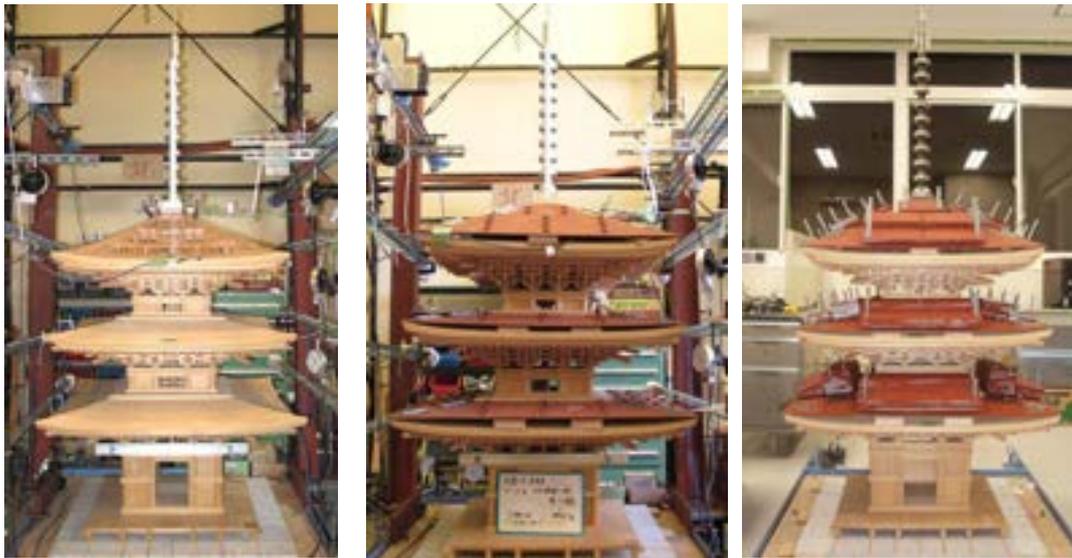


写真 2.1 模型全体像 (左: [錘なし] 中: [錘一部あり] 右: [錘あり])

表 2.2 実物建物と各条件の模型の重量  
(実物の括弧内の数値は屋根重量)

	実物 ton	錘なし kg	錘一部あり kg	錘あり kg
三層	9.3(0.6)	8.67	29.07	92.07
二層	9.8(0.5)	9.30	24.90	98.50
初層	12.5(0.5)	12.01	28.81	125.41
相輪	0.5	0.35	0.35	3.15
合計	32.1(1.6)	30.33	83.13	319.13
重量縮尺	1/1	1/1058	1/386	1/101



写真 2.2 相輪模型 (3.15kg)

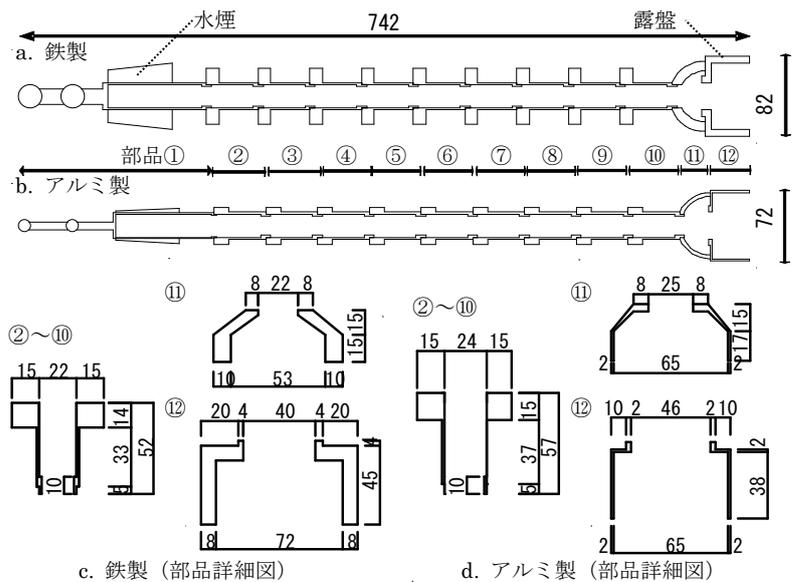


図 4 相輪模型の形状寸法 (単位:mm)

### 3.3 想定建物の規模

第2節で示したように、weight factor を size factor の2乗とする。高さ18mの三重塔を想定した場合（以下、三重塔（18m））、模型の size factor は1/10となり、weight factor は1/10<sup>2</sup>となる。実物の重量が32tonであるから、模型重量は320kgとなり、[錘あり]がこれに相当する。ここで高さ5mの三重塔（以下、三重塔（5m））を想定すると、その高さは三重塔（18m）の1/3.6倍であり、木材体積は凡そ1/3.6<sup>3</sup>倍となると推定される。重量は木材体積に比例するから、建物の総重量は640kgになる。三重塔（5m）にとって高さ1.8mの模型の size factor は1/2.7で、weight factor は1/2.7<sup>2</sup>となる。すなわち模型重量は88kgとなり、[錘一部あり]がこれに相当する<sup>3)</sup>。

同様に、[錘なし]は模型と等倍の高さ1.8mの三重塔（以下、三重塔（1.8m））を再現したことに相当する。

一方、time factor は size factor の平方根となるから、[錘あり]で1/√10、[錘一部あり]で1/√2.7、[錘なし]で1となる。

以上より、同じ大きさの模型実験において、重量を変えることは再現する建物の規模を変えることを意味する。従って、重量の異なる実験結果において、相似率を考慮すれば、三重塔の規模の違いが復元力特性や振動特性に与える影響を考察することができる。

## 第4節 模型の重量条件が復元力特性に与える影響

### 4.1 実験方法

水平載荷実験のシステムを図2.5に示す。露盤の高さの位置にワイヤー(①)を取り付け、そのワイヤーを載荷用柱(②)に固定した滑車(③)に通し、ワイヤーの先端を電動アクチュエーター(④)で牽引した。両側から同じシステムで交互に牽引することで、正負繰り返し載荷(1/240rad, 1/120rad, 1/90rad, 1/60rad, 1/40rad, 1/30rad)を行った。載荷荷重をロードセル(⑤)で、変形状をレーザー変位計(▲)とダイヤルゲージ(△)で測定した。レーザー変位計・ダイヤルゲージは計測フレームに取り付けており、測定した変位は絶対変位である。各点での測定変位について塔身頂部の水平変位(X4)、各層の軒の水平変位(X1~X3)、建物下部の回転角(θ0)、各層の軒の回転角(θ1~θ3)を式2.11に示すように定義した。

$$\theta_i = \frac{Y_{i-A} - Y_{i-B}}{l_i} \text{ 式2.11}$$

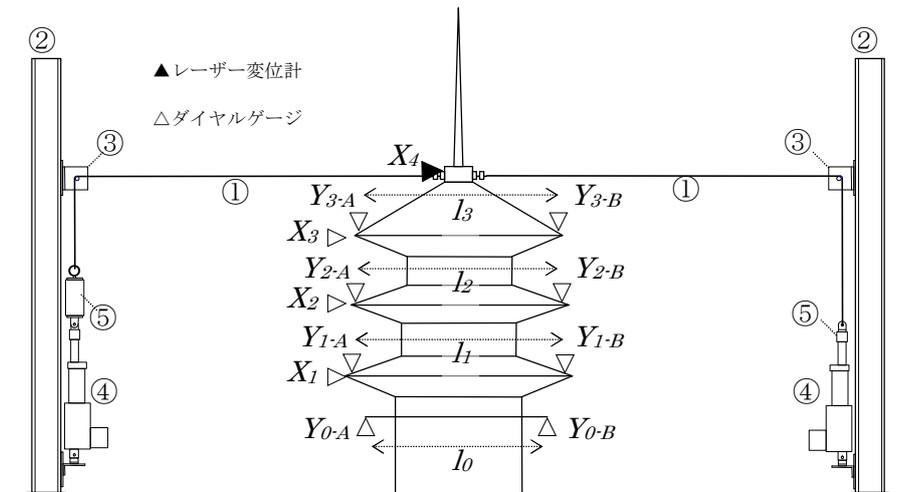


図 2.5 水平荷重実験システム

#### 4.2 重量条件の違いによる復元力特性の比較

各条件での塔身頂部における荷重変位関係を図 2.6 に示す。このうち正側 1/30rad のループを図 2.7 で比較する。[錘なし]では 1/120rad 以降、[錘一部あり]では 1/60rad 以降、建物下部が浮き上り復元力がほぼ一定となるのに対し、[錘あり]は 1/30rad まで復元力は増加し続ける。図 2.7 には、模型の初層幅を底辺幅とし模型と同じ重量と重心高さ<sup>4)</sup>を持つ剛体の復元力を式 2.12 から求め、点線で示した。

$$P = W \cdot g \cdot \left( \frac{b}{h_g} - \frac{X_4}{h} \right) L \quad \text{式 2.12}$$

$P$ : 復元力  $W$ : 全体重量

$X_4$ : 頂部変位  $b$ : 底辺幅 (303mm)

$h_g$ : 重心高さ ([錘なし]: 684mm [錘一部あり]: 708mm [錘あり]: 684mm)

$h$ : 塔身頂部までの高さ (1100mm)

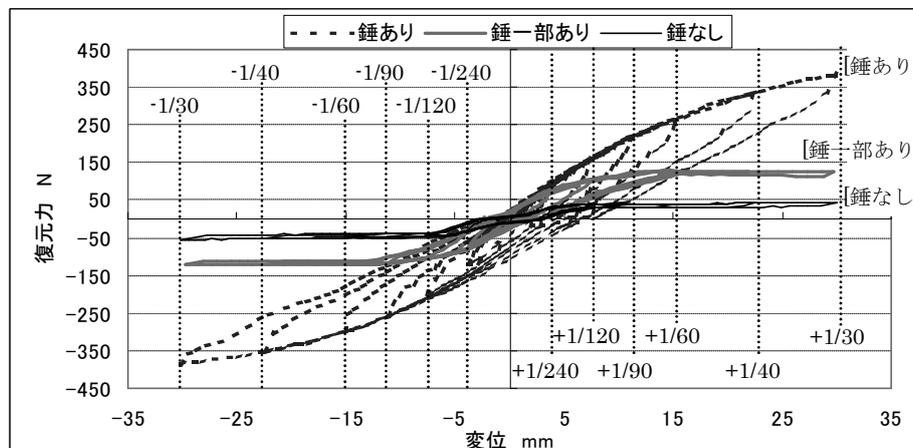


図 2.6 各条件の塔身頂部における荷重変位関係

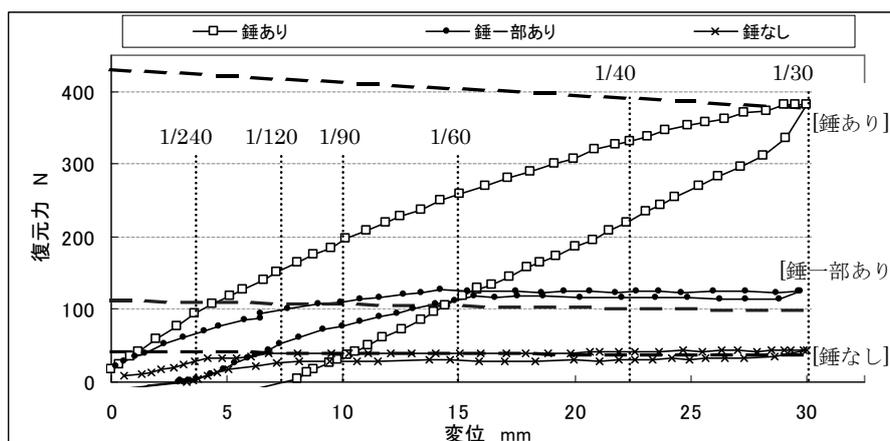


図 2.7 荷重変位関係と剛体と仮定した場合の復元力の比較 (+1/30 ループ)

上述の式の底辺幅は初層の縁の分を含んでいない。【錘なし】と【錘一部あり】の状態の復元力はこの線におおまかに漸近しながら、少し上回る。この上回った分は、縁が曲げの抵抗要素として働いたものと考えられる。実験では、塔身頂部の変位が小さい範囲においては前述のように縁束は浮いていたが、変位の増大に伴い縁束が地面と接触し縁が変形していた。また【錘あり】の場合も 1/30 以降は同様の傾向を示すと考えられ、建物下部が浮き上ることにより剛体が浮き上るような復元力特性に移行すると推定される。

各条件の 1/30rad での復元力・割線剛性・履歴消費エネルギー（以下、消費エネルギーと呼ぶ）と、これから求めた等価粘性減衰定数を表 2.3 に比較して示す。【錘あり】の減衰定数が一番大きく約 10%で、次いで【錘なし】が大きい。ただし【錘なし】の実験は複数回の载荷試験後に行ったので模型の損傷が進み、減衰定数が大きくなった可能性がある。

次に各条件での消費エネルギーと塔身頂部の変位の関係を図 5 で比較した。【錘一部あり】や【錘なし】では 1/60rad で建物下部が浮き上って以降、消費エネルギーの増加が小さい。一方、【錘あり】は他の二つと比較して、消費エネルギーが大きく、かつ変形に伴う増加の割合も大きい。特に 1/240 以降で増加の割合が大きいことが注目される。

表 2.3 各条件の剛性・減衰定数の比較 (1/30 変形時)

		錘なし	錘一部あり	錘あり
復元力	N	45	126	382
割線剛性	N/mm	1.5	4.2	12.7
消費エネルギー	J	0.72	1.30	6.93
減衰定数	%	8.5	5.5	9.6

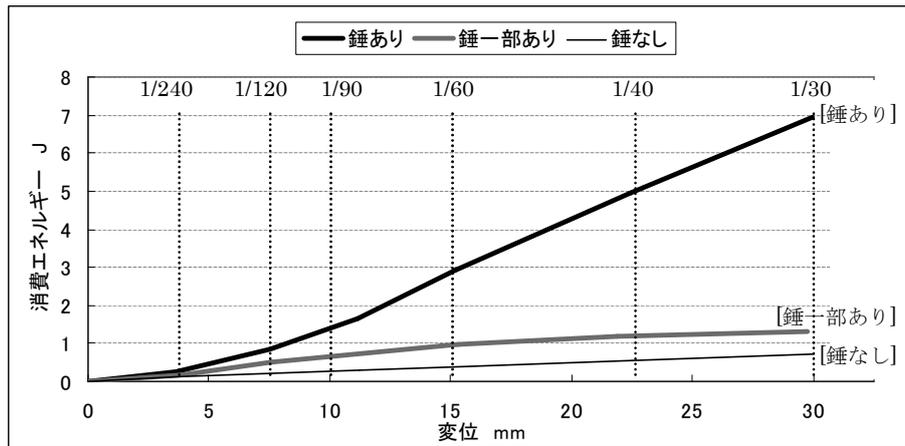


図 2.8 各条件の消費エネルギーと塔身頂部の変位の関係

### 4.3 重量条件の違いによる変形状の比較

各条件の+1/30radにおける塔身の変形状を各層の水平変位・回転角をもとに図 2.9 の模式図で比較した。変形状を分かりやすくするために、変形を 10 倍に拡大して図化した。

【錘なし】・【錘一部あり】では塔身がロッキングして建物下部が浮き上がっている（写真 2.3）。これに対し、【錘あり】では塔身の曲げ変形が認められ、特に三層の層間回転角が著しく大きい。これは三層小屋組の斗栱が台輪より浮き上がったためである（写真 2.4）。

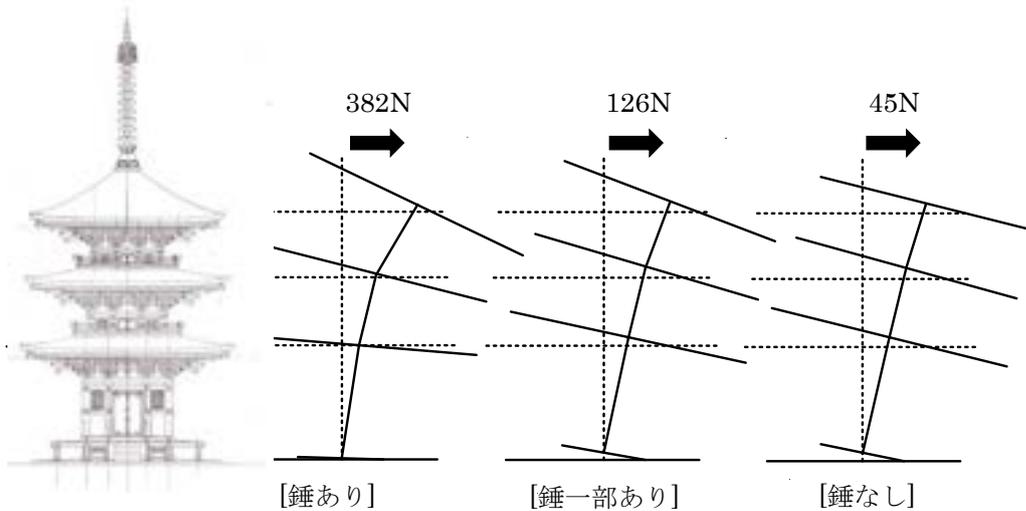


図 2.9 各条件の変形状の比較 (+1/30 変形時)

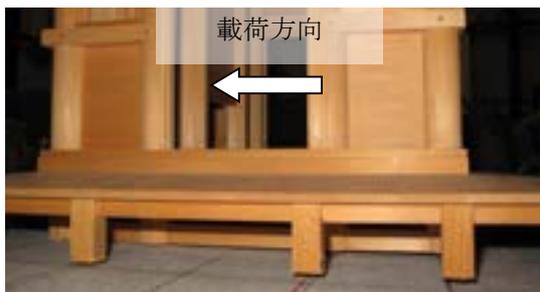


写真 2.3 建物下部（【錘一部あり】+1/30 変形時）  
右側の柱が浮き上がっている

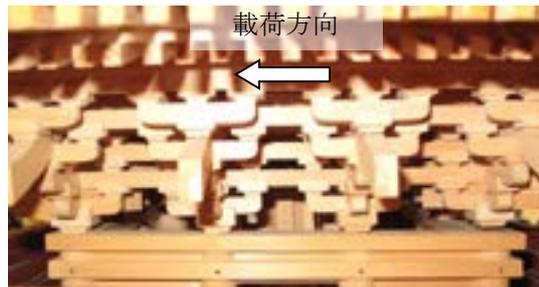


写真 2.4 三層斗栱組（【錘あり】+1/30 変形時）  
右側の斗栱が浮き上がっている

次に頂部変位  $X_4$ ・各層の回転角  $\theta_1 \sim \theta_3$ ・高さ寸法（それぞれ図 2.11 に記載）を用いて、塔身頂部の変位のうち各層の回転に伴う変形（以下、“曲げ変形”と呼ぶ）<sup>5)</sup>・建物下部の浮き上りに伴う変形（以下、“浮き上り”と呼ぶ）、それぞれの占める割合  $\alpha \cdot \beta$ とした。またこれら以外の変形が各層の剪断変形による変形（以下、“剪断変形”と呼ぶ）となるが、この変形の占める割合を  $\gamma$ とした。 $\alpha \cdot \beta \cdot \gamma$ を式 2.13～2.15 より求めた。

$$\alpha = \frac{(\theta_3 - \theta_2) \cdot h_{r3} + (\theta_2 - \theta_1) \cdot h_{r2} + (\theta_1 - \theta_0) \cdot h_{r1}}{X_4} \quad \text{L 式2.13}$$

$$\beta = \frac{\theta_0 \cdot h_{r0}}{X_4} \quad \text{L 式2.14}$$

$$\gamma = 1 - \alpha - \beta \quad \text{L 式2.15}$$

+1/30 変形時における各条件の  $\alpha \cdot \beta \cdot \gamma$ を表 2.4 に示す。[錘あり]では曲げ変形が 68%を占めるのに対し、[錘一部あり]・[錘なし]では浮き上りが 70%・84%を占める。重量条件が軽い場合には頂部の変位はほとんどが浮き上りによるものであることが分かる。

[錘あり]について、各層の層間回転角ならびに建物下部の回転角と塔身頂部の変位との関係を図 2.10 に示す。前述の通り、三層小屋組の斗栱が台輪より浮き上るため三層の層間回転角が他の層に比べ大きい、1/40rad 以降で二層の層間回転角の増加率が大きくなり、同時に三層の層間回転角の増加率が低下している。これは二層小屋組の斗栱でも浮き上りが生じ始めたことによると考えられる。また図 2.10 では 1/33 以降で建物下部の回転角の増加率が上がる。これは建物下部で浮き上りが生じ始めるためである。実験の際、1/240 以降は模型から軋む音が出ていたが、1/33 で建物下部から浮き上り始めると軋む音が出なくなったことが確認できた。また[錘あり]について、変形の増大に伴う  $\alpha \cdot \beta \cdot \gamma$ の変化を表 2.5 に示す。建物下部の浮き上りが大きくなると  $\beta$ が増加する一方で、剪断変形の占める割合  $\gamma$ が低下していることが分かる。

表 2.4 各条件の  $\alpha \cdot \beta \cdot \gamma$ の比較 (+1/30 変形時)

	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
錘あり	68%	11%	21%
錘一部あり	29%	70%	1%
錘なし	7%	84%	9%

表 2.5  $\alpha \cdot \beta \cdot \gamma$ と塔身頂部の変位の関係 ([錘あり])

	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
+1/240	68%	3%	29%
+1/120	70%	4%	27%
+1/90	68%	4%	28%
+1/60	70%	5%	26%
+1/40	70%	6%	24%
+1/30	68%	11%	21%

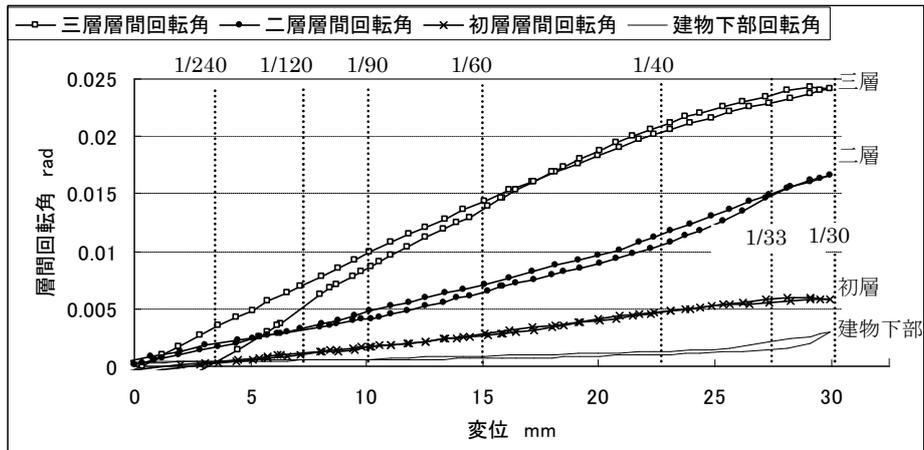


図 2.10 層間回転角と塔身頂部の変位の関係 ([錘あり]+1/30 ループ)

#### 4.4 各層の履歴消費エネルギーの分担率

実験で観察された模型の変形形状を踏まえ、図 2-11 に示すモデルを作成した。各剪断バネ( $K_{S1} \sim K_{S3}$ )の剪断力( $Q_1 \sim Q_3$ )・剪断変形( $dX_1 \sim dX_3$ )、各回転バネ( $K_{R0} \sim K_{R3}$ )のモーメント( $M_0 \sim M_3$ )・回転角( $d\theta_0 \sim d\theta_3$ )を式 2.16~2.19 で評価する。

$$d\theta_i = \theta_i - \theta_{i-1} \quad (i=1:3) \quad d\theta_0 = \theta_0 \quad \text{L 式2.16}$$

$$dX_i = X_i - X_{i-1} - h_{ki} \cdot \theta_i - h_{zi} \cdot \theta_{i-1} \quad (i=1:3) \quad \text{L 式2.17}$$

$$Q_i = P \quad (i=1:3) \quad \text{L 式2.18}$$

$$M_i = P \cdot h_{ri} \quad (i=0:3) \quad \text{L 式2.19}$$

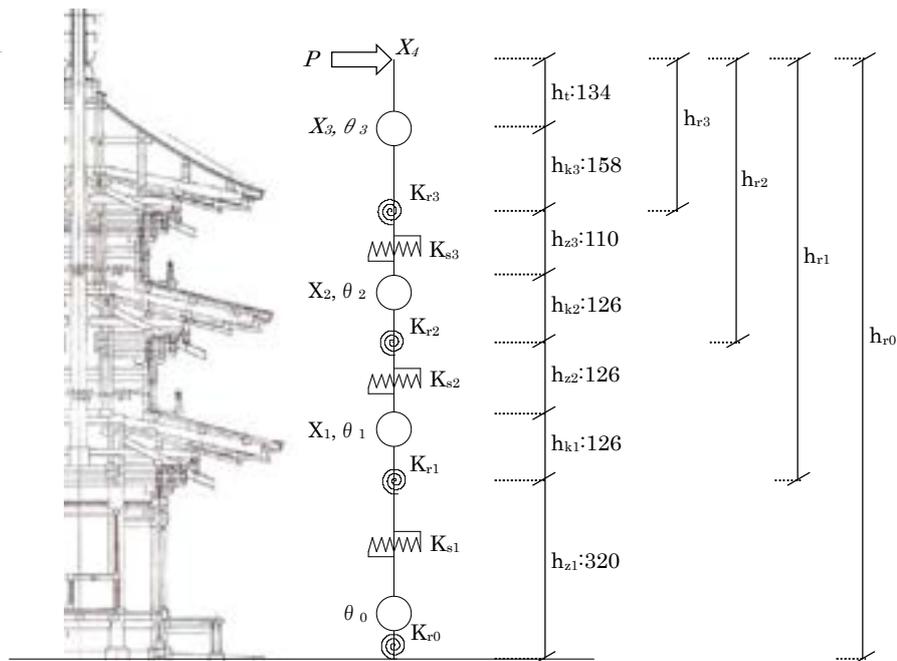


図 2.11 力学モデル

【鍾あり】の±1/30のループにおける各バネの剪断力と剪断変形、モーメントと回転角の関係を図 2.12・図 2.13 に示した。各バネの復元カーループから消費エネルギーを算出し、全体の消費エネルギーに対する割合を各ループ毎に求め図 2.14 に示した。これらより以下のことが指摘できる。

- ① 全体の消費エネルギーのうち、曲げ変形によるものと剪断変形によるものはほぼ同じくらいで、この比率は変形の大小であまり変化しない。曲げ変形については小屋組の回転に伴い、斗拱のめり込み変形や浮き上り、四天柱の引き抜き（図 2.15）が起きていることが目視で確認できた。これらの変形が曲げ変形の消費エネルギーに大きく関与していると考えられる。
- ② 変形角が大きくなると三層の回転バネの消費エネルギーの分担率が小さくなっている。これは三層の小屋組の浮き上りの増大に伴い、消費エネルギーの増加率が低下したためと考えられる。

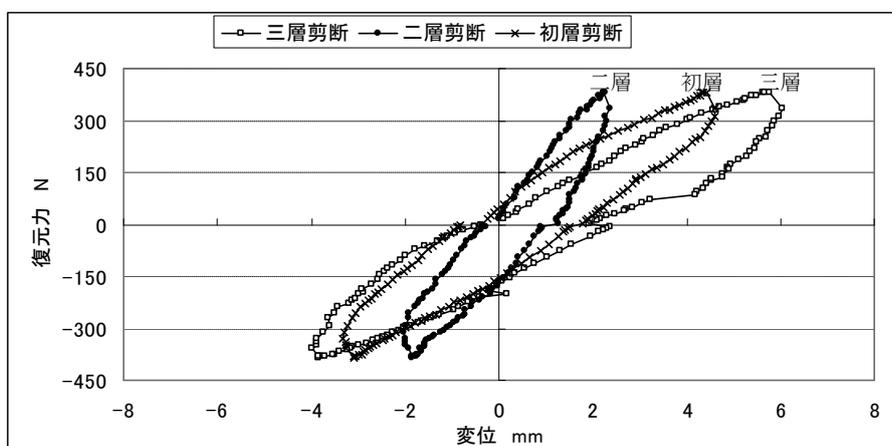


図 2.12 各層の剪断バネの復元力特性（【鍾あり】±1/30 ループ）

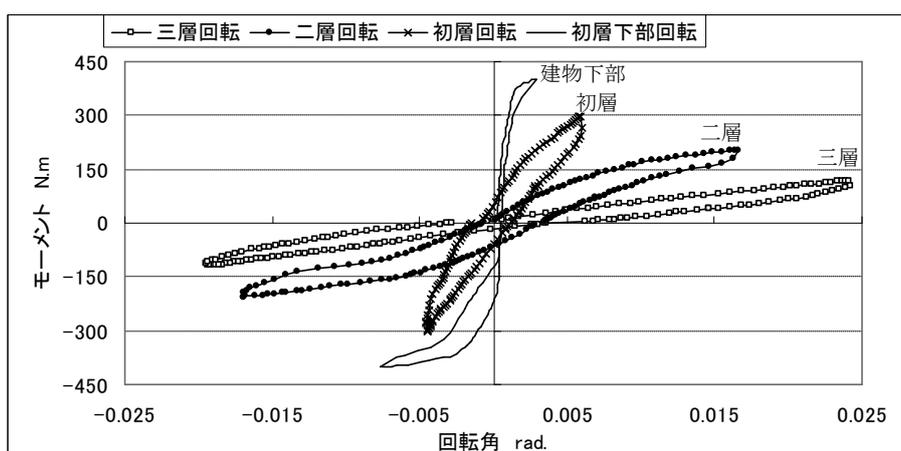


図 2.13 各層の回転バネの復元力特性（【鍾あり】±1/30 ループ）

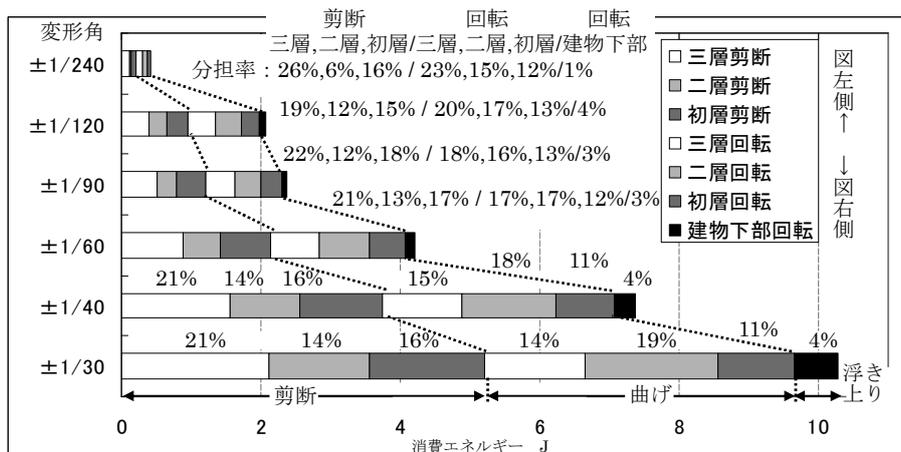


図 2.14 各グループでの消費エネルギーの分担率 ([鍾あり])

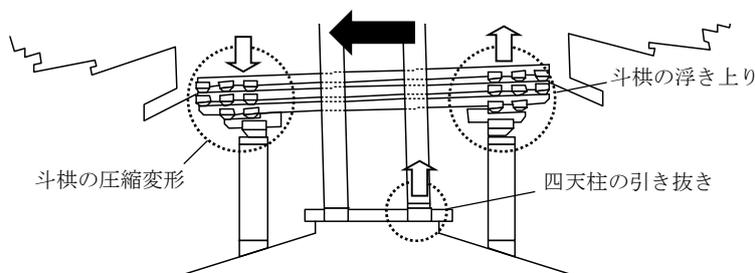


図 2.15 小屋組の回転に伴う曲げ変形

#### 4.5 重量条件による剪断・回転バネの復元力特性への影響

各条件の実験結果についても各層のバネの復元力特性を求め比較した。図 2.16～2.18 は各条件での初層の剪断バネ・回転バネと建物下部の回転バネの復元力特性である。

図に示すように剪断バネの剛性は鉛直荷重の大小にあまり影響されないが、回転バネの剛性は鉛直荷重が大きいほど高い。この傾向は他層でも確認できたが<sup>6)</sup>、特に初層、すなわち上部からかかる鉛直荷重の大きい層で顕著であった。[鍾あり]を基準として比較した場合、他の条件の回転バネの復元力は表 2.6 に示す倍率で低下しており、各条件の回転バネの復元力にこの倍率の逆数を乗じて比較すると、図 2.19 に示すようにおおむね一致する。また図 2.18 に示すように、建物下部の回転バネは初期剛性・復元力一定となる最大モーメントとともに鉛直荷重が大きい方が大きいことが分かった。

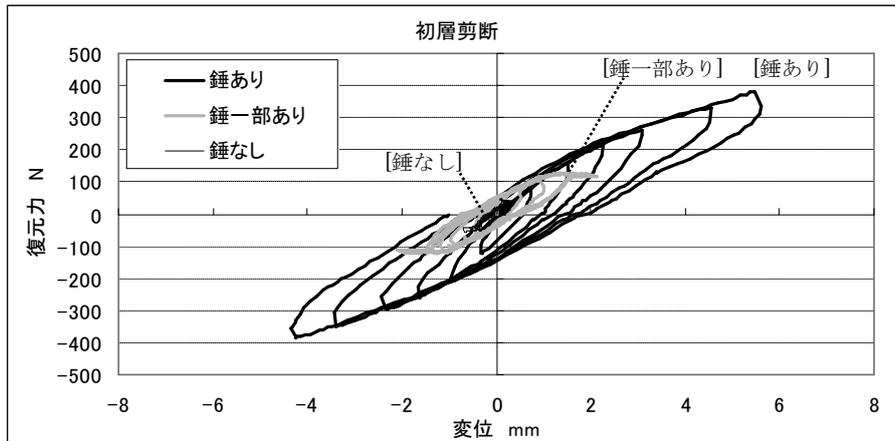


図 2.16 各条件の初層の剪断バネの復元力特性

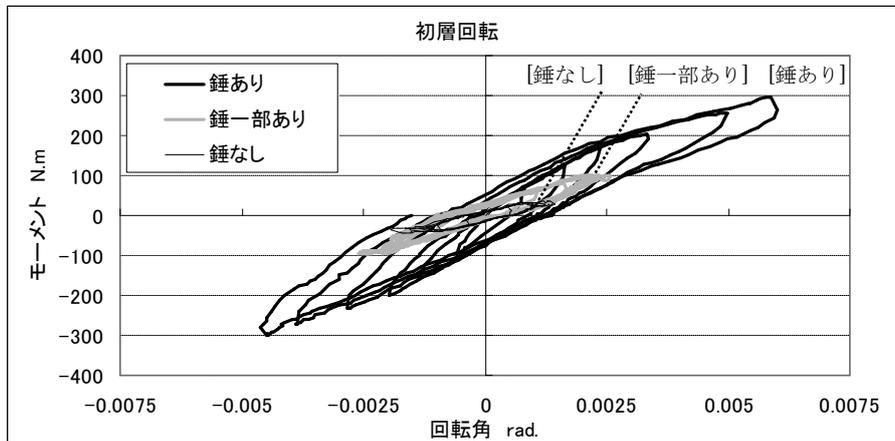


図 2.17 各条件の初層の回転バネの復元力特性

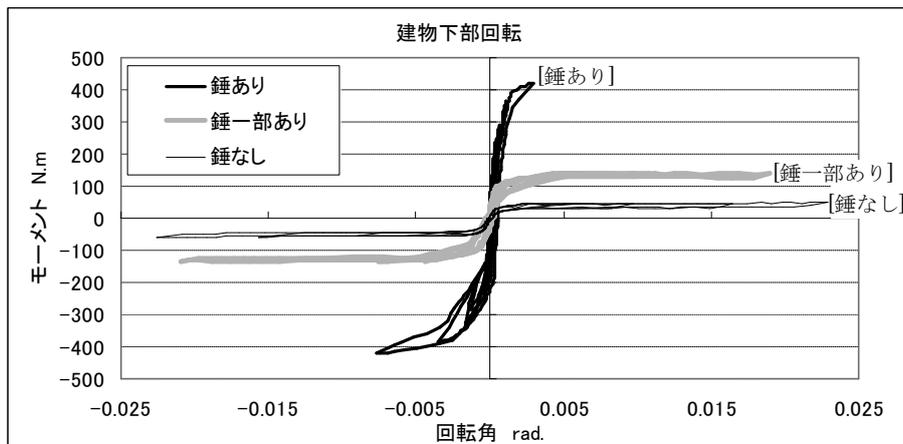


図 2.18 各条件の建物下部の回転バネの復元力特性

表 2.6 各回転バネの復元力の重量条件による低下率

	錘あり	錘一部あり	錘なし
三層	1	0.8	0.7
二層	1	0.6	0.4
初層	1	0.6	0.4
建物下部	1	0.4	0.1

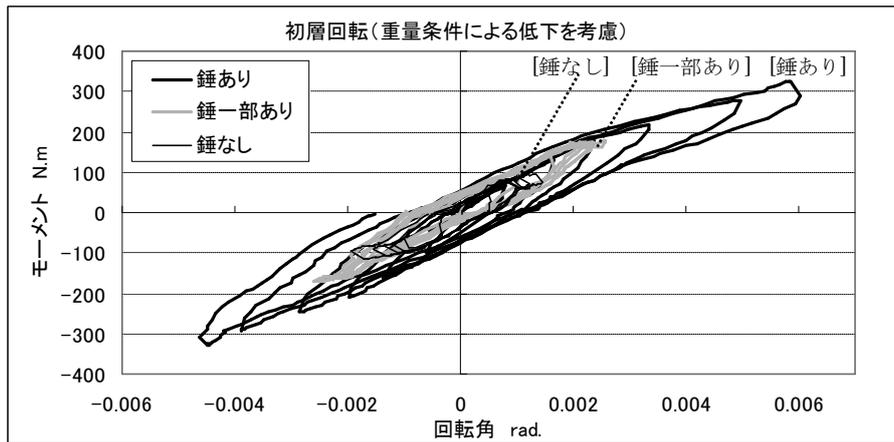


図 2.19 各条件の初層の回転バネの復元力特性  
表 2.6 の低下率の逆数を乗じて比較

## 第 5 節 歪み直しを再現した斜め下載荷実験

### 5.1 実験概要

地震で木造層塔の塔身や相輪が歪んだ場合、復旧のために相輪に綱を掛けて歪み直しを行ったという記録が散見される。例えば、醍醐寺五重塔は天正地震（1586）で五層の東側軒が落下し、後日には初層から五層の南側軒が崩壊し、相輪が弓のように彎曲した。このため翌年に相輪に綱をかけ、南東方向の山際に滑車を設置し、歪み直しを行っている<sup>7)</sup>。また薬師寺東塔は安政奈良地震（1854）で相輪とともに塔身三層が傾いた。そこで 2 年後に相輪に綱をかけ、北西にあった金堂の柱に滑車を設置し、歪み直しを行っている<sup>8)</sup>。また層塔ではないが小田原城でも天明の大地震後、歪み直しのために綱をかけて引いており<sup>9)</sup>、このような方法は木造の高層建物の歪み直しとして各地で行われていたと考えられる。

薬師寺東塔の歪み直しの場合は、綱の角度が水平：垂直が約 1:0.8 であったことが分かっている。今回はこれに合わせ図 2.20、写真 2.5 右上のようにワイヤーとジャッキを設置し、歪み直しの状態を再現する実験（以下“斜め下載荷”と呼ぶ）を行った。斜め下載荷は[錘あり]に対して行った。この実験でのワイヤーの張力の水平方向分力とほぼ等しい大ききで露盤高さを水平方向のみに牽引した実験（以下“水平載荷”と呼ぶ）の結果と比較し考察する。

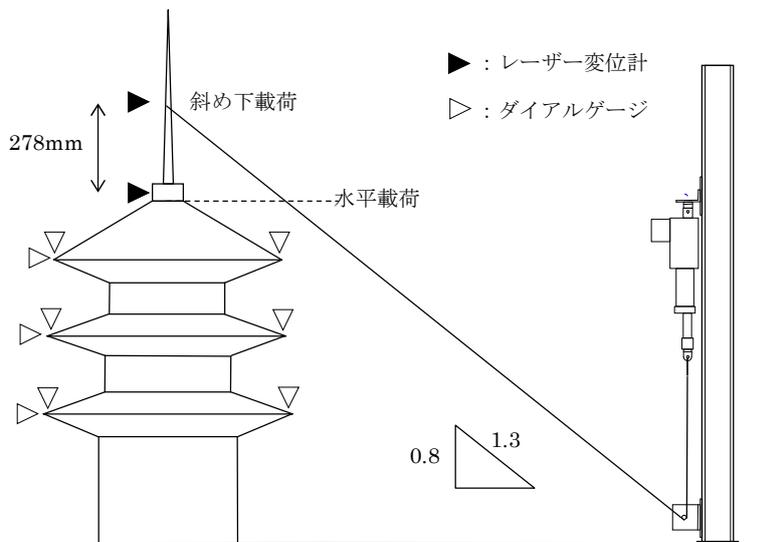


図 2.20 歪み直し再現実験概要

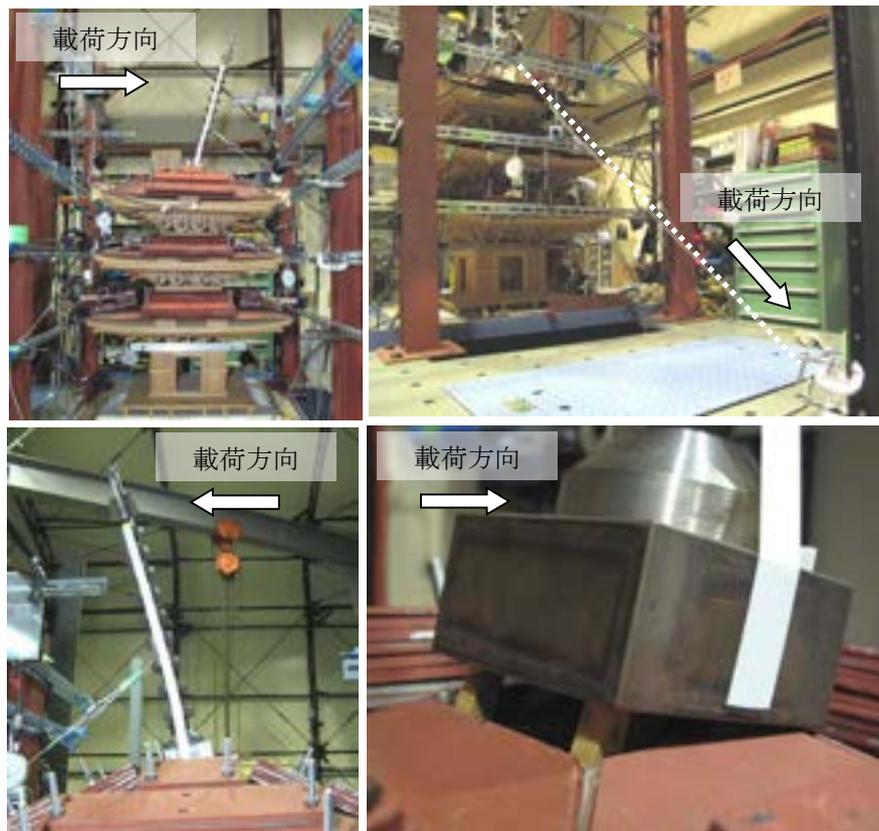


写真 2.5 斜め下载荷実験の状況（最大変形時）

左上：全景 右上：载荷冶具（点線がワイヤー） 左下：相輪 右下：露盤

## 5.2 実験結果

荷重はワイヤーの張力が 256N となるまで行った。この時の水平分力は 197N、鉛直分力は 158N となり、相輪の荷重位置での水平変位は 70mm であった。図 2.21 は塔身頂部における水平変位と水平力の関係を、斜め下载荷と水平下载荷の場合で比較したものである。同じ水平力に対し斜め下载荷の方が大きく変形していることが分かる。これは各層の回転バネにかかるモーメントが、荷重位置が 278mm 高くなったことで増大し、各層の回転角が大きくなり塔身の曲げ変形が増大したと考えられる。

斜め下载荷と水平下载荷に対する三層・二層の回転バネの復元力特性を図 2.22 で比較すると、三層の回転バネの変形量は斜め下载荷の場合、水平下载荷よりも約 2.3 倍大きく、二層のそれは約 1.4 倍大きい。これより三層の回転バネの変形の増大が他層のそれに比べ大きいことが分かる。

最大変形時には相輪が露盤位置から荷重方向に大きく傾斜し（写真 2.5 左上・左下）、塔身内部では心柱の位置が荷重方向とは逆向きにずれていることや、露盤の荷重方向の逆側が浮き上ること（写真 2.5 右下）が確認できた。以上よりこのような荷重を行った場合、相輪や露盤に負担が加わり、さらに三層の小屋組が大きく回転することで斗拱にも負担が加わることが分かった。

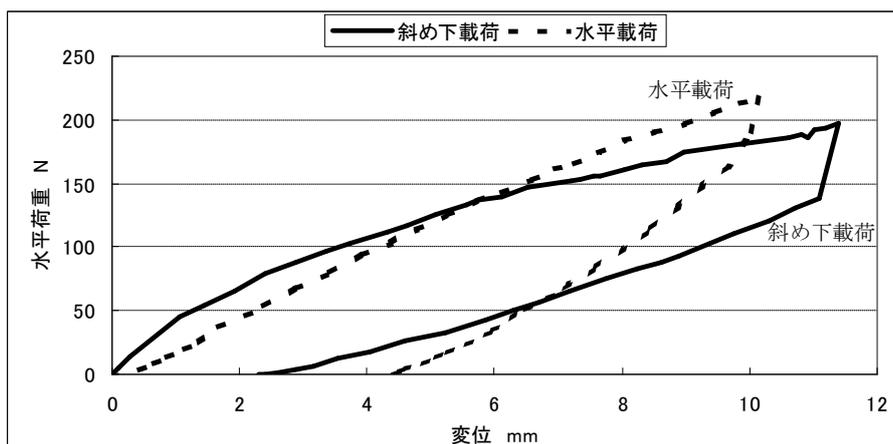


図 2.21 塔身頂部における荷重変位関係  
斜め下载荷と水平下载荷の比較

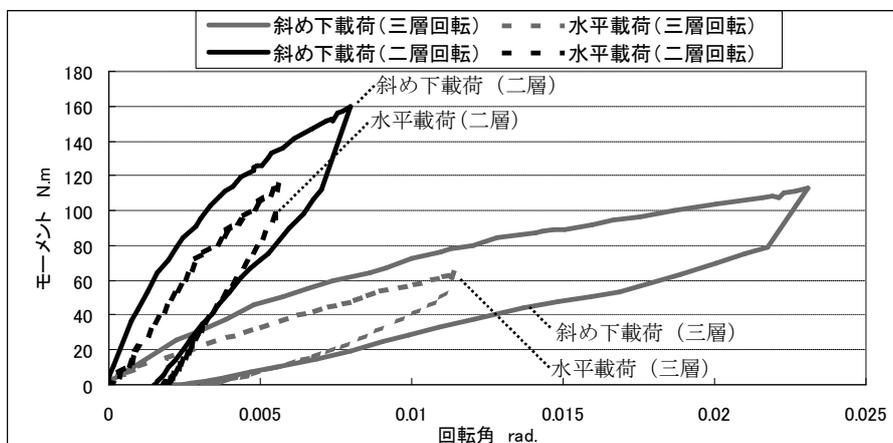


図 2.22 三層・二層回転バネの復元力特性  
斜め下载荷と水平下载荷の比較

### 5.3 実験後の模型の損傷状況

実験後に相輪と露盤を外すと、柄差しの仕口で作られた露盤組台が平行四辺形に歪んでいた（写真 2.6 左上、図 2.23-A）。また心柱は実験中に柱脚の柄が梁から外れずれていたことが分かった（図 20-B）。塔身から心柱を抜き出して観察すると、所々に圧痕が見られた（図 2.23-△印）。圧痕は写真 2.6 右・図 2.23 に示す三箇所の高さで見られ、まず心柱柱脚より 305mm の高さ前後、二層の尾垂木の尻や三層の四天柱が載る井桁のあたりで、心柱の四方に付けられた添木全てに圧痕があり、特に载荷方向と逆側の面の圧痕が顕著である（写真 2.6 左下）。次に 560mm の高さ、三層の桔木尻や差義長柱の土台となる井桁のあたりで、心柱の载荷方向側とその逆側の添木に圧痕があり、载荷方向側の圧痕の方が大きい。さらに 675mm の高さ、すなわち露盤の高さで、心柱の载荷方向側に鋭い圧痕があった。

以上より、斜め下载荷によって露盤に大きな力が加わり変形したことや、心柱と塔身がぶつかり心柱に圧痕を残したことが分かる。また、圧痕によっては一面だけでなく各面にあることから、静的载荷実験や振動実験を繰り返す中で塔身と心柱が衝突してきた可能性が高い。

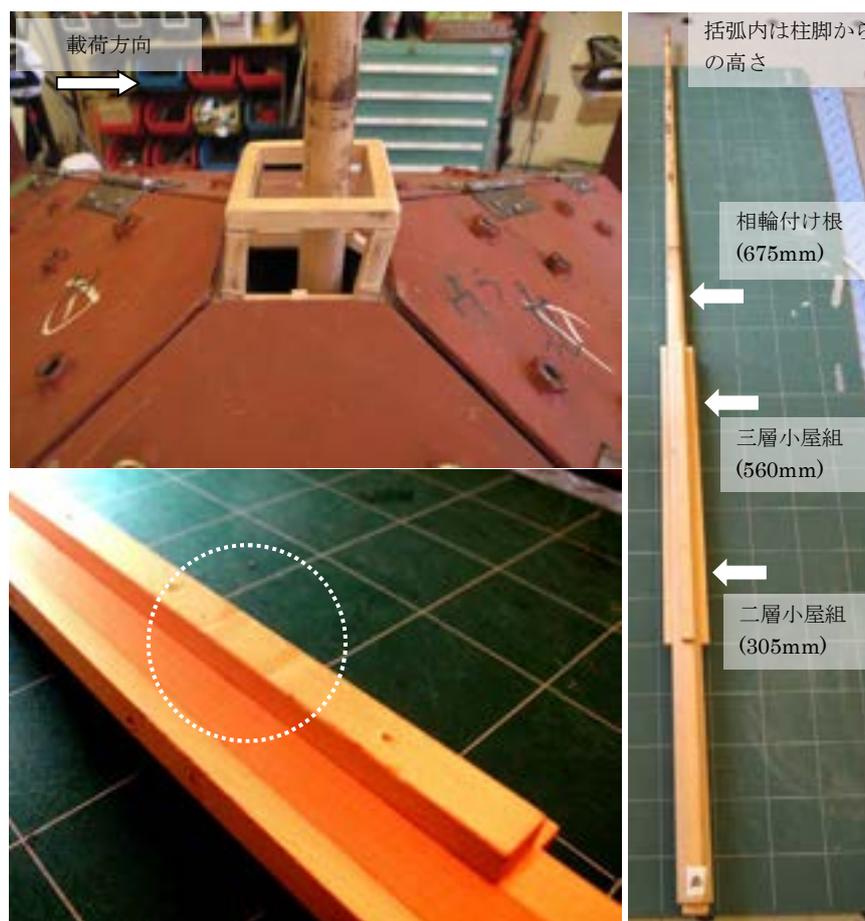


写真 2.6 実験後の模型の損傷状況  
左上：露盤組台 右：心柱全体 左下：心柱の二層小屋組高さ西面の圧痕

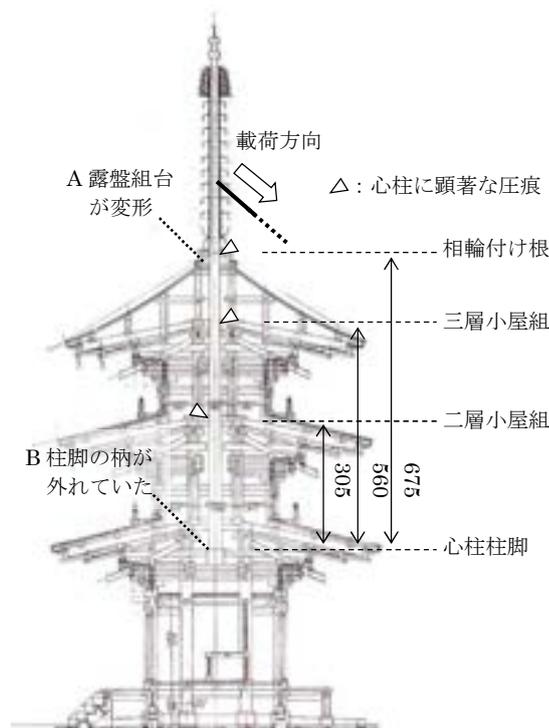


図 2.23 実験後の模型の損傷箇所的位置

## 第 6 節 小結

本章では三重塔の縮小模型を用いて 3 種類の重量条件下で荷重実験を行い、以下のことを明らかにした。

- ①同じ模型を用いた実験でも、模型の重量を変えることで規模の異なるモデルの挙動を評価することが可能であり、規模の違いが建物の構造特性に与える影響を考察することができる。本実験では重量条件を変えることで高さ 18m・5.4m・1.8m の三重塔を再現した。
- ②模型の復元力特性は建物の規模によって大きく異なる。すなわち、高さ 18m の三重塔に相当する[錘あり]の場合、塔身頂部を正負繰り返し荷重すると、荷重変位関係は紡錘型となり、塔身は曲げ変形する。高さ 5.4m・高さ 1.8m の三重塔に相当する[錘一部あり]・[錘なし]の場合、塔身頂部を一定以上の力で荷重すると建物下部から浮き上がり、浮き上りを生じてからは復元力が一定となり、塔身内部の増分変形が 0 となる。
- ③高さ 18m の三重塔に相当する[錘あり]の場合、頂部を正負繰り返し荷重した時の履歴消費エネルギーの内訳では、塔身の剪断変形の割合と曲げ変形の割合が同程度となる。
- ④模型の各層の剪断剛性は重量条件によらず一定であるが、各層の回転剛性は上部からの鉛直荷重が大きいほど高くなる傾向がある。
- ⑤相輪に綱を掛けて塔の歪み直しを行うという復旧法を再現して相輪部分を斜め下方向に牽引する実験を行った結果、相輪が大きく傾き心柱が塔身内部でずれ、露盤にも負担が加わった。また三層の小屋組が大きく回転することで斗拱にも負担が加わった。
- ⑥実験後の模型の損傷状況を観察した結果、露盤の組台が大きく歪んだことや、塔身との衝突により心柱に圧痕が付いたことが分った。

## 第2章註

- 1) 模型における実験条件の検討方法に次元解析を用いる手法が 江守一郎、斉藤孝三、関本孝三：『第三版 模型実験の理論と応用』,技報堂出版,2000年 で提案されている。本章では模型の重量条件について具体的な数値を用いて考察した。
- 2) 屋根上に錘を積載した場合、その錘は実大建物の木材重量を再現していることとなるが、木材の多くが小屋組に存在することから、模型の重量の高さ方向の分布は実大建物のそれをある程度良く再現できていると考えられる。しかし平面方向においては、実大建物より模型の方が、外側に重量が存在することとなり、このため模型の回転慣性は実大建物のそれを正確に再現できておらず、振動実験ではこの点を考慮に入れなければならない。
- 3) 模型一部ありの場合は実大建物の重量を 1/400 とした場合の理論値とは下表に示すように各層の重量バランスが少しずれているが、おおむね一致している。

表 錘一部ありの各層の重量

	錘一部あり	
	理論値	実験条件
三層	29.07	23.40
二層	24.90	25.11
初層	28.81	32.44
相輪	0.35	0.95
合計	83.13	81.89

- 4) 各条件における重心高さは以下の式で求めた。各層の重量の重心高さは木部材・錘の分布状況から各層の屋根面の中央の高さ（図 8 中に質点を示した位置）とした。相輪はその中央高さを重心位置とした。各寸法と式より求めた全体の重心高さを下表に示す。

$$h_g = \frac{\sum_{i=1}^4 W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^4 W_i}$$

$W_i$ : 各層重量(i=1~3)と相輪重量(i=4)

$h_i$ : 各層と相輪の重心高さ

$h_g$ : 全体の重心高さ

表 各層と全体の重心高さ

	$h_4$	$h_3$	$h_2$	$h_1$	$h_g$
錘なし					684
錘一部あり	1471	966	698	446	708
錘あり					684

- 5) 曲げ変形の中には各層の小屋組の浮き上りが含まれている。
- 6) 錘なしの実験結果では各層の剪断バネ・回転バネの変形が小さいためはつきりと復元力特性を捉えることができなかったが、本文中で述べた傾向があることはおおむね確認することができた。
- 7) 京都府教育庁文化財保護課『国宝建造物醍醐寺五重塔修理工事報告書』、1960年、p.2
- 8) これについては第6章で詳述
- 9) 小田原城地震被害に関する文献



## 第3章

### 木造三重塔の模型実験に基づく自由振動に関する考察

## 第1節 序

前章では三重塔の縮小模型を用い、重量を変えながら静的水平載荷実験を行った。相似則に基づき重量を調節することにより、規模の異なる三重塔の構造特性を再現できることを指摘し、重量条件により模型の復元力特性が大きく変化することから、木造層塔はその規模により復元力特性が異なることが分った。

本章では前章と同じ模型を用いて、重量条件を変えながら自由振動実験を行い、塔の規模が振動特性に与える影響について考察する。また、振動数や減衰性状の振幅依存性、地震被害が集中する相輪部分の応答振動にも着目し、実験結果を考察した。また前章の載荷実験の結果に基づき各部の復元力特性について非線形性の強い骨格曲線や履歴則を精緻に再現した力学モデルを作成し、数値解析によって自由振動実験を再現した。解析を通じて、振動数の振幅依存性に関係している各部の剛性変化や減衰性状に大きく影響する各部の履歴消費エネルギーについて検証する。

## 第2節 実験概要

### 2.1 試験体

実験は第2章と同様に、実物同様に精巧に製作された縮尺 1/10 の三重塔の模型（図 2.3・写真 2.1）を用いて、3種類の重量条件下（表 2.2）で行った。

### 2.2 実験方法

実験システムを図 3.1 及び写真 3.1-a に示す。実験は以下の手順で行った。まず、載荷実験と同様に塔身の頂部をワイヤー（A）を介して電動アクチュエーター（B）により水平方向に牽引し、塔に強制変位を与えた。このワイヤーを中間（C）で切ることで張力を解放し、解放後の自由振動を測定する。

強制変位の大きさは三層の軒先の水平変位がその高さの  $1/240(3.8\text{mm}) \cdot 1/120(7.5\text{mm})$ ,  $1/90(10\text{mm}) \cdot 1/60(15\text{mm}) \cdot 1/40(22.5\text{mm}) \cdot 1/30(30\text{mm}) \cdot 1/22.5(40\text{mm})$  となるように与え、それぞれの場合で3回ずつ実験を行った。

### 2.3 測定方法

測定にはレーザー変位計（水平：4台・上下：2台）と加速度計（水平：4台・上下：6台）を使用し、測定データはAD変換器を介してPCで収録した。測定はサンプリング周波数 2kHz で8秒間行った。使用した機材を表 3.1 に示す。

レーザー変位計は図 3.1 及び写真 3.1-b に示すように設置し、各層の軒先の水平変位を  $dh-1 \sim dh-3$ 、相輪頂部の水煙の水平変位を  $dh-4$ 、三層の軒先の上下変位を  $dv-3e \cdot dv-3w$  で測定した。

変位計は模型の周囲に設けた測定フレームに設置したため、測定変位は絶対値である。またレーザーの照射点が垂直・水平とするため写真 3. 1-c のようにジグを測定点に設け、実験中の模型の移動によって照射点がジグより外れないようにした。

加速度計は図 3. 2 及び写真 3. 1-c のように設置し、三層の各辺矢印方向の加速度を  $ah-3n \cdot ah-3s \cdot ah-3e \cdot ah-3w$  で、各層の軒先の上下加速度を  $av-3e \cdot av-3w \cdot av-2e \cdot av-2w \cdot av-1e \cdot av-1w$  で測定した。加速度計の外形寸法は  $10 \times 10 \times 5\text{mm}$  で、重量は 2 グラムである。これを屋根に直接両面テープで固定した。

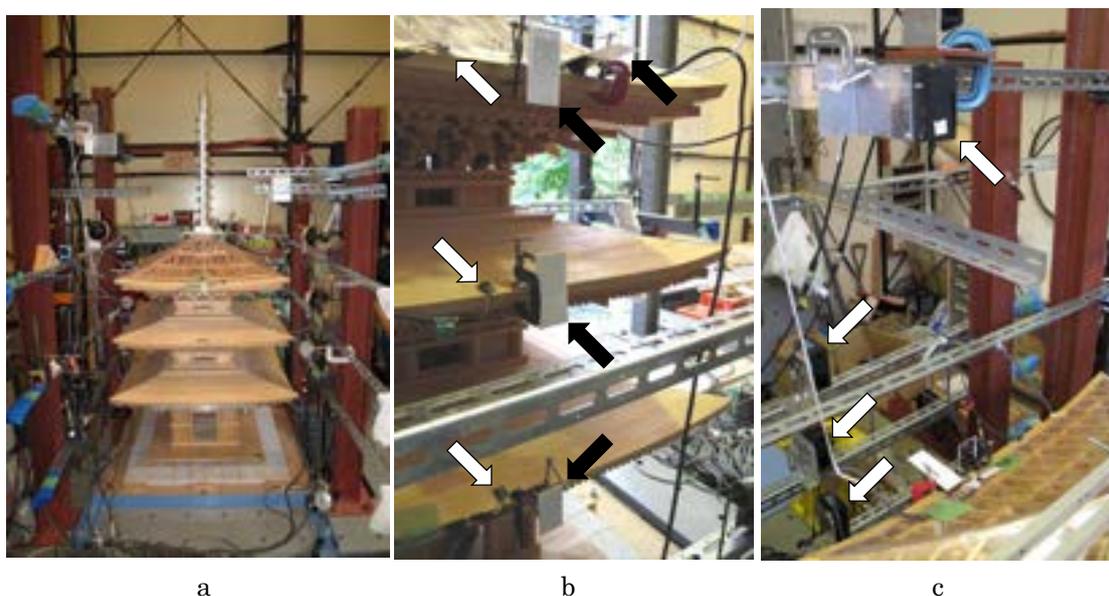


写真 3.1 実験の様子  
 a.実験システム全体 c.変形計（白矢印）の設置状況  
 b.変形計用ジグ（黒矢印）と加速度計（白矢印）の設置状況

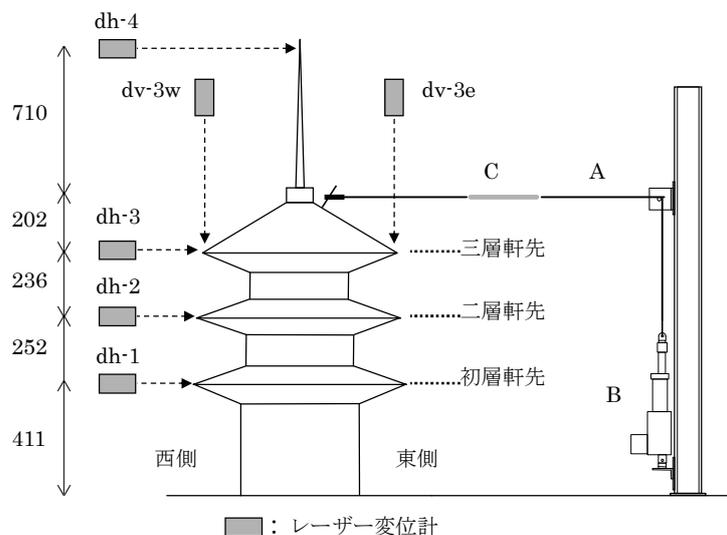


図 3.1 実験システムと変位計設置位置 数値の単位 : mm

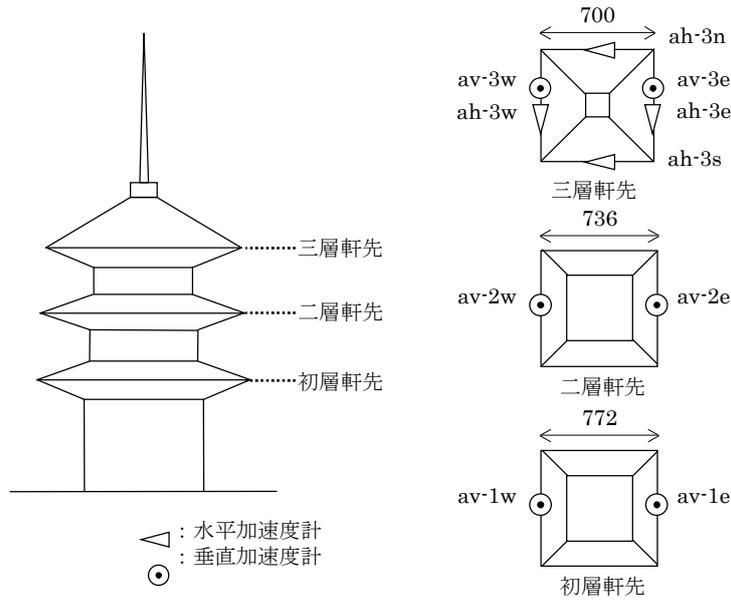


図 3.2 加速度計設置位置 数値の単位：mm

表 3.1 使用した測定機材

	製作会社	型番	仕様
レーザー変位計	キーエンス	LB-300	サンプリング36Hz ±100mm
加速度計	曙ブレーキ		DC~50Hz ±2G
AD変換機	キーエンス	NR-110	

### 第3節 模型の重量条件が振動特性に与える影響

#### 3.1 時刻歴応答

各条件の 1/120・1/60・1/30 からの自由振動の時刻歴波形を、図 3.3～図 3.5 に示す。各図は塔身各層の軒先と相輪頂部の水煙の水平変位について、張力解放の直前から 3 秒間における自由振動を示している。なお、水煙の変位は塔身各層の変位に比べ著しく大きい。そこで各図では、Y 軸の目盛について、水煙は図の右側、塔身各層は左側に表記し、水煙の波形が下側に、塔身各層の波形を図の上側に示した。

また、塔身の振動を代表して三層軒先の変位波形 (dh-3)、心柱を代表して水煙の変位波形 (dh-4) の 1～3 波目を対象に、各周期毎の波形のピークから時刻と振幅比を読み取り、振動数と減衰定数を求めた。結果は矢印の区間ごとに振動数を、点線とともに減衰定数を記した。

次に自由振動時の振動周波数の時刻歴変化を視覚化するために、1/30 の変位からの自由振動における三層軒先の水平加速度 (ah-3s) の非定常パワースペクトルを求めた結果を図 3.6～図

3.8 に示す。各図の下段は加速度波形、中段は非定常パワースペクトルの等高線表記、上段は非定常パワースペクトル上の a-a'・b-b' におけるスペクトル分布である。中段の図で等高線の高い部分に振動数成分が集中することを意味する。非定常パワースペクトルは亀田の提案によるもの<sup>1)</sup>を用いた。

#### [錘あり]の場合

図 3.3-a～図 3.3-c の塔身各層と水煙の波形を見ると、三層と水煙の波形の振動数や位相には差異が見られる。大きい強制変位からの自由振動では比較的その差異が小さいのに対し、強制変位が小さくなるにつれ三層の波形の位相に対し水煙のそれが遅れていく傾向がある。

三層の波形の 1 波目の見かけ上の減衰定数は 10～20%と高い。しかし、図 3.3-a や図 3.3-b では、三層の波形の振幅は 3 波目で少し大きくなり、一方で水煙の波形の振幅は逆に大きく減衰している。水煙と三層の位相を考えると衝突により相輪の振動エネルギーが塔身に移ったと考えられる。

次に図 3.6 の非定常パワースペクトルを見ると、振動開始直後ではスペクトルのピークが 2.1Hz であるのに対し、1.2 秒後では 2.5Hz となっており、三層の振動数が上昇していく様子が分る。

#### [錘一部あり]の場合

図 3.4-a～図 3.4-c の塔身各層と水煙の波形を見ると、[錘あり]と同様に強制変位が小さくなるにつれ三層に対し水煙の波形の位相が遅れていく。三層の波形の 1 波目の見かけ上の減衰定数は約 10%である。また水煙の波形形状が[錘あり]のそれと比較するとサインカーブではなく三角形に近く、両振幅が凡そ 20mm 以下となると急激に減衰する。これは水煙の振動に影響を与える塔身と心柱の接合部が、一定振幅までは復元力が小さく、それ以上の振幅となると復元力が急激に増大するような機構であることを示唆している。

図 3.7 自由振動の非定常パワースペクトルでは、まず振動開始直後ではスペクトルのピークが 1.8Hz であるのに対し、1.3 秒後では 3.2Hz となっている。三層の振動数が上昇しており、その変化率は[錘あり]よりも大きい。

#### [錘なし]の場合

図 3.5-a～図 3.5-c の塔身各層と水煙の波形を見ると、強制変位が小さくなるにつれ三層に対し水煙の波形の位相が遅れていくことや、水煙の波形形状が三角形であることなど、[錘一部あり]と同様の傾向が見られる。

図 3.8 の非定常パワースペクトルでは、振動開始直後ではスペクトルのピークが 2.0Hz であるのに対し、1.2 秒後では 3.5Hz となっている。三層の振動数が上昇しており、その変化率は振動開始直後やや緩やかで、約 0.4 秒後から変化率が大きくなっている。

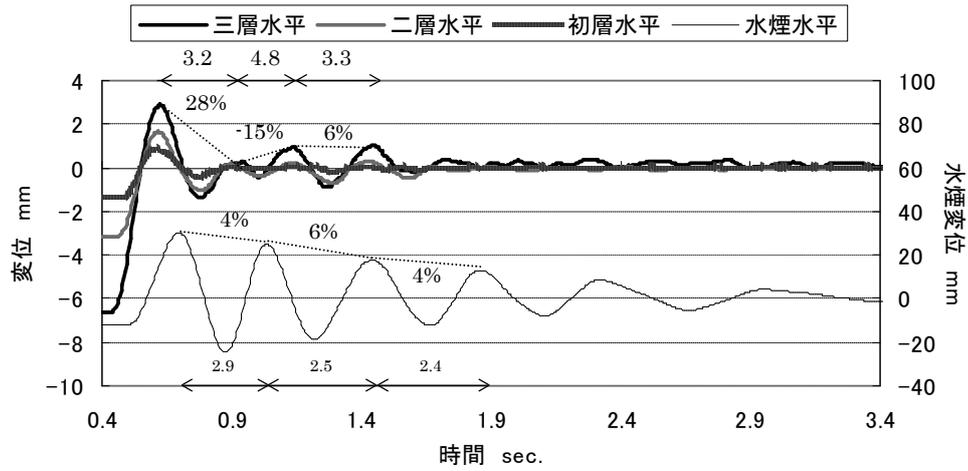


図 3.3-a 塔身と水煙の変位波形 [錘あり] 1/120

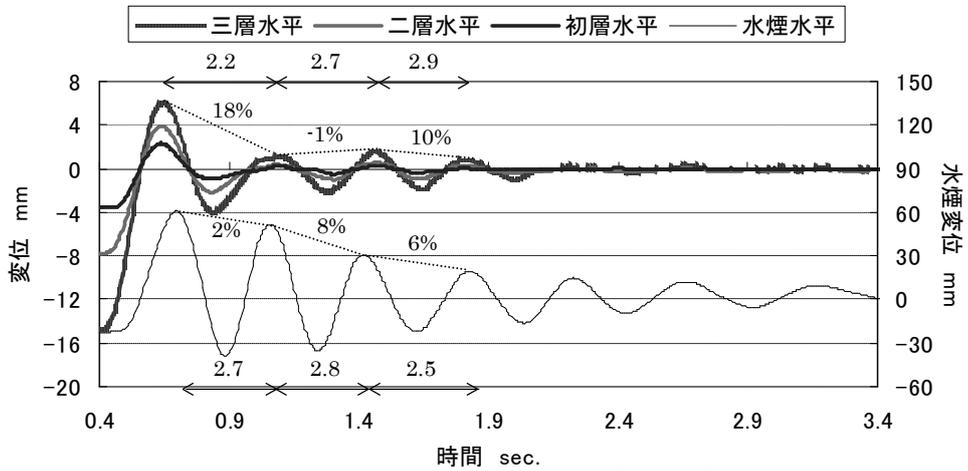


図 3.3-b 塔身と水煙の変位波形 [錘あり] 1/60

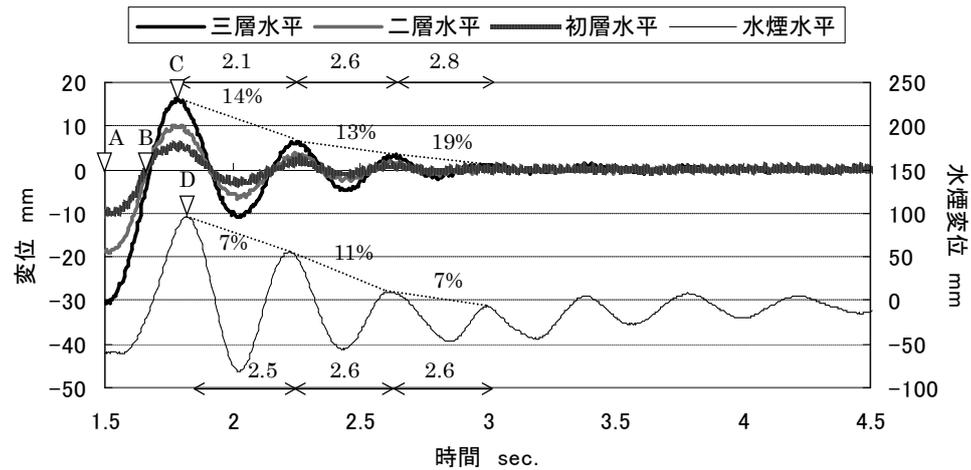


図 3.3-c 塔身と水煙の変位波形 [錘あり] 1/30

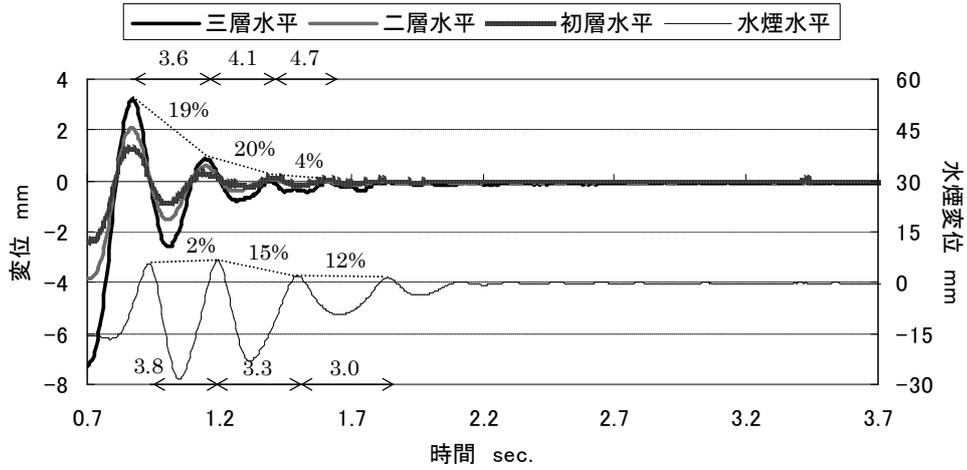


図 3.4-a 塔身と水煙の変位波形 [錘一部あり] 1/120

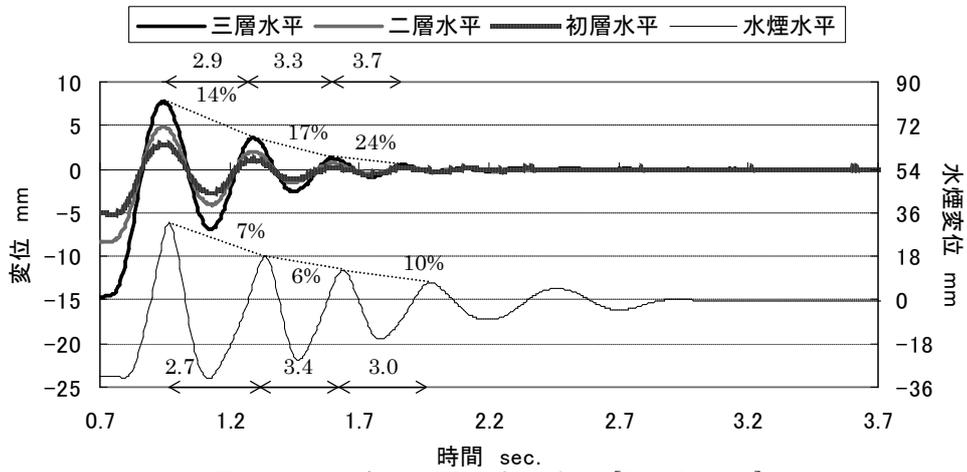


図 3.4-b 塔身と水煙の変位波形 [錘一部あり] 1/60

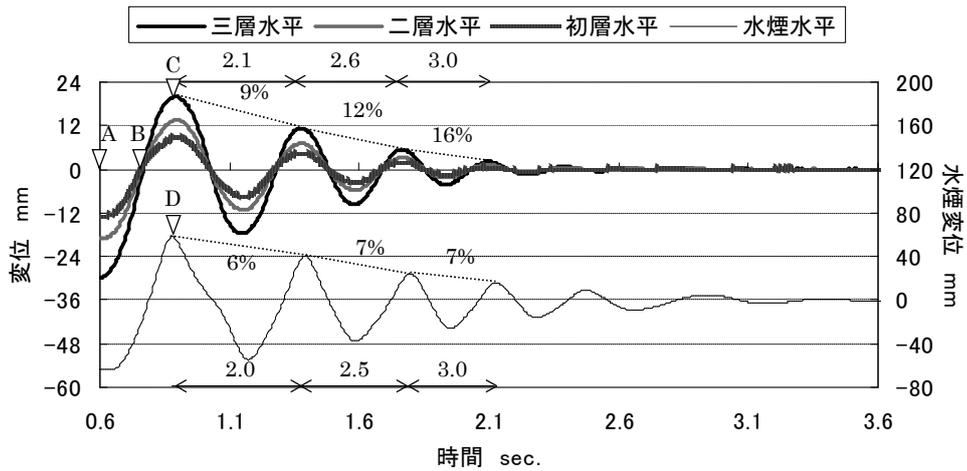


図 3.4-c 塔身と水煙の変位波形 [錘一部あり] 1/30

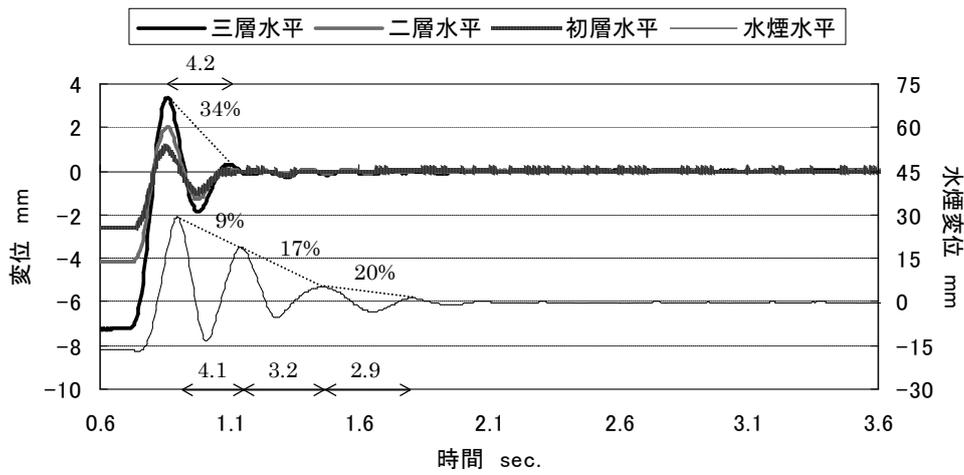


図 3.5-a 塔身と水煙の変位波形 [錘なし] 1/120

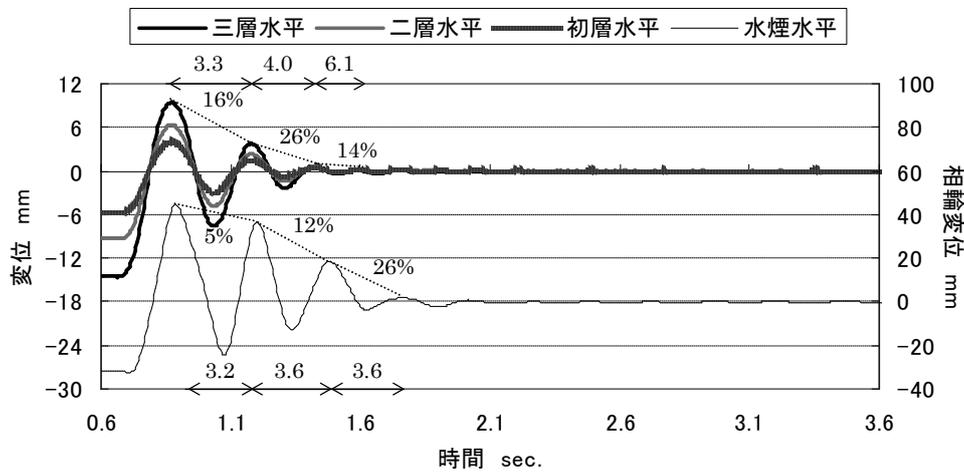


図 3.5-b 塔身と水煙の変位波形 [錘なし] 1/60

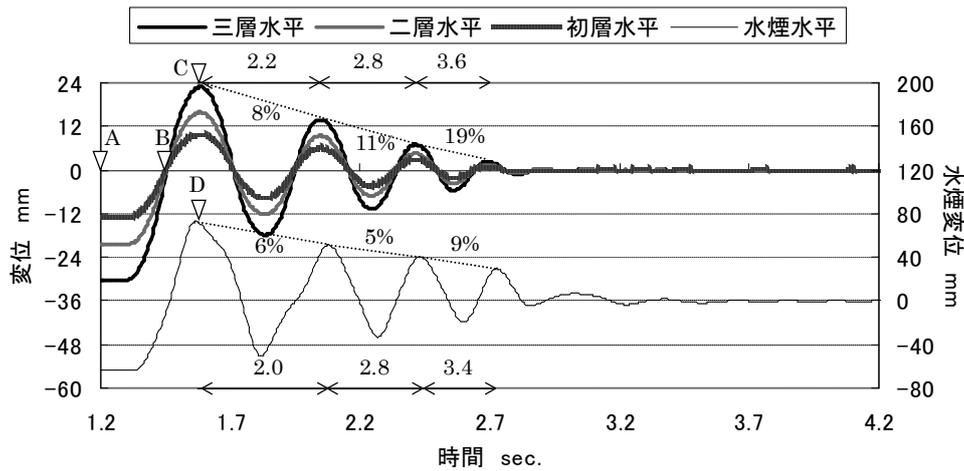


図 3.5-c 塔身と水煙の変位波形 [錘なし] 1/30

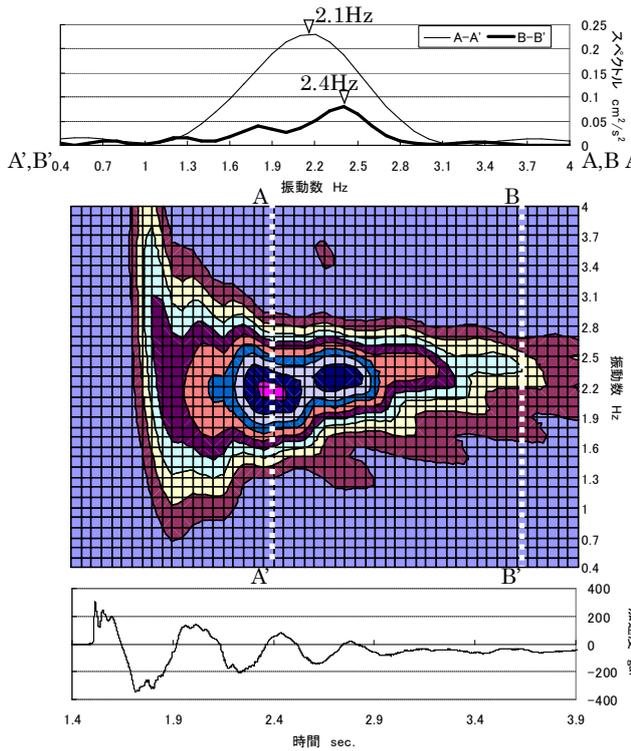


図 3.6 三層の非定常スペクトル [錘あり] 1/30

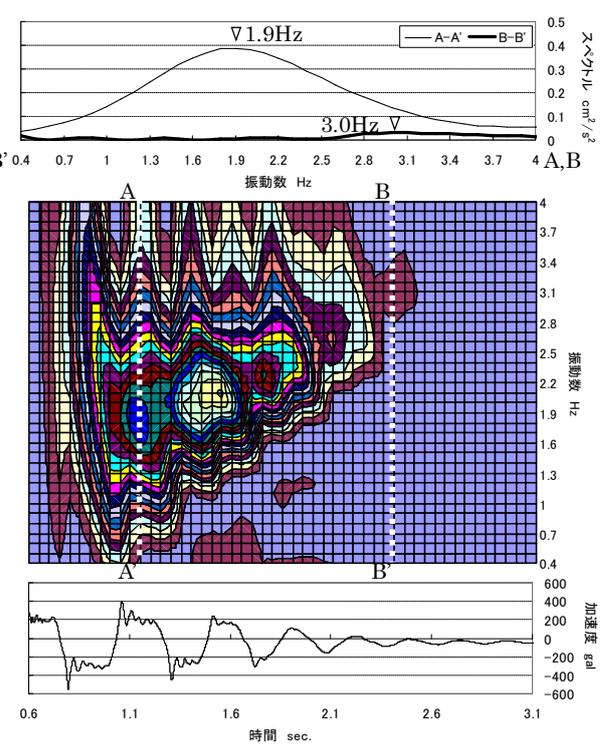


図 3.7 三層の非定常スペクトル [錘一部あり] 1/30

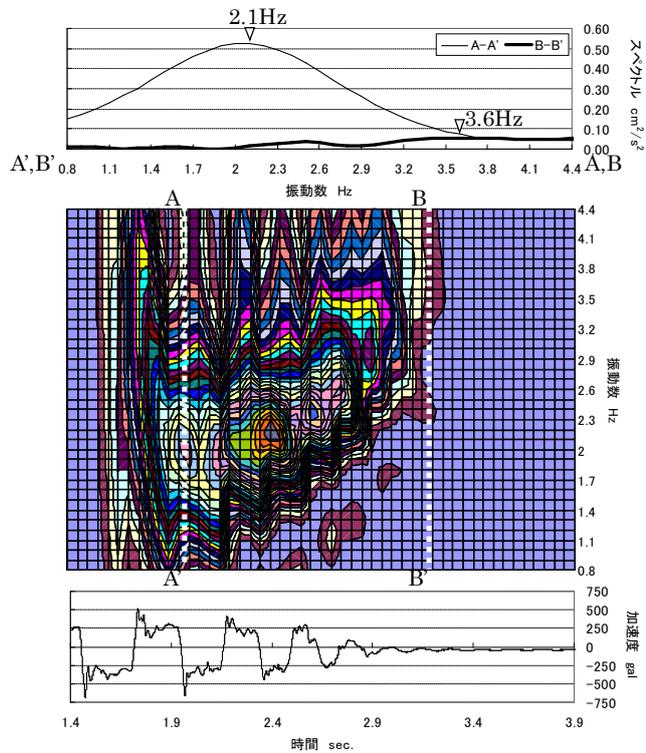


図 3.8 三層の非定常スペクトル [錘なし] 1/30

### 3.2 相輪と塔身の変形状

自由振動時の塔の変形状を把握するため、図 3.9～3.11 に振動開始後の半周期における塔身と相輪の変形状を表す。三層の回転角  $d\theta-3$  と塔身頂部の水平変位  $dh-3'$  を式 3.1・式 3.2 で求め、塔身頂部と各層の水平変位、三層の回転角、水煙の水平変位から模式図を作成した。相輪の変形状は曲げ変形していると仮定し図化した。

$$d\theta-3 = \frac{(dv-3e - dv-3w)}{b_3} \quad \text{L 式3.1}$$

$$dh-3' = dh-3 + d\theta-3 \cdot h_3, \quad \text{L 式3.2}$$

$dv-3e, dv-3w$  : 三層軒先の対辺の上下方向の変位

$dh-3$  : 三層軒先の水平方向の変位

$h_3$  : 三層軒先から塔身頂部までの高さ 202mm

$b_3$  : 三層軒の幅 700mm

各図に於いて、A は振動開始直前の载荷状態、B は三層の変位が 0 となる時点、C は半周期後に三層がピークを取る時点、D は同様に水煙がピークを取る時点の変形状を表して、図 3.3-c～図 3.5-c にそれぞれの時点を記している。ただし[錘一部あり]・[錘なし]は C と D がほぼ同時であったため、C の時のみを図化している。

#### [錘あり]の場合

図 3.9 の変形状を見ると、A よりも C, D の方が相輪部分の変形が大きく、D において水煙は塔身頂部の 5.3 倍揺れている。これは相輪の重量が大きい場合には、水煙付近のホイッピング(むち振り)現象が著しいことを示している。

#### [錘一部あり], [錘なし]の場合

図 3.10・図 3.11 の変形状を見ると、[錘一部あり]・[錘なし]の変形状は類似している。C における相輪部分の変形は A におけるそれと同じ程度であり、C において水煙は塔身頂部の約 2.4 倍揺れている。以上より、相輪部分のホイッピング現象は[錘あり]ほど大きくないことが分る。

層塔の地震被害の記録の中には相輪部分の被害が多いことが注目される<sup>2)</sup>。

例えば、大森博士は安政江戸地震(1854)に於いて被害状況の絵図(図 3.12-a)に見られるように、浅草寺五重塔や谷中の五重塔の相輪が傾斜および落下したことを指摘している<sup>3)</sup>。

薬師寺東塔では、文化4年(1807)の修理願いの絵図(図 3.12-b)には相輪が傾斜している様子が残されており<sup>4)</sup>、安政奈良地震(1854)により三層が傾斜し、相輪部分には多数の被害を生じた<sup>5)</sup>。この地震では法起寺三重塔の相輪も折損し落下している<sup>6)</sup>。

また、醍醐寺五重塔では天正13年(1586)の地震で最上層の軒が落下するとともに相輪が弓のように曲がったとの記録がある<sup>7)</sup>。

このように相輪の被害記録が多く存在する事実は、3.2 で指摘したように相輪の重量が大きい場合ほど水煙部分のホイッピング現象が著しいという実験結果と傾向的に一致する。

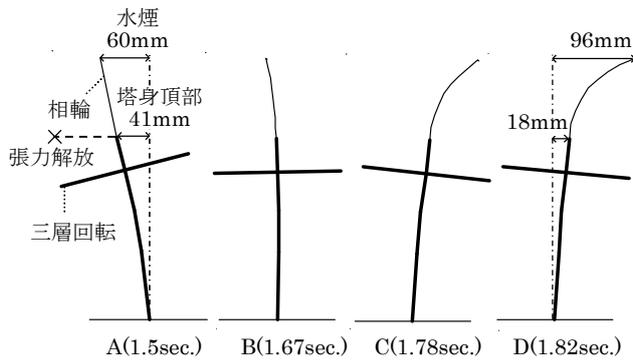


図 3.9 1 波目の変形状の時刻歴変化 [鍾あり] 1/30

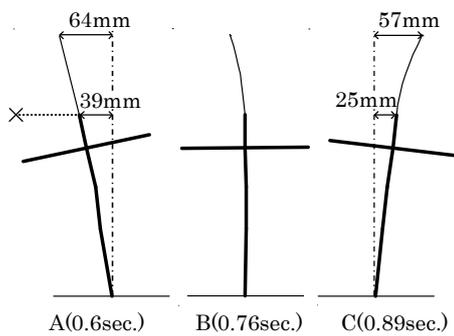


図 3.10 1 波目の変形状の時刻歴変化 [鍾一部あり] 1/30

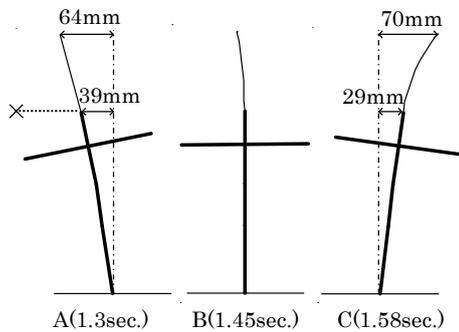


図 3.11 1 波目の変形状の時刻歴変化 [鍾なし]



a. 浅草寺五重塔の  
安政元年の地震被害



b. 薬師寺東塔の  
文化四年の修理願い

図 3.12 相輪折損の記録

### 3.3 振動数と振幅の関係

各条件下の全実験について、3.1 と同様に三層と水煙の 1～3 波目の振動数を求めた<sup>8)</sup>。各条件の三層・水煙のそれぞれの振動数と振幅の関係を図 3.13～図 3.15・図 3.16～図 3.18 にまとめた。

#### 三層の振動数と振幅の関係

三層の振動数 (図 3.13～3.15) は、振幅 20mm (“大振幅”と呼ぶ) では各条件ほぼ 2Hz であるが、振幅が小さくなるにつれ徐々に上昇し、振幅 3mm (“中振幅”と呼ぶ) で[鍾あり]2.5Hz・[鍾一部あり]3.5Hz・[鍾なし]4.5Hz となり、さらに振幅が小さくなると上昇率が大きくなり、振幅

0.5mm（“小振幅”と呼ぶ）で[錘あり]3.8Hz・[錘一部あり]5Hz・[錘なし]7Hzとなる。振幅が小さくなるにつれ振動数が上昇する傾向は各条件に共通して認められ、大振幅の振動数は小振幅のそれに比べ[錘あり]で1.9倍・[錘一部あり]で2.5倍・[錘なし]で3.5倍となる。振幅と振動数の関係について、小振幅・中振幅・大振幅における振動数を結んだ近似直線を図に示した。[錘あり]の場合、小振幅から中振幅の直線と中振幅から大振幅の直線で傾きが著しく異なる。

振幅増大に伴う振動数の低下には、前報の載荷実験の結果も合わせて考えると、[錘あり]では塔身内部の剛性低下、[錘一部あり]と[錘なし]では建物下部からの浮き上り、が主に関係していると考えられる。また、振幅が小さい範囲では心柱との衝突も塔身の振動数の変化に影響を与えていると考えられる。

### 水煙の振動数と振幅の関係

水煙の振動数（図 3.16～3.18）は、振幅 60～90mm では各条件 2～2.5Hz であるが、振幅が小さくなるにつれ上昇し、振幅 30mm で[錘あり]3Hz、[錘一部あり]・[錘なし]4.5Hz となり、振幅 30mm 以下では振動数が低下し、振幅 10～20mm で各条件 2～2.5Hz となる。この傾向は各条件で類似しており、また振幅 30mm 以上の振動数の変化は大振幅から中振幅における三層のそれと近い。

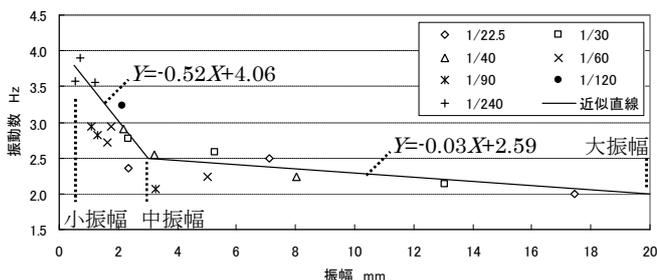


図 3.13 三層の振動数と振幅の関係 [錘あり]

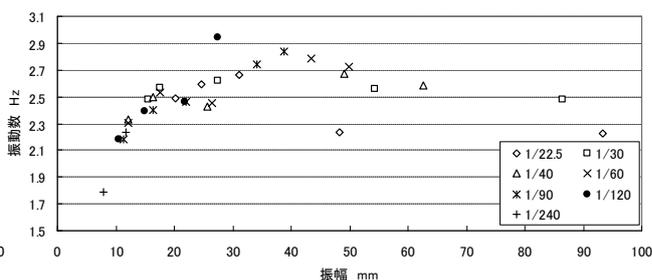


図 3.16 水煙の振動数と振幅の関係 [錘あり]

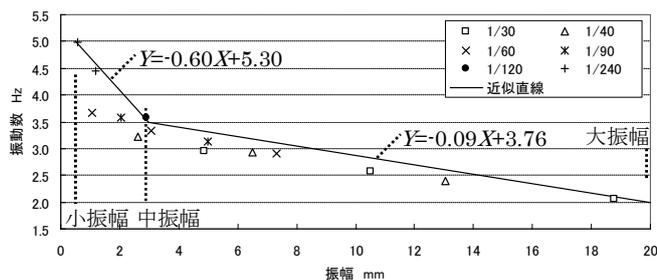


図 3.14 三層の振動数と振幅の関係 [錘一部あり]

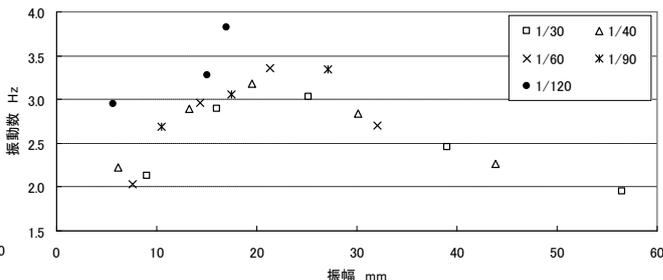


図 3.17 水煙の振動数と振幅の関係 [錘一部あり]

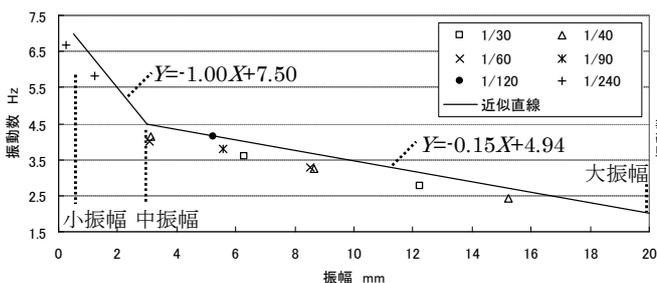


図 3.15 三層の振動数と振幅の関係 [錘なし]

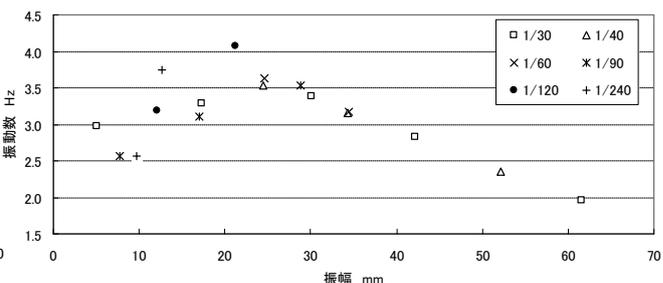


図 3.18 水煙の振動数と振幅の関係 [錘なし]

### 3.4 減衰定数と振幅の関係

各条件下の全実験について、3.1と同様に三層と水煙の1～3波目の減衰定数を求めた<sup>9)</sup>。各条件の三層・水煙のそれぞれの減衰定数と振幅の関係を図3.19～図3.21・図3.22～図3.24にまとめた。

#### 三層の減衰定数と振幅の関係

三層の減衰定数はおおよそ5～25%に分布する。中振幅から小振幅にかけて、各条件とも振幅が小さくなるにつれ減衰定数が低下する。これに対し、中振幅から大振幅にかけては[錘あり]がほぼ一定であるのに対し、[錘一部あり]・[錘なし]は振幅が大きくなるにつれ減衰定数が低下している。後者の傾向の要因は、振幅増大に伴い建物下部の浮き上がりが大きくなることにより、塔身内部の変形や消費エネルギーが減少したためと考えられる。

#### 水煙の減衰定数と振幅の関係

水煙の減衰定数は振幅との依存性についてあまり明確な傾向が読み取ることができなかった。

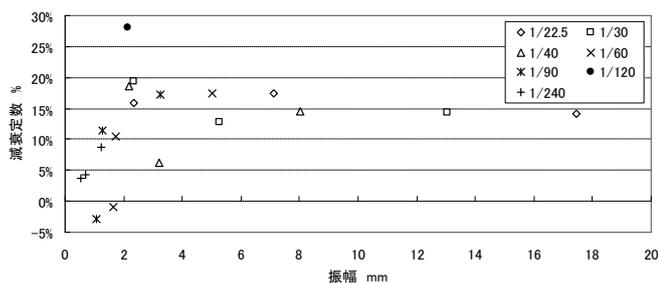


図 3.19 三層の減衰定数と振幅の関係 [錘あり]

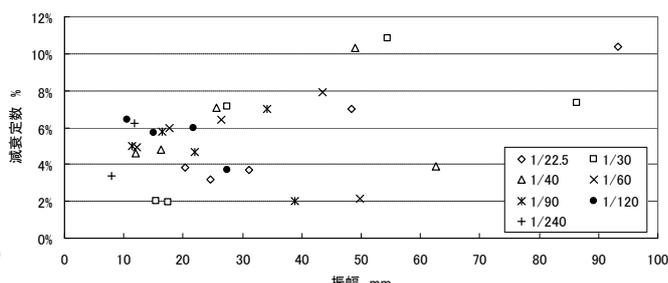


図 3.22 水煙の減衰定数と振幅の関係 [錘あり]

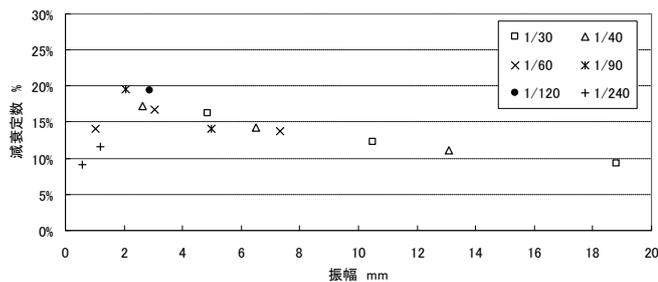


図 3.20 三層の減衰定数と振幅の関係 [錘一部あり]

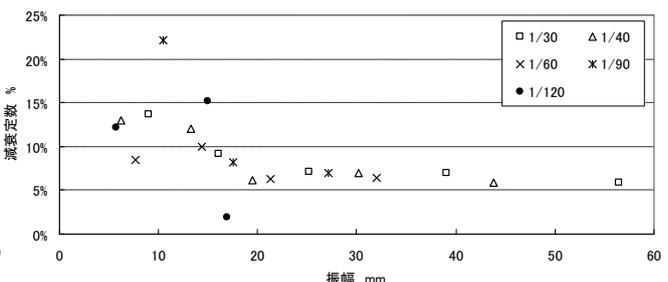


図 3.23 水煙の減衰定数と振幅の関係 [錘一部あり]

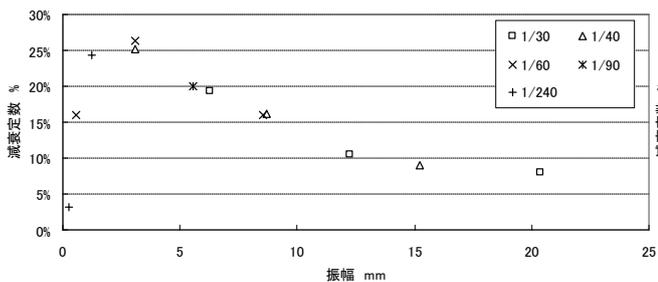


図 3.21 三層の減衰定数と振幅の関係 [錘なし]

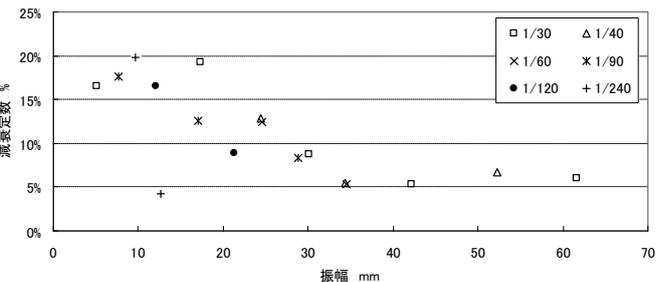


図 3.24 水煙の減衰定数と振幅の関係 [錘なし]

### 3.5 実大の三重塔の振動数

実験より得られた三層の振動数を塔身の振動数として、2.3 で求めた相似率を用いて、実大の三重塔の振動数に換算すると、高さ 18m, 5.4m, 1.8m の塔の振動数はそれぞれ、大振幅で 0.6Hz, 1.2Hz, 2Hz、小振幅で 1.2Hz, 3Hz, 7Hz となる。

### 3.6 既往の観測データとの比較

実物の層塔の振動に関する既往の観測結果をもとに、塔の高さと1次固有周期の関係を図 3.25 に示した<sup>10)</sup>。対象とした層塔は瓦葺きのもの 23 基、屋根材が瓦以外のもの 12 基、の計 35 基である。屋根材の重量が周期に影響を与えているかを検討するため、屋根の重い本瓦葺き（三角印）とそれ以外のもの（菱形印）で区別したが、両者に大きな差異は見られなかった。因みに大場は12基の層塔の観測結果をもとに1次固有周期と高さの関係として式 3.3 を提案している<sup>11)</sup>。

$$T = 0.035H \quad \text{L 式 3.3}$$

$T$ : 1次固有周期(sec.)  
 $H$ : 層塔の高さ(m)

本報では1次固有周期と高さの関係式を、図の35基の観測結果を対象に最小二乗法で求めた結果、式 3.4 が得られた。この式は式 3.3 よりも近似勾配がやや大きい。

$$T = 0.040H \quad \text{L 式 3.4}$$

相関係数0.84, 信頼限界90%:  $0.040 \pm 0.010$

図の黒丸には模型実験より得られた換算周期も示した。これらの傾向は、実物の観測結果とほぼ一致している。

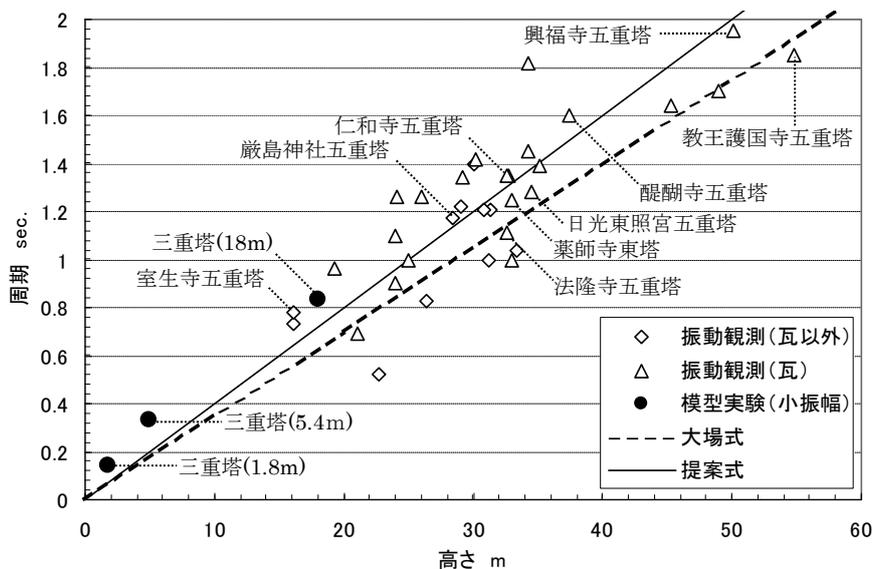


図 3.25 高さ と 周期 の 関 係  
 既 往 の 振 動 観 測 結 果 と 模 型 実 験 の 比 較

## 第4節 解析概要

### 4.1 力学モデルの概要

実験に用いた模型を模擬し、塔身を3質点6自由度、心柱を5質点11自由度、計8質点17自由度の図3.26に示す解析モデルを作成した。塔身各層の質点は重心高さに配置し、塔身の質量 ( $M_1 \sim M_3$ ) と回転慣性 ( $I_1 \sim I_3$ )、心柱の質量 ( $M_{p1} \sim M_{p6}$ ) と回転慣性 ( $I_{p1} \sim I_{p6}$ ) を重量計算により求めた (表2.2・表3.2・表3.3・表3.4)。モデルの塔身は剪断変形に抵抗する各層の軸部の剪断バネ ( $K_{s1} \sim K_{s3}$ ) と曲げ変形に抵抗する各層の小屋組の回転バネ ( $K_{r1} \sim K_{r3}$ ) と建物下部の浮き上りおよび縁の変形に抵抗する回転バネ ( $K_{r0}$ ) の計7個のバネを有する。剪断力に対して軸組の剪断バネ以外は剛、曲げに対しては小屋組の回転バネ以外は剛、とした。

剪断バネ・回転バネの復元力は載荷実験の結果に基づき、履歴則に従いながら骨格曲線  $f(x)$  と履歴曲線の正側  $lp(x)$ 、負側  $lm(x)$  によって決定されるものとした。

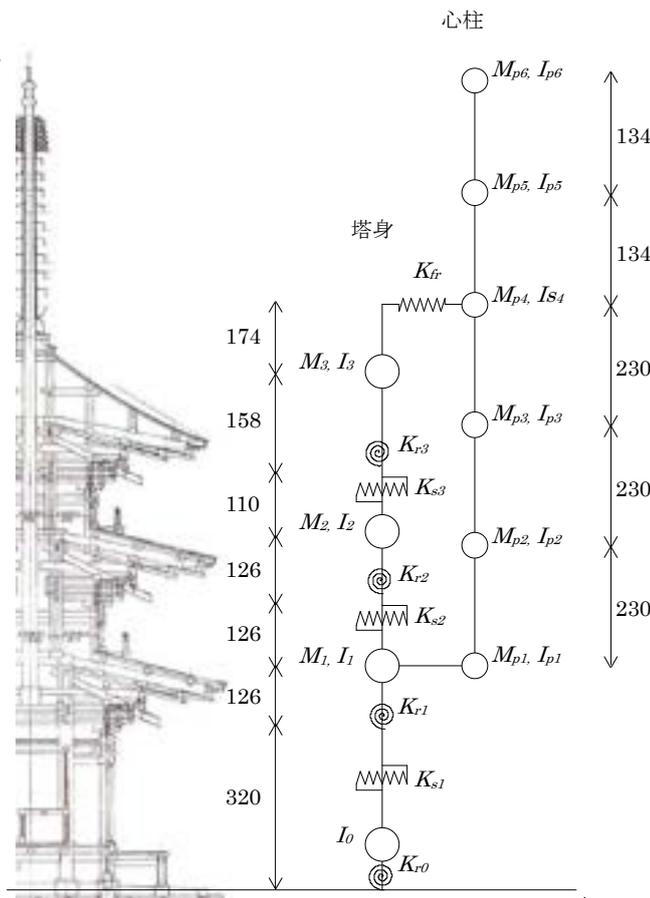


図 3.26 解析モデル

表 3.2 各条件での塔身の回転慣性 (単位:  $\text{kg}\cdot\text{m}^2$ )

	錘あり	錘一部あり	錘なし
$I_3$	2.393	0.533	0.159
$I_2$	3.474	0.523	0.195
$I_1$	4.995	0.596	0.192
$I_0$	0.096	0.096	0.096

表 3.3 各条件での心柱の重量 (単位:  $\text{kg}$ )

	錘あり	錘一部あり	錘なし
$M_{p6}$	0.40	0.06	
$M_{p5}$	0.83	0.14	
$M_{p4}$	0.45	0.11	
$M_{p3}$	0.06	0.06	
$M_{p2}$	0.07	0.07	
$M_{p1}$	0.04	0.04	

表 3.4 各条件での心柱の回転慣性 (単位:  $\text{kg}\cdot\text{m}^2$ )

	錘あり	錘一部あり	錘なし
$I_{p6}$	0.00463	0.00068	
$I_{p5}$	0.01855	0.00278	
$I_{p4}$	0.00496	0.00101	
$I_{p3}$	0.00025	0.00025	
$I_{p2}$	0.00031	0.00031	
$I_{p1}$	0.00004	0.00004	

## 4.2 各バネの復元力特性

### 4.2.1 骨格曲線の決定

[錘あり]の各バネの  $f(x)$  について、塔身頂部を  $\pm 1/30$  載荷した実験で得られた各バネの復元力ループから最小 2 乗法で 3 次関数近似式を求めた (図 3.27・図 3.28)。実験結果の変形を超える範囲では超えた点の接線剛性で復元力を決定することとした。

載荷実験の結果によれば、重量の異なる模型の復元力特性について、①剪断バネの復元力は重量条件によらず同程度、②回転バネの復元力は上部から加わる鉛直荷重の減少によって表 3.5 に示す倍率で低下する、ことが明らかになっている。以上より、[錘一部あり]・[錘なし]の各バネの骨格曲線は、剪断バネの復元力は[錘あり]と同じもの、回転バネについては[錘あり]のものに表 3.5 の倍率を乗じたものとした。

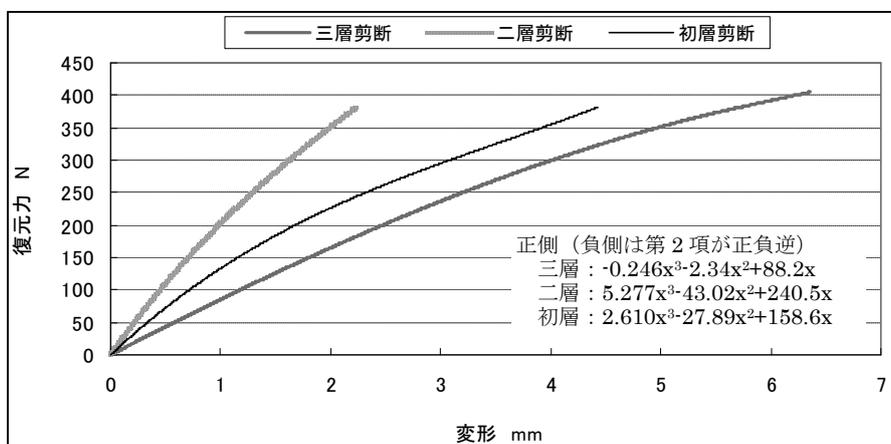


図 3.27 剪断バネの骨格曲線 (錘あり)

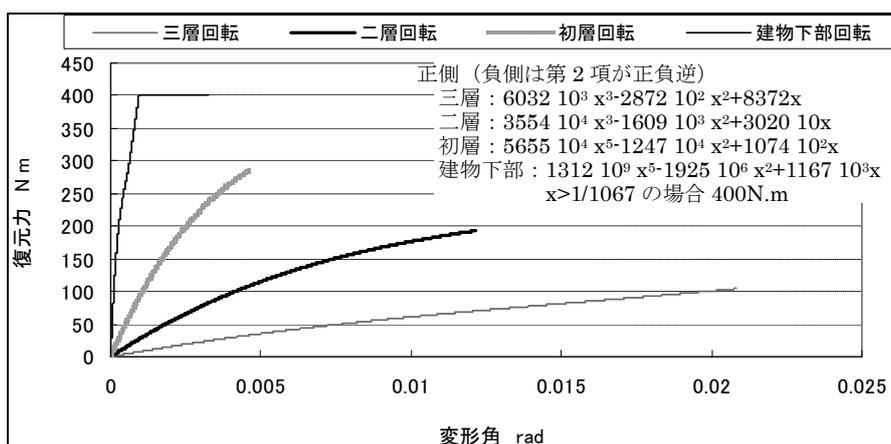


図 3.28 回転バネの骨格曲線 (錘あり)

表 3.5 各条件での回転剛性の比率

	錘あり	錘一部あり	錘なし
三層	1	0.8	0.7
二層	1	0.6	0.4
初層	1	0.6	0.4
建物下部	1	0.4	0.1

#### 4.2.2 履歴曲線の決定

[錘あり]の載荷実験の結果から各バネの1ループごとの等価粘性減衰定数をループの大きさ別に求めると表 3.6 のようになり、以下のことが分る。

- ①各バネの等価粘性減衰定数は層によらず剪断バネで 15%、回転バネで  $h=10\%$ 。
- ②変形の大きさによる等価粘性減衰の変化は小さく、変形がある程度大きい範囲 ( $\pm 1/60$  以上) では同程度。

以上を踏まえ、履歴曲線  $lp(x) \cdot lm(x)$  は、図 3.29 に示すように  $(-1,-1) \cdot (1,1)$  の区間で両者によって囲まれる消費エネルギーから求めた粘性減衰定数が剪断バネで 15%、回転バネで 10% となり、かつ  $y=-x$  に対称形をとるような、3 次関数とした。

表 3.6 各バネのループ毎の等価粘性減衰定数  
載荷実験 [錘あり]

	剪断バネ			回転バネ			
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部
$\pm 1/240$	20%	8%	17%	19%	14%	16%	12%
$\pm 1/120$	17%	20%	20%	19%	19%	20%	32%
$\pm 1/60$	11%	11%	14%	10%	10%	12%	10%
$\pm 1/40$	12%	13%	13%	9%	11%	10%	11%
$\pm 1/30$	12%	12%	13%	9%	9%	10%	8%

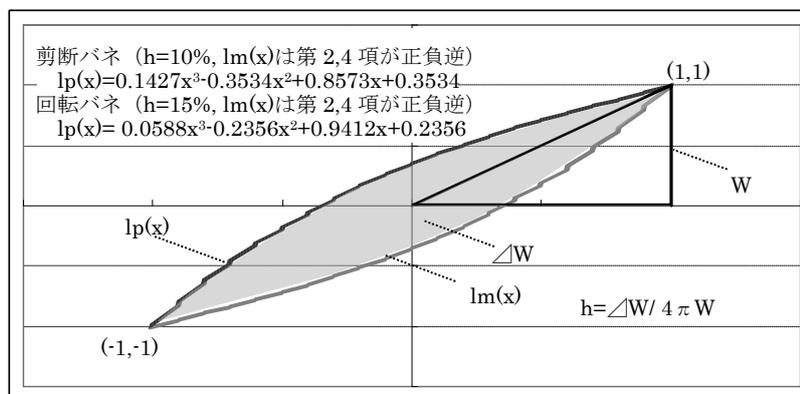


図 3.29 履歴曲線の決定方法

### 4.2.3 荷重変位関係の履歴則

各バネの荷重変位関係の履歴則は下記に示すようにモデル化した<sup>12)</sup>。以下、図 3.30 を用いて初載荷で正方向に進んだ場合について説明する。

- ①初載荷時、骨格曲線  $f(x)$  に従いメインカーブ A に入る。
- ②メインカーブで反転する場合、反転点 B を  $(Xb, Yb)$  とすると負側の履歴曲線  $lm(x)$  を X 方向に  $Xb$  倍、Y 方向に  $Yb$  倍した大ループ C に移る。
- ③大ループにおいてメインカーブにぶつかる場合はメインカーブに移行する。
- ④大ループで反転する場合、反転点 D とすると、D から B に向う小ループ E を考える。小ループは正側の履歴曲線  $lp(x)$  における  $(-1,-1) \cdot (1,1)$  を  $D \cdot B$  に対応するように倍率をかけ平行移動する。
- ⑤小ループで反転する場合、反転後も小ループとなる。反転点 F・H とすると、D に向う場合の小ループ G は負側の履歴曲線  $lm(x)$  における  $(-1,-1) \cdot (1,1)$  を  $D \cdot F$  に対応するように倍率をかけ平行移動し、B に向う場合の小ループ I は正側の履歴曲線  $lp(x)$  における  $(-1,-1) \cdot (1,1)$  を  $H \cdot B$  に対応するように倍率をかけ平行移動する。
- ⑥小ループにおいて大ループにぶつかる場合は大ループに、メインループにぶつかる場合はメインループ J に移行する。

### 4.2.4 建物下部の回転バネの浮き上り

建物下部の回転バネ ( $K_{ro}$ ) のみは建物全体が下部より浮き上りを生じる場合を考慮して、最大復元力に達すると復元力が増大しないモデルとした。また載荷実験では浮き上りを生じている範囲でも縁の部分に変形することでエネルギーを消費していた。これを再現するため浮き上りを生じた範囲では図 3.30-K のように完全弾塑性型の復元力が付加されるモデルとした。各条件における最大復元力を実験結果に基づき表 3.7 に示す値とし、縁の復元力は条件に関わらず 10N.m とした。

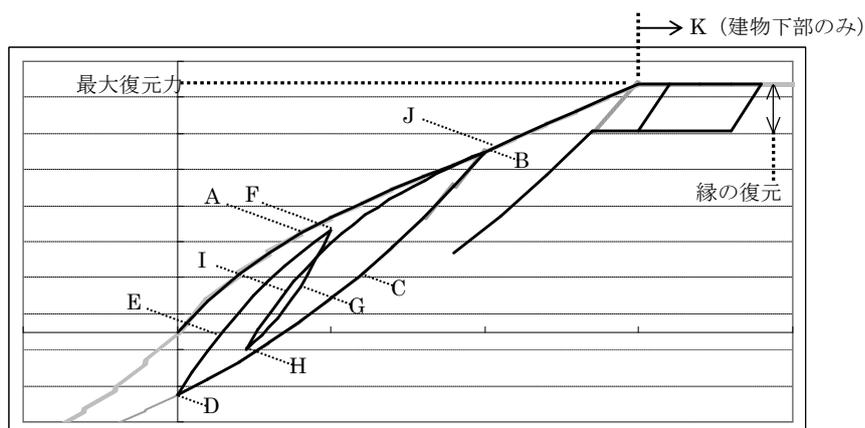


図 3.30 回転バネの復元力モデル

表 3.7 建物下部回転バネの最大復元力 数値単位：N.m

	錘あり	錘一部あり	錘なし
建物下部	400	140	46

#### 4.2.5 心柱および心柱と塔身の接合部

心柱は木材比重 0.5 ヤング係数  $900\text{KN/cm}^2$  とし、曲げ材を質点系モデルに置換した。相輪の重量は  $1/8$  を  $M_{s6}$ 、 $1/4$  を  $M_{s5}$ 、 $1/8$  を  $M_{s4}$ 、 $1/2$  を  $M_3$  に配分した。心柱と塔身は図 3.31 に示すように伏鉢と露盤を介して接合しており、両者には隙間がある。そこで接合部のバネ ( $K_H$ ) の復元力は図 3.32 に示すモデルとした。伏鉢と露盤の接合部の隙間は模型の形状に従い[錘あり]で  $3\text{mm}$ 、[錘一部あり]・[錘なし]で  $6\text{mm}$  とし、相輪重量の摩擦力の摩擦係数を  $0.35$ 、第 1 勾配と第 2 勾配の剛性は  $88\text{KN/m}$  とした。なお、摩擦係数と剛性は解析結果と実験結果が一致するよう試行錯誤して決定したが、剛性は値が多少変わっても解析結果に影響を与えないことが確認されている。

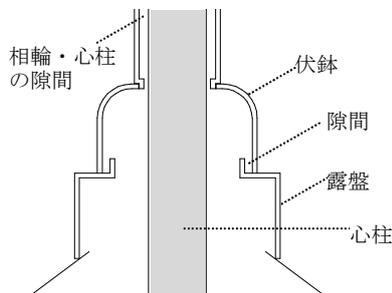


図 3.31 伏鉢・露盤の接合部

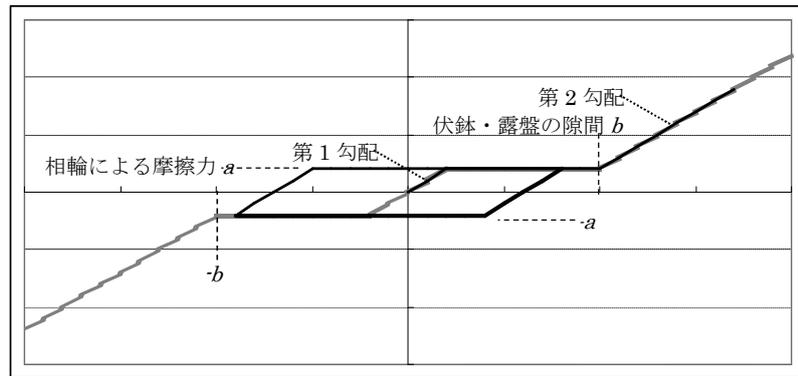


図 3.32 塔身・心柱接合部の復元力モデル

#### 4.3 各バネの変形の定義

第 2 章と同様に各層の剪断バネの変形を剪断変形、各層の回転バネの変形を曲げ変形、建物下部の回転バネの変形を建物の浮き上りと定義する。ただし曲げ変形の中には各小屋組の浮き上りを含み、建物の浮き上りには縁の変形を含む。また塔身と心柱の接合部の変形を心柱接合部変形と呼ぶこととする。

#### 4.4 数値解析の方法と手順

解析には衝撃加速度法を用いて、1 ステップごとに各バネの復元力を求め、次のステップの変形状態を算出していった。また塔身の  $P\Delta$  効果を考慮して解析を行った。解析サンプリング数は  $6325\text{Hz}(2000 \times \sqrt{10})$  とした。

解析は以下の手順で行った。

- ① 三層の水平変位が目標変位に達するまで塔身頂部に加える荷重を漸次増加させていき、目標変位に達すると釣り合い状態で振動が治まるまで三層の水平変位を一定に保つように荷重をかけた続ける。
- ② 載荷荷重を解放し解放後 4.7 秒間、自由振動させる。

剛性比例型を用いた減衰項の減衰定数は、①については振動が早く治まるように  $h=10\%$ 、②については  $h=0\%$  とした。考察は②の解析結果を対象に行ったが、すなわち考察対象となる振動の減衰は各バネの履歴消費エネルギーのみによる。

#### 4.5 1次固有振動数

各条件の1次固有振動数について、解析モデルの各バネの剛性を初期剛性とし求めると、[錘あり]で2.4Hz、[錘一部あり]で3.9Hz、[錘なし]で5.6Hzとなる。自由振動実験の結果で得られた小振幅における振動数は[錘あり]4Hz、[錘一部あり]5Hz、[錘なし]6Hzであり、解析モデルの振動数が実験結果よりもやや低い。

#### 4.6 解析結果の再現性の検証

数値解析より求めた時刻歴応答波形を図3.33～図3.35に示す。これらについて解析結果と実験結果を比較し、解析の再現性を検証した。波形形状・応答振動数・減衰性状ともに実験結果と良い対応を示し、解析結果の再現性が高いことが分る。

ただし、[錘あり]の場合、振幅が小さい範囲での塔身の振動数や相輪の減衰性状において解析結果と実験結果に差異が見られた。3節でも指摘した通り、どちらも塔身と相輪の衝突現象により影響を受けるので、解析ではこの衝突現象を決定する塔身と心柱の振動の位相関係が正確に再現できなかったと考えられる。また相輪は中の心木と外側の金物の間に隙間があり(図3.31)、測定は外側の金物で行っている。振幅が小さい範囲では金物と心木が独立して振動すると考えられ、これも解析結果と実験結果の違いが生まれた要因の一つと考えられる。

次に初層の剪断バネ・回転バネの荷重変位関係について、1/30からの自由振動の解析結果と載荷実験で比較した(図3.36・図3.37)。両者がほぼ一致していることから、自由振動の解析において復元力の履歴とそれに伴う消費エネルギーが精度良く評価できていると考えられる。

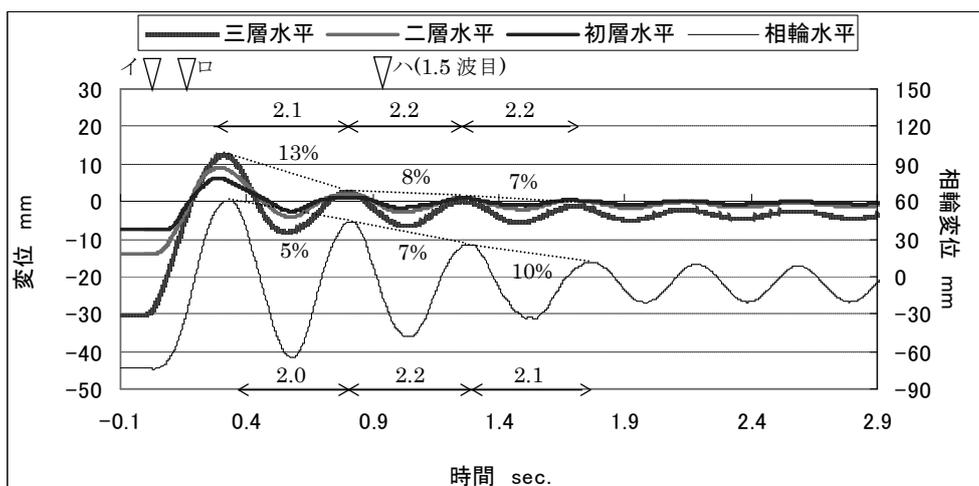


図 3.33 1/30 からの自由振動 ([錘あり] 解析結果)

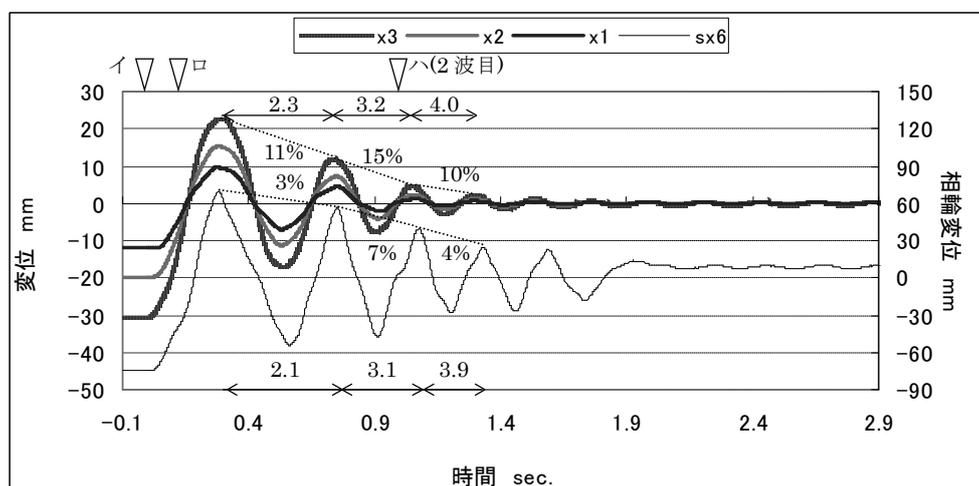


図 3.34 1/30 からの自由振動 ([錘一部あり] 解析結果)

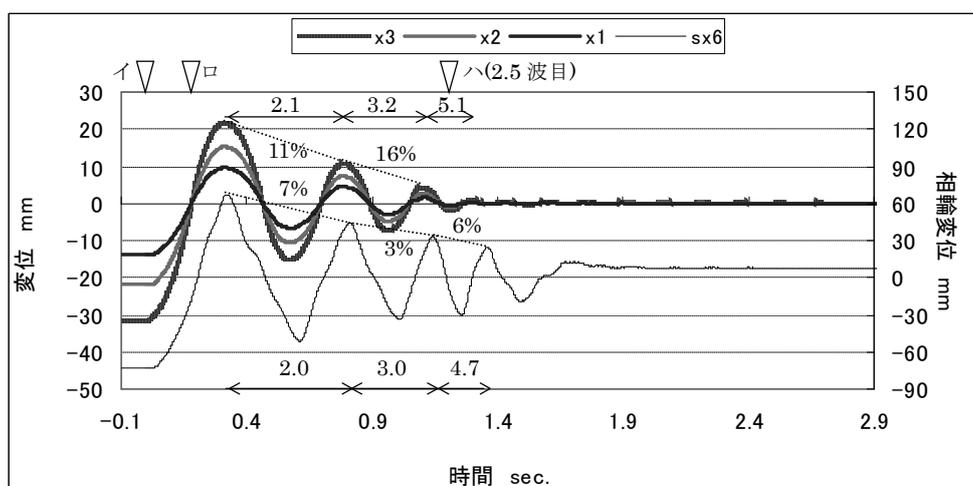


図 3.35 1/30 からの自由振動 ([錘なし] 解析結果)

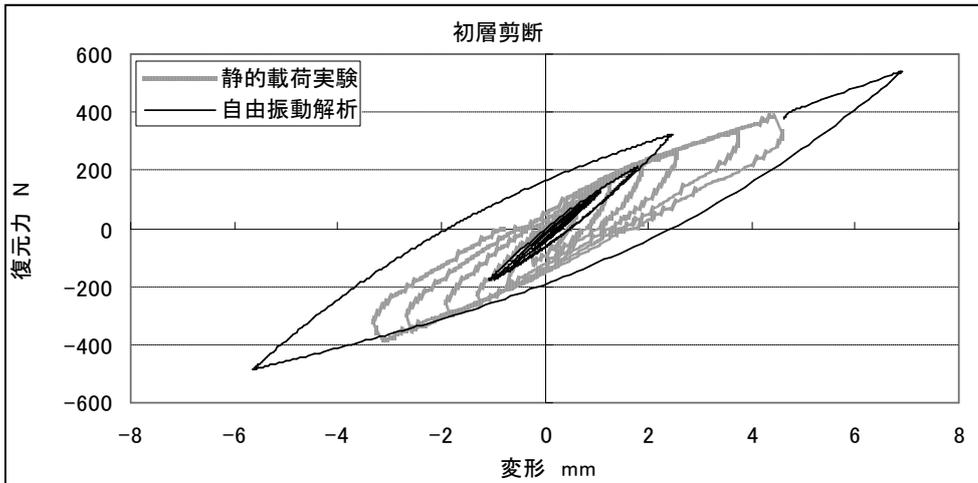


図 3.36 実験結果と解析結果の復元力特性の比較  
初層剪断バネ (【錘あり】)

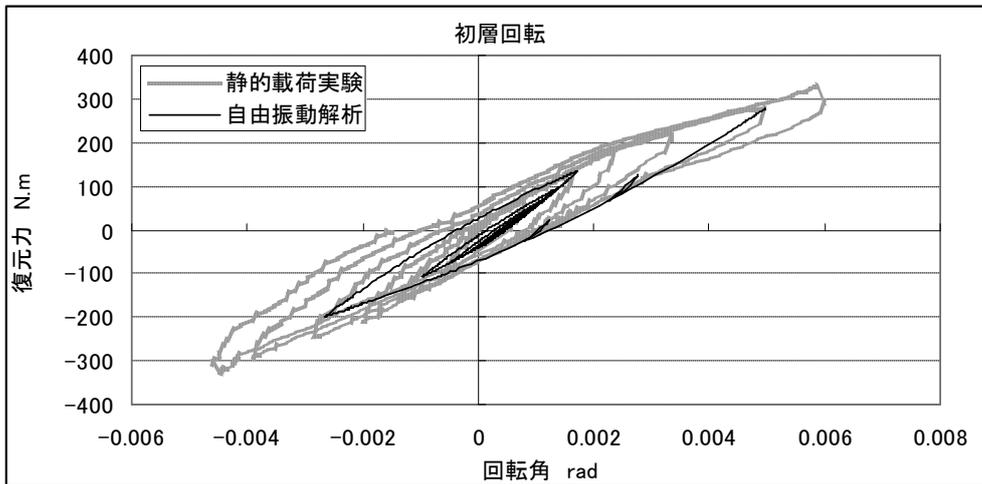


図 3.37 実験結果と解析結果の復元力特性の比較  
初層回転バネ (【錘あり】)

## 第5節 変位増大に伴う振動数低下の要因

### 5.1 応答振動数と振幅の関係

全実験に対する解析結果について、3.4と同様に振幅と応答振動数の関係を図化した(図3.36～図3.41)。解析結果は実験結果とほぼ同じ傾向を示しており、実験結果で見られた振幅増大に伴う振動数低下を再現できているといえる。ただし、[錘あり]の振幅1mm以下の振動数については、実験結果に比べ解析結果はやや低い。

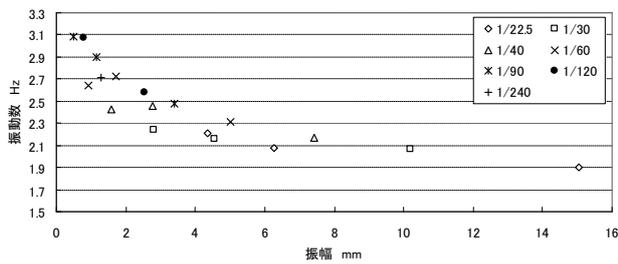


図 3.36 三層の振動数と振幅の関係  
[錘あり] 解析結果

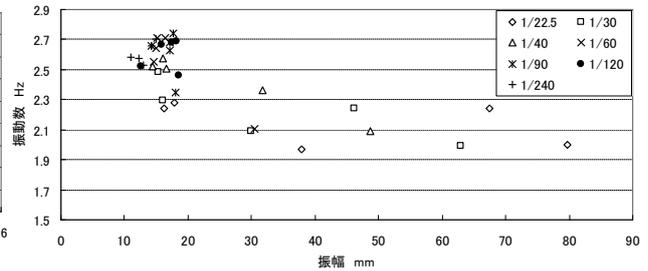


図 3.39 水煙の振動数と振幅の関係  
[錘あり] 解析結果

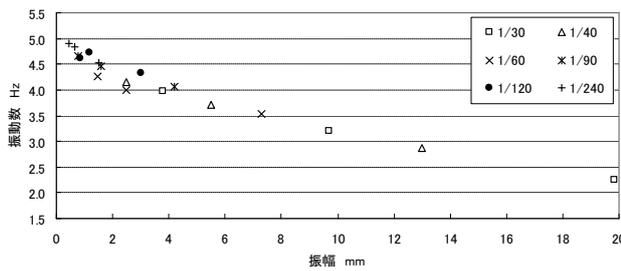


図 3.37 三層の振動数と振幅の関係  
[錘一部あり] 解析結果

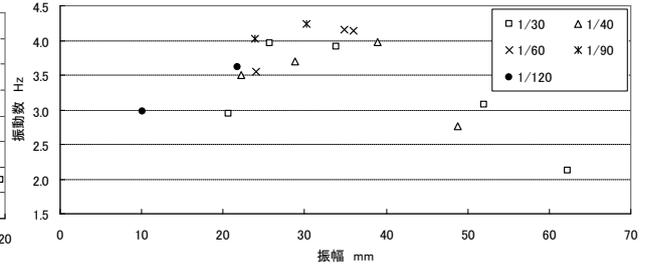


図 3.40 水煙の振動数と振幅の関係  
[錘一部あり] 解析結果

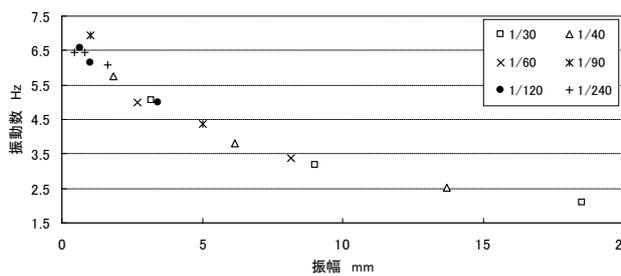


図 3.38 三層の振動数と振幅の関係  
[錘なし] 解析結果

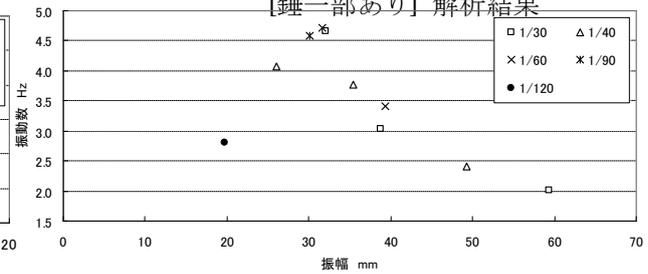


図 3.41 水煙の振動数と振幅の関係  
[錘なし] 解析結果

## 5.2 応答振動数低下と割線剛性低下の関係

[錘あり]の 1/30 からの自由振動について、応答振動数低下の要因について考察する。解析より得た荷重変位関係から最初の半周期における割線剛性を算出し (図 3.42・図 3.43)、この剛性の初期剛性に対する変化率を求めた (表 3.8)。建物下部の回転バネの剛性変化率が約 1 割と一番低く、塔身内部の剪断バネ・回転バネでは下層のものほど剛性変化率が低く、初層の剪断バネで約 5 割、初層の回転バネで約 6 割であった。

この割線剛性を用いて力学モデルの 1 次固有振動数を求めると 1.7Hz となる。これは初期剛性を用いて求めた 1 次固有振動数 2.3Hz に対し 0.74 倍に低下している。解析より得られた自由振動 (図 3.33) の最初の半周期から算出した振動数は、割線剛性に基づく 1 次固有振動数と一致する。すなわち、[錘あり]の 1/30 からの自由振動における振動数低下の要因は、主に建物下部の浮き上り、次いで塔身下層の剪断バネ・回転バネの剛性低下であることが分る。

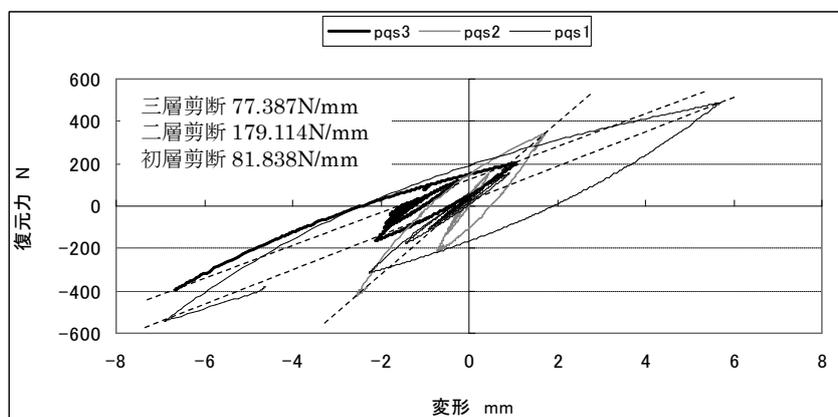


図 3.42 剪断バネの荷重変位関係 ([錘あり]1/30 解析結果)

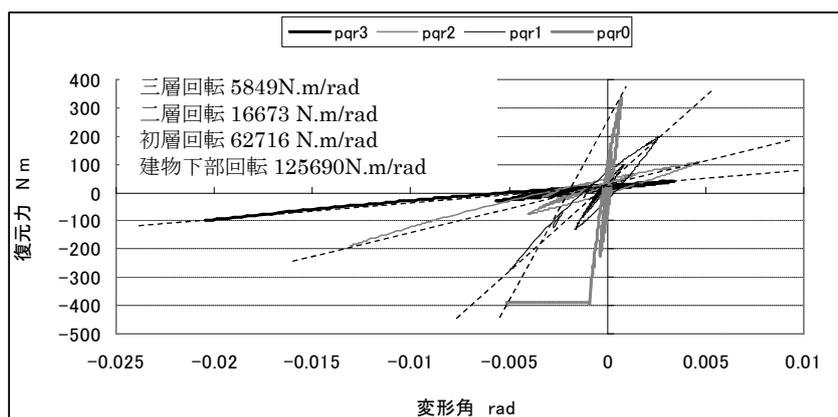


図 3.43 回転バネの荷重変位関係 ([錘あり]1/30 解析結果)

表 3.8 初期剛性と割線剛性の比較 ([錘あり]1/30 解析結果)

	剪断剛性 KN/m			回転剛性 KN.m/rad				固有振動数 Hz
	K3	K2	K1	K $\theta$ 3	K $\theta$ 2	K $\theta$ 1	K $\theta$ 0	
初期剛性	88.2	240.5	158.6	8.4	30.2	107.4	1167.3	2.3
割線剛性	77.4	179.1	81.8	5.8	16.7	62.7	125.7	1.7
低下率	0.88	0.74	0.52	0.70	0.55	0.58	0.11	0.74

### 5.3 重量条件が割線剛性・応答振動数に与える影響

各重量条件下の実験を再現した解析結果について、5.2のように初期剛性に対する割線剛性の低下率を求め振動数低下の要因を評価する。割線剛性と振動数の低下率を表 3.9～表 3.11 にまとめた。表を比較すると以下のことが分る。

- ①[錘あり]は下層ほど剛性低下率が大きく、1/30 では特に建物下部の回転剛性の低下率が大きい。
- ②[錘一部あり]は同様に下層ほど剛性低下率が大きい。1/60 以降では建物下部の回転剛性の低下率が著しく大きく、これに伴い振動数の低下率も大きくなる。
- ③[錘なし]では塔身の剛性低下率は小さく、建物下部の回転剛性の低下率のみ大きく、特に 1/120 以降は低下率が著しく大きい。振動数の低下率は他の条件に比べ大きい。

以上より規模の大きい三重塔では主に建物の浮き上りと塔身内部の剛性低下によって、規模の小さい三重塔は主に建物下部の浮き上りによって、振動数が低下することが分る。また、[錘あり]が再現する三重塔よりも規模の大きい塔や重量の大きい塔では、塔身内部の剛性低下が振動数低下の主要因となっていくことが推定できる。

表 3.9 各部の剛性と振動数の低下率 ([錘あり] 解析結果)

	剪断剛性			回転剛性				固有振動数
	K3	K2	K1	K $\theta$ 3	K $\theta$ 2	K $\theta$ 1	K $\theta$ 0	
1/240	1.27	1.04	0.87	1.08	1.06	1.03	0.90	1.00
1/120	1.22	0.97	0.76	0.97	0.98	0.96	0.74	0.96
1/90	1.20	0.94	0.70	0.91	0.92	0.91	0.62	0.91
1/60	1.13	0.88	0.60	0.81	0.82	0.82	0.44	0.87
1/40	1.01	0.80	0.53	0.73	0.66	0.69	0.40	0.83
1/30	0.88	0.74	0.52	0.70	0.55	0.58	0.11	0.74

表 3.10 各部の剛性と振動数の低下率 ([錘一部あり] 解析結果)

	剪断剛性			回転剛性				固有振動数
	K3	K2	K1	K $\theta$ 3	K $\theta$ 2	K $\theta$ 1	K $\theta$ 0	
1/240	1.14	1.08	0.92	1.05	0.99	0.98	0.71	1.00
1/120	1.12	1.02	0.85	0.95	0.88	0.88	0.41	0.92
1/90	1.03	0.94	0.83	0.88	0.81	0.81	0.18	0.85
1/60	0.97	0.88	0.76	1.05	1.34	1.06	0.036	0.62
1/40	0.93	0.87	0.72	0.82	0.74	0.76	0.024	0.54
1/30	0.95	0.87	0.72	0.82	0.76	0.79	0.015	0.44

表 3.11 各部の剛性と振動数の低下率 ([錘なし] 解析結果)

	剪断剛性			回転剛性				固有振動数
	K3	K2	K1	K $\theta$ 3	K $\theta$ 2	K $\theta$ 1	K $\theta$ 0	
1/240	1.15	1.11	1.05	1.07	0.99	0.98	0.36	0.89
1/120	0.99	0.98	0.92	1.00	0.92	0.90	0.10	0.63
1/90	1.02	0.99	0.92	1.02	0.92	0.91	0.064	0.54
1/60	0.98	0.95	0.95	0.84	0.89	0.92	0.037	0.43
1/40	0.98	0.97	0.94	0.97	0.92	0.93	0.024	0.34
1/30	0.99	0.96	0.94	0.93	0.90	0.93	0.016	0.29

## 第6節 エネルギー応答

### 6.1 各エネルギーの定義

強制変位を与えた状態から自由振動させた場合のエネルギー応答について、エネルギーの釣り合い式をたてると式 3.5 のようになる。

$$\frac{1}{2}[M]\{\dot{\mathbf{X}}\}\{\dot{\mathbf{X}}\}^{-1} + \int\{Q\}\{\dot{\mathbf{X}}\}^{-1} dt + \int[C]\{\dot{\mathbf{X}}\}\{\dot{\mathbf{X}}\}^{-1} dt + \int\{P\Delta\}\{\dot{\mathbf{X}}\}^{-1} dt$$

$$= \int\{P\}\{\dot{\mathbf{X}}\}^{-1} dt \quad \text{L 式3.5}$$

$\{\dot{\mathbf{X}}\}$ : 速度ベクトル

$[M]$ : 質量・回転慣性マトリクス

$\{Q\}$ : 復元力ベクトル

$[C]$ : 減衰マトリクス

$\{P\Delta\}$ :  $P\Delta$ 効果ベクトル

$\{P\}$ : 外力ベクトル

ここで左辺・右辺の各項を式 3.6 のように表す。

$$E(t) + V(t) + D(t) + M(t) = L(t) \quad \text{L 式3.6}$$

$T(t)$ : 運動エネルギー

$V(t)$ : 内部エネルギー

$D(t)$ : 粘性減衰エネルギー

$M(t)$ :  $P\Delta$ 効果エネルギー

$L(t)$ : 入力エネルギー

上述のように  $V$  はポテンシャルエネルギーと履歴消費エネルギーの和であるが、本報ではこれらを合わせた場合には内部エネルギーと呼ぶこととする。 $V$  は式 3.7 より求められる。

$$V(t) = \int\{Q\}\{\dot{\mathbf{X}}\} dt = \int\{q\}\{d\dot{\mathbf{X}}\} dt$$

$$= \sum_{i=1}^3 \int q_{si} \cdot d\dot{\mathbf{X}}_{si} dt + \sum_{i=1}^3 \int q_{ri} \cdot d\dot{\mathbf{X}}_{ri} dt + \int q_{r0} \cdot d\dot{\mathbf{X}}_{r0} dt + \int q_{rf} \cdot d\dot{\mathbf{X}}_{rf} dt + etc$$

$$= V_s(t) + V_r(t) + V_{r0}(t) + V_{rf}(t) + V_{etc}(t) \quad \text{L 式3.7}$$

$q_{si}, d\dot{\mathbf{X}}_{si}$ : 各層の剪断バネの復元力と層間変位の速度 ( $i=1\sim3$ )

$q_{ri}, d\dot{\mathbf{X}}_{ri}$ : 各層の回転バネの復元力と層間回転角の速度 ( $i=1\sim3$ )

$q_{r0}, d\dot{\mathbf{X}}_{r0}$ : 建物下部の回転バネの復元力と層間回転角の速度

$q_{rf}, d\dot{\mathbf{X}}_{rf}$ : 塔身・心柱接合部の復元力と変位の速度

$V_{etc}$  には心柱のポテンシャルエネルギーであるが、ここで考察対象とするのは主に振動開始後 2.5 周期目までであり、この範囲では心柱のポテンシャルエネルギーは他に対して小さいので、ここでは無視する。 $V$  は塔身の剪断変形・塔身の曲げ変形・建物の浮き上り・心柱接合部の変形の 4 箇所の内部エネルギーの和と捉えることができる。

解放前までの載荷状態は振動が小さいため  $V$  のうち履歴消費エネルギーがほぼ 0 である。よ

って解放前の  $V$  は塔に蓄えられたポテンシャルエネルギーに相当する。また解放後の自由振動では等価粘性減衰定数  $h=0\%$  としたため  $D$  が 0 であり、外力もないので  $L$  も 0 である。

## 6.2 各エネルギーの時刻歴応答

[錘あり]の 1/30 からの自由振動についてエネルギーの時刻歴応答を図 3.44～図 3.46 に示す。また各エネルギーの内訳を図 3.47 に示した。張力解放前(図 3.44-イ)は、塔内部にポテンシャルエネルギーが 8.9J (図 3.44-A) 蓄えられ、その内訳は前報でも述べた通り、剪断変形によるものが 36%、曲げ変形によるものが 42%、建物下部の浮き上りによるものが 21%、心柱との接合部の変形によるものが 1%である。また P $\Delta$ 効果によるエネルギーが-0.9 J (図 3.44-B) となっており、実質的に塔にはこれらを合わせた 8.0 J が蓄えられていることとなる。

荷重を解放すると自由振動を開始する。1/4 周期経過した時点(図 3.44-ロ)でポテンシャルエネルギーから約半分の 4.7 J (図 3.44-C)、P $\Delta$ 効果によるエネルギーから-0.9 J が解放され、両者を合わせ運動エネルギーが 3.8 J (図 3.44-D) となる(以下、最大運動エネルギーとよぶ)。ポテンシャルエネルギーから解放されたエネルギーの内訳は剪断変形によるものが 21%、曲げ変形によるものが 42%、建物下部の浮き上りによるものが 37%である。図より浮き上りに関しては蓄積エネルギーのほぼ全てが解放されている。

運動エネルギーが最大となった時点から 1.5 波目(図 3.44-ハ)では振動がだいぶ治まり、運動エネルギーは履歴消費エネルギーへと変換されている。1.5 波目までに履歴消費したエネルギーは最大運動エネルギーの 9 割に相当する 3.5 J (図 3.44-E) で、その内訳は剪断変形によるものが 73%、曲げ変形によるものが 18%、建物下部の浮き上りによるものが 3%、心柱との接合部の変形によるものが 5%である。

次に波数と履歴消費エネルギーの関係について見てみると(表 3.12)、ロから 0.5 周期目まで、0.5 から 1 周期目まで、1 から 1.5 周期目で消費されるエネルギー(図 3.44- $E_1$ ,  $E_2$ ,  $E_3$ )、最大運動エネルギーに対し 64%・22%・4%となっており、 $E_1$  が大きいことが分る。 $E_1$  の内訳をみると、初層の剪断バネによるエネルギーが半分以上を占めている。これは図 3.42 に示した自由振動時の荷重変位関係から分るとおり、振動開始直後に他層の層間変形が減少し始めるのに対し、初層の剪断変形は増加してから減少を開始する。これにより 1 周期目で他層よりも大きなループを描くことでエネルギーを大きく消費することとなる。

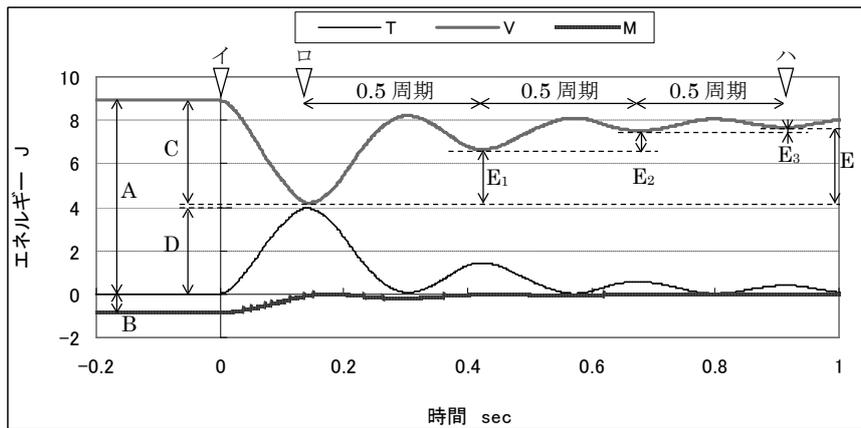


図 3.44 各エネルギーの時刻歴応答  
([鍾あり] 1/30)

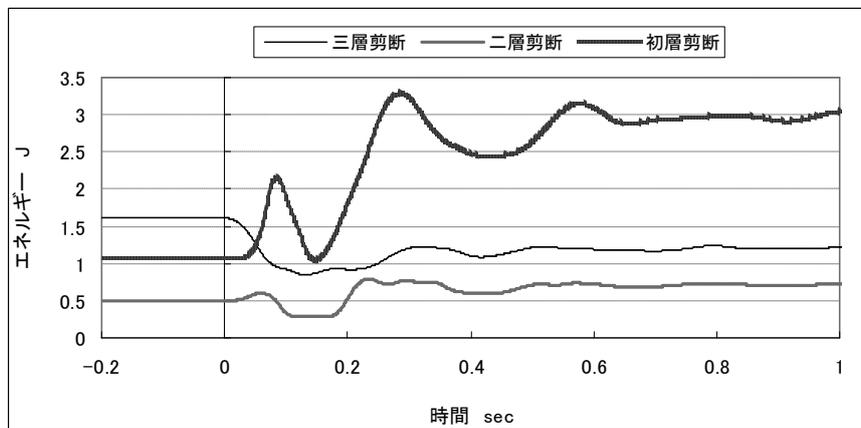


図 3.45 剪断バネの内部エネルギーの時刻歴応答  
([鍾あり] 1/30)

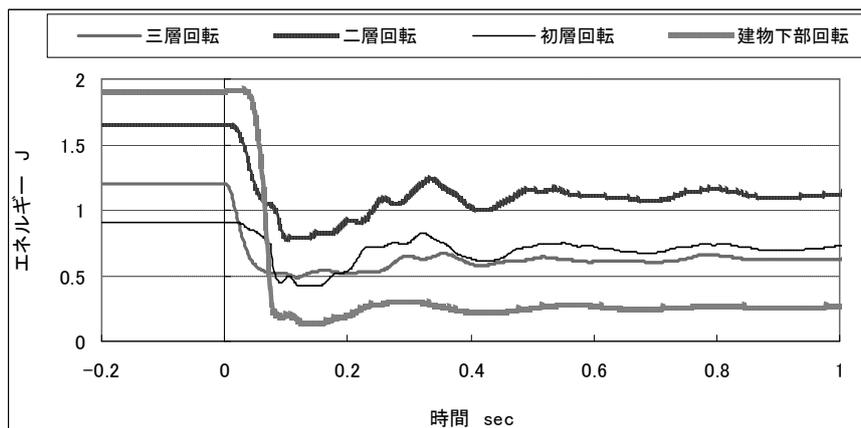


図 3.46 回転バネの内部エネルギーの時刻歴応答  
([鍾あり] 1/30)

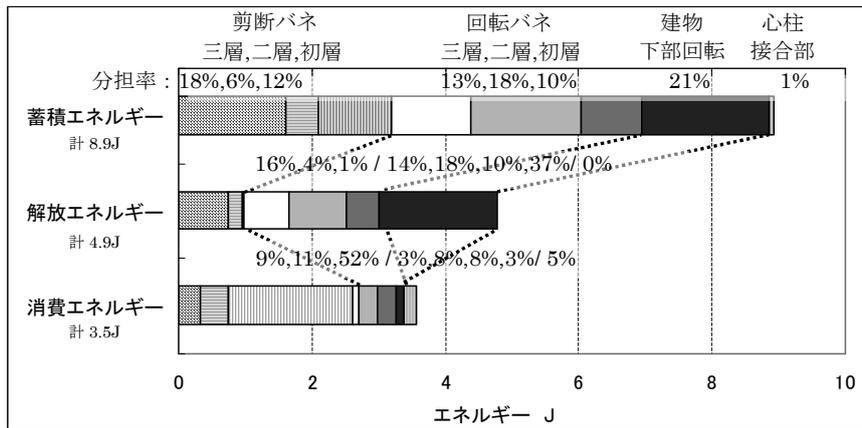


図 3.47 各エネルギーの内訳 ([錘あり] 1/30)

表 3.12 波数と消費エネルギーの関係 ([錘あり] 1/30)

波数 i	割合 E <sub>i</sub> /E	割合 Σ E <sub>i</sub> /E	剪断			回転			建物下部 回転	心柱 接合部
			三層	二層	初層	三層	二層	初層		
E <sub>1</sub>	64%	64%	9%	12%	55%	2%	8%	8%	3%	2%
E <sub>2</sub>	22%	86%	9%	10%	50%	3%	9%	7%	3%	8%
E <sub>3</sub>	4%	90%	11%	9%	15%	6%	10%	9%	4%	36%

### 6.3 重量条件がエネルギー応答に与える影響

各条件の自由振動のエネルギー応答について同様に求め、結果を比較した。最大運動エネルギーに対する消費エネルギーの大きさは、[錘あり]では1.5周期目、[錘一部あり]では2周期目、[錘なし]では2.5周期目で約9割となるので、そこまでを考察対象とした。E<sub>1</sub>~E<sub>5</sub>は2.5周期目までを対象に5-1と同様に定義した。[錘なし]の1/90以下からの自由振動では、2周期目以降で内部エネルギーの波形が乱れるので1.5周期目までを考察対象としたが、1.5周期目でも最大運動エネルギーの8~9割を消費している。

[錘一部あり]・[錘なし]の1/30からの自由振動について各エネルギーの内訳について図3.48・図3.49、表3.13・表3.14で比較すると、以下のことが分る。

蓄積エネルギーについては、

- ①重量が軽いと建物下部の浮き上がりが占める割合が大きく、[錘一部あり]で8割、[錘なし]で9割となるが、これに伴い蓄積エネルギーに対する解放エネルギーの割合が増大し、[錘一部あり]、[錘なし]では約8割となっている。
- ②重量が重いと蓄積エネルギーのうち剪断変形と曲げ変形の占める割合、すなわち塔身内部に蓄えられるエネルギーの割合が大きく、この場合には蓄積エネルギーに対する解放エネルギーの割合が小さく、前述の通り約5割である。

これは後者の場合、蓄積エネルギーを解放するまでの間に塔身内部で履歴消費されるエネルギーが大きいためである。

消費エネルギーについては、

③剪断変形の占める割合は重量が重いほど大きい。

④曲げ変形の占める割合は[錘一部あり]が一番大きく、[錘なし]がもっとも小さい。

これは、重量が軽くなることにより回転剛性が低下し、塔身の変形のうち曲げ変形が占める割合が増え、曲げ変形による消費エネルギーの割合が増大したことによると考えられる。[錘なし]は浮き上りに伴う影響が大きく、上記の傾向は見られなかった。また、

⑤消費エネルギーのうち建物下部の浮き上がりが占める割合は重量が軽いほど大きく、[錘一部あり]で2割、[錘なし]で6割となる。

これは、重量が軽くなり、浮き上がりが増大し塔身内部の変形が小さくなったことにより、塔身内部の消費エネルギーが減少した。これに伴い相対的に縁による復元力が大きくなったこと、さらに浮き上がりが大きいことにより縁の変形が増大し消費エネルギーが上昇したことによる。

以上のことは塔の規模によって蓄積エネルギーや消費エネルギーの持つ特性が大きく異なることを示唆している。

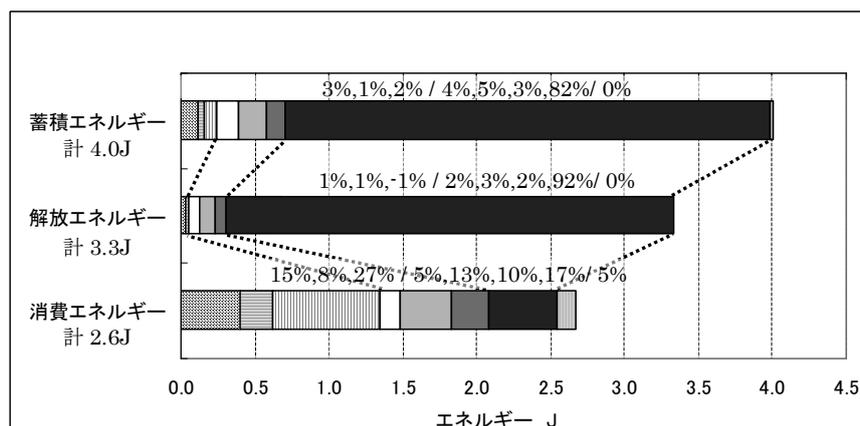


図 3.48 各エネルギーの内訳 ([錘一部あり] 1/30)

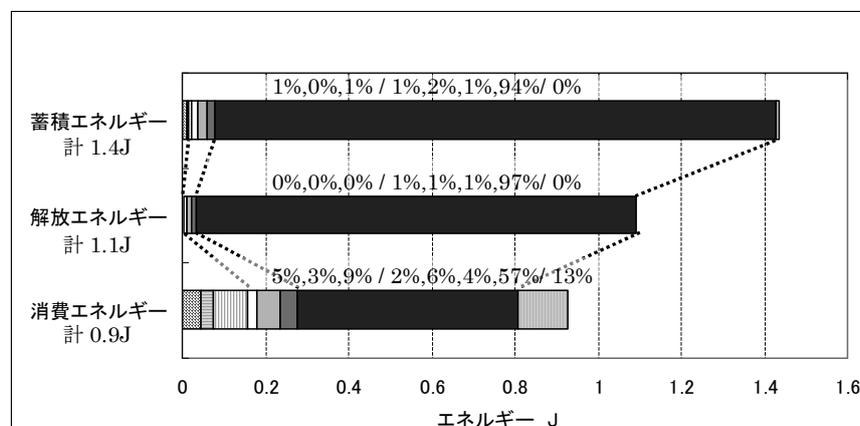


図 3.49 各エネルギーの内訳 ([錘なし] 1/30)

表 3.13 波数と消費エネルギーの関係（[錘一部あり]）

波数 $i$	割合 $E_i/E$	割合 $\Sigma E_i/E$	剪断			回転			建物下部 回転	心柱 接合部
			三層	二層	初層	三層	二層	初層		
$E_1$	27%	27%	11%	7%	30%	5%	12%	8%	24%	6%
$E_2$	23%	50%	14%	9%	26%	5%	13%	10%	19%	4%
$E_3$	21%	70%	19%	8%	29%	4%	14%	10%	14%	4%
$E_4$	15%	86%	20%	10%	21%	6%	16%	13%	10%	4%

表 3.14 波数と消費エネルギーの関係（[錘なし] 1/30）

波数 $i$	割合 $E_i/E$	割合 $\Sigma E_i/E$	剪断			回転			建物下部 回転	心柱 接合部
			三層	二層	初層	三層	二層	初層		
$E_1$	30%	30%	5%	2%	7%	2%	5%	3%	70%	11%
$E_2$	21%	51%	4%	2%	9%	2%	6%	4%	68%	8%
$E_3$	16%	67%	5%	4%	11%	3%	7%	5%	57%	13%
$E_4$	13%	80%	6%	4%	15%	3%	8%	6%	52%	18%
$E_5$	10%	90%	8%	6%	8%	3%	11%	9%	28%	27%

#### 6.4 振幅増大がエネルギー応答に与える影響

各条件で強制変位の大きさにより、エネルギーの分担率がどのように変化するかについて、図 3.50～図 3.55 にまとめた。図より以下のことが分る。

[錘あり]（図 3.50・図 3.53）について見てみると、

①蓄積エネルギーの分担率は、浮き上りの占める割合が 1/30 の時のみ大きくなるが、それ以外は蓄積エネルギー、消費エネルギーともにその分担率はほとんど変化しない。

[錘一部あり]（図 3.51・図 3.54）について見てみると、

②蓄積エネルギーの分担率は、浮き上りの占める割合が強制変位の増大に伴い増加し、同時に剪断変形と曲げ変形の占める割合が低下する。分担率の変化は 1/120～1/40 で大きい。

③これに対し、消費エネルギーの分担率はあまり変化がなく、浮き上りの占める割合が 1/40 以降やや増加する。

[錘なし]（図 3.52・図 3.55）について見てみると、

④蓄積エネルギーの分担率は[錘一部あり]と同様の傾向があり、その変化は 1/240～1/120 で大きい。

⑤消費エネルギーの分担率も、強制変位の増大に伴い、剪断変形と曲げ変形の占める割合が低下し、浮き上りのそれが増大する。

以上より、振幅が変化することで塔の蓄積エネルギーや消費エネルギーの特性は変化するが、その変化の傾向は塔の規模によって異なると考えられる。

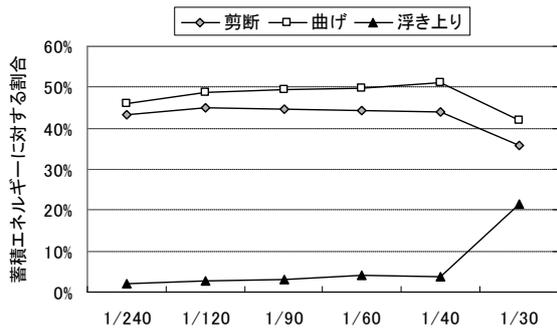


図 3.50 蓄積エネルギーの内訳 (〔錘あり〕)

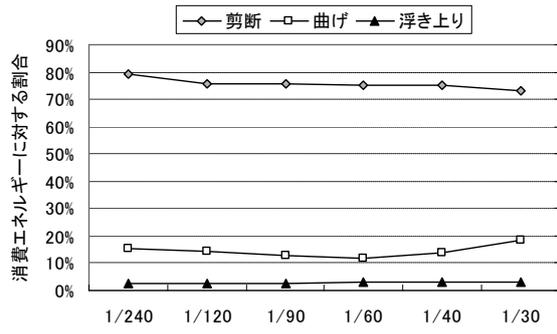


図 3.53 消費エネルギーの内訳 (〔錘あり〕)

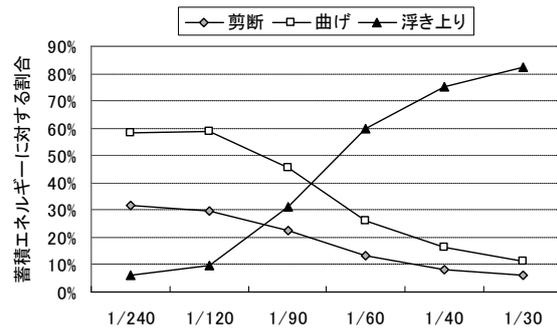


図 3.51 蓄積エネルギーの内訳 (〔錘一部あり〕)

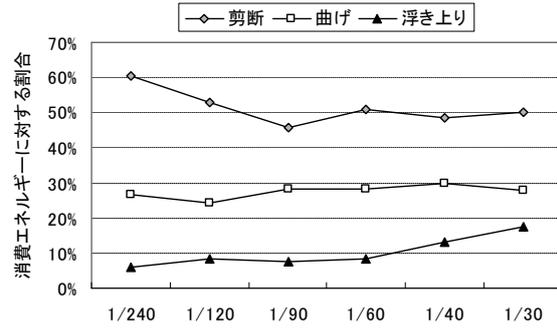


図 3.54 消費エネルギーの内訳 (〔錘一部あり〕)

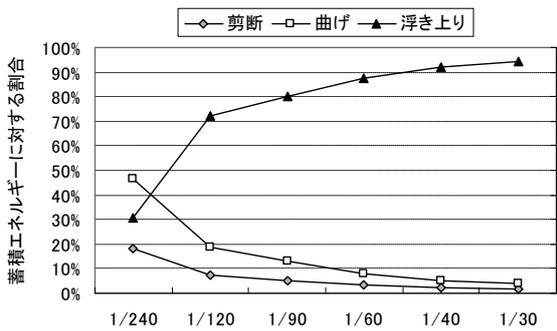


図 3.52 蓄積エネルギーの内訳 (〔錘なし〕)

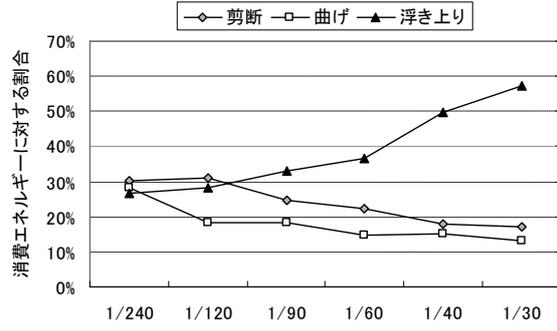


図 3.55 消費エネルギーの内訳 (〔錘なし〕)

## 第7節 小結

本章では、三重塔の縮小模型を用いて3種類の重量条件下で自由振動実験を実施し、また自由振動を非線形解析によって再現した。実験・解析を通して、以下の結果を得た。実験、考察を通して以下の結論を得た。

- ①どの規模の三重塔も振幅の増大に伴い応答振動数が低下するが、その変化率は規模が小さい三重塔の方が顕著である。
- ②頂部を載荷した状態からの自由振動において三重塔の見かけ上の減衰定数は概ね10%以上であった。
- ③振幅が小さい範囲では心柱が塔身と衝突することによって、心柱から塔身に運動エネルギーが移動することがある。
- ④相輪部分は重量が大きい場合、著しいホイッピング（鞭振り）現象を生じる。
- ⑤縮小模型の実験結果から相似則に基づき実大の三重塔の振動数を求めたところ、既往の振動観測の結果と良好な対応関係が認められた。
- ⑥載荷実験の結果に基づき三重塔の力学モデルを作成し、非線形解析によって自由振動実験を再現したところ、解析結果と実験結果には良好な対応関係が認められた。
- ⑦解析結果によれば、振幅増大に伴う応答振動数の低下の要因は、規模が大きい三重塔の場合には塔身内部の剪断バネ・回転バネの割線剛性の低下で、特に剪断バネ・回転バネともに初層の剛性の低下が大きく、規模が小さい三重塔の場合には建物下部の浮き上りに伴う建物下部の回転バネの割線剛性の低下による。
- ⑧規模が大きいほどエネルギーの消費される割合は大きく、強制変位を解放した直後の運動エネルギーのうち約9割を自由振動の1.5～2.5周期目までに消費する。
- ⑨消費エネルギーのほとんどは各バネの履歴消費エネルギーであり、その内訳は規模が大きい三重塔の場合では各層の剪断バネの割合が大きく、特に初層のそれが大きい。規模が小さい三重塔で浮き上りを大きく生じる場合には、初層の縁の変形による履歴消費エネルギーが増大することで建物下部の回転バネの割合が大きくなる。

## 第3章注

- 1) 亀田弘行：強震地震動の非定常パワー・スペクトル算出法に関する一考察、「土木学会論文報告集」,No.235,PP.55-62,1975.3

亀田の非定常パワー・スペクトルは線形1自由系の応答が狭帯域のバンドパスフィルターの特性を有することに着目し提案されたものである。線形1自由系の振動方程式を計算し、運動エネルギーとポテンシャルエネルギーの和を求め、X軸に振動数、Y軸に時刻、Z軸にエネルギー

一の和をとり図化したものである。解析には線形加速度法を用い、粘性減衰定数を 20%として計算した。

- 2) 大山瑞穂、藤田香織：伝統的木造五重塔の振動特性 その1 歴史地震による被災状況、『日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）』,pp.249-250,2002年8月
- 3) 大森房吉：五重塔の振動に就きて、『建築雑誌』,Vol.35,No.417号,pp.219-226,1921.1
- 4) 『奈良六大寺大観 第六巻 薬師寺 全』（岩波書店、1970年）解説 p.29
- 5) 第6章で詳述する。
- 6) 『奈良六大寺大観 第一巻 法起寺・法輪寺・中宮寺』（岩波書店、1997年）解説 p.15
- 7) 京都府教育庁文化財保護課：『国宝建造物醍醐寺五重塔修理工事報告書』,p.2,1960
- 8) 波形のピークが読み取れない場合は考察対象から除外した。
- 9) 8)と同じ。
- 10) 大森房吉「五重塔の振動に就きて」『建築雑誌』、第35巻第415号、大正10年、pp. 219-226、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、1988年12月、pp. 91-110、金多潔・西澤英和「歴史的建造物の振動観測(木造層塔と煉瓦造建築の常時微動観測)」『都市耐震センター研究報告』、第8号、1994年、pp83-101、大場新太郎・木下顕宏「木造多層塔の振動特性」『日本建築学会構造系論文集』、第559号、2002年9月、pp. 47-54、内田昭人・河合直人・前川秀幸「伝統的木造建築の振動特性 その2. 法隆寺五重塔の常時微動測定」『日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）』、1996年9月、pp. 171-172 や登板弾行・松留慎一郎・他「伝統的木造建築の振動特性 その11. 旧寛永寺五重塔の振動実験」『日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）』、2003年9月、pp. 467-468、登板弾行・松留慎一郎・他「伝統的木造建築の振動特性 その12. 日光東照宮五重塔の振動実験」『日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）』、2004年8月、pp. 245-246、内田昭人・前川秀幸・他「伝統的木造建築の振動特性 その13. 最勝院五重塔の振動実験」『日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）』、2005年9月、pp. 491-492、前川秀幸・河合直人・他「伝統的木造建築の振動特性 その14. 中山法華経寺五重塔の振動実験」『日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）』、2006年9月、pp. 467-468、藤田香織・腰原幹雄・坂本功「伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その2 池上本門寺五重塔の微動測定」『日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）』、2002年8月、pp. 251-252、藤田香織・花里利一・坂本功「伝統的木造五重塔の振動特性に関する研究 その3 津観音五重塔の地震観測」『日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）』、2003年9月、pp. 465-466、上記の測定結果をもとに図を作成した。同一の塔について複数の観測データが公表されている場合には、時代とともに測定精度が向上していると判断し、最も新しいデータを採用した。
- 11) 大場新太郎・木下顕宏：木造多層塔の振動特性、『日本建築学会構造系論文集』,第559号,pp47-54,2002年9月
- 12) 山田憲明「2方向の地震力を受ける立体架構の動的応答解析（伝統的木構造の地震応答解析）」、京都大学1996年度卒業論文、1997

## 第4章

### 木造三重塔の模型実験に基づく軒の振動に関する考察

## 第1節 序

木造層塔は過去に地震によって倒壊したという記録は少ないが、地震被害に関する記録は多く残っている。被害記録には、第3章 3.2でも指摘したような相輪部分の損傷に関する記録の他、瓦の飛散や軒の折損等の軒部分の損傷に関する記録も多い。

例えば、醍醐寺五重塔は天正13年（1586）の地震で五層目の軒先が被災、地震数日後に五層西面軒が落下し下層の軒先を次々と落としたことが記録に残っている<sup>1)</sup>。また地震被害かどうかは分からないが同建物では昭和29～35年の修理で4層の地垂木が丸桁位置で、初層尾垂木が側柱位置よりやや内側で折損していたことが確認されている<sup>2)</sup>。現存しないが法勝寺八角九重塔は元暦二年（1185）に京都を襲った地震で相輪が折れ、屋根が全て落ちてしまった<sup>3)</sup>。同じく現存しないが元興寺五重塔は安政元年（1854）の安政奈良地震で五重の屋根が落ちた<sup>4)</sup>。

被害記録に散見される屋根が落ちたという表現は垂木の折損による軒の落下もしくは瓦の飛散が考えられるが、どちらにおいても軒先に大きな衝撃が加わった可能性が高い。

また、明治期に開始される文化財修理事業が行われる以前は、奈良の層塔を含む古社寺建造物の軒の垂下が大きく、多くの建物に軒支柱が多く入れられていた<sup>5)</sup>。軒の垂下に要因は従来、経年による木材のクリープ現象であると説明されてきたが<sup>6)</sup>、上記のような観点からみると、幕末に奈良を襲った地震による被害とも考えることができる。

以上を踏まえ、本章では木造層塔の軒の地震被害について明らかにするために、模型実験と数値解析を行い、地震時に軒先に加わる衝撃の大きさについて考察した。

## 第2節 実験概要

### 2.1 試験体

実験は第2章と同様に、実物同様に精巧に製作された縮尺1/10の三重塔の模型（図2.3・写真2.1）を用いて、3種類の重量条件下（表2.2）で行った。

### 2.2 軒先の打突実験

軒先の振動特性を調べるために、[錘あり]の試験体の各層の軒先をゴムハンマーで一回叩き、直後の軒先の振動を測定した（写真4.1）。それぞれの場合で3回ずつ実験を行ったが、3回の実験結果は再現性の高いものであったので、本章ではそのうち1回分のデータを対象に考察を行う。測定は第3章と同様に加速度計を設置し（図3.2）行った。サンプリングは2000Hz・測定時間は打突直前から約8秒間とした。

## 2.3 自由振動実験

第3章と同様に自由振動実験を行った（図3.1・図3.2）。本章では得られた測定結果のうち、特に軒先の上下方向の振動について着目し考察を行う。

## 2.4 数値解析

第3章で作成した力学モデル（図3.26）を用いて数値解析を行い、実験結果を再現した。積分法は衝撃加速度法、サンプリングは6325Hz（ $2000 \times \sqrt{10}$ Hz）とした。

各バネの想定される変形は、軒打突実験で小さく、自由振動実験で大きい。そこで前者には線形解析、後者に対しては非線形解析を用いた。非線形解析は第3章と同様に行った。線形解析は各バネの剛性を初期剛性とし、モーダルアナリシスによって行った。モーダルアナリシスにおける各次の振動の減衰定数は一律5%とした。

なお、本章では軒先の振動に着目し考察を行うが、軒先の振動に対し心柱が与える影響は小さいと考えられる。そこで考察を単純化するために塔身のみのモデルで解析を行った。

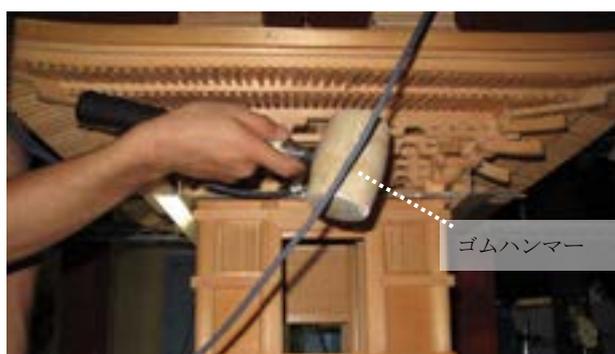


写真 4.1 初層の軒先を打突する様子

## 第3節 軒先の打突実験

### 3.1 時刻歴波形の特徴

[錘あり]の試験体に対し、軒先を打突した時の各層の軒先の上下加速度の時刻歴波形を図4.1～4.3に示す。これらの波形からは以下の2種類の振動を読み取ることができる。

- ①衝撃直後に打突した層の軒で60～125Hzの振動が見られる(表4.1)。この振動は後続の波に比べ振動数が高く減衰が大きいため、0.05～0.1秒間で消滅する。
- ②この振動に続いて7～34Hzの振動が見られる(表4.2)。この波は上述の波に比べ振動数が低く減衰が小さいため継続時間が長い。この振動は図4.4に示すように対辺の軒で逆位相となっている。また打突した層以外の層でもこの振動が見られるが、振動数は層毎に異なり、打突する層によっても変化する(表4.2)。上層を打突した場合の方が振動数は低い傾向がある。

どちらの振動も、第3章で述べた自由振動における水平方向の変位波形の振動数(3Hz程度)よりも高いが、前者は軒自体の振動もしくは軒に積載した錘の振動、後者が小屋組の回転に伴う軒の振動(以下、“軒の振動”と呼ぶ)であると推定される。本章では後者に着目し考察を行う。

### 3.2 解析結果との比較

モーダルアナリシスによって実験を再現した結果を図4.5～図4.7に示す。解析では軒打突を再現した外力として振幅27.5N・m振動数80Hzの半周期の正弦波を、打突した層の回転バネに入力した。この値は解析結果と実験結果が比較的一致するように試行錯誤を行い決定したが、27.5N・mのモーメントを回転バネに加えることは軒先を78Nで上下方向に載荷することに相当する。実験結果・解析結果を比較することで以下の点が指摘できる。

- ①解析結果の波形には、実験結果で見られた打突直後の高い振動数の振動は再現されていないが、軒の振動がほぼ同じ振動数の振動として再現されている。
- ②下層を打突するほど振動数が高くなる傾向も解析結果と実験結果で一致している。

### 3.3 軒の振動と振動モードの関係

解析に用いた力学モデルの固有振動数・固有振動モードを図4.8に示す。各次の固有振動数・振動モードと図4.5～図4.7の波形を比較すると以下の点が指摘できる。

- ①三層を打突した場合は3次、二層を打突した場合は5次、初層を打突した場合は6次の振動が励起している。
- ②これらの振動モードは打突した層の小屋組の回転振動が大きいモードとなっている。

以上より軒の打突実験で生じた軒の振動は、各層の小屋組の回転振動が大きい高次の固有振動モードに相当する振動であると考えられる。

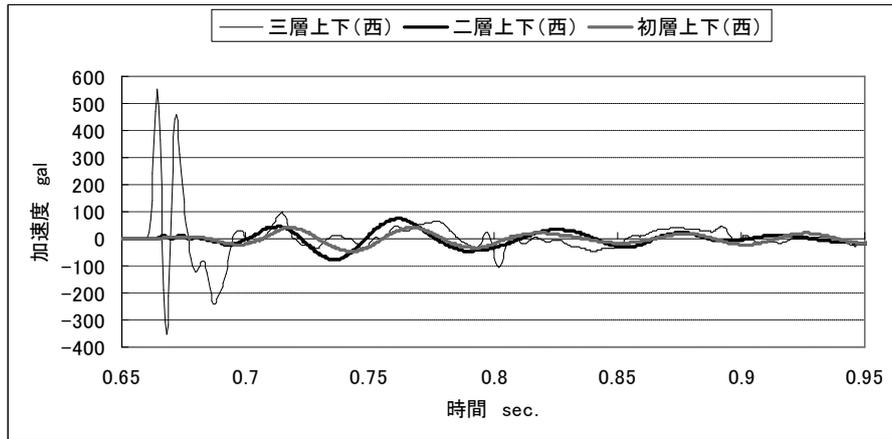


図 4.1 各層の加速度波形（[錘あり] 三層軒打突）

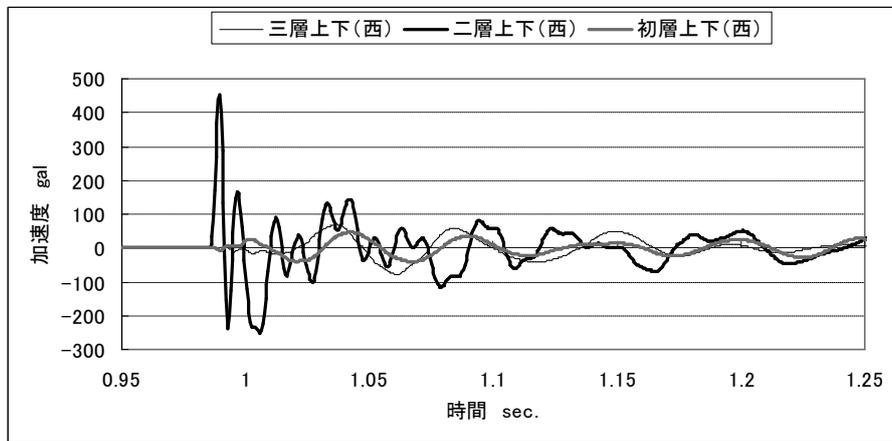


図 4.2 各層の加速度波形（[錘あり] 二層軒打突）

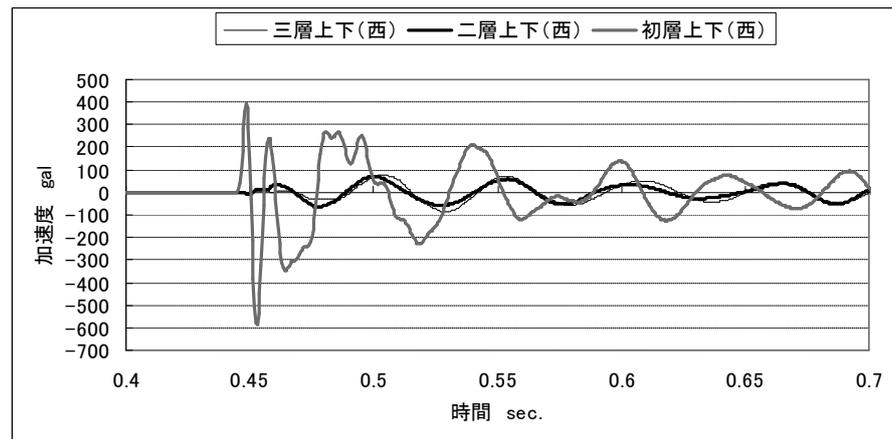


図 4.3 各層の加速度波形（[錘あり] 初層軒打突）

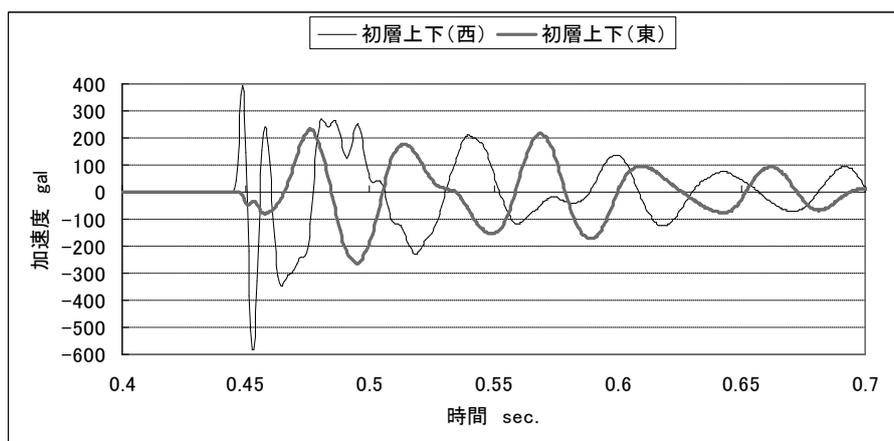


図 4.4 初層対辺の上下加速度 ([錘あり]初層軒打突)

表 4.1 打突直後の軒の振動 (実験結果)

	3層軒	2層軒	1層軒
3層軒打突	59~125Hz		
2層軒打突		91~125Hz	
1層軒打突			100~111Hz

表 4.2 軒の振動 (実験結果)

	3層軒	2層軒	1層軒
3層軒打突	7~10Hz	15~26Hz	17~21Hz
2層軒打突	16~22Hz	12~34Hz	17~22Hz
1層軒打突	18~21Hz	16~23Hz	17~27Hz

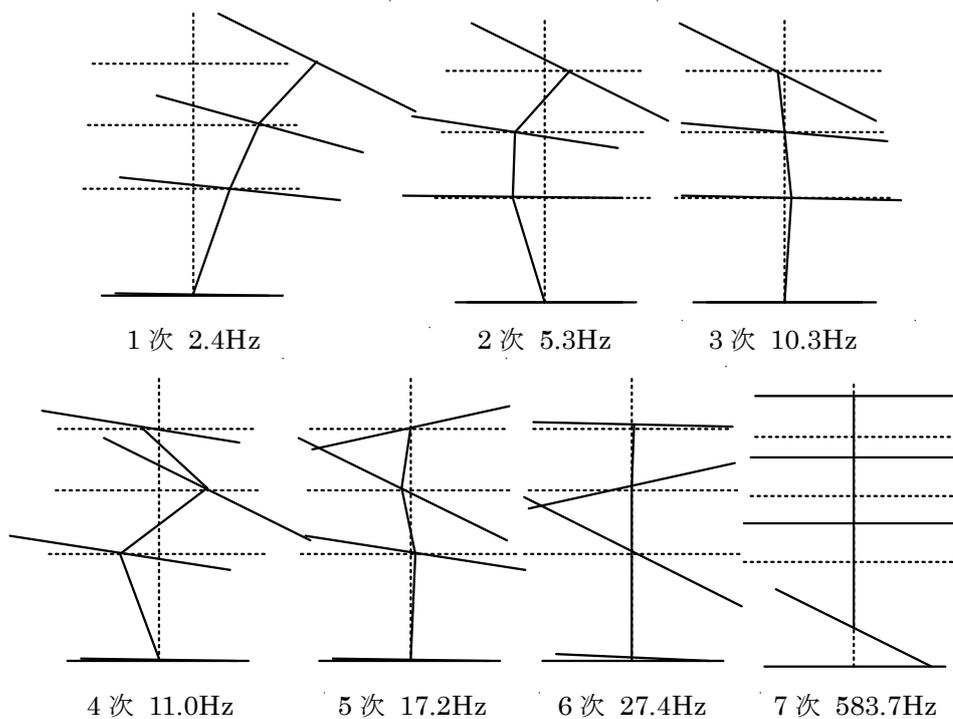


図 4.8 力学モデルの固有振動数・振動モード

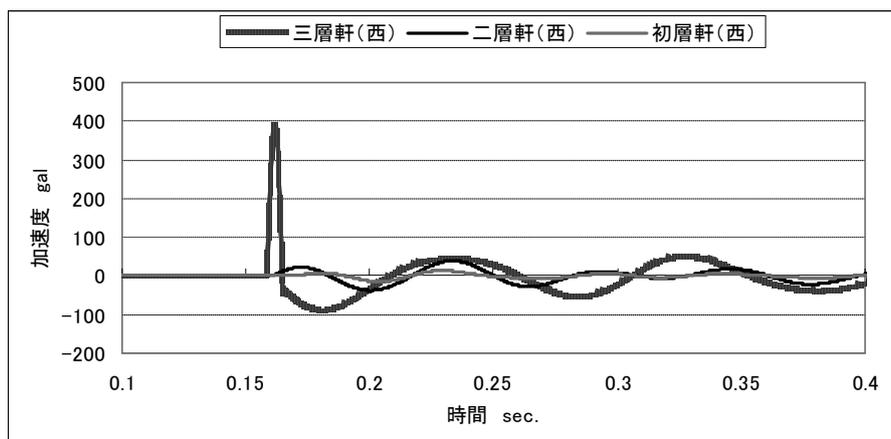


図 4.5 各層の加速度波形の解析結果（[錘あり] 三層軒打突）

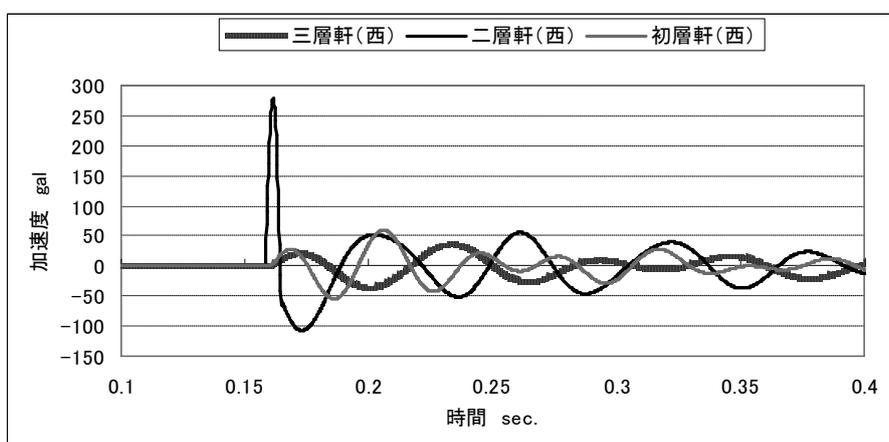


図 4.6 各層の加速度波形の解析結果（[錘あり] 二層軒打突）

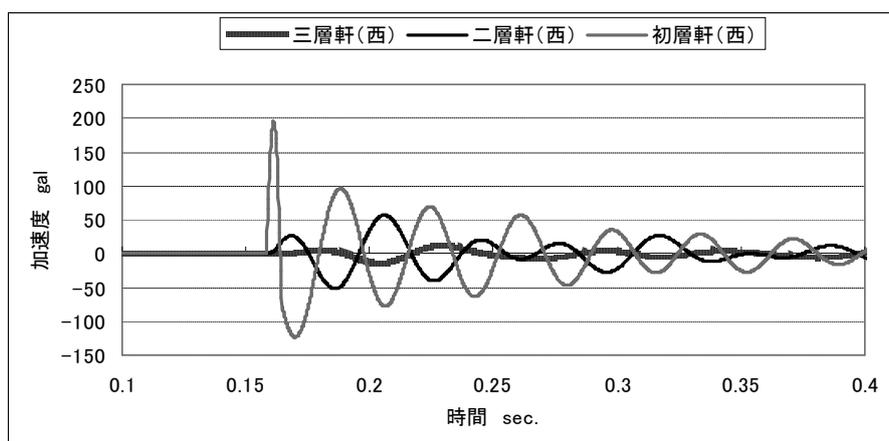


図 4.7 各層の加速度波形の解析結果（[錘あり] 初層軒打突）

## 第4節 自由振動における軒先の振動

### 4.1 [錘あり]の軒の振動の特徴

1/30 からの自由振動における三層の水平方向・軒先の対辺の上下方向の変位波形を図 4.9 に示す。張力解放後に塔が水平方向に自由振動するのと同じ振動数で小屋組が回転振動し、対辺の軒先が逆位相で上下方向に振動していることが分る。この振動は 2~3Hz の振動数であり、図 4.8 の 1 次固有振動モードに相当する振動である。

次に各実験で測定した各層の軒先の上下方向の加速度波形を図 4.10~図 4.14 に示す。この波形には上記の振動数よりも高い 10~30Hz の振動が読み取ることができ、前節で指摘した塔の 3 次・5 次・6 次の固有振動モードに相当する振動であることが分る。

これらの波形の特徴を強制変位の小さいものから順に見ていく。強制変位が 1/240・1/90 (図 4.10・図 4.11) では三層の軒の振動のピーク (図中矢印) が 80~120gal と大きく、このピークに続いて二層・初層の軒の振動のピーク (図中矢印) が現れる。強制変位が 1/40 (図 4.12) では二層の軒の振動のピーク (図中矢印) が 130~220gal と大きくなり、このピークに続いて初層・三層の軒の振動のピーク (図中矢印) が現れる。強制変位が 1/30・1/23 (図 4.13・図 4.14) では初層の軒の振動のピーク (図中矢印) が 360~500gal と著しく大きくなり、三層・二層の軒の振動のピーク (図中矢印) の後に初層の軒の振動のピークが現れる。以上、軒の振動の特徴は 3 種類に大別でき、その境界となる強制変位の大きさはだいたい 1/60 と 1/30 である。

第 2 章で行った載荷実験の結果より強制変位が大きくなると三層・二層の小屋組もしくは建物下部から浮き上りを生じることが分っている。すなわち、強制変位の大きさが 1/240~1/90 になると三層小屋組、1/60~1/40 になると二層小屋組、1/30 以上になると建物下部の浮き上りが増大する。

以上より、小屋組もしくは建物下部の浮き上りの増大が軒の振動の特徴に影響を与えていると考えられる。

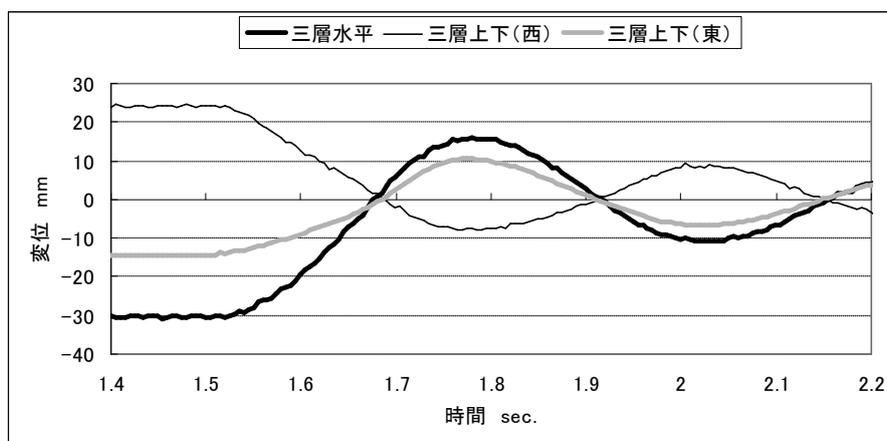


図 4.9 三層水平方向と軒先上下方向の変位波形 ([錘あり] 1/30)

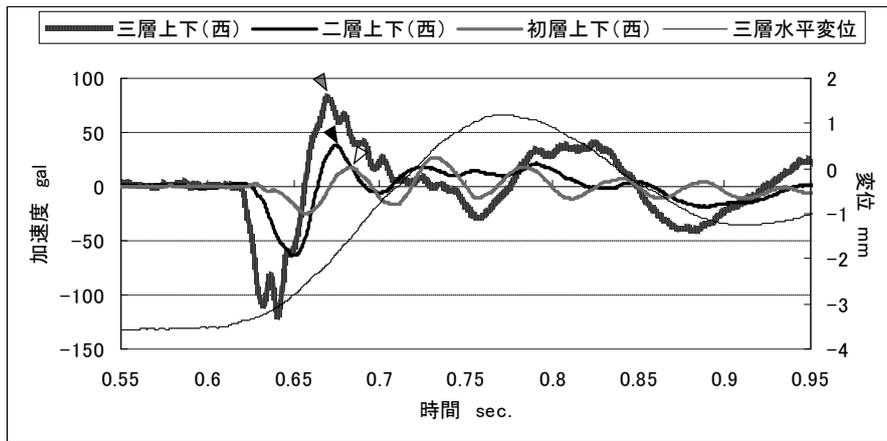


図 4.10 軒先の上下方向加速度波形 ([錘あり] 1/240)

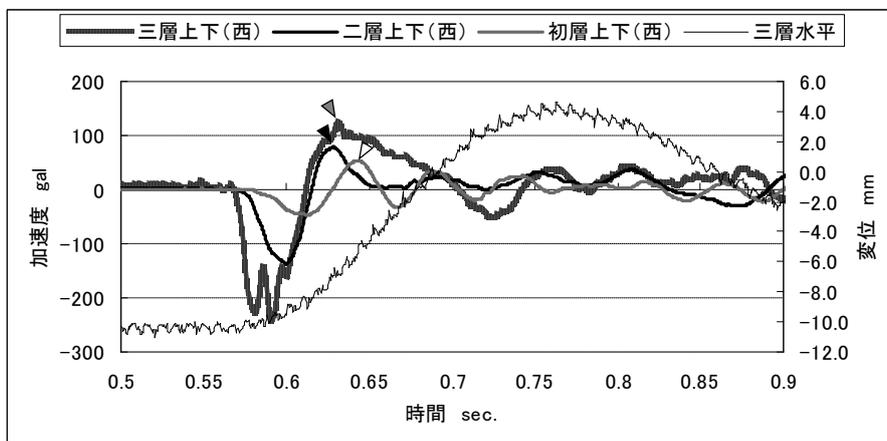


図 4.11 軒先の上下方向加速度波形 ([錘あり] 1/90)

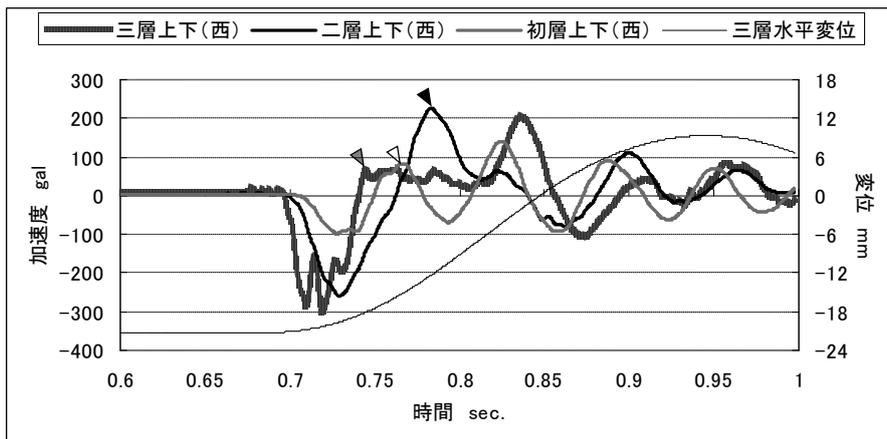


図 4.12 各層西面軒先の上下方向加速度波形 ([錘あり] 1/40)

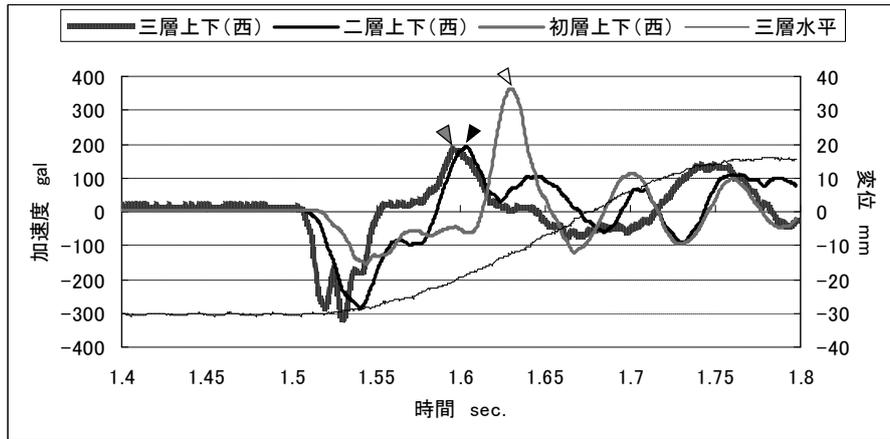


図 4.13 各層西面軒先の上下方向加速度波形 ([錘あり] 1/30)

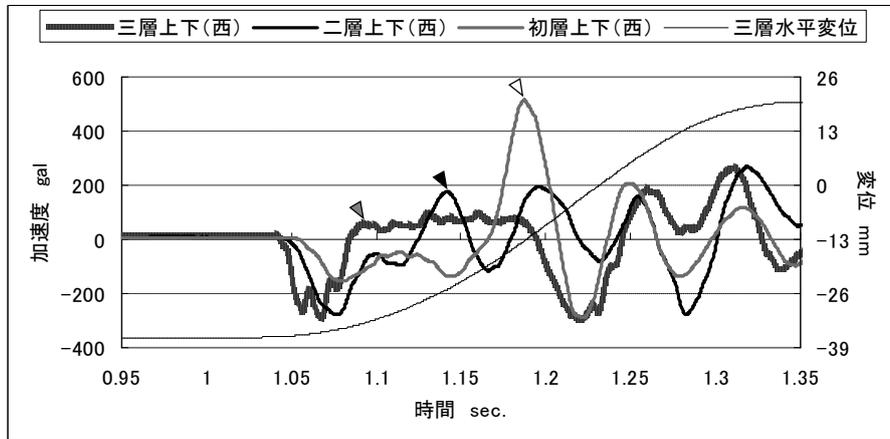


図 4.14 各層西面軒先の上下方向加速度波形 ([錘あり] 1/22.5)

## 4.2 [錘一部あり]・[錘なし]の軒の振動の特徴

[錘一部あり]・[錘なし]の強制変位 1/30 からの自由振動実験の結果を図 4.15・図 4.16 に示す。これらの応答振動では第 3 章の考察により、半周期毎に建物下部で浮き上りと着地を繰り返すことが分っている。

各層の軒の振動について見てみると、三層の水平変位が 0 となる時、すなわち建物下部が浮き上がっている状態から着地し、また浮き上り始める時に、初層・二層の軒の振動が励起していることが分る。また軒の振動の振動数は[錘なし]で約 70Hz、[錘一部あり]で約 30Hz となっており、[錘一部あり]の方が低い。

以上より建物下部の浮き上りによって軒の振動が励起されることが分り、[錘あり]で見られた特徴と一致する。

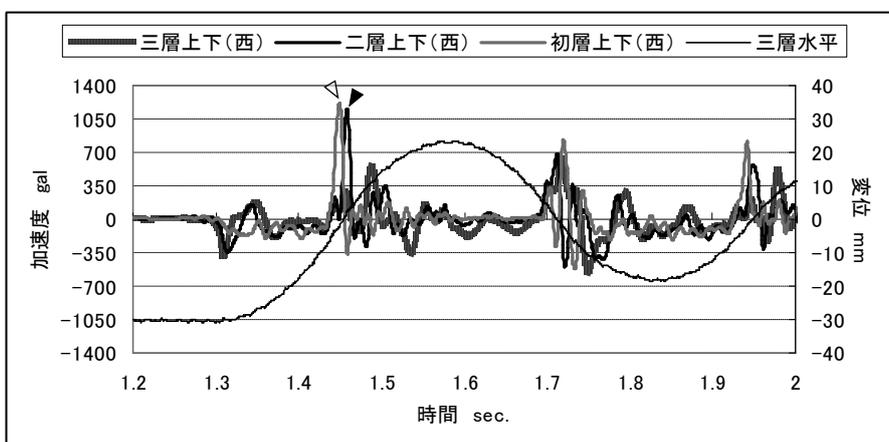


図 4.15 軒先の上下方向加速度波形 ([錘なし] 強制変位 1/30)

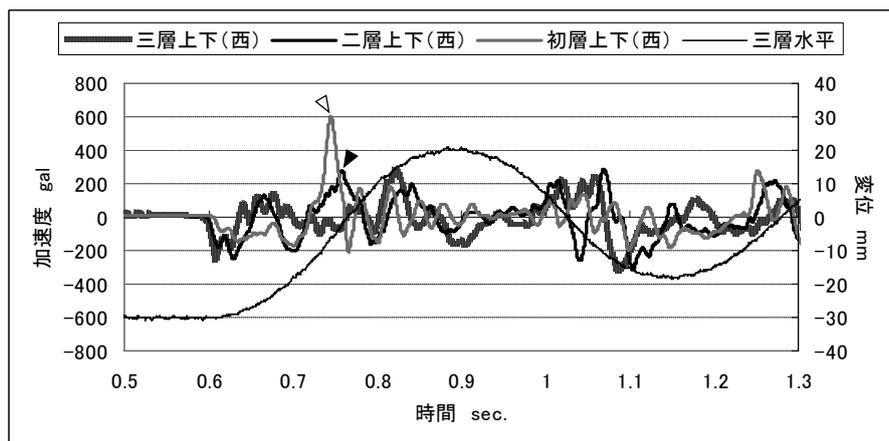


図 4.16 軒先の上下方向加速度波形 ([錘一部あり] 強制変位 1/30)

### 4.3 解析結果との比較

各実験を非線形解析によって再現した結果を図 4.17～図 4.23 に示す。解析結果と実験結果を比較すると波形の特徴が良く一致しており、解析結果で軒の振動の特性を再現できているといえる。解析結果の軒の振動は、小屋組の回転振動に回転軸から軒先までの距離を乗じることで求められているので、軒の振動の励起は小屋組の回転振動の励起を意味する。浮き上りによって軒の振動が励起は、着地に伴う衝撃によって生じたものとも考えられるが、この衝撃について再現していない解析によっても軒の振動の励起が再現できている。よって、軒の振動の励起、すなわち小屋組の回転振動の励起には他の要因が存在すると考えられる。これについては次節で考察する。

なお、解析結果と実験結果には以下の点で差異が見られた。

- ①荷重解放直後の三層軒先の加速度は解析結果の方が実験結果よりも大きい。
- ②強制変位  $1/240 \sim 1/90$  では三層の軒の振動のピークの大きさが実験結果よりも解析結果の方が約 50gal 小さい。
- ③強制変位  $1/60 \cdot 1/40$  では二層の軒の振動のピークの大きさが実験結果よりも解析結果の方が約 50～100gal 小さい。
- ④強制変位  $1/30 \cdot 1/23$  では初層の軒の振動のピークの大きさが実験結果よりも解析結果の方が約 2 倍大きい。

①は解析では荷重が解放によって瞬時に 0 となるのに対し、実験ではワイヤーの切断にかかる時間をかけて荷重が 0 となるためである。

②～④より、特に高い振動数を持つ初層の軒の振動は、その加速度の大きさにおいて解析結果と実験結果の差異が大きい。これは小屋組の回転振動が高い振動数の場合、軒先には回転振動がそのまま伝わるのではなく減衰して伝わるということを示している可能性もある。

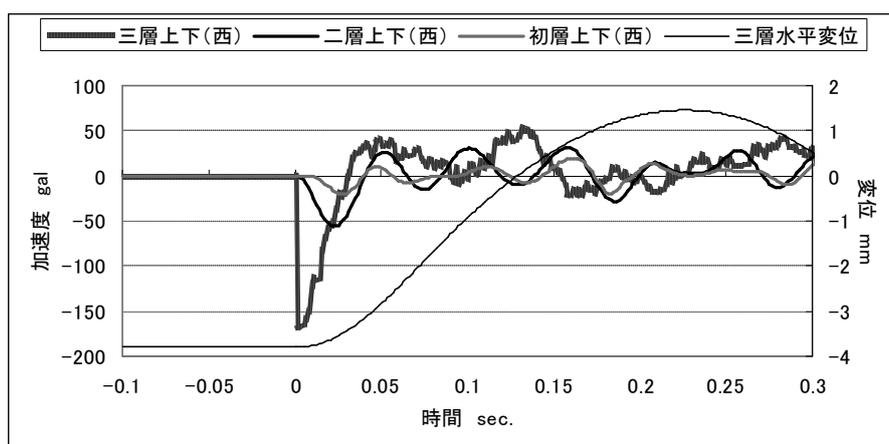


図 4.17 軒先の上下方向加速度波形の解析結果 ([鍾あり]1/240)

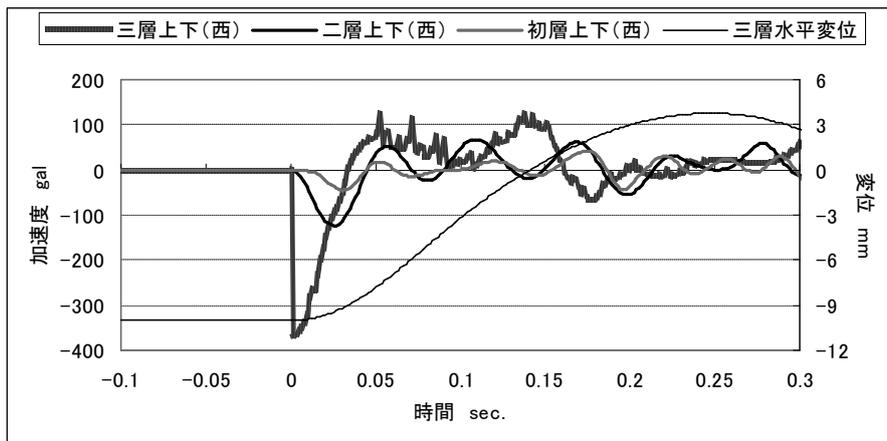


図 4.18 軒先の上下方向加速度波形の解析結果 ([錘あり]1/90)

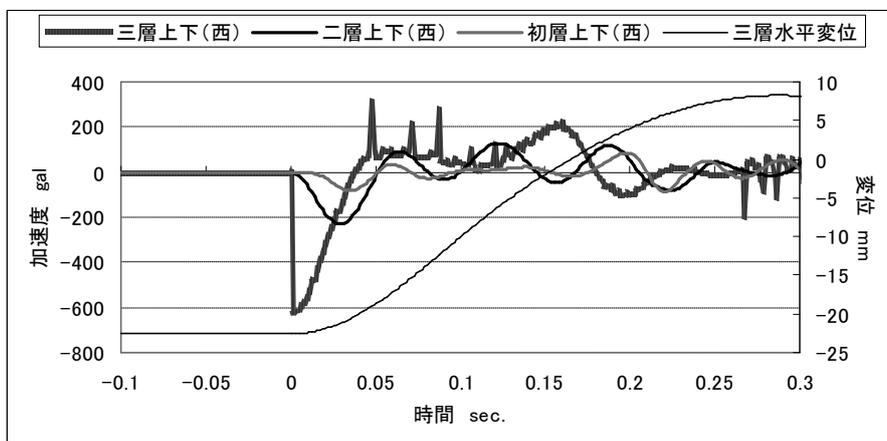


図 4.19 軒先の上下方向加速度波形の解析結果 ([錘あり]1/40)

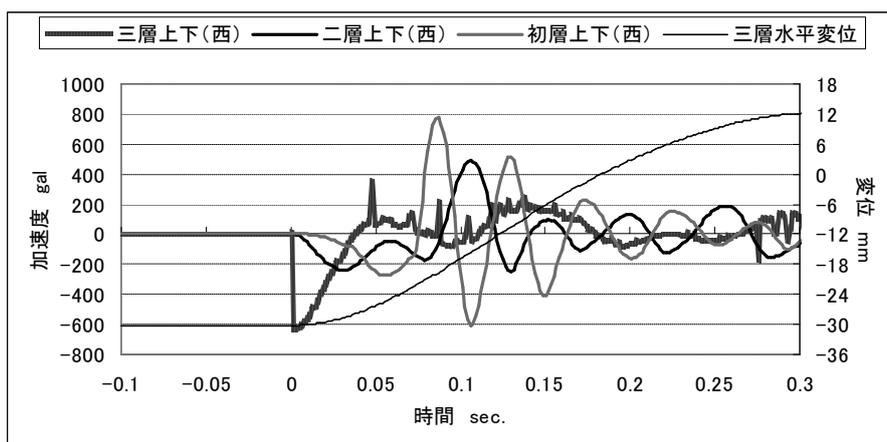


図 4.20 軒先の上下方向加速度波形の解析結果 ([錘あり]1/30)

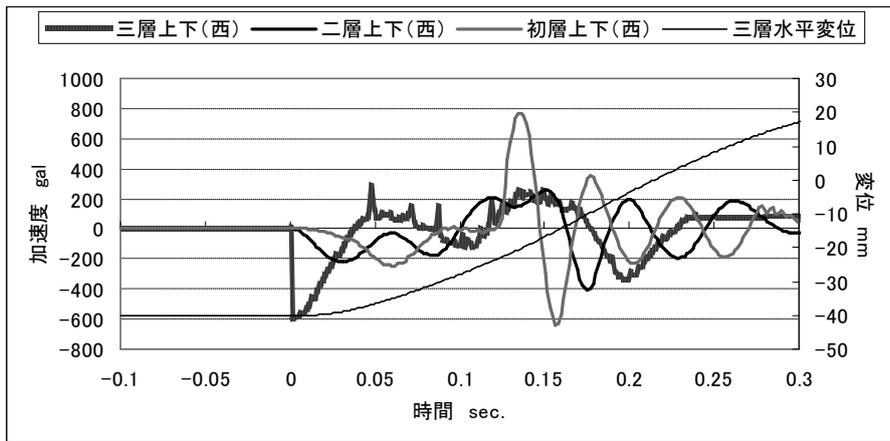


図 4.21 軒先の上下方向加速度波形の解析結果 ([錘あり]1/22.5)

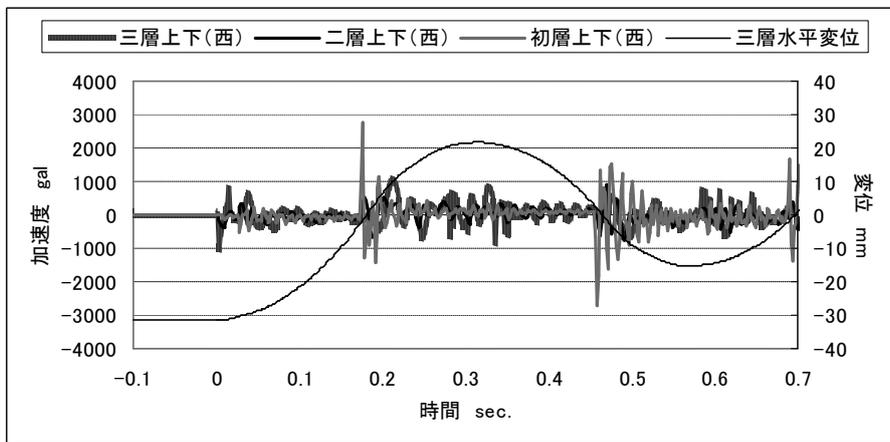


図 4.22 軒先の上下方向加速度波形の解析結果 ([錘一部あり]1/30)

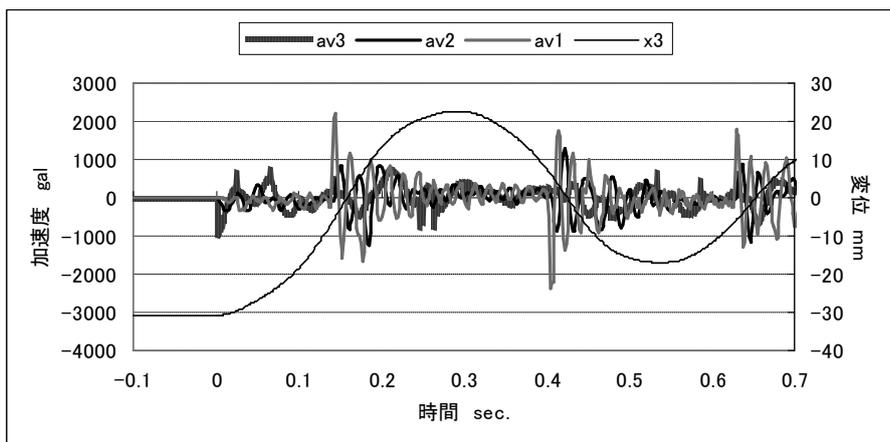


図 4.23 軒先の上下方向加速度波形の解析結果 ([錘なし]1/30)

## 第5節 建物下部の浮き上りと軒の振動の励起との関係

ここでは浮き上りによって軒の振動、すなわち小屋組の回転振動が励起する要因について[鍾あり]の自由振動を対象に考察する。[鍾あり]の実験結果について整理すると以下ようになる。

- ①強制変位が小さい場合は、張力解放直後に上層の軒の振動が励起する。
- ②強制変位が大きい場合は、載荷状態において建物下部に浮き上りを生じるが、張力解放直後の上層の軒の振動は①よりも小さい。
- ③強制変位が大きい場合は、変位が 0 の瞬間、すなわち着地する瞬間に下層の軒の振動が励起する。

①～③の現象の要因について、解析モデルを用いて考察する。まず、解析モデルにおける増分変位・増分速度・増分加速度をニューマークの $\beta$ 法で表すと式 4.1～4.3 のようになる<sup>7)</sup>。ただし外力・減衰項を0とする。

$$\{\Delta y\} = [\bar{K}]^{-1} \{\overline{\Delta P}\} \quad \text{L 式4.1} \quad \text{増分変位}$$

$$[\bar{K}] = [K(t)] + \frac{1}{\beta \Delta t^2} [M]$$

$$\{\overline{\Delta P}\} = [M] \left( \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{x}_n\} + \frac{1}{2\beta} \{\ddot{x}_n\} \right)$$

$$\{\Delta \dot{x}\} = \frac{1}{2\beta \Delta t} \{\Delta y\} - \frac{1}{2\beta} \{\dot{x}_n\} - \left( \frac{1}{4\beta} - 1 \right) \{\ddot{x}_n\} \Delta t \quad \text{L 式4.2} \quad \text{増分速度}$$

$$\{\Delta \ddot{x}\} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \{\Delta y\} - \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{x}_n\} - \frac{1}{2\beta} \{\ddot{x}_n\} \quad \text{L 式4.3} \quad \text{増分加速度}$$

$[K(t)]$ : 前ステップにおける接線剛性を用いた剛性マトリクス

$\{\dot{x}_n\}, \{\ddot{x}_n\}$ : 前ステップの速度ベクトル, 加速度ベクトル

この増分変位についてモーダルアナリシスを用いると式 4.4 のようになる。

$$([K(t)] - \omega^2 [M]) \{\Delta y\} = 0$$

$$\{\Delta y\} = \sum_s q \{s, u\} \quad \text{L 式4.4}$$

$\{s, u\}$ : 各次の固有振動モード

$s, q$  は増分変位の  $s$  次成分となる。式 4.1 に式 4.4 を代入し、両辺に剛性マトリクスの転置行列を掛ければ式 4.5 を得る。

$$[\bar{K}] \sum_s q \{s, u\} = [M] \left( \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{x}_n\} + \frac{1}{2\beta} \{\ddot{x}_n\} \right) \quad \text{L 式4.5}$$

式 4.5 から展開定理を用いて を求めると式 4.6 となる。

$${}_s q = \frac{\{ {}_s u \}^T [M] \left( \frac{1}{\beta \Delta t} \{ \dot{\mathfrak{X}}_n \} + \frac{1}{2\beta} \{ \mathfrak{X}_n \} \right)}{\{ {}_s u \}^T [\bar{K}] \{ {}_s u \}} \quad \text{L 式4.6}$$

同様に増分加速度の  $s$  次成分  ${}_s q_a$  についても求めると式 4.7 を得る。

$${}_s q_a = \frac{\frac{1}{\beta \Delta t^2} \{ {}_s u \}^T [M] \left( \frac{1}{\beta \Delta t} \{ \dot{\mathfrak{X}}_n \} + \frac{1}{2\beta} \{ \mathfrak{X}_n \} \right) - \{ {}_s u \}^T [\bar{K}] \left( \frac{1}{\beta \Delta t} \{ \dot{\mathfrak{X}}_n \} + \frac{1}{2\beta} \{ \mathfrak{X}_n \} \right)}{\{ {}_s u \}^T [\bar{K}] \{ {}_s u \}} \quad \text{L 式4.7}$$

すなわち、増分変位・増分加速度は A).前ステップの速度・加速度ベクトルからなる項と B).各ステップの接線剛性のマトリクスとそれに基づく振動モードによって決まる。

1 次モードのみで自由振動した場合には、A).前ステップの速度ベクトル・加速度ベクトルが式 4.8・式 4.9 のようになり、

$$\{ \dot{\mathfrak{X}}_n \} = v \{ {}_s u \} \quad \text{L 式4.8}$$

$$\{ \mathfrak{X}_n \} = a \{ {}_s u \} \quad \text{L 式4.9}$$

この場合、モードの直行性より増分変位・増分加速度は式 4.10・式 4.11 のようになる。

$${}_1 q = \frac{\left( \frac{v}{\beta \Delta t} + \frac{a}{2\beta} \right) \{ {}_1 u \}^T [M] \{ {}_1 u \}}{\{ {}_1 u \}^T [\bar{K}] \{ {}_1 u \}} \quad , {}_s q (s \neq 1) = 0 \quad \text{L 式4.10}$$

$${}_1 q_a = \left( \frac{v}{\beta \Delta t} + \frac{a}{2\beta} \right) \frac{\frac{1}{\beta \Delta t^2} \{ {}_s u \}^T [M] \{ {}_1 u \} - \{ {}_s u \}^T [\bar{K}] \{ {}_1 u \}}{\{ {}_s u \}^T [\bar{K}] \{ {}_s u \}} \quad , {}_s q_a (s \neq 1) = 0 \quad \text{L 式4.11}$$

これは増分変位・増分加速度に 1 次モード以外の成分が無いということの意味する。

冒頭で整理した①～③の状態の実験結果について見てみると、①②ともに頂部載荷直後の A の速度ベクトル・加速度ベクトルは解析結果に基づくと式 12,13 となる。

$$\{ \dot{\mathfrak{X}}_n \} = \{ \mathbf{0} \} \quad \text{L 式12} \quad \{ \mathfrak{X}_n \} = a \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 5 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad a: \text{任意の振幅} \quad \text{L 式13}$$

B).接線剛性に基づく剛性マトリクスおよび振動モードについて①②を比較すると、②が建物下部で浮き上りを生じ建物下部の回転バネの接線剛性が著しく低下している点が大きく異なる。塔身内部の各バネも変形の増大に伴い接線剛性が低下しているが、建物下部の回転バネの接線剛性の低下に比べれば小さい。そこで①の各バネの接線剛性を初期剛性とし、②の各バネの接線剛性については、建物下部の回転バネのみ接線剛性を初期剛性の 1/100<sup>8)</sup>、それ以外のバネの接線剛性を初期剛性とした。以下、前者を着地状態、後者を建物下部浮き上り状態と呼ぶ。図 4.24-a が着地状態の 1 次固有振動数・振動モード、図 4.24-b が建物下部浮き上り状態のそれである。

③では着地の瞬間の前後で建物下部から浮き上った状態から着地状態に変わる。建物下部の浮き上りが大きく、浮き上った状態の継続時間が長ければ変形形状は建物下部浮き上り状態の 1 次固有振動モードに近づく。よって着地前の A).速度ベクトル・加速度ベクトルは、加速度がほぼ 0 に、速度ベクトルは建物下部浮き上り状態の 1 次固有振動モードとなり、式 4.14・式 4.15 のように表せる。

$$\begin{aligned} \{\dot{\mathbf{u}}_R\} &= v \{u_R\}, & v: \text{任意の振幅}, \{u_R\}: \text{浮き上り状態の1次モード} & \text{L 式4.14} & \text{速度ベクトル} \\ \{\ddot{\mathbf{u}}_R\} &= \{0\} & & \text{L 式4.15} & \text{加速度ベクトル} \end{aligned}$$

また、着地した状態となるので、B)の接線剛性は初期剛性であり固有振動モードは着地状態のものとなる。以上の条件を整理すると表 4.3 のようになる。

表 4.3 の条件を式 4.6・式 4.7 に入力することで①～③における増分加速度を各次数ごとに求め、1 次モードの最大値で基準化することで、各次数における各部の増分加速度の振幅の大きさを比較した (表 4.4～表 4.6)。

①の増分加速度をみると、3 次モードによって三層の回転振動が、5 次モードによって二層の回転振動が大きく、上層の軒の振動が増大している。

②の増分加速度は、3 次モードにより三層の回転振動、4 次モードにより二層の回転振動が大きくなっているが、①と比べると小さい。

③の増分加速度は、5 次モードによる二層の回転振動、6 次モードによる初層の回転振動が大きく、下層の軒の振動が増大している。

以上のことは建物下部の浮き上りを生じていない場合、上層の軒の振動が励起するが、建物下部の浮き上りを生じた場合、張力解放直後の上層の軒の振動が小さくなり、着地の瞬間に下層の軒の振動が大きくなるという実験結果と一致する。よって軒の振動の励起は、A).速度ベクトル・加速度ベクトルと B).接線剛性に基づく剛性マトリクスと固有振動モードの関係によって増分加速度に高次固有振動モードに相当する振動が増大したために生じたことが分った。

③では建物下部から浮き上りを生じた場合について考察したが、後述するように構造形式が異なれば上層で浮き上りを生じる場合もある。そこでこれを三層浮き上り状態とし、三層小屋組の回転剛性を 1/100 にすることで固有振動モードを求めた (図 4.24-c)。これを用いて三層浮き上り状態から着地した場合の④ (表 4.3 の下段) について増分加速度を求めた (表 4.7 の下段)。

④の場合は、三層の回転振動の大きい 3 次固有振動モードと、二層の回転振動の大きい 5 次

固有振動モードの振動が増大する。以上より三層が浮き上がった場合には上層の軒の振動が励起すると推定される。

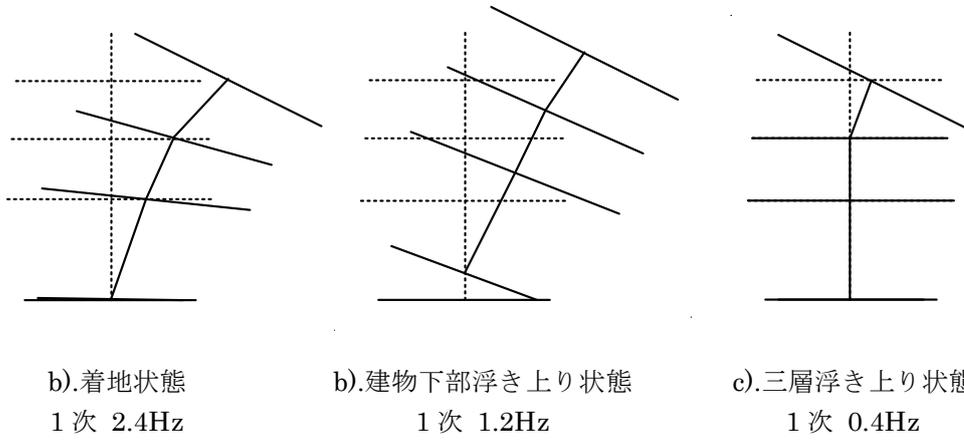


図 4.24 各状態の固有振動数・振動モード

表 4.3 ①～④の解析条件

	A:前ステップの速度・加速度	B:各ステップの振動モード
①	速度=0, 加速度=載荷状態(式13)	着地状態
②		建物下部浮き上り状態
③	速度=建物下部浮き上り状態1次モード, 加速度=0	着地状態
④	速度=三層浮き上り状態1次モード, 加速度=0	

表 4.4 ①載荷状態から着地状態への増分加速度の比率

	1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次
X3	0.96	1.85	-2.43	0.88	-0.07	0.02	0.00
X2	0.52	-2.14	-0.20	-2.45	2.92	-0.09	0.00
X1	0.29	-2.35	2.66	1.85	-2.21	-0.02	0.00
Y3	1.00	9.56	46.42	-2.25	22.58	0.59	0.00
Y2	0.55	2.93	8.86	-6.48	-51.39	-5.40	0.00
Y1	0.21	0.21	1.83	-2.29	-16.16	12.06	0.00
Y0	0.03	-0.08	0.25	-0.11	-1.35	0.94	0.00

表 4.5 ②載荷状態から建物下部浮き上り状態への増分加速度の比率

	1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次
X3	0.17	0.07	0.96	0.75	0.01	0.00	0.00
X2	0.00	0.12	-0.38	-1.67	0.16	-0.01	0.00
X1	0.00	0.07	-1.10	1.12	-0.14	0.00	0.00
Y3	1.00	-0.51	-5.97	-4.58	-0.05	-0.01	0.00
Y2	0.01	0.08	1.90	-5.46	-2.04	-0.51	0.00
Y1	0.00	0.04	0.36	-1.80	-0.54	1.30	0.00
Y0	0.00	0.01	-0.02	-0.10	-0.05	0.10	0.00

表 4.6 ③建物下部浮き上り状態から着地状態への増分加速度の比率

	1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次
X3	0.96	-0.29	-0.28	-0.23	0.02	0.05	0.00
X2	0.52	0.34	-0.02	0.64	-0.81	-0.21	0.00
X1	0.29	0.37	0.31	-0.49	0.61	-0.04	0.00
Y3	1.00	-1.51	5.33	0.59	-6.27	1.33	0.00
Y2	0.55	-0.46	1.02	1.70	14.27	-12.29	0.00
Y1	0.21	-0.03	0.21	0.60	4.49	27.46	-0.16
Y0	0.03	0.01	0.03	0.03	0.38	2.15	107.35

表 4.7 ④三層浮き上り状態から着地状態への増分加速度の比率

	1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次
X3	1.75	3.39	-5.75	1.25	-0.15	0.04	0.00
X2	0.94	-3.91	-0.48	-3.47	6.06	-0.19	0.00
X1	0.52	-4.30	6.29	2.63	-4.59	-0.04	0.00
Y3	1.82	17.52	109.81	-3.19	46.91	1.16	0.00
Y2	1.01	5.37	20.97	-9.20	-106.76	-10.66	0.00
Y1	0.38	0.39	4.33	-3.25	-33.57	23.82	0.00
Y0	0.05	-0.14	0.59	-0.15	-2.81	1.87	0.00

## 第 6 節 小結

本章では、三重塔の縮小模型を用いて軒打突実験・自由振動実験を実施し、また軒の振動をモーダルアナリシス・非線形解析によって再現した。実験・解析を通して、以下の結果を得た。

- ①各層の軒先を上下方向に打突した場合、軒先の上下方向の応答加速度波形の振動数は、自由振動における塔の水平方向の応答変位波形の振動数よりも高く、打突する層によってその振動数が変化した。これは応答波形の振動数が、固有振動モードのうち打突した層の小屋組の回転が大きいモードの振動数に近づくためである。
- ②自由振動実験においても軒の上下振動が見られ、その波形は層によって大きさや形状が異なり、また自由振動開始時の強制変位の大きさによっても変化する。強制変位が小さい場合には上層の軒の振動が大きく、強制変位が大きい場合には下層の軒の振動が大きい。非線形解析によって自由振動における軒の上下振動を再現した結果、同様の傾向が解析結果にも見られた。
- ③建物下部や上層の小屋組で浮き上りを生じると、浮き上りを生じた箇所の接線剛性が著しく低下し、接線剛性に基づく 1 次固有振動モードの形状が急変する。これにより小屋組の回転振動ならびに軒の上下振動が大きい高次の固有振動モードが励起される。

#### 第4章注

- 1) 京都府教育庁文化財保護課『国宝建造物醍醐寺五重塔修理工事報告書』、1960年、p.2
- 2) 同上、写真○
- 3) 富島義幸「八角九重の幻の塔」『五重塔はなぜ倒れないか』、新潮社、1996年、pp.123-146
- 4) 青木滋一『奈良県気象災害史』、養徳社、1956年、pp.271-278
- 5) 『A0の記憶』明治修理前の歪み図
- 6) 軒の垂下をクリープとする論考
- 7) 柴田明德『最新 耐震構造解析 第2版』、森北出版、2004年、pp.105-106
- 8) 解析モデルでは建物下部で浮き上りを生じた場合、建物下部の回転バネの接線剛性は0となるが、0とすると固有値解析ができないので初期剛性の1/100とした。

## 第 5 章

木造三重塔の規模や構造形式が応答特性に与える影響に関する考察

## 第1節 序

第2章・第3章では木造層塔の復元力特性や振動特性がその規模によって異なることを明らかにした。これより、外力に対する応答性状も塔の規模によって当然異なってくると考えられる。またエネルギー的観点から見た場合、木造層塔の耐震性には、ポテンシャルエネルギーや履歴消費エネルギーの特性が大きく影響していると考えられる。規模が大きく靱性の高い木造層塔は高いポテンシャルエネルギーを持っていると推定できるし、木造層塔の減衰性能が高いのは履歴消費エネルギーが大きいためと考えられる。しかし、これらのエネルギーの特性も木造層塔の規模によって変化する可能性がある。以上の点を踏まえ、本章の前半では、規模の異なる三重塔について、外力に対する応答性状やエネルギー特性を解析によって再現し、結果を比較した。これにより塔の規模が応答性状やエネルギー特性に与える影響について考察する。

また第4章では建物下部や上層の小屋組で生じる浮き上りによって、軒の振動が励起することを明らかにした。木造層塔は外力に対し、小屋組の構造形式や重量バランスによって、建物下部で浮き上りを生じたり、上層の小屋組で浮き上りを生じたりすると考えられ、これによって軒の振動の励起の仕方も変化すると推定できる。そこで本章の後半では、小屋組の構造形式の異なる三重塔について、外力に対する応答や軒の振動を解析によって再現し、結果を比較した。これにより小屋組の構造形式が外力によって生じる軒の振動の励起現象に対し与える影響を考察した。

## 第2節 建物の規模がエネルギー応答に与える影響

### 2.1 解析概要

#### 2.1.1 解析対象とする建物

本章では第2章で説明した三重塔の縮小模型と全く同じ構造を持つ4種類の規模の三重塔を考察対象とする。第2章では3種類の重量条件によって、高さが18m・5m・1.8mの三重塔の特性を再現したが、本章ではA：高さ36m、B：高さ18m、C：高さ9m、D：高さ4.5mの4種類の規模の三重塔を解析によって再現する(図5.1)。Aの規模は大型の三重塔(清水寺三重塔(30.2m)など)、Dの規模は小塔(元興寺小塔(5.5m)など)に相当する。

B三重塔(18m)は第2章で説明したとおり、総重量が32tonである。また、回転慣性について、この三重塔と類似した構造形式を持つ清水寺三重塔の重量と回転慣性の関係から求めると64.13ton・m<sup>2</sup>である<sup>1)</sup>。各層の重量・回転慣性を表5.1に示す。

Bに対し、A~Dそれぞれの高さはそれぞれ2倍・1倍・1/2倍・1/4倍となり、重量は木材体積にほぼ比例するから23倍(256ton)・1倍(32ton)・1/23倍(4ton)・1/43倍(0.5ton)となり、回転慣性は25倍(2052ton・m<sup>2</sup>)・1倍(64.13ton・m<sup>2</sup>)・1/25倍(2.004ton・m<sup>2</sup>)・1/45倍(0.063ton・m<sup>2</sup>)となる。

またBと同じ大きさと屋根材を瓦葺きとした三重塔Eについても解析対象とした。屋根面積を

算出し単位面積当りの重量を  $200\text{kg/m}^2$  として屋根重量を求めると、おおよそ  $30\text{ton}$  となり、Eの総重量は  $62\text{ton}$  となる。また、この時の回転慣性について、清水寺三重塔の重量と回転慣性の関係から求めると、 $199.78\text{ton}\cdot\text{m}^2$  となる<sup>2)</sup>。各層の重量・回転慣性を表 5.2 に示す。

第 2 章で指摘したように、相似則を考慮し重量条件を変えれば同じ大きさの模型を用いて異なる規模の三重塔の特性を再現することが可能である。本章では A~E を高さ  $1.8\text{m}$  の模型で再現することを想定し解析を行った。なお、本章では考察を単純化するために心柱の無い塔身のみのモデルを解析対象とした。

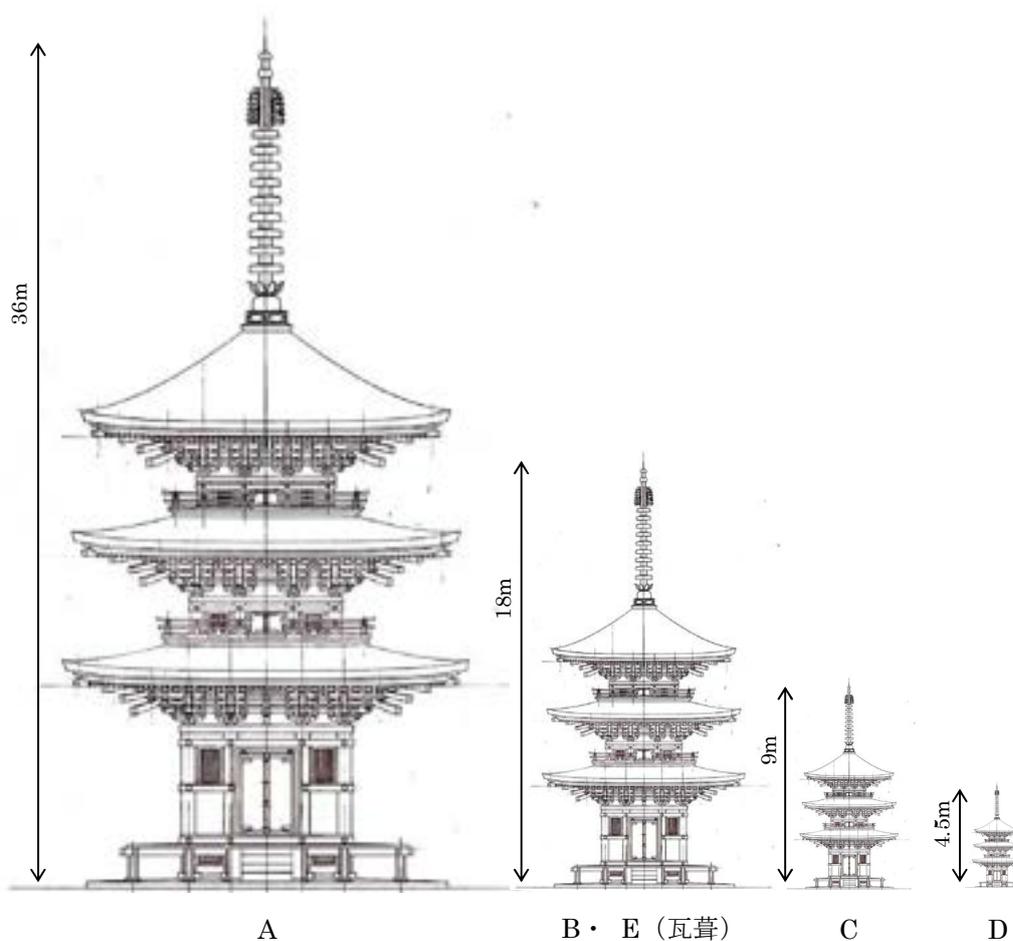


図 5.1 解析対象とする三重塔

表 5.1 重量と回転慣性 (B)

	重量 ton	回転慣性 $\text{ton}\cdot\text{m}^2$
三層	9.3	16.88
二層	9.8	19.66
初層	12.5	27.59
合計	31.6	64.13

表 5.2 重量と回転慣性 (E)

	重量 ton	回転慣性 $\text{ton}\cdot\text{m}^2$
三層	19.9	57.36
二層	19.5	62.14
初層	22.9	80.28
合計	62.3	199.78

## 2.1.2 重量条件

模型の振動特性は、①各質点の重量・回転慣性、②3個の剪断バネの復元力特性、③4個の回転バネの復元力特性、④時間軸の相似率 (time factor) によって決定する。A～E を高さ 1.8m の模型で再現した場合、模型の寸法の相似率 (size factor) はそれぞれで  $1/20 \cdot 1/10 \cdot 1/5 \cdot 1/2.5 \cdot 1/10$  となる。重量の相似率 (weight factor) は size factor の 2 乗とすれば良いから<sup>3)</sup>、それぞれ  $1/20^2$  (640kg)・ $1/10^2$  (320kg)・ $1/5^2$  (160kg)・ $1/2.5^2$  (80kg)・ $1/10^2$  (620kg) となり (表 5.3)、また回転慣性の相似率は size factor の 4 乗で、それぞれ  $1/20^4$  (12.83kg・m)・ $1/10^4$  (6.41kg・m)・ $1/5^4$  (3.21kg・m)・ $1/2.5^4$  (1.60kg・m)・ $1/10^4$  (19.98kg・m) となる。

表 5.3 想定建物の規模と重量

	size factor	実大 高さ m	重量	
			模型 kg	実大 ton
A	1/20	36	640	240
B	1/10	18	320	30
C	1/5	9	160	3.75
D	2/5	4.5	80	0.47
E	1/10(瓦葺)	18	620	60

## 2.1.3 復元力特性

第 2 章の载荷実験の結果によれば模型の重量条件を変えた場合、①剪断バネの復元力特性はほとんど変化しないが、②回転バネの復元力特性は上部重量が小さくなるにつれて復元力が低下する。実験から得た上部重量と復元力の倍率の関係を図化し、その関係を近似関数で表した。初層の回転バネについて図 5.2 に示す。この近似関数より A～E を再現した模型について、回転バネの復元力の倍率を求め、表 5.4 にまとめた。A・E を再現した模型では上部重量が実験で行った範囲よりも大きくなるが、図 5.2 より実験範囲以上では復元力はほぼ一定と考えられ、これは他の回転バネにも共通していえる。そこで A・E については復元力の倍率を 1 とした。また建物下部の回転バネは最大復元力に達すると復元力が一定となるが、この最大復元力は模型の総重量に比例すると考えられる。よって载荷実験の結果 B の最大復元力 400N・m であったことに基づき A～E の最大復元力を求め、表 5.4 にまとめた。

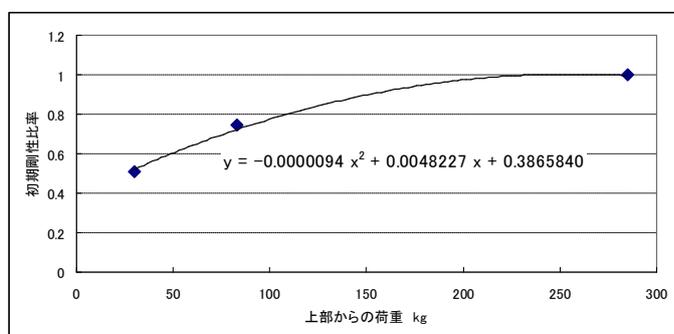


図 5.2 各重量条件の復元力の低下率 (初層回転バネ)

表 5.4 回転バネの復元力の低下率

	回転バネ復元力 倍率				建物下部回転バネ 最大復元力 N.m
	三層	二層	初層	建物下部	
A	1.00	1.00	1.00	1.00	800
B	1	1	1	1	400
C	0.87	0.78	0.81	0.72	200
D	0.77	0.57	0.59	0.38	100
E	1.00	1.00	1.00	1.00	800

### 2.1.4 1次固有振動数

time factor は size factor の平方根となるので<sup>4)</sup>、各モデルの time factor は  $1/\sqrt{20} \cdot 1/\sqrt{10} \cdot 1/\sqrt{5} \cdot 1/\sqrt{2.5}$  となる。各モデルの模型について、全てのバネの剛性を初期剛性とし 1 次固有振動数を求めると 1.7Hz・2.4Hz・3.3Hz・4.4Hz・1.7Hz となり、これを time factor を考慮し実大スケールに換算すると 0.4Hz・0.8Hz・1.5Hz・2.8Hz・0.5Hz となる（表 5.5）。A~D の 1 次固有周期と高さの関係を図化しその関係式として式 5.1 を得た。これは第 3 章で提案した式 5.2 と比べると、近似勾配が約 1.8 倍となった。

$$T = 0.073 \cdot H \quad \text{L 式5.1}$$

$$T = 0.040 \cdot H \quad \text{L 式5.2}$$

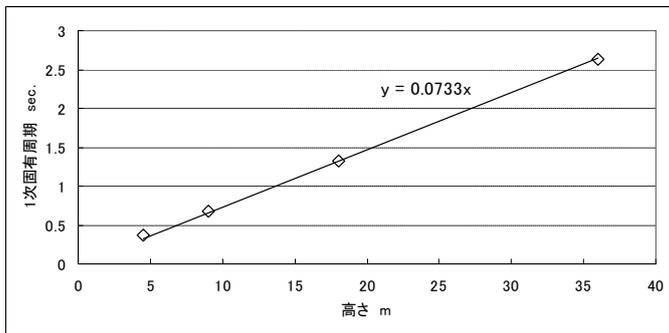


図 5.3 高さ と 1 次固有周期の関係

表 5.5 1 次固有振動数

	時間軸縮尺	固有振動数	
		模型 Hz	実大 Hz
A	$1/\sqrt{20}$	1.71	0.38
B	$1/\sqrt{10}$	2.40	0.76
C	$1/\sqrt{5}$	3.28	1.47
D	$1/\sqrt{2.5}$	4.36	2.76
E	$1/\sqrt{10}$	1.71	0.54

## 2.2 パルス波に対する応答

実大スケールにおいて 2Hz の半周期の正弦波を入力波とした場合の応答について、模型スケールで時刻歴応答解析を行った。模型スケールでの入力波の振動数は、time factor を  $\gamma$  とすると、 $2/\gamma$  Hz となる。

入力波の加速度振幅を 100gal から 800gal まで 100gal 刻みで増やし解析を行った。モデルによっては振幅を増やしていく途中で解が発散、すなわち模型が転倒する場合があります、その場合には解析を発散する前の加速度振幅までとした。

### 2.2.1 B の応答特性

B 三重塔 (18m) のパルス波に対する応答について、各層の水平変位・回転角の時刻歴波形を求めるとともに、第 3 章と同じように入力エネルギー L・内部エネルギー V・運動エネルギー T・ $P\Delta$  効果によるエネルギー M をについても時刻歴波形を求めた。ここで内部エネルギー V はポテンシャルエネルギーと履歴消費エネルギーの和に相当する。内部エネルギーについては各層の剪断バネ・回転バネそれぞれについても時刻歴波形を求めた。

各層の水平変位・回転角の時刻歴波形について、300gal に対する応答を図 5.4・図 5.5 に、800gal に対する応答を図 5.6・図 5.7 に示した。また各エネルギーと各バネの内部エネルギーの時刻歴

波形について、300gal に対する応答を図 5.8～図 5.10 に、800gal に対する応答を図 5.11～図 5.13 に示した。

まず各層の水平変位・回転角について、300gal に対する応答をみると、パルス波に続いて各層の応答が大きくなり、下層から順にピークをとる。これに対し、800gal に対する応答では 300gal に対する応答よりも振動数が低く、建物下部の回転、すなわち浮き上りが大きい。また各層の水平振動・回転振動がほぼ同時にピークをとる。

次に各エネルギーの応答について見ると、両方の応答ともに、入力エネルギー  $L$  はパルス波が終わる時点 (イ) で最大値に達し、以降一定となる。これより前に運動エネルギー  $T$  はピークをとる。その後、(ロ) で内部エネルギー  $V$  が最大値、 $P\Delta$  効果によるエネルギー  $M$  が最小値をとる。(ロ) が 3 層の応答変位が最大値をとる時刻とほぼ一致している。これ以降、塔の振動に合わせ内部エネルギー  $V$  と運動エネルギー  $T$  が交互に増加減少を繰り返し、各バネの履歴消費により運動エネルギー  $T$  が内部エネルギー  $V$  に変換し、運動エネルギー  $T$  が減少、内部エネルギー  $V$  が増加していく。応答波形の 2 周期目 (ハ) までに、入力されたエネルギーの 8 割以上が履歴消費され内部エネルギーとなっている。図に示した  $E_p$  は最大ポテンシャルエネルギーであり、 $E_T$  は最大運動エネルギーエネルギー、 $E_1 \sim E_4$  は 0～0.5 周期目・0.5～1 周期目・1～1.5 周期目・1.5～2 周期目で履歴消費されたエネルギーである。

次に各バネの内部エネルギーについて見てみると、300gal に対する応答では初層の剪断バネのエネルギーが大きいのにに対し、800gal に対する応答では建物下部の回転バネのエネルギー、すなわち浮き上りによって生じる位置エネルギーが非常に大きい。また 800gal に対する応答では各剪断バネのエネルギーではピークの後に高い振動数の波形が見られる。これは第 4 章で指摘した浮き上りに伴い生じる高次固有振動モードの振動である。

なお、各バネの内部エネルギーがピークをとる時刻は一致しないが、これよりポテンシャルエネルギーや履歴消費エネルギーの内訳について考察する場合は、内部エネルギーの和がピークとなった時刻を考察対象とする。

表 5.6 に三層の水平変位・各層の層間変形角・各層の層間回転角の最大値をまとめた。また表 5.7 にポテンシャルエネルギー、表 5.8 に 2 周期目までの履歴吸収エネルギーの内訳をまとめた。さらに 300gal・800gal に対する応答について、履歴消費エネルギーの 2 周期目までの各周期毎の内訳と最大運動エネルギーに対する割合を表 5.9・表 5.10 に示す。これらの表からは以下のことが分る。

- ①層間変形角・層間回転角の最大値についてみると、300gal 以下のパルス波に対する応答の場合、上層の層間変形角・層間回転角が下層のそれより大きい。400gal 以上のパルス波に対する応答では、建物下部の回転角が著しく増大し、他の変形角や回転角の増大率が緩やかになる。建物下部の浮き上りが生じることにより、塔身内部の変形増分が小さくなったといえる。
- ②ポテンシャルエネルギーの内訳は、入力加速度が 100～300gal の範囲では、剪断変形・曲げ変形の割合が約 7 割・約 3 割で、剪断変形の割合が曲げ変形の割合よりも約 2 倍大きく、特

に初層の剪断バネの割合が約 4 割と大きい。400gal 以上になると、建物下部の回転の割合、すなわち浮き上りによって生じる位置エネルギーの割合が著しく大きくなり、逆に剪断変形・曲げ変形の割合は小さくなる。特に曲げ変形の割合の低下は著しい。

③履歴消費エネルギーは剪断変形・曲げ変形が約 8 割・2 割で分担している。特に初層の剪断バネの分担率が約 4~6 割と大きい。入力加速度が大きくなるとポテンシャルエネルギー同様に建物下部の回転の割合が増えるが、その増大率は小さく最大でも 1 割程度にとどまる。また 300gal・800gal に対する応答について周期毎の割合を見ると、300gal に対する応答の場合には 1.5 周期目までに最大運動エネルギーの 9 割以上を消費しているのに対し、800gal に対する応答の場合には 2 周期目で 8 割を超える程度で、前者に比べエネルギー消費が遅い。これは 800gal に対する応答では浮き上りの増大により塔身内部の変形・履歴消費エネルギーが減少しているためである。

表 5.6 各パルス波に対する最大応答 (B)

入力 加速度	最大変位			最大層間変形角				最大層間回転角			
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部	三層	二層	初層	建物下部
100gal	5	1/74	1/204	1/192	1/326	1/518	1/1240	1/6904			
200gal	11	1/42	1/99	1/81	1/189	1/266	1/583	1/2438			
300gal	17	1/28	1/59	1/49	1/129	1/172	1/358	1/1258			
400gal	24	1/22	1/48	1/36	1/87	1/126	1/269	1/272			
500gal	33	1/18	1/46	1/31	1/87	1/121	1/261	1/99			
600gal	44	1/16	1/40	1/27	1/92	1/125	1/257	1/47			
700gal	58	1/14	1/42	1/25	1/92	1/115	1/251	1/27			
800gal	76	1/13	1/42	1/23	1/81	1/104	1/237	1/18			

表 5.7 各パルス波に対する瞬間ポテンシャルエネルギー (B)

入力 加速度	剪断			回転				剪断	曲げ	浮き 上り
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部			
100gal	25%	10%	30%	10%	14%	9%	2%	66%	32%	2%
200gal	17%	11%	41%	7%	11%	9%	4%	69%	27%	4%
300gal	15%	12%	41%	5%	11%	10%	5%	69%	26%	5%
400gal	12%	10%	37%	6%	10%	9%	16%	59%	25%	16%
500gal	13%	6%	29%	3%	7%	5%	37%	47%	16%	37%
600gal	10%	5%	23%	2%	5%	4%	52%	38%	11%	52%
700gal	5%	3%	21%	1%	2%	2%	66%	29%	5%	66%
800gal	4%	2%	17%	1%	2%	2%	73%	23%	4%	73%

表 5.8 各パルス波に対する履歴消費エネルギー (B)

入力 加速度	剪断			回転				剪断	曲げ	浮き 上り
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部			
100	17%	11%	51%	5%	8%	6%	2%	79%	19%	2%
200	13%	10%	58%	4%	7%	6%	3%	80%	16%	3%
300	12%	10%	56%	4%	7%	6%	4%	79%	17%	4%
400	11%	11%	55%	4%	8%	7%	4%	77%	19%	4%
500	15%	14%	48%	4%	8%	7%	4%	76%	19%	4%
600	18%	14%	44%	4%	8%	8%	5%	75%	19%	5%
700	18%	13%	43%	4%	8%	7%	7%	74%	20%	7%
800	17%	12%	44%	5%	8%	7%	8%	73%	19%	8%

表 5.9 各周期毎の履歴消費エネルギー (B 300gal)

波数	消費/入力	剪断	曲げ	浮き上り
E <sub>1</sub>	59%	77%	19%	4%
E <sub>2</sub>	26%	88%	9%	3%
E <sub>3</sub>	10%	77%	20%	4%
E <sub>4</sub>	2%	60%	36%	4%
合計	96%	79%	17%	4%

表 5.10 各周期毎の履歴消費エネルギー (B 800gal)

波数	消費/入力	剪断	曲げ	浮き上り
E <sub>1</sub>	30%	75%	16%	9%
E <sub>2</sub>	20%	73%	19%	9%
E <sub>3</sub>	18%	72%	21%	7%
E <sub>4</sub>	16%	70%	25%	5%
合計	84%	73%	19%	8%

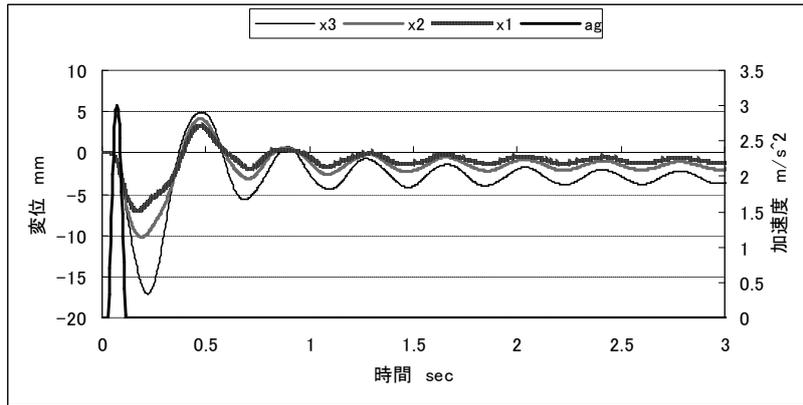


図 5.4 各層の水平変位の時刻歴波形 (B 300gal)

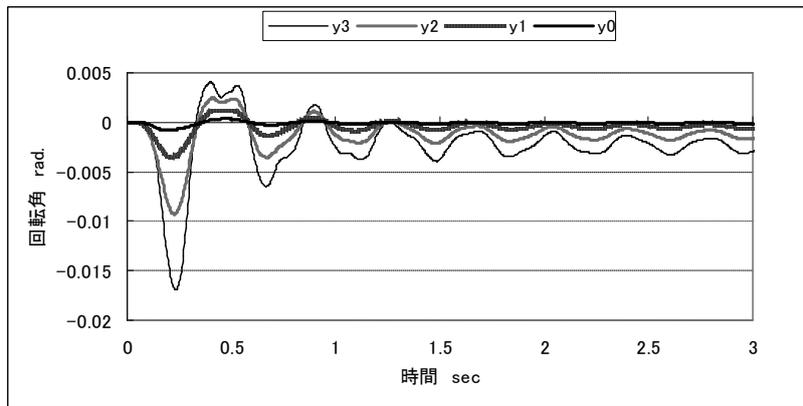


図 5.5 各層の回転角の時刻歴波形 (B 300gal)

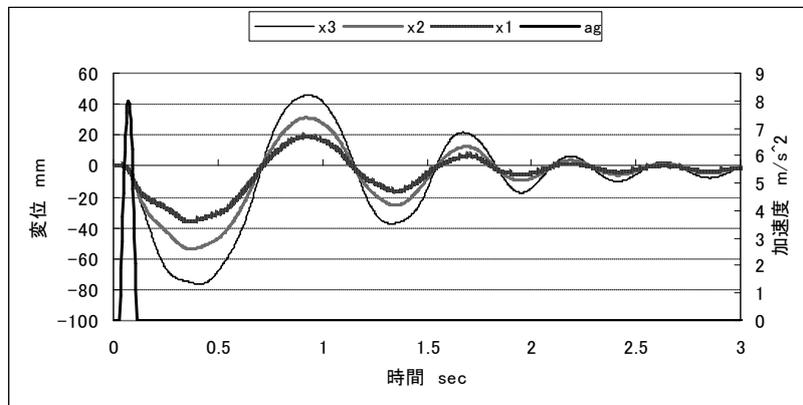


図 5.6 各層の水平変位の時刻歴波形 (B 800gal)

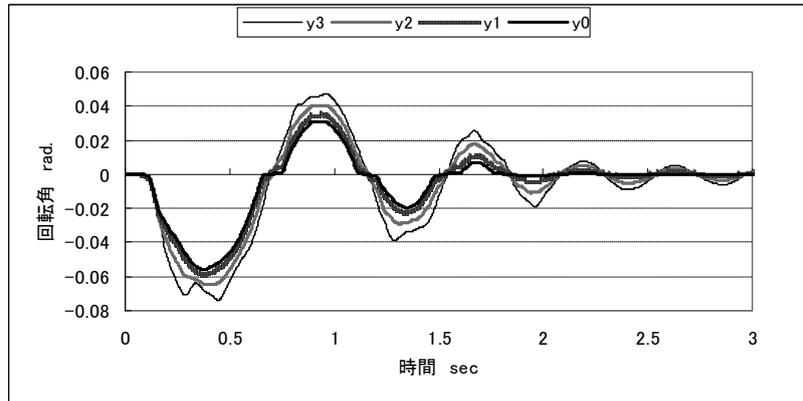


図 5.7 各層の回転角の時刻歴波形 (B 800gal)

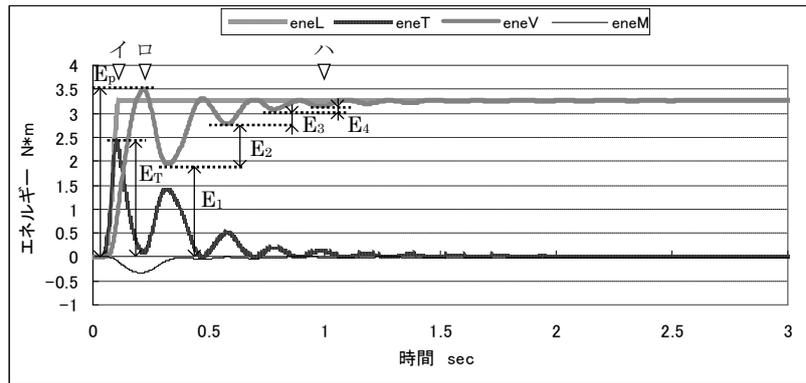


図 5.8 各エネルギーの時刻歴波形 (B 300gal)

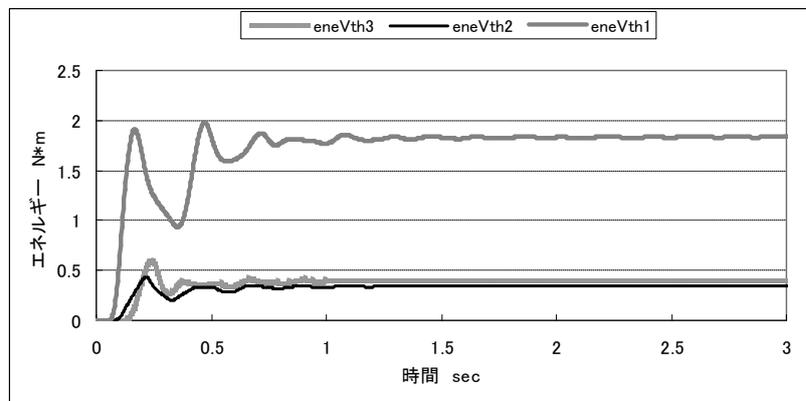


図 5.9 剪断バネの内部エネルギーの時刻歴波形 (B 300gal)

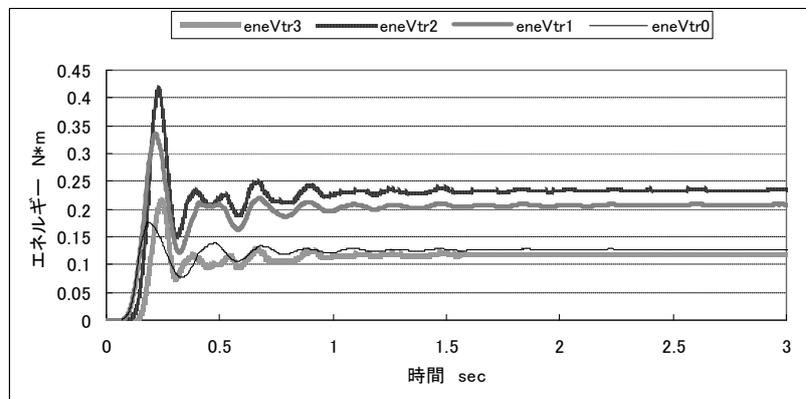


図 5.10 回転バネの内部エネルギーの時刻歴波形 (B 300gal)

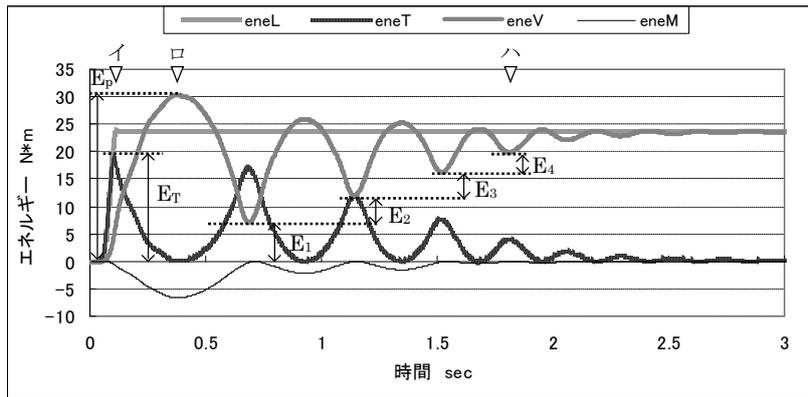


図 5.11 各エネルギーの時刻歴波形 (B 800gal)

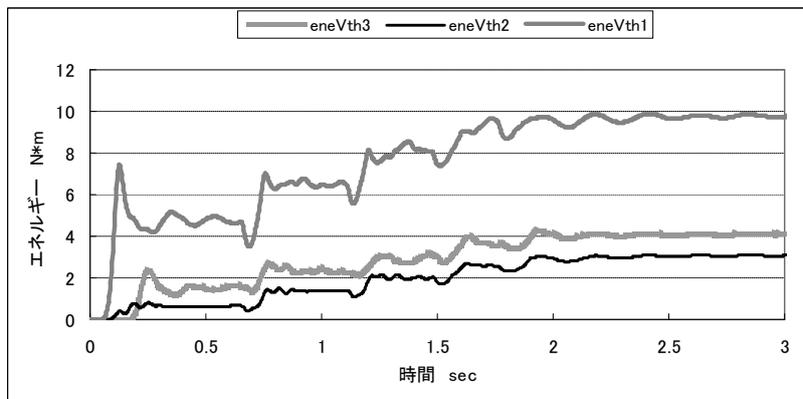


図 5.12 剪断バネの内部エネルギーの時刻歴波形 (B 800gal)

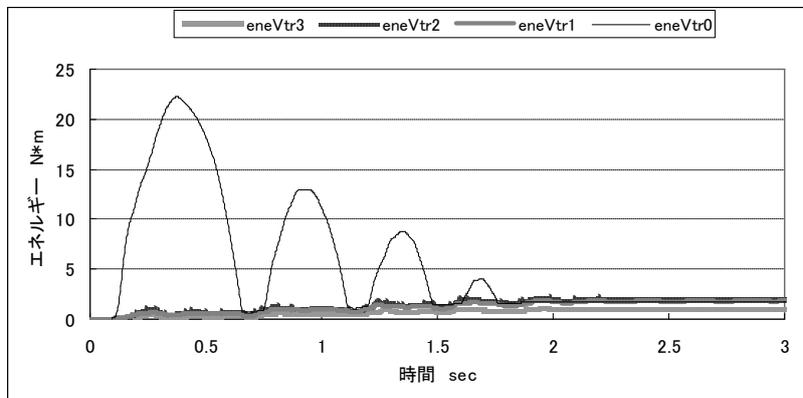


図 5.13 回転バネの内部エネルギーの時刻歴波形 (B 800gal)

## 2.2.2 塔の規模がエネルギー応答に与える影響

2.2.1と同様に、A 三重塔 (36m)・C 三重塔 (9m)・D 三重塔 (4.5m)・E 三重塔 (18m 瓦葺) のパルス波に対する応答を求めた。Cは 800gal、Dは 600gal で解が発散、すなわち転倒したので、解析はそれぞれ 700gal・500gal までとした。各モデルの応答について、最大応答を表 5.11～表 5.14 に、ポテンシャルエネルギーのエネルギー量・剪断変形の割合・曲げ変形の割合・浮き上りの割合を図 5.14～図 5.17 に、履歴消費エネルギーのそれを図 5.18～図 5.21 に示した。また、A の 800gal に対する応答・C の 700gal に対する応答・D の 500gal に対する応答を対象に、2 周期目までの周期毎の最大運動エネルギーに対する割合と内訳を求め、表 5.15～表 5.18 に示した。

まず A～D の応答性状を比較し、規模の違いが応答特性に与える影響について考察すると、以下のことが分る。

- ①層間変形角・層間回転角の最大値について、規模が小さくなるほど建物下部の浮き上りが大きくなり、塔身の剪断変形・曲げ変形が小さくなる。規模が大きい場合、浮き上りを生じない分塔身内部の変形が大きくなり、特に三層の剪断変形が大きい。A の場合、浮き上りは殆ど生じず、600gal 以上に対する応答では三層の剪断変形が 1/10 以上となる。
- ②最大ポテンシャルエネルギーは、どのモデルもほぼ同じ大きさである。実大スケールで考えると、入力のパルス波に対し、どの規模の塔も応答振動の振動数が低いため、パルス波が加わっている間の応答速度がほぼ同じとなり、これにより単位重量当たりの入力エネルギー・ポテンシャルエネルギーが等しくなる。よって、各モデルの実大スケールの入力エネルギーの比は重量比と等しくなり、8 : 1 : 1/8 : 1/64 となる。エネルギーの相似率は size factor の 3 乗となるから、A～D の模型スケールにおける入力エネルギーはそれぞれ実大スケールの  $1/20^3 \cdot 1/10^3 \cdot 1/5^3 \cdot 1/2.5^3$  となる。よって A～D の模型スケールにおける入力エネルギー・ポテンシャルエネルギーの最大値がほぼ同じになっている。
- ③ポテンシャルエネルギーの内訳は、浮き上りを生じると、B と同様、浮き上りの割合、すなわち浮き上りによって生じる位置エネルギーの割合が大きくなる。浮き上りは C の場合 300gal 以上、D の場合 200gal 以上で生じ、浮き上りの割合は 9 割～10 割に達する。
- ④最大運動エネルギーに対する 2 周期目までの履歴消費エネルギーの割合は規模が小さくなるほど小さくなる。規模が大きい場合はこの割合はほぼ 9 割以上に達するが、規模の小さい場合には 5 割程度である。これは浮き上りを生じることでエネルギーの消費量が低下したことに起因する。その内訳は B のそれとほぼ同じ傾向を示すが、浮き上りが増大した場合、建物下部の回転の分担率が大きくなる。これは、浮き上りにより塔身内部の消費エネルギーが減少することで、縁の変形による消費エネルギーが相対的に大きくなるためである。

### 2.2.3 建物重量がエネルギー応答に与える影響

次に B 三重塔（金属板葺）・E 三重塔（瓦葺）のパルス波に対する応答について比較し、屋根材の違い、すなわち建物重量の違いが応答特性に与える影響について考察すると、以下のことが分る。

- ①E は B と比べると建物下部の浮き上がりが小さくなり、塔身内部の変形が大きくなる。特に A と同様に三層の剪断変形が著しく大きく、400gal 以上に対する応答では 1/10 以上となる。
- ②E の最大ポテンシャルエネルギーは B の 2.1 倍である。前述したとおり、単位重量当たりの入力エネルギーが同じで、E の重量が B の約 2 倍であるためである。その内訳は浮き上りを生じない範囲の B とほぼ同じであるが、重量が大きいためパルス波の加速度が大きくなって浮き上りを生じにくく、700gal 以上でわずかに浮き上る程度である。
- ③E の履歴消費エネルギーはポテンシャルエネルギーと同様に B の 2.1 倍の大きさで、その内訳は B と同様の傾向を持つ。

表 5.11 各パルス波に対する最大応答 (A)

入力 加速度	最大変位	最大層間変形角			最大層間回転角			
	三層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部
100gal	6	1/64	1/184	1/173	1/324	1/475	1/1177	1/6454
200gal	12	1/37	1/91	1/71	1/187	1/254	1/565	1/2167
300gal	19	1/24	1/55	1/43	1/129	1/164	1/351	1/1160
400gal	27	1/16	1/39	1/31	1/95	1/112	1/232	1/831
500gal	35	1/11	1/32	1/24	1/74	1/80	1/150	1/661
600gal	44	1/8	1/27	1/20	1/58	1/60	1/108	1/553
700gal	53	1/6	1/23	1/17	1/48	1/46	1/87	1/473
800gal	63	1/5	1/22	1/15	1/44	1/38	1/72	1/152

表 5.12 各パルス波に対する最大応答 (C)

入力 加速度	最大変位	最大層間変形角			最大層間回転角			
	三層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部
100gal	5	1/97	1/228	1/246	1/356	1/484	1/1096	1/5262
200gal	10	1/57	1/122	1/107	1/196	1/251	1/543	1/909
300gal	17	1/48	1/102	1/77	1/206	1/240	1/533	1/132
400gal	28	1/43	1/103	1/66	1/169	1/226	1/509	1/52
500gal	44	1/41	1/102	1/59	1/147	1/199	1/454	1/28
600gal	68	1/38	1/97	1/54	1/130	1/174	1/439	1/17
700gal	104	1/35	1/90	1/50	1/119	1/159	1/413	1/10
800gal								

表 5.13 各パルス波に対する最大応答 (D)

入力 加速度	最大変位	最大層間変形角			最大層間回転角			
	Y	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部
100gal	3	####	1/353	1/418	1/680	1/622	1/1169	1/3159
200gal	9	1/96	1/252	1/261	1/311	1/352	1/781	1/196
300gal	21	1/95	1/223	1/218	1/251	1/289	1/709	1/58
400gal	42	1/88	1/197	1/195	1/256	1/289	1/675	1/26
500gal	77	1/82	1/144	1/180	1/229	1/284	1/699	1/13
600gal								
700gal								
800gal								

表 5.14 各パルス波に対する最大応答 (E)

入力 加速度	最大変位	最大層間変形角			最大層間回転角			
	三層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部
100gal	8	1/50	1/137	1/119	1/208	1/321	1/814	1/4284
200gal	17	1/26	1/64	1/49	1/115	1/161	1/372	1/1303
300gal	28	1/14	1/38	1/31	1/73	1/97	1/206	1/813
400gal	40	1/9	1/28	1/22	1/53	1/63	1/120	1/608
500gal	53	1/7	1/22	1/18	1/40	1/42	1/84	1/483
600gal	68	1/5	1/19	1/15	1/34	1/31	1/69	1/125
700gal	87	1/4	1/19	1/13	1/33	1/27	1/58	1/58
800gal	110	1/4	1/18	1/12	1/33	1/28	1/58	1/29

表 5.15 各周期毎の履歴消費エネルギー  
(A 800gal)

波数	消費/入力	剪断	曲げ	浮き上り
E <sub>1</sub>	81%	72%	26%	2%
E <sub>2</sub>	11%	83%	12%	5%
E <sub>3</sub>	8%	64%	33%	3%
E <sub>4</sub>	1%	12%	84%	5%
合計	100%	73%	25%	2%

表 5.16 各周期毎の履歴消費エネルギー  
(C 700gal)

波数	消費/入力	剪断	曲げ	浮き上り
E <sub>1</sub>	18%	50%	15%	36%
E <sub>2</sub>	13%	51%	12%	36%
E <sub>3</sub>	12%	54%	13%	33%
E <sub>4</sub>	10%	56%	15%	29%
合計	53%	52%	14%	34%

表 5.17 各周期毎の履歴消費エネルギー  
(D 500gal)

波数	消費/入力	剪断	曲げ	浮き上り
E <sub>1</sub>	15%	14%	5%	81%
E <sub>2</sub>	16%	31%	10%	59%
E <sub>3</sub>	12%	30%	12%	58%
E <sub>4</sub>	10%	34%	11%	55%
合計	54%	26%	10%	64%

表 5.18 各周期毎の履歴消費エネルギー  
(E 800gal)

波数	消費/入力	剪断	曲げ	浮き上り
E <sub>1</sub>	65%	74%	23%	2%
E <sub>2</sub>	22%	50%	47%	2%
E <sub>3</sub>	10%	54%	43%	3%
E <sub>4</sub>	1%	39%	55%	6%
合計	98%	67%	31%	2%

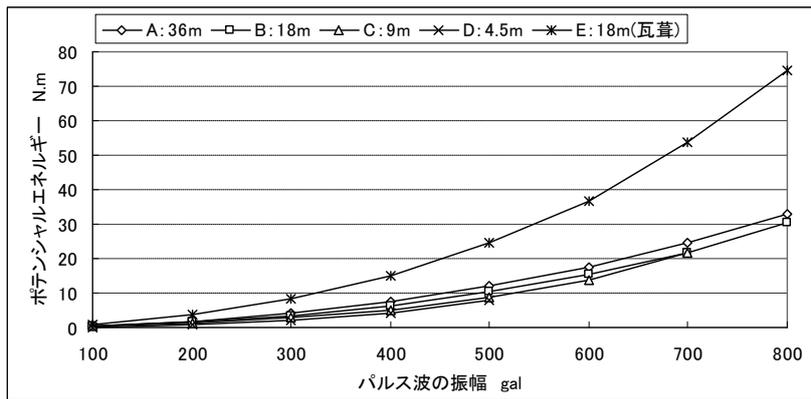


図 5.14 ポテンシャルエネルギーの大きさ

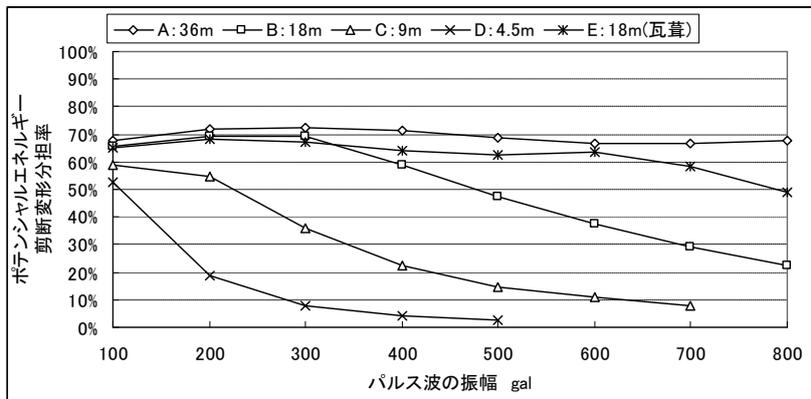


図 5.15 ポテンシャルエネルギーのうち剪断変形の割合

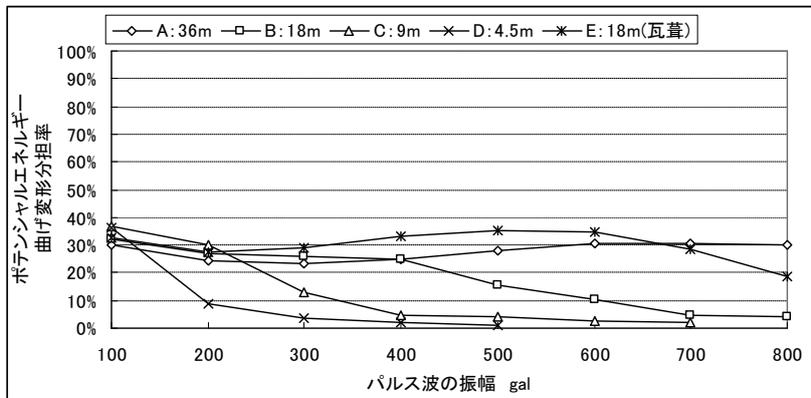


図 5.16 ポテンシャルエネルギーのうち曲げ変形の割合

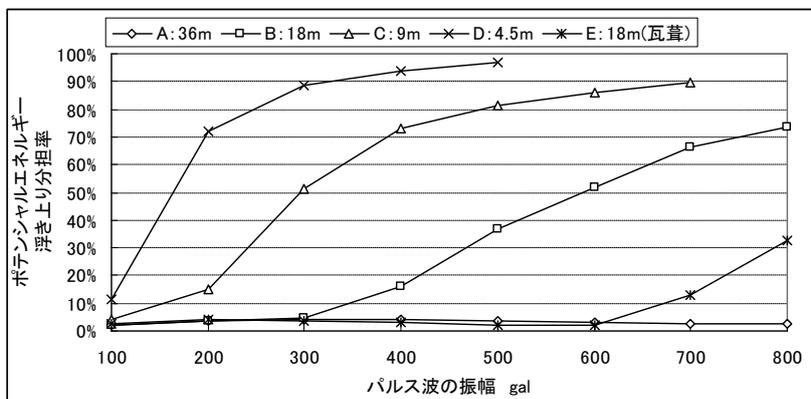


図 5.17 ポテンシャルエネルギーのうち浮き上りの割合

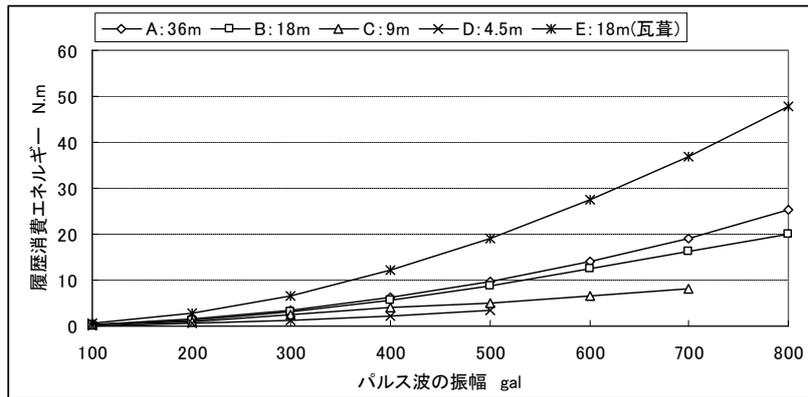


図 5.18 履歴消費エネルギーの大きさ

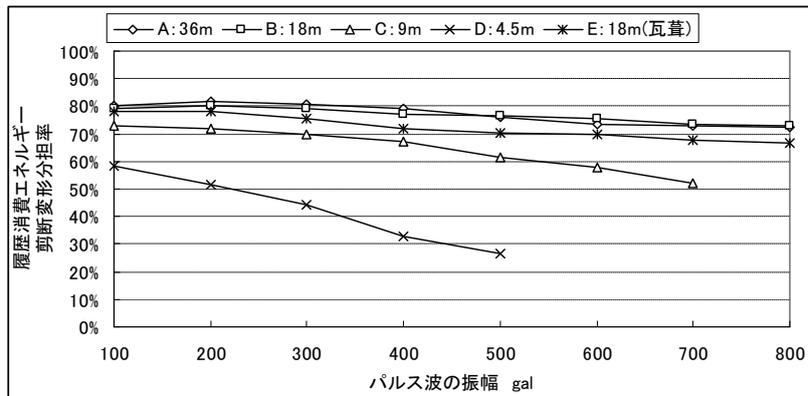


図 5.19 履歴消費エネルギーのうち剪断変形の割合

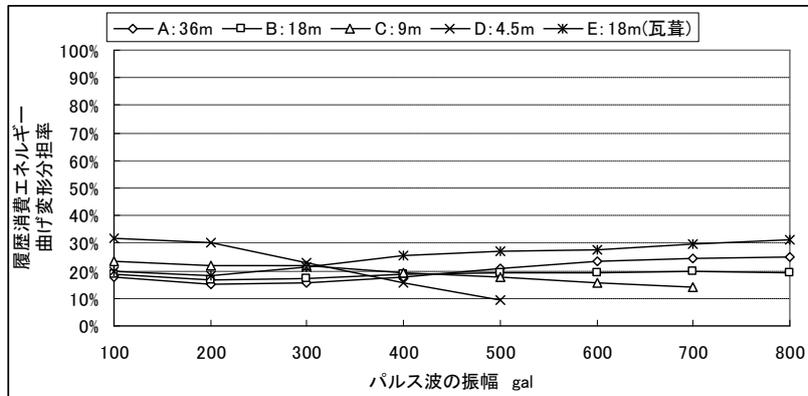


図 5.20 履歴消費エネルギーのうち曲げ変形の割合

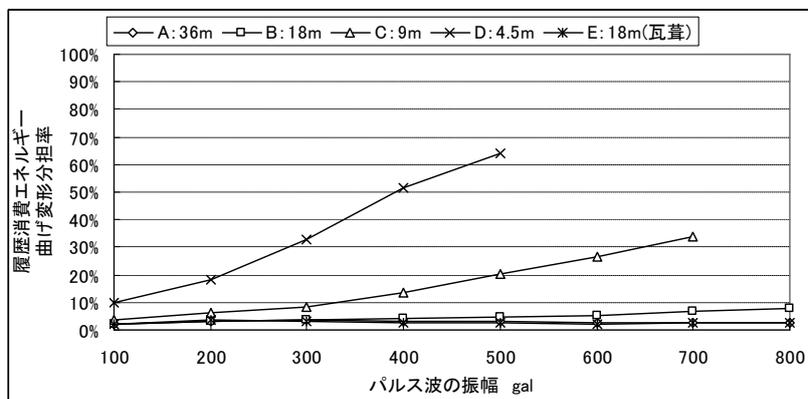


図 5.21 履歴消費エネルギーのうち浮き上りの割合

## 2.3 地震波に対する応答

### 2.3.1 Bのエネルギー応答

B 三重塔（18m）に対し、表 5.19 に示す 7 個の気象庁観測地震波を入力波とし応答解析を行った。地震波は time factor を考慮して時間軸を調整した。神戸波・能登波に対する応答について、各層の水平変位と回転角の時刻歴応答波形を図 5.22～図 5.25 に示す。また各エネルギー・各バネの内部エネルギーの時刻歴応答波形を図 5.26～図 5.31 に示す。さらに各地震波に対する最大応答を表 5.20 に、最大応答を示した半周期における、ポテンシャルエネルギーの増分（図・E<sub>1</sub>）と履歴消費エネルギー（図・E<sub>2</sub>）（以下、瞬間ポテンシャルエネルギー・瞬間消費エネルギーと呼ぶ）の大きさと内訳を表 5.21・表 5.22 に示す。これらの図・表から以下のことが分る。

最大応答について

- ①どの地震波に対する応答においても、層間変形角は三層が大きく、二層・初層がその 1/2～1/3 倍で、層間回転角は三層・二層が大きく、初層がその約 1/3 となる。
- ②神戸波・能登波・中越波・鳥取波に対しては、建物下部で浮き上りを大きく生じており、その場合には塔身内部の変形がおおよそ一定になる。
- ③能登波に対し浮き上りが大きいのは、地震波に含まれる長周期の波による。

瞬間ポテンシャルエネルギーについて

- ①建物下部からの浮き上りが大きい場合は、浮き上りの割合、すなわち浮き上りによって生じる位置エネルギーの割合が大きい。
- ②剪断変形の割合は曲げ変形の割合の約 2～3 倍で、浮き上りが小さい場合には剪断変形の割合が増加する傾向がある。
- ③剪断変形・曲げ変形どちらの割合も下層の方が大きく、特に初層の剪断変形の割合が大きい。

瞬間消費エネルギーについて

- ①瞬間消費エネルギーの割合は地震波によらずおおよそ同じで、剪断変形が 6～8 割、曲げ変形が 2～3 割、浮き上りが 1 割以下である。
- ②剪断変形の割合の中でも特に初層のそれが大きく、3～7 割である。

表 5.19 解析に用いた地震波

地震名	気象庁名	観測地	使用した成分	最大加速度	上下成分最大加速
神戸波	兵庫県南部地震	神戸海洋気象台	NS波	818	332
中越波	新潟県中越地震	小千谷市城内	EW波	898	731
能登波	能登半島地震	輪島市鳳至町	NS波	464	190
宮城波	宮城県北部(中部)	涌谷町新町	EW波	513	285
鳥取波	鳥取県西部地震	境港市東本町	EW波	748	184
宮城沖波	宮城県沖	大船渡市大船渡町	EW波	1106	242
十勝波	十勝沖地震	浦河町潮見	EW波	349	98

表 5.20 各地震波に対する最大応答 (B)

入力地震波	最大変位	最大層間変形角			最大層間回転角			
	三層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部
神戸	35	1/10	1/28	1/29	1/47	1/59	1/158	1/62
能登	73	1/10	1/39	1/31	1/53	1/62	1/171	1/18
中越	39	1/10	1/35	1/23	1/44	1/53	1/142	1/49
鳥取	65	1/12	1/37	1/31	1/54	1/69	1/176	1/21
宮城	14	1/27	1/69	1/43	1/113	1/189	1/514	1/1890
宮城沖	6	1/55	1/99	1/96	1/245	1/368	1/988	1/4922
十勝	23	1/22	1/45	1/32	1/95	1/137	1/267	1/186

表 5.21 各地震波に対する瞬間ポテンシャルエネルギーの分担率 (B)

	剪断			回転				剪断	曲げ	浮き上り	エネルギー量
	3層	2層	1層	3層	2層	1層	建物下部				
神戸	7%	14%	19%	5%	18%	11%	27%	39%	34%	27%	12.3
能登	2%	3%	13%	1%	3%	3%	75%	19%	6%	75%	28.9
中越	3%	4%	27%	1%	4%	5%	56%	35%	10%	56%	14.4
鳥取	6%	4%	11%	2%	4%	3%	70%	21%	10%	70%	26.6
宮城	26%	5%	37%	11%	13%	5%	2%	69%	29%	2%	3.2
宮城沖	8%	6%	74%	4%	3%	3%	1%	88%	10%	1%	1.2
十勝	11%	11%	34%	2%	7%	9%	25%	57%	18%	25%	6.6

表 5.22 各地震波に対する消費ポテンシャルエネルギーの分担率 (B)

	剪断			回転				剪断	曲げ	浮き上り	消費/ポテンシャル
	3層	2層	1層	3層	2層	1層	建物下部				
神戸	8%	16%	42%	2%	17%	11%	4%	66%	30%	4%	57%
能登	18%	9%	46%	4%	8%	6%	9%	73%	18%	9%	25%
中越	28%	10%	34%	6%	13%	6%	4%	72%	25%	4%	60%
鳥取	22%	11%	26%	8%	15%	9%	9%	60%	32%	9%	25%
宮城	24%	4%	52%	8%	8%	3%	2%	80%	19%	2%	77%
宮城沖	12%	7%	66%	6%	6%	3%	1%	84%	14%	1%	73%
十勝	15%	14%	48%	4%	7%	8%	4%	77%	19%	4%	48%

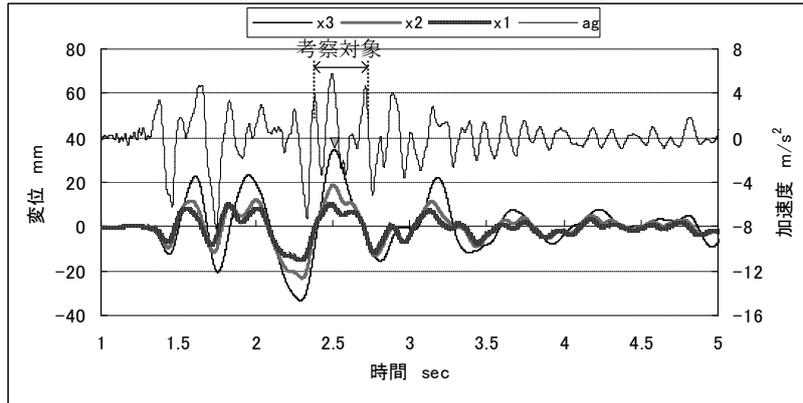


図 5.22 応答変位波形 (B 神戸)

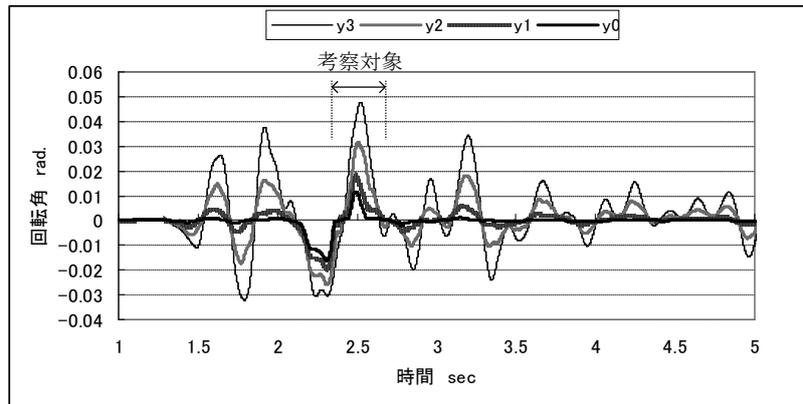


図 5.23 応答回転角波形 (B 神戸)

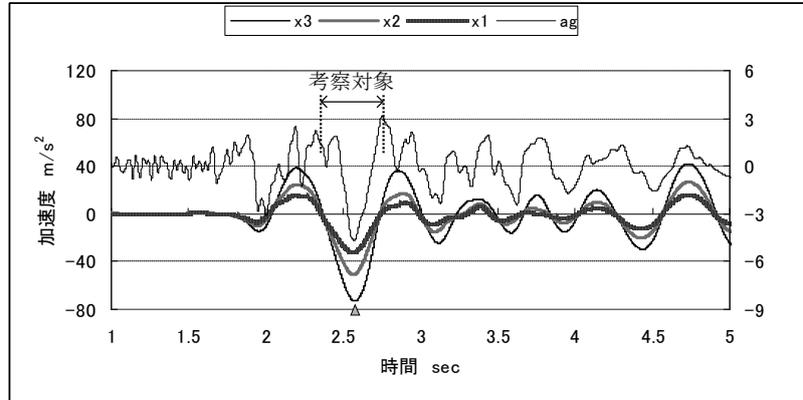


図 5.24 応答変位波形 (B 能登)

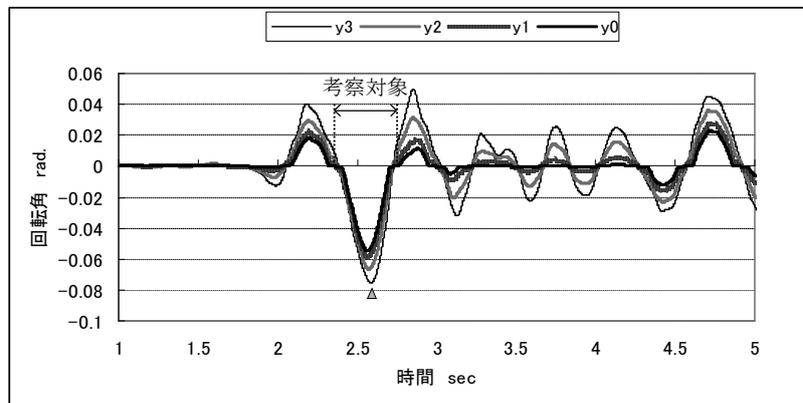


図 5.25 応答回転角波形 (B 能登)

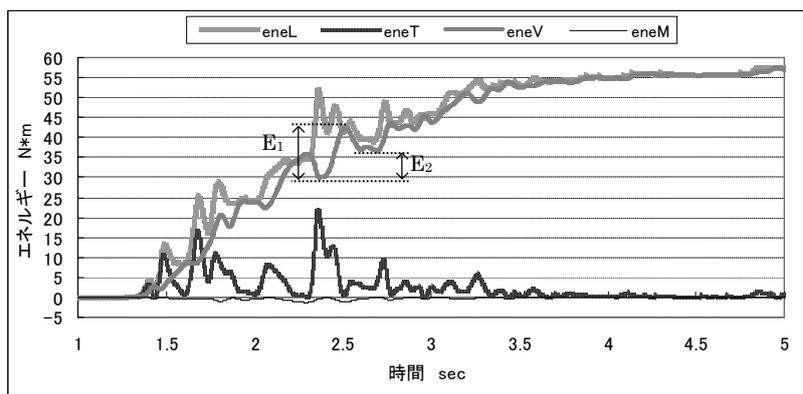


図 5.26 各エネルギーの応答波形 (B 神戸)

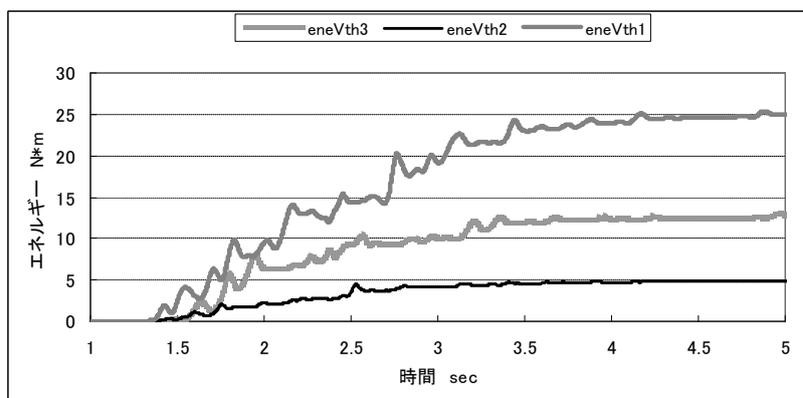


図 5.27 剪断バネの内部エネルギーの応答波形 (B 神戸)

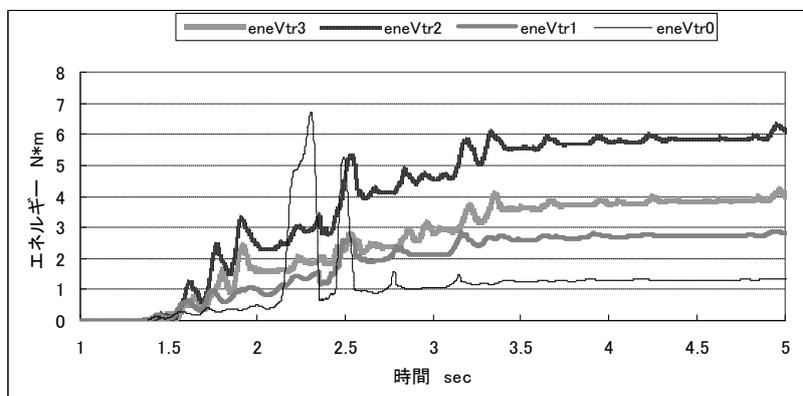


図 5.28 回転バネの内部エネルギーの応答波形 (B 神戸)

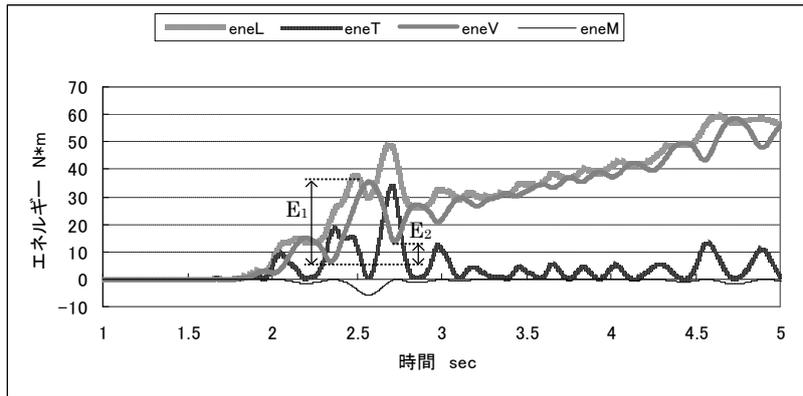


図 5.29 各エネルギー応答の応答波形 (B 能登)

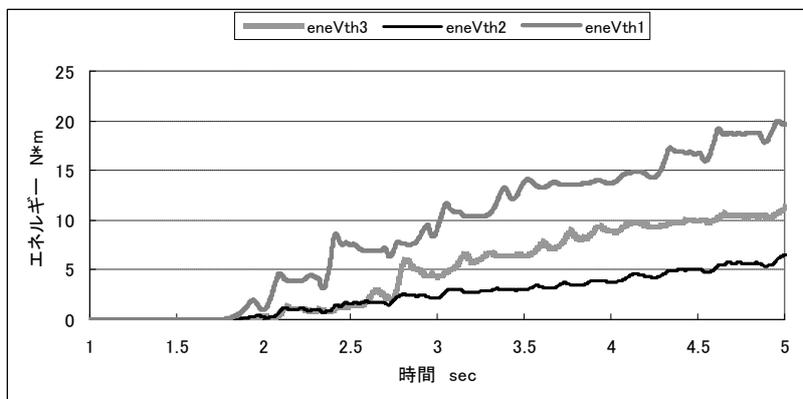


図 5.30 剪断バネの内部エネルギーの応答波形 (B 能登)

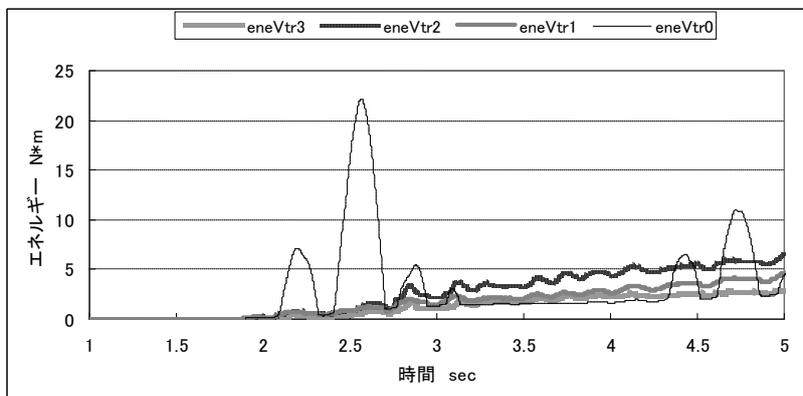


図 5.31 回転バネの内部エネルギーの応答波形 (B 能登)

## 2.2.2 塔の規模が地震波に対する応答に与える影響

次に A 三重塔 (36m)・C 三重塔 (9m)・D 三重塔 (4.5m)・E 三重塔 (18m 瓦葺) の神戸波に対する応答を求め、最大応答・瞬間ポテンシャルエネルギー・瞬間消費エネルギーの割合を表に示す。

まず A~D までの応答性状を比較し、塔の規模が地震応答の特性に与える影響を考察する。  
最大応答について

- ①三層の最大応答変位は規模が大きいほど小さいが、実スケールに換算するとどのモデルも同程度である。
- ②塔身内部の変形は剪断変形・曲げ変形ともに上層の方が大きい。
- ③規模が小さいと建物下部の浮き上りが増大し、塔身内部の剪断変形・曲げ変形が減少する。規模が大きくなると浮き上りが生じない分、塔身内部の変形が増大し、特に三層の剪断変形が大きくなる。
- ④A に関しては B よりも全体的に応答が小さいが、これは A の場合、規模が大きくなったことで応答振動の振動数が低くなり、地震波に対する応答倍率が低下したためと考えられる。

瞬間ポテンシャルエネルギーについて

- ①エネルギーの大きさはパルス波に対する応答では各モデル同程度となったのに対し、地震動に対する応答では A が小さく、C が大きい。各モデルの応答振動の特性によって、入力エネルギーが異なる。
- ②規模が小さいと建物下部の浮き上りが大きくなることで浮き上りの割合、すなわち浮き上りによって生じる位置エネルギーの割合が大きくなり、D ではほぼ 100%に達している。
- ③規模が大きく浮き上りが生じない場合には剪断変形の割合が大きくなり、特に初層の剪断変形の割合が大きい。A では剪断変形が約 9 割で、そのうち約 2/3 が初層の剪断変形が約 6 割である。
- ④規模が大きいと曲げ変形の割合が小さくなるが、これは重量の増大に伴い各層の回転バネの剛性が高くなることと、相対的に剛性の低くなった剪断変形に変形が集中すること、による。

瞬間消費エネルギーについて

- ①規模が小さい場合、浮き上りに伴い建物下部の回転の割合、すなわち縁の変形による消費エネルギーの割合が大きくなるが、ポテンシャルエネルギーの建物下部の回転の割合ほどは大きくならず、D ではその割合が 8 割程度である。
- ②規模が大きい場合、剪断変形の割合が大きくなり、その割合はポテンシャルエネルギーよりも大きい。A ではその割合が 9 割となり、特に初層の剪断変形の割合は大きく、約 7 割となる。
- ③瞬間ポテンシャルエネルギーに対する瞬間消費エネルギーの割合は、規模が大きく浮き上りを生じない場合には大きく、A ではほぼ 100%であるが、規模が小さく浮き上りを生じる場合には小さく、D では 1 割程度となる。規模が小さい場合には減衰性能が低下するといえる。

### 2.2.3 建物重量が地震波に対する応答に与える影響

A 三重塔（金属板葺）・E 三重塔（瓦葺）の解析結果を比較し、屋根材の違いすなわち重量条件の違いが応答特性に与える影響について考察する。

最大応答について

- ①E では建物重量が増大することで浮き上りを生じなくなり、塔身の剪断変形・曲げ変形が増大する。三層の剪断変形は 1/10 以上となる。

瞬間ポテンシャルエネルギーについて

- ①E は A に比べエネルギーが約 2 割大きい。パルス波応答では E の重量が A の 2 倍となり、単位重量当りの瞬間ポテンシャルエネルギーの大きさが等しいため、瞬間ポテンシャルエネルギーの大きさはおよそ 2 倍となったが、地震波に対する応答の場合、E の振動数が A のそれより低いことから単位重量当りの瞬間ポテンシャルエネルギーが小さくなり、瞬間ポテンシャルエネルギーは 2 倍とはならない。

- ②三層の剪断変形の割合と二層の回転変形の割合が大きく、特に前者が 5 割と大きい。

瞬間消費エネルギーについて

- ①E のエネルギーの大きさは、ポテンシャルエネルギーと同様、A に比べ大きい。  
②三層の剪断変形の割合が、変形の増大に伴い著しく増大し、これにより初層の剪断変形の割合が著しく低下している。

表 5.23 神戸波に対する最大応答

モデル	最大変位	最大層間変形角			最大層間回転角			
	三層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	建物下部
A	16	1/14	1/49	1/38	1/97	1/128	1/378	1/1163
B	35	1/10	1/28	1/29	1/47	1/59	1/158	1/62
C	82	1/22	1/60	1/48	1/66	1/84	1/270	1/14
D	140	1/62	1/133	1/106	1/141	1/160	1/541	1/7
E	34	1/8	1/35	1/22	1/37	1/44	1/118	1/764

表 5.24 神戸波に対する瞬間ポテンシャルエネルギーの内訳と大きさ

	剪断			回転				剪断	曲げ	浮き上り	エネルギー合計
	3層	2層	1層	3層	2層	1層	建物下部				
A	20%	6%	59%	7%	4%	2%	2%	85%	14%	2%	5.9
B	7%	14%	19%	5%	18%	11%	27%	39%	34%	27%	12.3
C	7%	2%	3%	5%	7%	2%	76%	11%	13%	76%	18.0
D	0%	1%	2%	0%	0%	0%	96%	3%	1%	96%	14.5
E	51%	5%	3%	8%	23%	9%	0%	60%	40%	0%	14.8

表 5.25 神戸波に対する瞬間消費エネルギーの内訳と大きさ

	剪断			回転				剪断	曲げ	浮き上り	エネルギー合計	消費/ポテンシャル
	3層	2層	1層	3層	2層	1層	建物下部					
A	14%	7%	68%	4%	3%	2%	2%	89%	9%	2%	5.8	98%
B	8%	16%	42%	2%	17%	11%	4%	66%	30%	4%	7.0	57%
C	26%	5%	19%	14%	19%	2%	14%	50%	36%	14%	5.0	28%
D	2%	4%	14%	1%	2%	2%	75%	20%	5%	75%	2.1	14%
E	53%	9%	-3%	8%	20%	11%	1%	60%	39%	1%	9.1	62%

### 第3節 地震時に軒先にかかる荷重についての考察

#### 3.1 解析概要

第4章では建物の浮き上りによって軒の上下方向の振動が励起することを指摘した。第2節で三重塔の地震応答解析を行った結果、建物下部での浮き上りを生じることが分った。よって地震時にも浮き上りによって軒の振動が励起すると考えられる。

また、小屋組の構造形式や重量バランスが異なれば、浮き上りが各層の小屋組でも生じる可能性や、どの部分にも浮き上りが生じない可能性もある。よって小屋組の構造形式や重量バランスの違いは地震時の軒の振動の特性に大きく影響を与えると考えられる。

そこで以下の3個のモデルについて、地震時の軒の振動を解析により再現し、結果を比較することで構造形式が地震時の軒の振動に与える影響について考察する。

B：三重塔（18m） 建物下部のみ浮き上りを生じない

F：三重塔（18m） 浮き上りを生じない

G：三重塔（18m） 上層の小屋組が浮き上りを生じる

Fは、Bにおいて建物下部の回転バネが最大復元力に達すると復元力一定となる条件を無くした状態である。これは建物下部を基礎に緊結した状態に等しいといえる。GはFにおいて各層の小屋組の回転バネに最大復元力に達すると復元力一定となる条件を加えた状態である。各層の回転バネの最大復元力は回転バネ上部が剛体と仮定した場合の最大復元力を式5.3によって求め表5.26のように決定した。

$$P_{\max} = \frac{2 \cdot W \cdot g}{b} \quad \text{L 式5.3}$$

$P_{\max}$ : 復元力最大値  $W$ : 上部重量  $g$ : 重力加速度  $b$ : 底辺幅

実験に用いた模型の小屋組では図5.32-aに示すように通し肘木が柱を貫通しているため、ここで示した完全に剛体が浮き上る時のような復元力特性は示さないが、法起寺三重塔(図5.32-b)のような古代の塔の小屋組では通し肘木が柱上の斗拱に積み重なることが多く、この場合の小屋組はこのような復元力特性を示す可能性がある。

表 5.26 G の各層の最大復元力 (N.m)

	G
三層	108
二層	250
初層	469

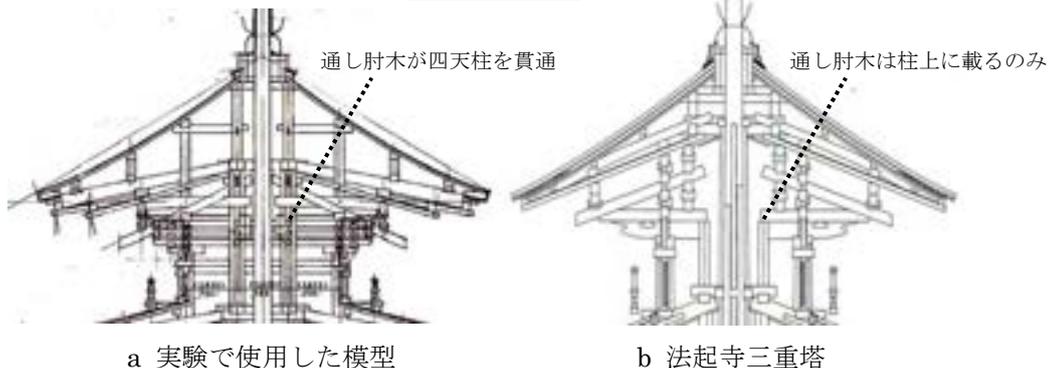


図 5.32 三層小屋組の構造形式の比較

剛性が初期剛性に等しいとした場合の固有振動数・固有振動モードは、図 4.8 に示したものと同じで、これは B・F・G で共通している。

### 3.2 地震波に対する B の軒先の上下方向の応答加速度

B の神戸波に対する応答について、軒の振動の時刻歴応答を図に示す。軒の振動と建物下部の浮き上りとの関係性を見るために、図には建物下部の回転バネの復元力の時刻歴波形も示している。復元力が一定となっている区間が浮き上りを生じていることを示している。

軒の振動の特性は建物下部が一度浮き上り着地する時（図中矢印）を境に変化する。これより前では軒の振動は水平変位・回転角に見られる約 3Hz の振動が主で、各層の軒の振動の大きさを比較すると三層が一番大きい。すなわち 1 次固有振動モード（図 4.8）に相当する振動が大きいことが分る。

これに対し建物下部で浮き上りを生じると、初層・二層の軒で約 20Hz の振動が励起している。これは初層の小屋組の回転振動が大きい 6 次固有振動モード（図 4.8）に相当する振動である。この励起現象によって、各層の軒の振動は最大加速度をとる（表 5.27-1 段目）。加速度の最大値は初層の軒が一番大きく 1648gal である。なお 20Hz は実物スケールに換算すると 6.3Hz に相当する。

同様に、各地震波について応答解析を行い、軒の振動と建物下部の回転角の最大値を表 5.27 にまとめた。解析モデルでは建物下部の回転バネは回転角が 1/1000 を越えると浮き上りを生じ復元力一定となるが、宮城波・宮城沖波以外に対する応答は、建物下部の回転角の最大値が 1/1000 を超え、すなわち浮き上りを生じている。この場合、軒の振動の最大値が大きく、その傾向は初層の軒で顕著である。

以上より、地震に対する応答で建物下部の浮き上りが生じるか否かによって各層の軒の振動の最大値、特に初層の軒の振動の最大値、が大きく変化することが分った。

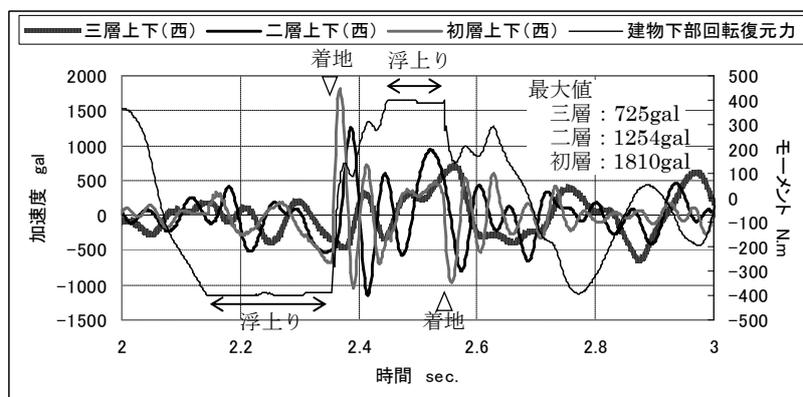


図 5.33 軒の振動と建物下部回転バネの復元力の時刻歴波形（B 神戸波）

表 5.27 軒の振動の最大加速度と建物下部の最大回転角 (B)

地震名	軒の振動の最大加速度			建物下部 最大回転角
	三層軒先	二層軒先	初層軒先	
神戸	725	1254	1810	1/67
中越	1015	938	1306	1/53
能登	596	815	1574	1/19
宮城	403	266	156	1/1767
鳥取	629	872	1488	1/25
宮城沖	385	256	172	1/4282
十勝	400	552	884	1/225

### 3.3 構造形式が軒先の上下方向の加速度応答に与える影響

B の応答において建物下部の浮き上がりが大きかった神戸波・中越波・能登波・鳥取波について、F・G の応答を求め、軒の振動の最大加速度を表 5.28・表 5.29 にまとめた。また、G については小屋組の浮き上がりとの軒の振動の関係を見るために各層の層間回転角の最大値を表 5.30 にまとめた。

まず、F の軒の振動の最大加速度 (表 5.28) について見てみると、上層ほど大きく、B と比べると初層の軒の最大加速度が著しく小さくなっている。4-1 で指摘した建物下部の浮き上りに伴う 6 次の固有振動モードに相当する振動の励起が生じなくなったことが分る。

次に G の層間回転角の最大加速度 (表 5.29) について見てみると、地震波によって全層の小屋組が浮き上りを生じる場合や、三層のみ浮き上りを生じる場合、二層のみ浮き上りを生じる場合があるが、G の軒の振動の最大値は、F の軒の振動の最大値と比較すると、浮き上りを生じる層を中心に増大する傾向がある。

G の応答のうち、三層の浮き上がりが大きい中越波に対する応答について軒の振動の時刻歴波形を図 5.34 に示す。三層小屋組の浮き上がりとの関係性を見るため三層の回転バネの復元力の時刻歴波形も図 5.34 に付記した。特に 2 回目に浮き上りを生じ着地した瞬間、三層の軒先で約 10Hz の振動が励起しており、これは三層小屋組の回転振動が大きい 3 次固有振動モードに相当する振動である。この現象は建物下部の浮き上がりによって生じる初層の軒の振動の励起現象とほぼ同じ特性を持つことが分る。

以上より、浮き上りの有無や浮き上りを生じる層によって各層の軒の振動の応答特性は変化し、上層で浮き上りを生じた場合には三層の軒で、建物下部で浮き上りを生じた場合には初層の軒で、振動が励起されることが分った。ただし第 4 章によれば、解析結果の軒の振動の大きさは、特に初層の軒の振動のように振動数が高い場合、その振幅は実際には解析の 1/2 程度となる可能性が高い。しかし表 5.19 に示した各地震波の上下成分の最大加速度と比較すると軒の振動の加速度振幅は大きい。よって、浮き上がりによって生じる軒の振動の励起現象は、軒の折損といった地震被害を引き起こす要因である可能性が高い。

表 5.28 軒の振動の最大加速度 (F)

地震名	軒の振動の最大加速度		
	三層軒先	二層軒先	初層軒先
神戸	817	547	331
中越	984	788	606
能登	1398	1116	515
鳥取	865	646	309

表 5.29 軒の振動の最大加速度 (G)

地震名	軒の振動の最大加速度		
	三層軒先	二層軒先	初層軒先
神戸	1075	864	828
中越	1578	1339	591
能登	1837	3078	5295
鳥取	1054	1988	2242

表 5.30 層間回転角の最大値 (G)

地震名	三層回転	二層回転	初層回転	建物下部
神戸	1/40	1/38	1/83	1/565
中越	1/22	1/44	1/119	1/596
能登	1/5	1/7	1/15	1/393
鳥取	1/32	1/12	1/36	1/450

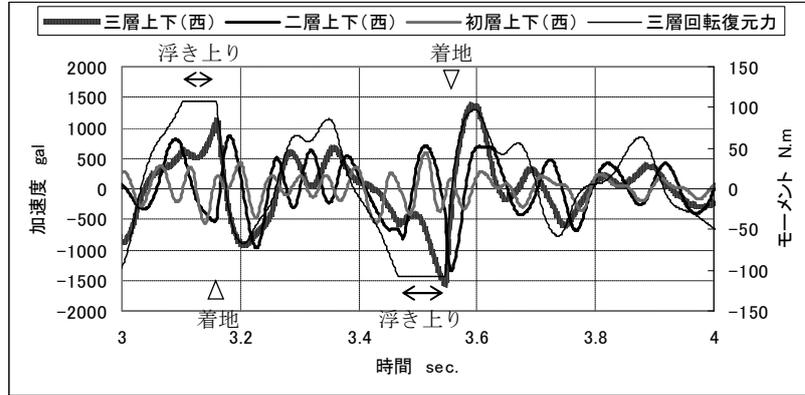


図 5.34 三層小屋組の浮上りと軒の振動の応答加速度 (G 中越波)

### 3.4 軒の振動による瓦の飛散の可能性

屋根瓦の飛散と軒の振動の関係について考察する。ここでは、B の神戸波に対する応答を対象に、軒の振動が瓦の飛散に結び付くか検討する<sup>5)</sup>。

瓦を落下させる外力の大きさについては実験データが少ないため推測値となるが、葺き土による固定や簡単な番線止めを想定し仮に摩擦係数 0.5 に相当する力であると仮定する<sup>6)</sup>。軒には鉛直方向と水平方向の加速度が加わり、その軌跡を描くと図 5.35~5.37 のようになる。下向きの加速度が働けばみかけの重量が減り、摩擦力は低下する。これを考慮すると図の点線より下側の加速度が加われば瓦が滑ることとなる。B の神戸波に対する応答では各層の軒で瓦が落下する可能性があることとなる。ただし、木造層塔の瓦重量は塔全体の重量の約 4~6 割程度あるため、瓦が落下すれば地震力が大幅に軽減され、耐震性に関して言えば有利に働く可能性もある。

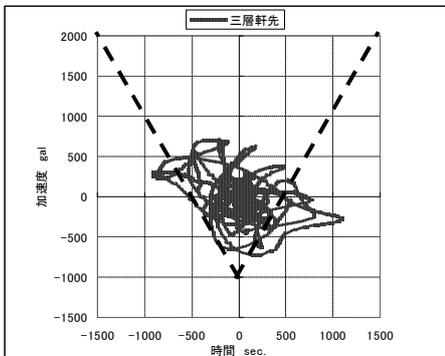


図 5.35 三層軒先の  
応答加速度の軌跡  
(神戸波 B)

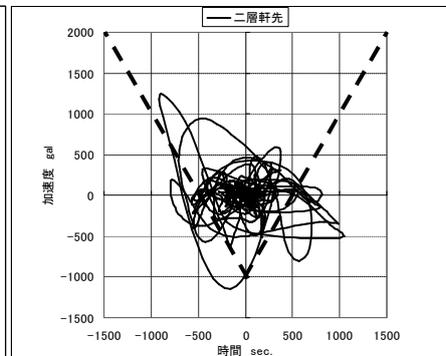


図 5.36 二層軒先の  
応答加速度の軌跡  
(神戸波 B)

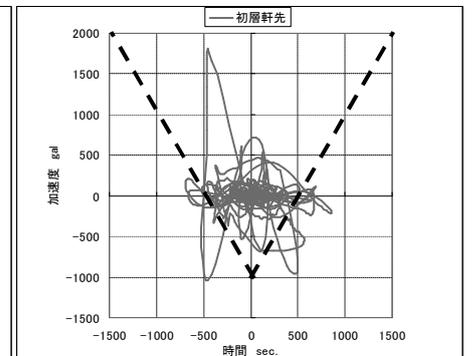


図 5.37 初層軒先の  
応答加速度の軌跡  
(神戸波 B)

## 第4節 小結

第2章～第4章の実験結果に基づき数値解析を行うことでA) 規模の大きさが応答性状に与える影響、B) 小屋組の構造形式が軒先の上下方向の振動の応答性状に与える影響、の2点について考察し、以下のことを明らかにした。

### A) 規模の大きさが応答特性に与える影響

- ①規模が小さい三重塔の場合、建物下部の浮き上がりが生じやすくなり、規模が大きい三重塔の場合、建物下部の浮き上りを生じない分、塔身内部の剪断変形・曲げ変形が大きくなる。
- ②パルス波に対する応答では、ポテンシャルエネルギーの最大値が、重量条件の異なる模型においても同程度となる。これは実スケールで考えると、どの規模の三重塔においても単位重量あたりのポテンシャルエネルギーの最大値が等しくなっていることに相当する。ただし、地震動に対する応答では、塔の規模によって単位重量あたりのポテンシャルエネルギーの最大値が変化する。
- ③ポテンシャルエネルギー・履歴消費エネルギーの内訳は、建物下部の浮き上りを生じない限り変形量や建物の規模の大小によって変化せず、剪断変形の割合は7～8割、曲げ変形の割合は2～3割である。特に初層の剪断変形の割合が大きい。
- ④建物下部の浮き上りを生じる場合、ポテンシャルエネルギーの建物下部の回転バネの割合、すなわち浮き上りによって生じる位置エネルギーの割合が急増し、剪断変形・曲げ変形の割合は減少する。これに対し、履歴消費エネルギーの建物下部の回転バネの割合は多少増加するが、最大でも1割程度であり、剪断変形・曲げ変形の割合は浮き上りが生じない場合と同程度である。

### B) 小屋組の構造形式が軒先の上下方向の振動の応答特性に与える影響について

- ⑤高さ18mの三重塔において、実験に使用した模型のように上層の小屋組が、四天柱に通し肘木が貫通するような、小屋組の浮き上りを生じにくい構造となっている場合には、建物下部で浮き上りを生じ、初層・二層の軒の振動が励起される。一方で上層の小屋組が、四天柱の上に通し肘木が載るような、小屋組の浮き上りを生じやすい構造となっている場合には、三層の小屋組が浮き上りを生じる可能性もあり、この場合には三層の軒の振動が励起される。
- ⑥地震時の軒の振動は軒の折損や瓦の飛散に結びつく可能性が高い。

## 第 5 章注

- 1) 前報までは実験の状況に即し屋根に積載した錘の重量と位置から回転慣性を求めた。本報では実大の建物の状況に合わせるため、似た構造を持つ清水寺三重塔の重量と回転慣性の関係を用いて、解析対象とした三重塔の回転慣性を求めた。なお、清水寺三重塔は瓦葺であるが、ここでは瓦を除く状態を参考にした。各層の重量と回転慣性の関係は以下の式で表せる。
- 2) 1)と同様に清水寺三重塔における重量と回転慣性の関係式を用いて求めた。ここでは瓦を載せた状態を参考にした。各層の重量と回転慣性の関係は以下の式で表せる。
- 3) size factor と weight factor の関係については第 2 章第 2 節で考察した。
- 4) size factor と time factor の関係については第 2 章第 2 節で考察した。
- 5) 解析対象とする B は屋根材が金属板葺であり、瓦葺のものとは重量条件が異なる。今後、瓦葺の塔についても考察する。
- 6) 例えば、山辺克好、藤田朝浩：「千葉県東方沖地震の被害調査（屋根瓦の被害と墓石の転倒ならびに地盤性状との関係）」、『日本建築学会大会学術講演梗概集』,1988, pp. 321-322 によれば、転倒した墓石から推定震度が 0.4 に達すると大部分の家の屋根瓦に被害が生じることを指摘している。これを参考に本報では瓦に水平加速度が 0.5G に達すると屋根瓦が落下すると仮定した。

## 第6章

### 薬師寺東塔の文献, 図面調査に基づく地震被害履歴に関する考察

## 第1節 序

本章では、国宝薬師寺東塔（以下、“東塔”）の地震被害の履歴について検討した。東塔は創建以来、幾多の大地震に見舞われているが、古代や中世の地震被害の記録は比較的乏しい。しかしながら薬師寺には『公文所日記』と称する日々の記録が残されており、その中には幕末の嘉永七年（1854）に伊賀・伊勢・奈良に大被害を与えた地震（以下、安政奈良地震と呼ぶ）の被害状況や構造復旧の過程などが克明に記録されている。また最近、明治31年から同33年の修理（以下、明治修理と呼ぶ）の前に行われた実測調査の記録が見つかり、この記録の一部からは安政奈良地震の被害の痕跡を知ることができる可能性が高い。これらの記録は大規模な地震に対する被害の具体的な内容を知る貴重な手掛かりであるだけでなく、その被害の原因や建物の構造特性について考察をするためにも重要な資料である。東塔はこのような資料が豊富に残る事例であると言えよう。本章では主として上記の資料をもとに安政奈良地震による東塔の地震被害を中心に考察する。

## 第2節 東塔の被災履歴と歴史地震の推定地震動

東塔の創建以降、薬師寺に被害を与えたと考えられる地震および台風と、東塔を中心とした薬師寺での修理記録を表6.1にまとめた<sup>1)~4)</sup>。

薬師寺の建物の位置関係を確認するために、寛政2年（1790）頃の伽藍配置を図6.1に示す。東塔以外に現存する建立年代の古い建物として、弘安年間（1278-1288）に建立された東院堂と慶長8年（1603）に建立された八幡社の位置を示した。また現存しないが被害記録にでてくる建物として旧金堂、文殊堂、西院の位置も示した。

東塔の地震被害の記録は天平2年（730）建立後から今日に至るまでの約1300年間に7回確認することができる。この中には、塔が倒壊したという記録は無いが、塔の傾斜（5回）や相輪の損傷及び傾斜（5回）という被害記録がある。薬師寺の被害記録が残っている地震（地震①～⑧）について、震源位置を図6.2に示した。

上述の地震を含む、今日までの1300年間に近畿圏に被害を与えた43回の地震について、薬師寺位置での地震動を推定した<sup>5)</sup>。各地震の震源距離とマグニチュードを用いて<sup>6)</sup>、各地震の際の薬師寺位置での最大地動加速度を距離減衰式で算定した。図6.3に推定最大地動加速度を示す。図中では、内陸直下型地震については黒色、海洋性地震については白色で示した。

これに加え、震央位置について諸説ある天平6年(734)の天平地震、慶長元年(1596)の慶長地震、嘉永7年(1854)の安政奈良地震については、推定されている活動断層をもとに断層最短距離を求め<sup>7)</sup>、断層最短距離とマグニチュードから最大地動加速度を算定した。これについては図6.3中に灰色で示した。また、地震と修理の関連性を検証するため、東塔の修理が行われた年を図6.3に点線で示した。

推定地震動と被害記録を対比すると、東塔の被害記録のある地震（地震②,⑤,⑥,⑦,⑧）のうち 3 回は海洋性地震である。東西両塔の内一基は相輪が落ち、一基は大きく歪む被害を出した正平 16 年（1361）の地震②は南海沖を震源とした地震で、薬師寺での地動最大加速度の推定値が約 70gal となった。また、東塔の相輪が折れた宝永 4 年（1707）の地震⑤は、東海沖と南海沖を震源とする地震が連動して活動した可能性が高く、約 130gal である。東塔の塔身が傾斜した昭和 19 年（1944）の地震⑧は東海道沖を震源としたもので約 90gal である。また、薬師寺の廻廊が倒壊した記録のある永長元年（1096）の地震①は東海沖を震源としたもので約 50gal である。これに対し、東塔の被害記録のある内陸直下型地震は 2 回で、相輪が少し破損した文政 2 年（1819）の地震⑥は三重を中心とした地震で約 60gal、後述するように薬師寺全体に大被害を与えた嘉永 7 年（1854）の地震⑦は伊賀・伊勢・奈良を中心とした地震で約 250gal である。また東塔の被害記録はないが、薬師寺で被害があった明応 3 年（1494）の地震③は奈良を震源とした地震で約 180gal である。同じく記録は無いが、伽藍内の建物や周辺寺院の被害記録からおそらく東塔にも被害があったと考えられる慶長元年（1596）の地震④は、震源について諸説あるが、約 430gal と最も大きい<sup>8)</sup>。

以上より、地震①～⑧の最大地表加速度の平均は約 160gal、そのうち海洋性地震 4 回の平均は約 80gal となる。震源が遠く比較的推定地震動が小さい海洋性地震でも被害が出ていることが注目され、これは海洋性地震の地震動に含まれる長周期成分の影響が示唆される。

また、周辺建物と東塔の被害履歴を比較すると、慶長元年（1596）の地震④、宝永 4 年（1707）の地震⑤、嘉永 7 年（1854）の地震⑦など、東塔に被害を与えたと推定される地震で、八幡宮の被害が連動していることも注目される。

次に近世以降の東塔の修理と上記の地震の関係について見てみると、正保修理（1644～1647 頃）は慶長伏見地震（1596）の約 50 年後に当たるが、この地震の直後から始まった北大門や金堂の建立、八幡宮の造営・修理に続いて行われていることから、慶長伏見地震の被害復旧であった可能性が示唆される。

同様に、天明修理（1783 頃）は宝永地震（1707）の約 80 年後に行われたが、地震後の東院堂・八幡宮楼門廻廊・金堂の修理に続いて行われているから、この地震の被害復旧であったとも考えられる。

また、後述するように文化 4 年（1807）には東塔の大規模な修理計画を行っているが、これは被災と修復を繰り返すことで損傷が進行していただけでなく、修理後わずか 20 年で大規模修理が必要な状態になっていることから、天明修理が適切かつ十分なものでなかったためと推定できる。



表 6.1 薬師寺の被災と修復の歴史

和暦	西暦	種類	俗称	薬師寺での被害・修理内容	奈良近辺の他の寺の被害内容
天平2年	730			東塔建立 <sup>*1*2</sup> 。	
天延元年	973	火災		金堂・両塔を残し焼失 <sup>*1*2</sup> 。	
永祚元年	989	大風		金堂上層吹き落される <sup>*1*2*4</sup> 。	東大寺・興福寺・法隆寺被害有 <sup>*4</sup> 。
永長元年	1096	地震①		廻廊転倒 <sup>*1*2*3*4</sup> 。	東大寺鐘落ち、東寺塔九輪落下 <sup>*3*4</sup> 。
建仁元年 ～仁治3年	1201 ～1242	修理		この頃、金堂や東塔の修造 <sup>*2</sup> 。	
建治3年	1277	落雷		西塔落雷。消火で焼失せず <sup>*1</sup> 。	
正平16年	1361	地震②		金堂二階傾き、両塔のうち一基は九輪が落ち、一基はゆがみ、中門、廻廊、西院は倒壊 <sup>*1*2*4</sup> 。	興福寺金堂・南円堂破損、唐招提寺塔九輪大破・廻廊転倒 <sup>*3</sup> 。
文安2年	1445	大風		金堂・南大門倒壊 <sup>*1*2</sup> 。	東寺塔高欄損傷、広隆寺塔九輪落下 <sup>*4</sup> 。
明応3年	1494	地震③		薬師寺破損 <sup>*1*3*4</sup> 。	東大寺・興福寺・法花寺・西大寺破損 <sup>*1*3*4</sup> 。
大永4年	1524	修理計画		東塔は塑像・相輪等が損傷している状態 <sup>*1*2</sup> 。	
享禄元年	1528	火災		放火で金堂・講堂・中門・西塔・僧房焼失、東塔残る <sup>*1*2</sup> 。	
天文8年	1539	大風		東塔が大風で被害を受け、修理 <sup>*2</sup> 。	
天文23年	1554	地震		東塔が九輪・塔身ともに東南に歪んだが元に戻る <sup>註2)</sup> 。	
慶長元年	1596	地震④	慶長伏見地震	八幡宮、西院堂、東西両門倒壊、おそらく塔にも被害 <sup>註3</sup> 。	唐招提寺戒壇・僧堂倒壊、同金堂・講堂・東塔破壊、法華寺金堂・海竜王寺・興福寺破壊。般若寺十三重塔の上二重落ちる <sup>*3</sup> 。
慶長2年～ 寛永17年	1597 ～1640	修理		北大門・金堂・八幡宮等を建立・修理 <sup>*1</sup> 。	
寛永20年	1643	修理計画		東塔は北東に2.3尺傾斜した状態 <sup>*1*2</sup> 。	
正保元年～ 正保3年	1644 ～1646	修理	正保修理	東塔修理、初層塑像を取り須弥壇を作成、軒を切縮め <sup>(?)</sup> <sup>*1*2</sup> 。	
宝永4年	1707	地震⑤	宝永地震	八幡宮楼門の「石居」が5～8寸程落ち、御廊破損。塔九輪折れ、金堂等損傷 <sup>*1*2</sup> 。	興福寺廻廊、法華寺塔倒れる <sup>*4</sup> 。
享保18年～ 安永6年	1733 ～1777	修理		東院堂・八幡宮楼門廻廊・金堂を修理 <sup>*1</sup> 。	
天明3年	1783	修理	天明修理	東塔修理 <sup>*1*2</sup> 。	
文化4年	1807	修理計画		相輪の修理、三層屋根の組替修理、初層柱の根継 <sup>*1*2</sup> 。	
文化5年	1808	修理		露盤修理 <sup>*1*2</sup> 。	
文化7年	1810			幕府に修繕費を要請 <sup>*1*2</sup> 。	
文政2年	1819	地震⑥		東塔九輪少し破損 <sup>*1</sup> 。	春日の石燈籠倒壊 <sup>*4</sup> 。
嘉永7年	1854	地震⑦	安政奈良地震	被害と修理の内容については第3章に記載	
安政3年	1856	修理			
明治24年	1891	地震	濃尾地震		春日大社の石燈籠倒れ、東大寺南大門傾斜 <sup>註4</sup> 。
明治31年～ 同33年	1898 ～1900	修理	明治修理	解体修理 <sup>*1*2</sup> 。	
昭和11年	1936	地震	河内大和地震	土蔵の壁落ち、土塀一部崩壊 <sup>*4</sup> 。	法隆寺や唐招提寺で土壁・基台に損傷 <sup>*3*4</sup> 。
昭和19年	1944	地震⑧	東南海地震	金堂・講堂・東塔が傾斜、東大門・南大門が倒壊。塔頭地蔵院大破 <sup>*1</sup> 。	
昭和25年～ 同27年	1950 ～1952	修理	昭和修理	部分修理 <sup>*1*2</sup> 。	
昭和27年	1952	地震	吉野地震	講堂の仏像が傾き、石燈籠が六基倒潰、東塔は修理中 <sup>*4</sup> 。	春日の石燈籠約1600のうち650が倒壊 <sup>*3*4</sup> 。
平成7年	1995	地震	兵庫県南部地震	塔身が若干傾斜。	
平成10年	1998	大風	台風7号	相輪が傾斜。	倒木により室生寺五重塔被災。

古代  
↓  
↑  
中世  
↓  
↑  
近世  
↓  
↑  
近現代

\*1 安田暎胤・大橋一章『薬師寺』（里文出版、1990年）、\*2『奈良六大寺大観 補訂版 第六巻 薬師寺 全』（岩波書店、2000年）、\*3 宇佐美龍夫編『新編日本被害地震総覧 増補改訂版』（東大出版会、1996年）、\*4 青木滋一『奈良縣災害史』（養徳社、1956） 1)～4)を参照し作成。

## 第3節 安政奈良地震による被害と復旧修理

### 3.1 安政奈良地震前の状況

ここでは安政奈良地震による東塔の被害を詳細に分析し、この被害の原因等について考察する。まず安政奈良地震前の東塔の状態は、文化4年（1807）に作られた『願書』<sup>9)</sup>の中にある修理計画より知ることができ、以下にその内容を要約する。なお、この『願書』や後出する『公文所日記』では各層に付いた裳階を独立した層とし、東塔を六層とみなしている。

- ①相輪が傾いているので心柱を「五重」（三層の裳階）で切り継ぐ。
- ②露盤受けの組台が破損し露盤が4～5寸落ち入っているため、ここから雨漏りし、心柱の根石まで雨水が流れ下がる状態である。露盤が6尺四方もあるので持ち上げる方法がない。また軒の切り縮めにより三層が風雨にさらされ傷んでいる。以上より「最上六層目」（三層の屋根）は解体修理する。
- ③「二重目四重目」（初層・二層の屋根）は、垂木を打ち替え裏板を打ち足し、隅木の下に支柱を入れる。
- ④「初重三重五重」（各層の裳階の屋根）は裏板を打ち足し、瓦葺きを修復する。
- ⑤初重柱37本の内16本は、2～3尺まで切り上げて根継ぎする。

以上より、19世紀の初め頃、構造的な損傷は塔全体に及んでいたが、特に三層の損傷は深刻で、かつ心柱は相輪部分が傾斜し露盤から雨漏りしている状態であったことが分かる。しかしながら表6.1に示した通り、その後に露盤の修理（1808）は行われたものの、大規模な修理はなかったと推定される。そして文政2年（1819）の地震でさらに相輪が損傷し、嘉永7年（1854）の安政奈良地震に遭遇した。このように安政奈良地震の直前には東塔がすでに損傷状態であったことが推定される。

### 3.2 被害状況

『公文所日記』嘉永7年6月14日の条<sup>10)</sup>によると、薬師寺では嘉永7年（1854）6月13日に5度の小震、同14日の夜中と15日未明には大震があり<sup>11)</sup>、北東方向から地鳴りがしていた。さらに同年の11月14日、15日には東海地震および南海地震が連動した<sup>12)</sup>。6月15日の地震では奈良での被害が大きく、興福寺・元興寺・春日大社などで被害記録が残っている<sup>13)</sup>。薬師寺の被害状況については公文所日記に目を追っての詳しい記述がある。以下、東塔の被害状況を検討する。

同日記の6月15日の条<sup>14)</sup>には、薬師寺で以下のような被害を生じたと記されている。

- ①八幡社の楼門と南北の廻廊が西側に転倒<sup>15)</sup>、瑞垣と中門が同じく西へ傾き、「かり屋」は北東にゆがむ。
- ②東院堂では所々壁落ち、厨子の東側の柱が二本抜け上がり、観音様が厨子の後側へもれかかる状態。
- ③文殊堂<sup>16)</sup>では4本の柱から大斗が外れ、壁が大破<sup>17)</sup>。

さらに東塔では、

①「四重目」（二層屋根）より上が相輪と共に南東に相当傾斜。

②相輪はもともと南東に傾斜していたが、今回で更に大きく傾斜。

とある。この地震前にすでに相輪が南東方向に傾斜していたことがここでも確認され、今回の地震で相輪のみならず塔身三層がともに傾斜した事が分かる。おおむね相輪と塔身上層の揺れは塔身下層の揺れと逆位相になることが多いので、塔身下層は北西方向に強く揺れたと考えられ、上述の八幡社や東院堂の傾斜方向と合わせると、北東にゆがんだ建物も 1 棟あるが、伽藍内のだいたいの建物は西ないし北西の方向に強く揺れたと推定される。

### 3.3 地震後の復旧修理

地震後ほぼ 2 年を経た安政 3 年（1856）には東塔の復旧修理が行われている。この修理の中で注目されるのは、下記の要領でなされた建て起しである。『公文所日記』安政 3 年 5 月 9 日の条<sup>18)</sup>には、

①南東に傾斜した塔に対し、まず九輪に 2 本の綱を掛け、そのうち 1 本を旧金堂<sup>19)</sup>の「御拝」（向拝）の柱に取り付けた「シャチ」（滑車）に掛け、北西に引き起こした後、もう 1 本で北に引き起こした。

この記述より、綱は地面から引かれるため、塔は斜め下向きに力が加わったことが分かる。北西に引いた綱は旧金堂との位置関係から図 6.4 のような角度であったと考えられ、このため相輪は水平方向の力の約 8 割の大ききで下方にも引っ張られる事となり、相輪下部や三層小屋組の北西隅には大きな鉛直力がかかったと推定される。

ちなみに木造層塔の心柱は地震により相輪根元部分で折損することが多いが、この部分に対する修理の記録が残されていないことと、相輪に綱を掛けて引いていることを合わせて考えれば、心柱はこの部分で折損していなかった可能性が高い。

同日の日記には心柱の継手の修理について以下の記述がある。

②九輪を元の通り真直ぐに起こしたところ、心柱の継手<sup>20)</sup>が「いも次」（芋継ぎ：突き付け、もしくはこれに簡単な柄を付ける継手）になっていたのも、四方より桧材 6 寸角長さ 2 間の添木 4 丁を四方より取り付け、上下を「ワク」（帯鉄）にて締め、その間に四方より「四七寸」（4 寸×7 寸）の「松割物」を取り付けた。

地震後に心柱が相輪根元部分で折損していないにもかかわらず相輪が傾斜しているのは、心柱が継手位置で屈曲したためであると推定される。また心柱の継手は地震前から芋継ぎのような簡単な作りであったことが分かり、地震前から相輪が傾斜していたのも、おそらく継手が損傷して、心柱が継手位置で屈曲していたためであろう。

他にも破損部の修理に関して以下の記述がある。

③水煙の所が腰折れしていたので直した。

④露盤の内に有る「ワク」（井桁）が地震でくれたため、新しいものを入れた。

⑤露盤上側の「四角ノ板」（蓋板）も傷があったので、鋳掛屋に修理させた。

相輪頂部の水煙や、相輪と塔身の接合部に当る露盤に損傷があった事が分かり、相輪部分の揺れが大きかったと推定される。地震前から心柱の継手が簡単な作りで、しかも損傷していたことが相輪の揺れを大きくする原因となった可能性が高い。さらに露盤の杵や蓋板の損傷は建て起しの際、相輪に加わった鉛直力によってできた可能性もある。以上、被災内容を構造的な観点からまとめると図 6.5 のようになる。

ただし、明治修理（1898～1900）の前の東塔は以下の点で現在と構造形式に異なる点があったと考えられる<sup>21)</sup>。

- ①明治修理で入れられた三層の桔木や初層・二層・三層の丸桁桔が明治修理前には入っていない。
- ②露盤を支える左義長柱の土台が、明治修理後は桔木尻の上に載っているが、明治修理前は力肘木の上に組まれた櫓の上に載っている。
- ③明治修理前は各層の尾垂木下に支柱が入っていたが、これが安政奈良地震時にも入っていたかは不明である。

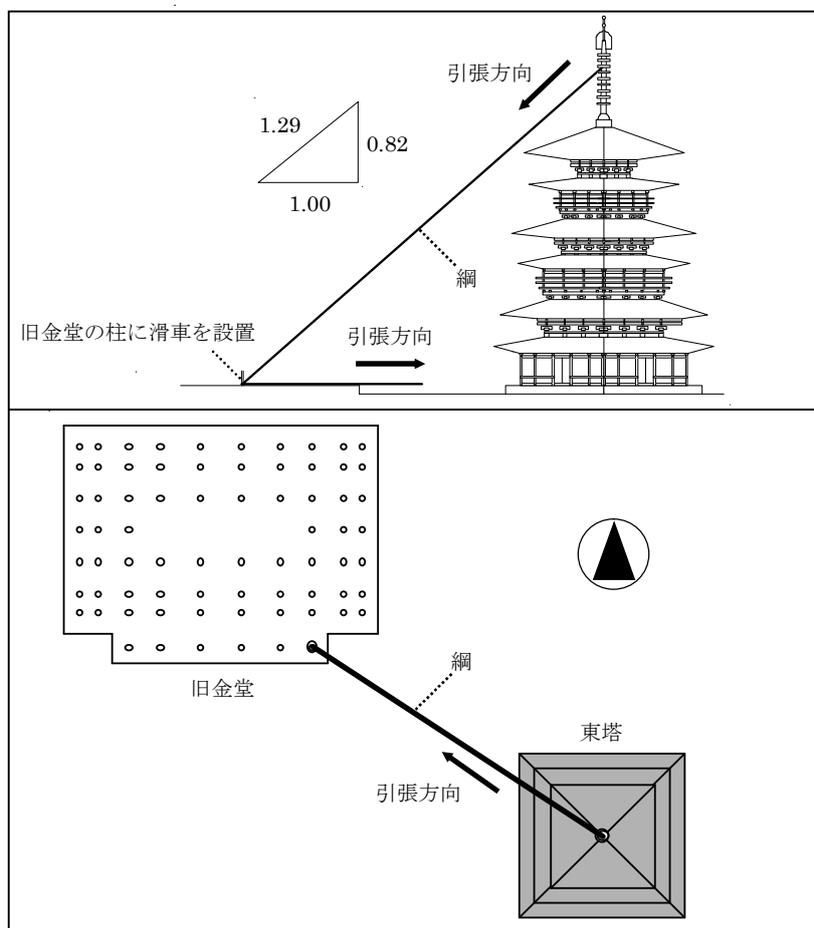


図 6.4 安政奈良地震後の北西方向への建て起し推定図

上：南西から見た立面図 下：平面図

『公文所日記』をもとに作成。下図は大岡実『南都七大寺の研究』p.106の図に筆者加筆。

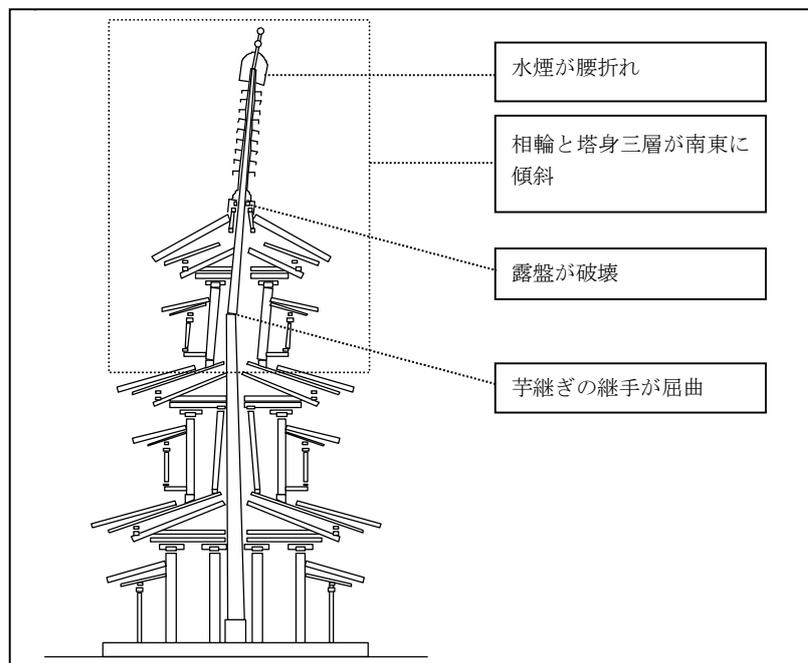


図 6.5 安政奈良地震による被災状況推定図

南側から断面図 『公文所日記』をもとに作成

#### 第 4 節 心柱継手の技法の変遷過程

第 3 節の内容より、安政奈良地震後に心柱の継手は図 6.6-A のように修理されたと推定される。記録にあった松割物の断面寸法（四七寸 12cm×21cm）が添木①をしめる帯鉄②の隙間に入れる楔③とよく一致することから、帯鉄をまわしそれを楔で締める形式であったと考えられる。図 6.6-B は明治修理後の状況（現状もこのまま）を示す<sup>22)</sup>。添木④を心柱に貫通するボルト⑤でとめる形式となっている。

現在の心柱は上材・下材ともに当初材であると推定されるが<sup>23)</sup>、古い時期の心柱の材が残る法隆寺五重塔や法起寺三重塔にも心柱の継手に竿継ぎのような継手（以下、竿継ぎと呼ぶ）や貝の口が使われていることから<sup>24)</sup>、東塔の心柱の継手が建立当初から現在の状態のように芋継ぎといった簡単な仕事であったとは思えず、当初は二材を竿継ぎや貝の口のような継手で繋いでいたと考えられる。

この当初の心柱の継手では、露盤からの雨漏りや地震・台風による被災を繰り返す中で損傷が進行していき、これに対し繰り返し修理が行われてきたと考えられる。前述の通り、安政奈良地震の時期には継手が芋継ぎとなっていたことが分かるが、これは当初の継手が損傷と修理を繰り返すうちに、芋継ぎに近い形式へと行って行ったと推定される<sup>25) 26) 27)</sup>。

現在、心柱の継手は写真 6.1・図 6.7 に示すように、上材と下材で柱径が異なり、割れを止め

るための帯鉄や転用材のような矧ぎ木が多く見られる。この矧ぎ木は特に上材に多く、心柱の内部にまで詰められていることが確認できる。今後詳しい調査をしなければならないが、継手部分の損傷箇所を補強するためや旧継手の欠き込み部分を埋めるために、矧ぎ木を取り付けるような応急修理が繰り返されてきた可能性がある。

以上より、心柱の継手の技法は以下のような変遷過程を経てきたと推察される。

- ① 建立当初は竿継ぎなどの継手であった。しかし、継手部分の腐朽や損傷が進み、これに対し矧ぎ木などを付ける応急的な修理が繰り返された。
- ② 嘉永 7 年（1854）の安政奈良地震以前に芋継ぎとなっていた。
- ③ 安政奈良地震では継手部分が損傷したが、地震前にすでに心柱が継手位置で屈曲するような状態であった。
- ④ 安政奈良地震による被災後、芋継ぎに添え木を付けこれを帯鉄で締める形式で修理された（図 6.6-A）。
- ⑤ 明治 31 年（1898）から同 33 年に行われた明治修理で、芋継ぎのまま添木を新しくしボルトでとめる形式とした（図 6.6-B）。
- ⑥ 昭和 25 年（1950）から始まる昭和修理では心柱の修理は行っていないが、伏鉢が彎曲していたために補強をほどこした新しいものに取替えた<sup>28)</sup>。  
しかしながら、現状では添木をとめつけるボルトが弛緩している<sup>29)</sup>。



写真 1 心柱継手（北東面）  
三層裳階より見上げ

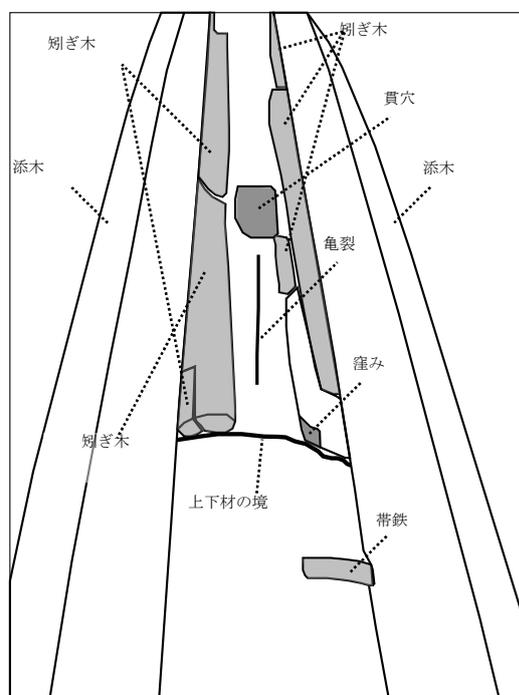
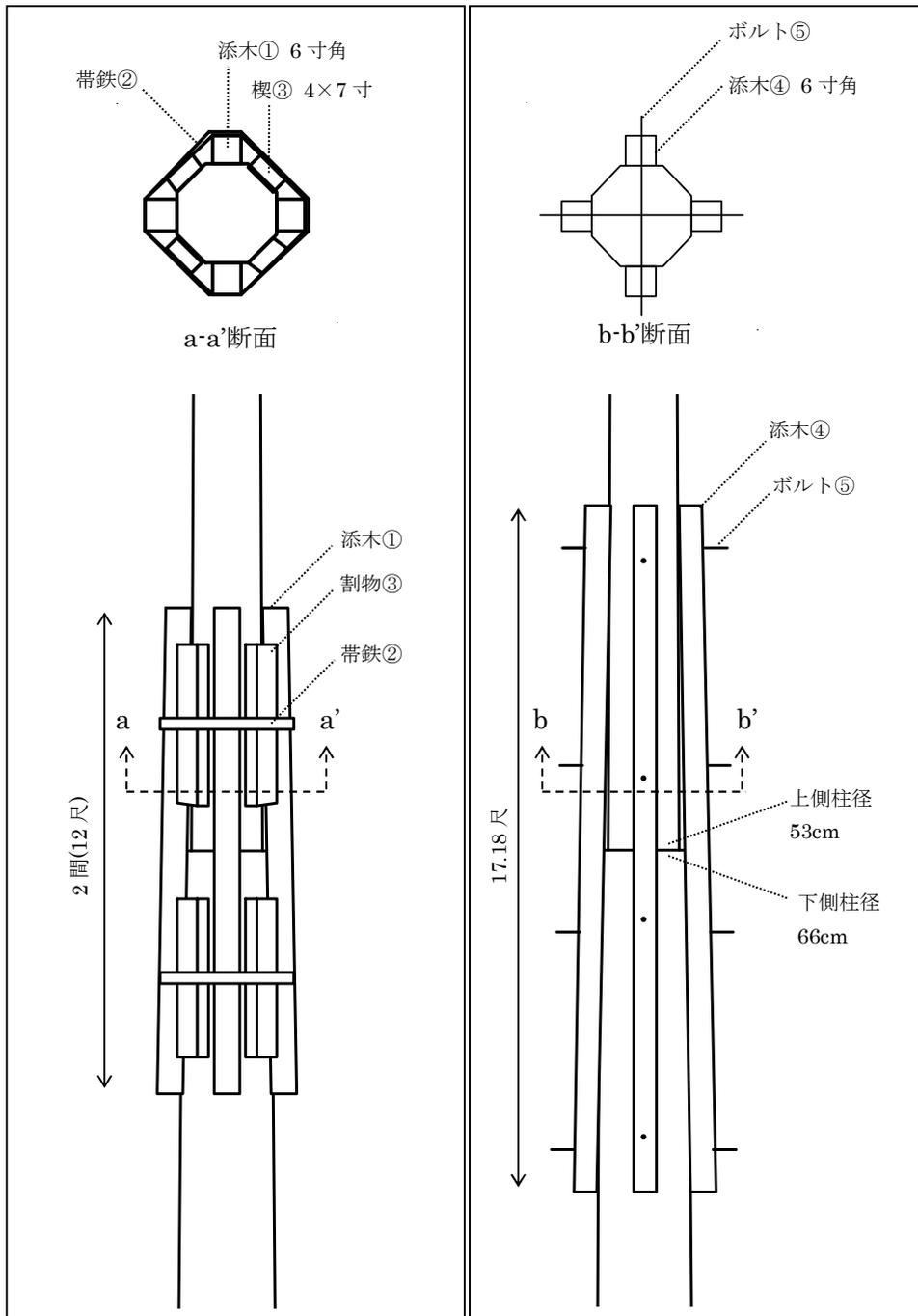


図 7 心柱継手（北東面）  
同左



A 安政地震修理後（推定図）

B 明治修理後（現状図）

『公文所日記』をもとに作成

浅野清『東塔に関する調査報告書』を参照し作成

図 6.6 心柱の継手の変遷

## 第5節 明治修理前の状態

平成17年(2005)3月に薬師寺出入りの大工であった佐脇直次郎、子三郎父子<sup>30)</sup>が作成した古社寺修理に関する図面(以下、『佐脇図』)が遺族により保存されていることが判明した。詳細な分析は今後の課題であるが、資料は図面を中心に127点あり、その内に東塔の明治修理の際に作成された野帳と思われる図が30点確認された<sup>31)</sup>。

この中に、図6.8に示すように「薬師寺東塔三重寸法 台輪上場ヨリ一通り肘木肘木上場迄／一通り肘木肘木上場ヨリ二通り肘木肘木上場迄／二通り肘木肘木上場ヨリ丸桁上場迄／台輪上場ヨリ尾垂木下場迄」と記された表があり、初重についても同様の表が作成されている。この表は明治修理に先立って行われた実測調査(以下、明治修理前調査と呼ぶ)により作成されたものと考えられ、安政奈良地震後の斗栱組の変形状態を推定することができる。

図6.8に示されている各高さは図6.9に示す位置であると考えられ<sup>32)</sup>、東西南北各面の柱位置で実測されている。しかし、各面の測定寸法が建物の内側・外側のどちらから見た順で表記されているかは判断し難い<sup>33)</sup>。

仮に外側から見た順で書かれたものとして、各面の斗栱積上高さを再整理して図化すると、図6.10～図6.12のようになる。また、図6.11・図6.12に示す寸法のうち、台輪から肘木2までの高さについては、昭和56年(1981)に浅野清氏により同様の実測調査(以下、昭和調査と呼ぶ)が行われているので<sup>34)</sup>、明治修理前調査と昭和調査の結果を図6.13・図6.14で比較した。図中の黒丸が明治修理前調査、白丸が昭和調査の結果を示す。

以上より、

- ①初層の不陸は小さく昭和調査の結果とさほど変わらない。台輪から肘木2までの高さの平均は昭和調査の時よりも14mm低い。
- ②三層の不陸は大きく昭和調査の結果との差も歴然としている。台輪から肘木2までの高さの平均は昭和調査の時よりも37mm高い。
- ③三層では西1(北西隅)の沈下が大きく、北1(北東隅)がやや上がっている。

このように明治修理前の三層の斗栱高さの不陸が大きい原因として、安政奈良地震での被災や地震後の復旧修理の影響が考えられる。すなわち、三層小屋組の北西隅の沈下が著しいのは、安政奈良地震で塔が北西―南東方向に強く揺れたことで北西隅や南東隅に大きな負担が加わったことや、地震後の歪み直しで北西方向に綱で引いた際に小屋組の北西隅に下向きの力が加わったことが原因となった可能性がある<sup>35)</sup>。

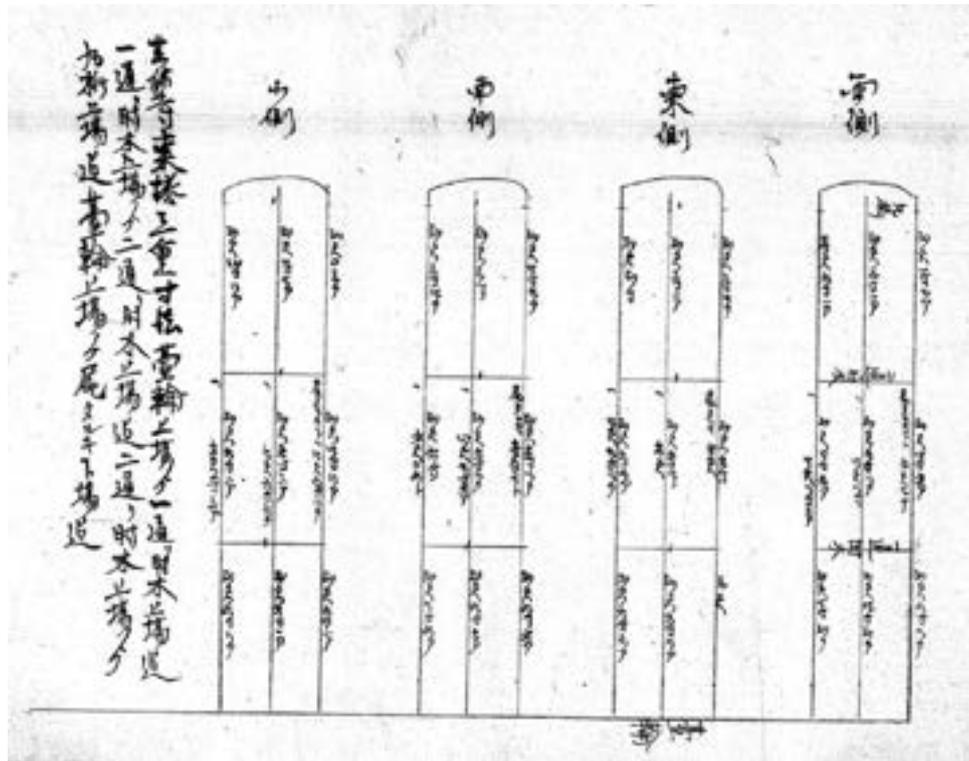


図 6.8 明治修理前の三層斗拱積上高さ  
『佐脇図』

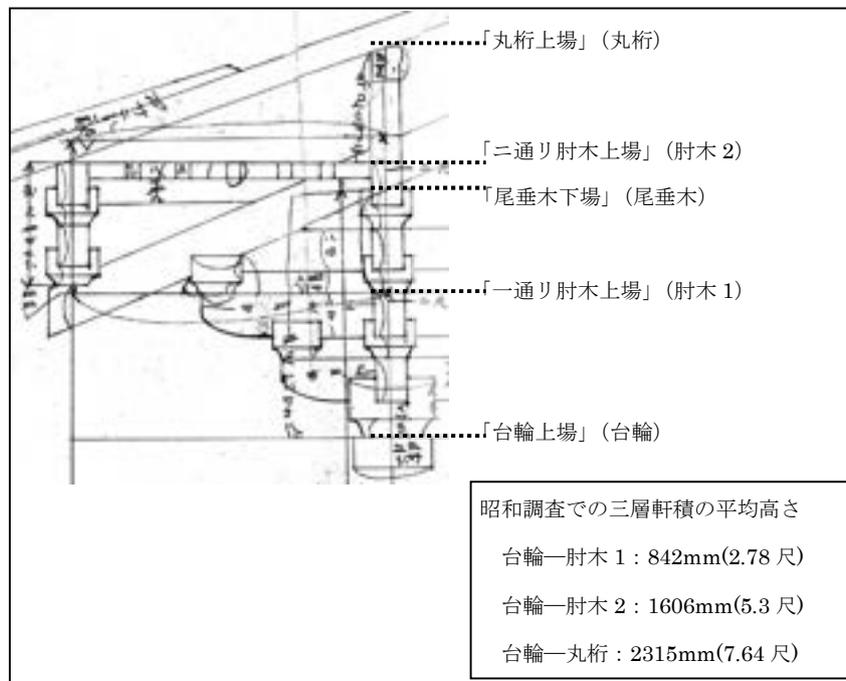


図 6.9 測定箇所と各高さ (三層)  
『佐脇図』三層小屋組実測図に筆者が加筆

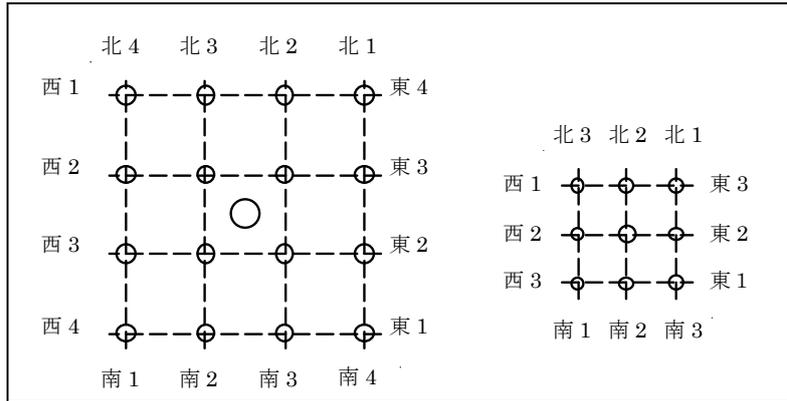


図 4.10 初層（左図）・三層（右図）の実測箇所

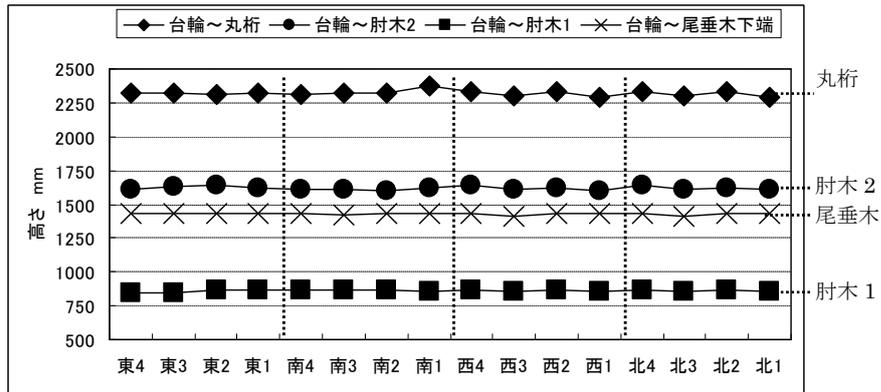


図 4.11 初層斗拱積上高さ（明治修理前調査）『佐脇図』をもとに作成

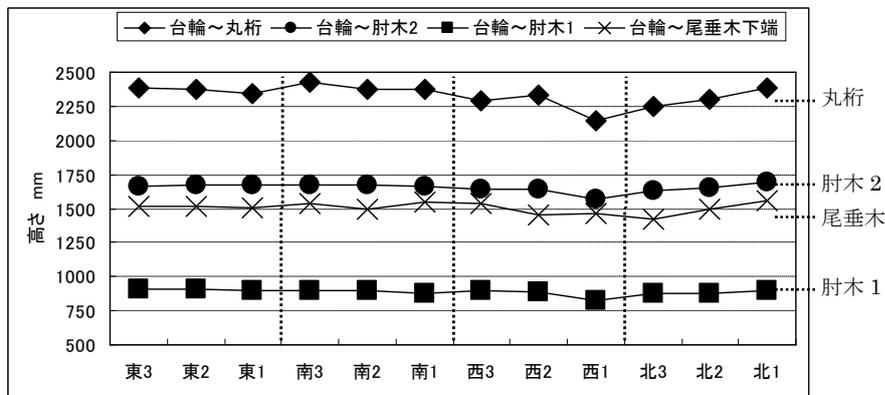


図 4.12 三層斗拱積上高さ（明治修理前調査）『佐脇図』をもとに作成

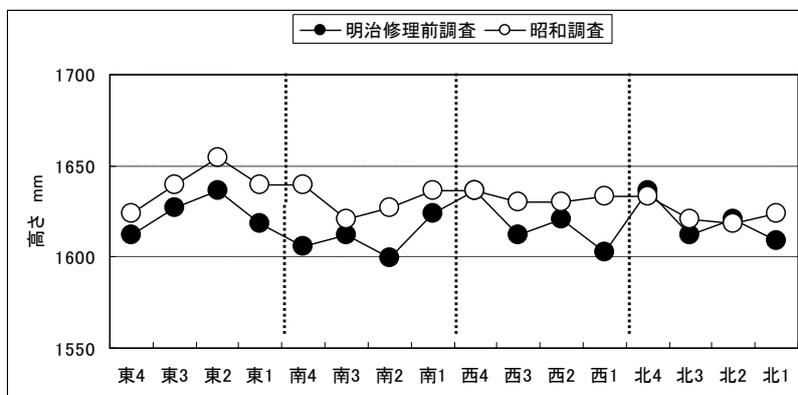


図 4.13 明治修理前調査と昭和調査の比較 初層台輪から肘木 2 までの高さ  
『佐脇図』『東塔に関する調査報告書』もとに作成

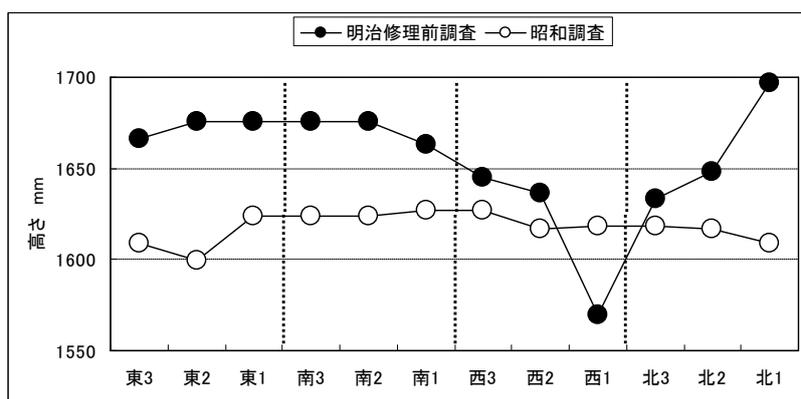


図 4.14 明治修理前調査と昭和調査の比較 三層台輪から肘木 2 までの高さ  
『佐脇図』『東塔に関する調査報告書』もとに作成

## 第 6 節 小 結

本章では、東塔の地震被害の履歴を、各地震の薬師寺位置での推定地震動と比較しながら検討した。その中でも特に東塔の被害状況や復旧修理に関する記録が多く残る安政奈良地震について、東塔の地震被害を詳細に把握し、その被害の原因や地震時の東塔の挙動について考察した。また地震による被災と心柱継手の技法の変遷との関係について考察した。これらより以下のことを明らかにした。

- ①東塔は過去の地震において被災と修復を繰り返しており、内陸直下型地震のみならず震源の遠い海洋性地震においても、塔身が傾いたり相輪が損傷及び傾斜する被害を生じてきた。
- ②内陸直下型の大地震であった安政奈良地震では心柱と共に塔身三層にも被害が及んだが、この地震前に塔はすでに損傷状態にあり特に三層と心柱は傷んでいた。地震被害には、地震動が大きかったことだけではなく、維持修理不足で地震前に損傷状態であったことも関係していると考えられる。
- ③同地震では東塔の露盤や水煙に損傷があったことから相輪の揺れが大きかったと推定でき、また地震後に相輪に綱を掛け引くことで歪み直しを行っていることから、層塔の地震被害によく見られる相輪根元部分での心柱の折損は生じていなかったと考えられる。地震前から心柱の継手が芋継ぎとなっており、心柱が継手位置で屈曲状態であったことが、このような被害状況を招いた可能性がある。
- ④心柱の継手は当初、貝の口や竿継ぎといった継手が作られていた状態から、被災と修復を繰り返す中で、矧ぎ木などの応急手当を施し、芋継ぎに添木補強を施すという現在の状態に変化したと推定できる。
- ⑤安政の地震から約 40 年後に実施された明治修理の直前において、東塔の三層の斗拱組が著しく歪んでいたことが修理前の実測図から分るが、これは地震被害や復旧修理の痕跡であった可能性が高い。

## 第6章註

- 1) 安田暎胤・大橋一章『薬師寺』（里文出版、1990年）や『奈良六大寺大観 補訂版 第六卷 薬師寺 全』（岩波書店、2000年）、宇佐美龍夫編『新編日本被害地震総覧 増補改訂版』（東大出版会、1996年）、青木滋一『奈良縣災害史』（養徳社、1956）、2)～4)を参照し作成。
- 2) 『八幡宮御遷宮日記』（薬師寺文書函 29-15-3） 甲寅（天文廿三年）六月廿日巳之時、大地振付シテ、東塔九輪殊立法立正之殊ヲ辰巳之方（南東）ヘユカミタルヲ直ユリナオス、其外塔婆同方ヘユカムヲモ正直ニユリナオス
- 3) 浅野清『薬師寺東塔に関する調査報告書』（薬師寺、1981） p.81 「更に慶長元年（1596）の地震には八幡宮、西院堂、東西両門が倒壊しているが、塔も被害を受けたことであろう」
- 4) 『大阪朝日新聞』（明治24年10月30日）  
「○奈良（中略）春日神社の石燈籠二百十三基、其他社寺の石燈籠三十餘いづれも顛倒し、大佛仁王門の柱三基東方に傾斜する事九寸餘、（中略）猿澤池畔の五重塔が東にユラリ西にユラリと舞ひ、・・・」
- 5) 地震動の推定には『震源断層を特定した地震予測手法』（地震調査研究推進本部ホームページ）（以下、『地震予測レシピ』）と司宏俊・翠川三郎「断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式」『日本建築学会構造系論文集』第523号 pp.63-70を参照した。地動は震源距離とマグニチュード、地震の分類を距離減衰式に代入することによって推定できる。距離減衰式には震源距離として等価震源距離を用いる式と断層最短距離を用いる式が提案されている。
- 6) 宇佐美龍夫編『新編日本被害地震総覧 増補改訂版』（東大出版会、1996年）で推定されている各地震の震源位置とマグニチュードを用いた。震源距離を求めるためには震源深さと震央距離が必要である。震央距離は震央と薬師寺の経度緯度から算出した。震源深さは、本研究で対象とした地震の殆どについて不明であるため、その場合は内陸直下型地震15km、海洋性地震50kmであると仮定した。
- 7) 萩原尊禮編者『古地震』（東大出版会、1992年） pp.231-287、『続古地震』（東大出版会、1989年） pp.111-146、『古地震探求』（東大出版会、1995年） pp.97-159を参照し、天平地震では生駒断層系、慶長伏見地震では黄檗 - 井手断層、安政奈良地震では木津断層が活動したと仮定した。また、『日本の活断層』（東京大学出版会、1980年）で各断層の薬師寺からの最短距離を求め、『地震予測レシピ』に基づき断層長さからマグニチュードを求めた。
- 8) 河内大和地震（1936）も慶長伏見地震（1596）に次いで推定地震動が大きい、薬師寺や周辺の寺院の被害が小さいことから実際の地震動はこれより小さかったと考えられる。
- 9) 『奈良六大寺大観 補訂版 第六卷 薬師寺 全』（岩波書店、2000年） p.29  
註一五 『願書』文化4年12月17日惣代法輪院行遍 一。大塔。五間四尺四面。大層三重。小層三重。（中略）一。九輪銅柱傾危仕候ニ付。五重之内より真中之大柱切継。九輪正直ニ相成り候様仕。円形之雨留メト露盤ト之間より雨漏相廻り不申候様修復仕度候。一。露盤受之組台朽損。露盤四、五寸計落入。其側より雨漏相廻り。真中之柱之根石迄雨漏リ流下リ候付。最

上六重目之大層ハ組替修復仕度候。露盤之亘り六尺四方御座候へハ。落入候処繰揚ケ之方便無御座候。且又前件之辺屋根行切縮メ有之。風雨吹付ケ総痛ミ相成リ候間。寺以最上六層目之一層組替修復仕度候。一。二重目四重目之大層ニ蓋。惣垂木打替裏板茂打足シ。角木之下江助ケ柱を丈夫ニ入修復仕度候。一。初重三重五重之小層者。裏板斗リ打添。瓦葺修復仕度候。一。初重柱数三拾七本之内拾六本。式尺三尺宛切り上根継仕度候。

10) 宇佐美龍夫編『日本の歴史地震史料 拾遺三』(日本電気協会、2005年) pp.389-390

『公文所日記』嘉永7年6月14日の条(奈良薬師寺文書 函29-14-3)

一、昨十三日九ツ前少々大なる地震有之猶亦八ツ過以前ニ少々小地震有之此日昼九ツ前より夕迄ニ不相覚様之小地震都合五度震ひ申候事 一、今夜九ツ過八ツ頃大地震(中略)夫より夜明迄始終ゆらゆらいたしゆり通して或ハ西戌亥之方より鳴り来るとかいへと実は丑寅之方より大筒ノ鉄砲を打如く初二どんと鳴と否哉ごうごうと大鳴いたし候と思へバゆり申候(後略)

11) 萩原尊禮編者『古地震』(東大出版会、1992年) p.245によればこの地震はおおむね下記の三つの地震が連動した。

- ・6月15日午前二時に上野盆地地域で木津川断層系による本震 M7.2
- ・同日午前二時前後に四日市地域で桑名・四日市断層による地震 M6.7
- ・同日午前七時ないし八時に笠置山地および奈良盆地を含む地域で花ノ木断層による余震 M6.8

12) 宇佐美龍夫編『新編日本被害地震総覧 増補改訂版』(東大出版会、1996年) pp.120-122

13) 興福寺で土塀や南円堂の石垣・敷石などが全部崩れ、客殿・書院が倒壊し、元興寺五重塔の五重の屋根が落ち、春日社の燈籠が21基を残しすべて倒れた。『奈良縣気象災害史』pp.271-278

14) 註10)に同じ。pp.390-391

『公文所日記』嘉永7年6月15日の条(奈良薬師寺文書 函29-14-3)

十五日 未明又候大地震 夜八ツ時之地震とは少し小なるよし(中略)伽藍寺院顛倒或ハ破損所左ニ 一 八幡宮楼門 南之御廊 北之御廊 西へ顛倒(中略)一、御本社は御無事 一、同所瑞籬中門共西へ大半傾き候へど地ニ付不申候事 一、莊嚴かり屋丑寅之方へゆがみ申候 同門は転倒 梁行壺間半桁行式間、一、塔四重目より九輪共東南へ余程相傾き申候 但九輪は元より辰巳之方へ少しゆがみ有之候処此度大ニゆがむ 一、東禅院堂所々壁落厨子中之東之柱式本ぬけ上り観音様ハ御厨子之うしろへもたれ給ふ

15) 現在の八幡社には本殿・脇殿と北御廊・南御廊が残っている(写真 6.2)。当時は各廊がさらに西に延び直角に折れ曲がり楼門に繋がっていた。図 6.15 は『公文所日記』嘉永7年6月15日の条の八幡宮の地震被害の状況である。図より楼門が西側に倒壊し、それに引張られ各廊が引きちぎれ、各廊の西側部分が西側に倒壊したと推定される。

16) 文殊堂は万治3年(1660)に西塔跡に移築された三間堂で、昭和9年(1934)に解体され現存しない。註9)に同じ。p.18

17) 文殊堂の被害については以下に記述がある。註10)に同じ。p.394

『公文所引付安政五年』(奈良薬師寺文書 函29-9-8)(一月十日の条)

一、文殊堂近年大地震ニ角柱四本共大斗はづれ壁等及大破候ニ付致修復候間南都北袋町手伝か

んてき平八呼ニ遣し為相積候所左ニ（後略）

18) 註 10)に同じ。p.393。下線部は伏せ字箇所を筆者が原文を見て加筆。

『公文所日記』安政 3 年 5 月 9 日の条（奈良薬師寺文書 函 29-9-7）

一、東塔九輪今日大綱式筋を以如元ゆがみおこし直申候九輪三ツ目江大綱ヲ掛ケ金堂御拝之柱江シャチヲ仕込乾に向引起し又北より同断引起候無難真直ニ相成申候然ルニ水煙之所より少シ腰折有之候ニ付手伝平八ニ申付候処（中略）又翌十一日如元相直し申候十三日ニ足場被拂申候ニ付酒三升ニ豆ふ四十祝ニ一献遣し候事 一、九輪如元真直ニおこし候処第四重目之処ニ而真柱いも次ニ致有之候間大工へ申付四方より桧木式間六寸角四丁四方よりだかし上下ワクニテメサセ其間又四方より四七寸之松割物ニ而だかし申候然ルニ露盤之内ニワク有之候右は地震ワク摧ケ候依之ワク入口致候露盤之上ニ四角ノ板有之是もいたみきず有之候ニ付鑄かけや呼寄取繕ひ候也（後略）

19) 当時建っていた金堂（旧金堂）は弘治 3 年（1557）頃に建立された建物で、現在、興福寺に仮金堂として移築改造されている。註 9) に同じ。p.14

20) 公文所日記に心柱の継手が「四重目」（二層目屋根）にあると書いてあるが、継手の位置は現在と変わらないと考えられるので、これは誤記で正しくは「五層目」（三層裳階）と判断。

21) 清水重敦「解体修理の誕生—関野貞による古社寺修理手法の開拓」『関野貞アジア踏査』（東京大学総合研究博物館、2005 年）pp.49-60

22) 浅野清『薬師寺東塔に関する調査報告書』（薬師寺、1981）pp.137-138

23) 『薬師寺東塔及び南門修理工事報告書』（奈良県教育委員会、1962）p.14 「・・・（心柱は古材）現在心柱下部には、・・・」と心柱を古材と指摘しており、木肌の様子（写真 1）からも上下材ともに当初材であると推定した。

24) 法隆寺五重塔は心柱二本継ぎで上下材とも当初材で、その継手は図 16 に示すように竿継ぎのような継手で、継手長さは柱径の約 4 倍である（『法隆寺五重塔修理工事報告書』（法隆寺国宝保存委員会、1955）p.243）。法起寺三重塔の心柱は三本継ぎで、上材が弘長修理（1262）の材、中間が明治修理（1897～1898）の材、下部が当初材となっており、二箇所の継手は貝の口であった。この弘長修理の材と当初材の継手が一致することから、継手の形式を変更することなく明治修理の材を中間に挿入したことが報告されている（『国宝法起寺三重塔修理報告書』（奈良県教育委員会、1975）pp.41-42）。つまり、この貝の口は遅くとも弘長修理で作られた継手で、それ以前にされた可能性も残る。この継手の長さは柱径とほぼ同じである。ちなみに昭和 54 年に再建された西塔でも心柱の継手に貝の口が使われており、継手長さは柱径の約 1.7 倍である。以上より古代の層塔の心柱の継手に竿継ぎや貝の口が使われていた可能性を示唆できる。

25) 当初の心柱の継手が竿継ぎや貝の口であったとして、これを芋継ぎに変更した方法であるが、当初の継手部分を切り取り上下材を突き付けて芋継ぎとしたという見方もできる。しかし、この場合には心柱全長が短くなるため、継手分の長さを上材もしくは下材で調節しなければならない。しかし下材が殆どその位置を変えていないことや<sup>26)</sup>、上材にも継ぎ木がなさそうなこ

とから<sup>27)</sup>、長さ調節は行われておらず継手部分の切り取りは行われていないと考えられる。それよりも損傷した当初の継手を矧ぎ木等で補強していったことで、芋継ぎに近い状態となっていた可能性が高い。

- 26) 現在、初重天井上には格天井を取り付けるための当初の釘穴が残っており、この釘の位置より心柱の下材が当初の位置より約 4 寸持上げられたこととなる。これは明治修理の際に根継ぎ石と心柱の間に板を挿入することで調節したことが分かっている。
- 27) 註 23)に同じ、写真 13～15。心柱の相輪部分の写真を見る限り、上部に継ぎ木は無いと推定される。
- 28) 註 23)に同じ。pp.18-21
- 29) 平成 18 年(2006)には心柱の基部の亀裂が大きく進展して剥がれる危険性が指摘されたため、基部を帯鉄で箍をはめるとともに、応急的に三層付近で心柱をワイヤーで吊り下げている。
- 30) 昭和修理の際に発見された明治修理の棟札に佐脇直治郎・小三郎の名が見ることできる。註 23)に同じ。p.25
- 31) 山内淳子「薬師寺東塔の地震被害と修理に関する研究」2007 年度京都大学修士論文、2008 年
- 32) 図 9 中の丸桁は本来丸桁では無いが、表に記載された寸法から考えるとこの部材を丸桁と表記したと考えられる。
- 33) 台輪から丸桁上場までの寸法の測定は、軒天井があるため建物内側からしか行うことができず、測定は建物内側より行っていると考えられる。
- 34) 註 22)に同じ。pp.66-67
- 35) 第 2 章第 5 節で歪み直しを再現した実験を行った結果、最上層の斗栱組に大きく負担がかかることが確認されている。

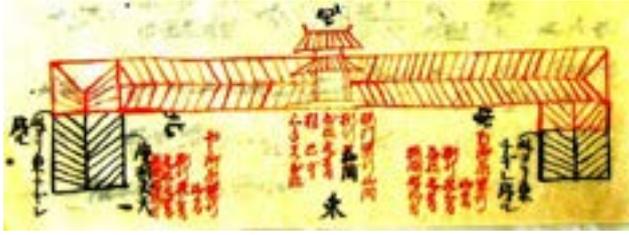


図 6.15 安政奈良地震での八幡社倒壊状況  
淡色で書かれた部分が倒壊



写真 6.2 八幡社 左：北御廊 右：本殿・脇殿

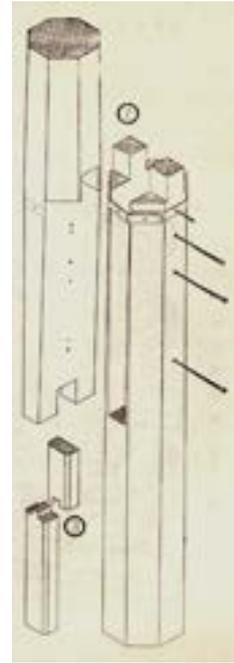


図 6.16 法隆寺五重塔心柱継手  
『法隆寺五重塔修理工事報告書』p.243

## 第7章

薬師寺東塔及び復原薬師寺西塔の振動性状の差異について

現地観測の概要と観測結果

## 第1節 序

第6章では東塔が創建以来1300年の間に幾多の大地震や台風被害に見舞われ、何度も修理が繰り返されてきたことを明らかにした。比較的詳しい修理記録の残る明治以降については、明治31(1898)年から同33年にかけて、軸部材の取替えを含む大修理が行われた。そして、昭和25年(1950)から同27年にかけては、相輪を解体して露盤を再鋳するとともに、腐朽劣化の著しかった各層本建の屋根を解体して垂木や野地を修理し瓦を葺き替え、更に裳階の軒瓦を葺き替えた。

しかしながら、昭和修理から半世紀を経た現在では、主要な構造部材の劣化に起因すると考えられる変状が顕在化している。特に、平成7年の兵庫県南部地震や同10年の台風第7号では心柱が3層付近から全体的に傾斜した上、相輪が屈曲するなど、同伽藍に昭和56年復原された西塔には見られない被害が生じた。現在このような相輪の変形はほぼ地震前の形状に自然と戻っているが、近年行われた東塔の心柱を中心とした破損調査によれば、

- ①柱の3層付近の継ぎ手は過去何度も修理されてきたが、現在では添え木の補強ボルトが弛緩し、強風時にはその付近が軋み音を立てて動く。
- ②当初心柱は礎石の上に建っていたが、江戸初期に基部が約1m切り詰められて柱根石に載っている。内視鏡による観察の結果、図7.1に示すように一階の天井付近まで内部が砲弾型に完全に空洞化し、場所によっては直径約90cmの心柱も周囲数cmを残すのみとなっており、約13tと推定される心柱と相輪の自重をかりうじて支持しうる程度の残存断面しかない。
- ③心柱の基部から初層天井より上部1.5mにまで達する幅約2cmの大きな亀裂が進展している。  
(写真7.2)

- ④初層の四天柱の基部などに相当な蟻害が認められる。

など、塔の構造強度に影響を及ぼしかねない損傷が見つかり、心柱の根元と継手には現在応急的な補強がなされている。

本章では、このような現況を踏まえて、多点観測手法を用いた現地観測を東塔と復元西塔を対象に実施し、観測結果を比較することで経年劣化が東塔の振動特性に与えている影響について考察する。

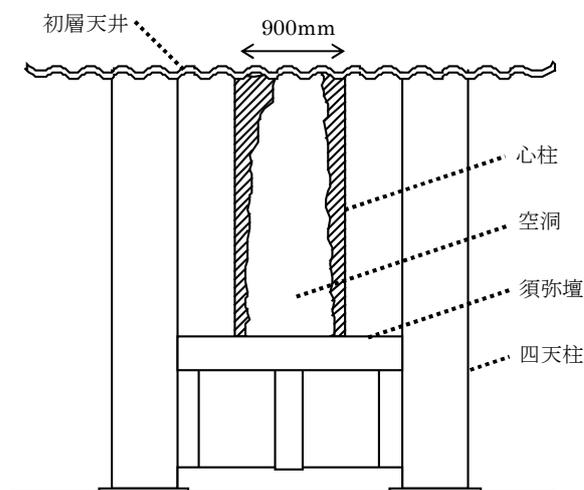


図 7.1 心柱根元断面図



写真 7.2 心柱根元の亀裂

## 第2節 東塔・西塔の構造形式

東塔・西塔の全景を写真 7.2・写真 7.3 に、断面図・平面図を図 7.2・図 7.3 に示す<sup>1),2)</sup>。塔の規模は総高が約 33m、1 層目の一辺が約 10m で、各層は小屋組部分と軸組部分からなり、各層の軸組部分には裳階が付く。

心柱 (a) は塔身中央に塔身とは構造的に分離して基壇上 (b) に建ち、塔身頂部の露盤付近 (c) で塔身とわずかに接している。第 6 章で説明したとおり、東塔の心柱は当初から三層軸組高さ付近の継手 (d) によって 2 本継ぎになっていたと推定されるが、現在では三層軸組高さのほぼ全域にわたって矧木や添木など補修や補強が施されている。東塔の心柱は重量約 10t で、その上部には約 3t の相輪 (e) が被さる。

塔身は下層の垂木の上に柱盤 (f) を置いてその上に上層の本建を組み上げる構造となっている。裳階は本建の長い側柱 (g) を外部から圍繞するような構造となっている。本建の柱間は初層・二層が 3 間、三層が 2 間となっており、三層では柱間が偶数であることから中央に柱が建ち、これに伴い三層の通し肘木 (h) は心柱にぶつからないようにするために対辺と繋がっておらず途中で止まっている。そのほか、東塔の塔身には明治修理の際、三層の小屋組に桔木 (i)、各層の小屋組に丸桁 (j) が加えられている。

西塔では東塔に変状が生じていることから、次のような構造補強が講じられている。

- (A) 心柱は 3 本継ぎであり、初層天井から最上層に至るまで、心柱の 4 隅に長大な添木を当てて、和釘で止めつけていること。
- (B) 三層目に四天柱を付加していること。
- (C) 尾垂木を添木や帯鉄で強化していること。
- (D) 創建当初の礎石と版築の基壇遺構を保存するため、旧基壇の上部に SRC 造の基壇を新設して、そこに塔の荷重を伝達していること。
- (E) 三層の小屋組の浮き上りを拘束するために建物内部の四隅に三層小屋組から初層小屋組までワイヤーを配置し引張力を伝達していること。



写真 7.2 東塔



写真 7.3 西塔

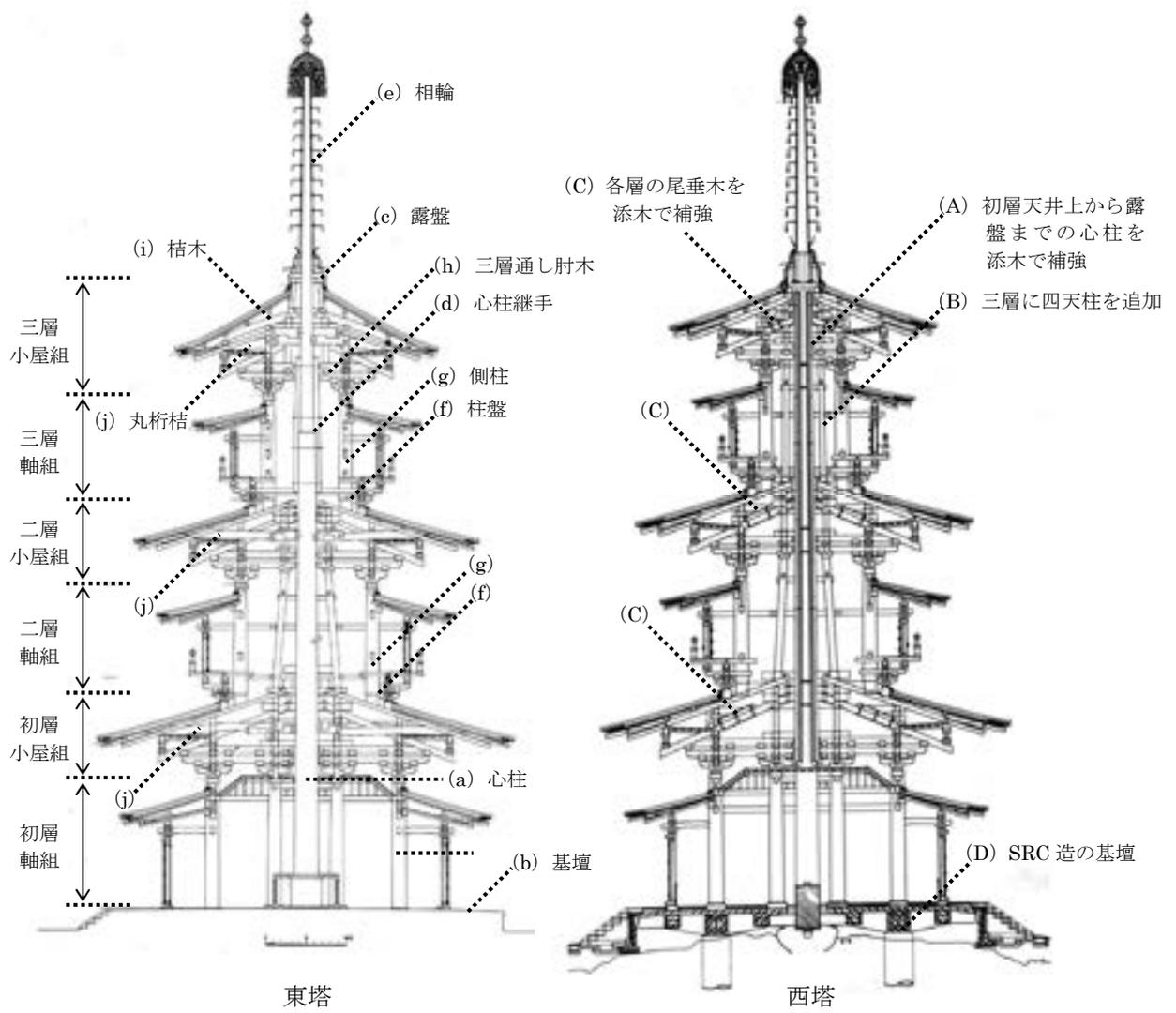


図 7.2 東塔・西塔の断面図

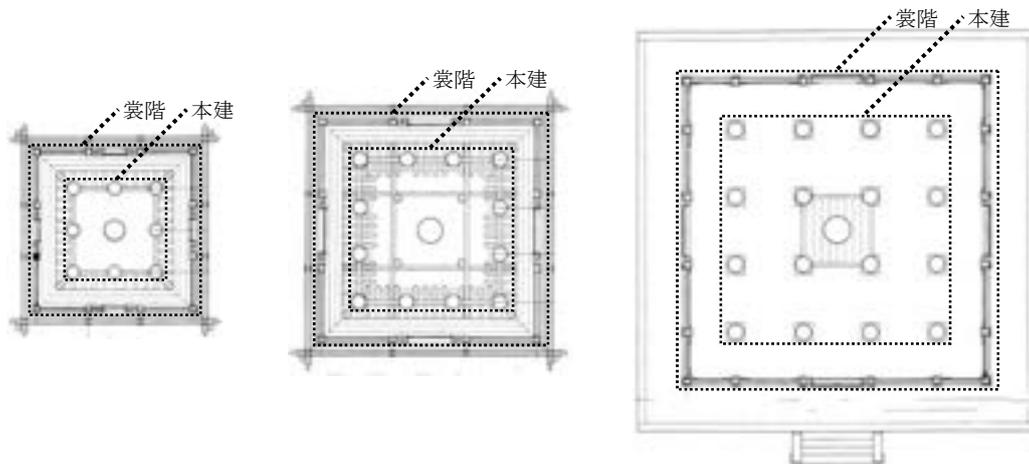


図 7.3 東塔の各層平面図



### 3.2 設置位置

振動計を配置した高さを図 7.6 に示す。振動計の配置は図 7.7 に示す配置 A～配置 D の 4 種類である。なお配置 A では速度計の方向をもちかえることにより心柱の東西・南北両方向の測定を行った。また配置 C では上下動速度計をもちかえ各層の東西・南北の両方向の回転を測定した。配置 D では小型加速度計 4 台のうち、S6 に設置した加速度計を基準として、残り 3 台を S1～S3 に設置する場合と、S3～S5 に設置する場合の 2 種類とし、東西・南北の両方向について測定を行った。

### 3.3 観測項目

観測は 2003 年 3 月～6 月にかけて実施した。測定条件はサンプリング周波数：200Hz、測定時間：100 秒間とし、各観測項目につき 5～10 回ずつ実施した。測定項目を以下に列記し、表 7.1 にまとめる。

①強風時の両塔同時観測

配置 A で強風時に両塔同時観測を行った。

②常時微動観測

配置 B・配置 C・配置 D で、各塔それぞれの常時微動観測を行った。

③人力加振実験

配置 A で塔身を人力加振する実験と、配置 D で心柱を人力加振する実験を各塔それぞれで行った。

④振り子加振実験

配置 A で塔身を振り子により加振する実験を各塔それぞれで行った。

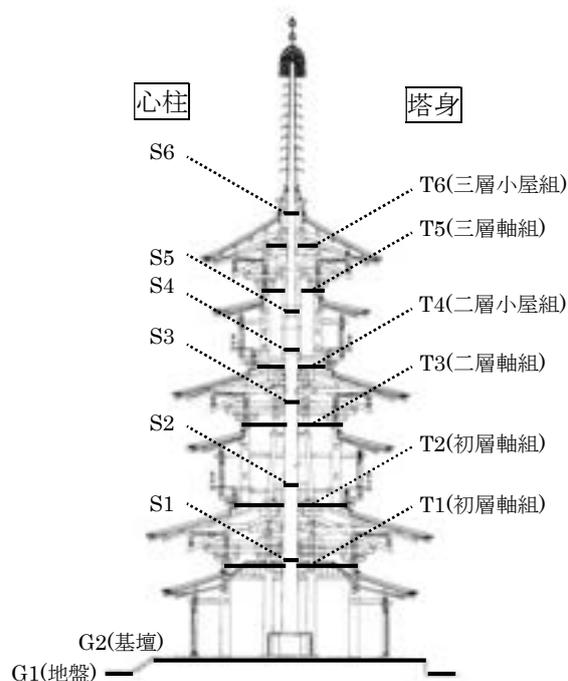


図 7.8 振動計の設置高さ

表 7.1 観測項目一覧

観測項目	機材配置	観測対象	
強風時観測	配置A	両塔同時	
常時微動観測	配置B・C・D	各塔単独	
加振 実験	人力 加振 塔身		配置A
	加振 心柱		配置D
	振り子加振		配置A

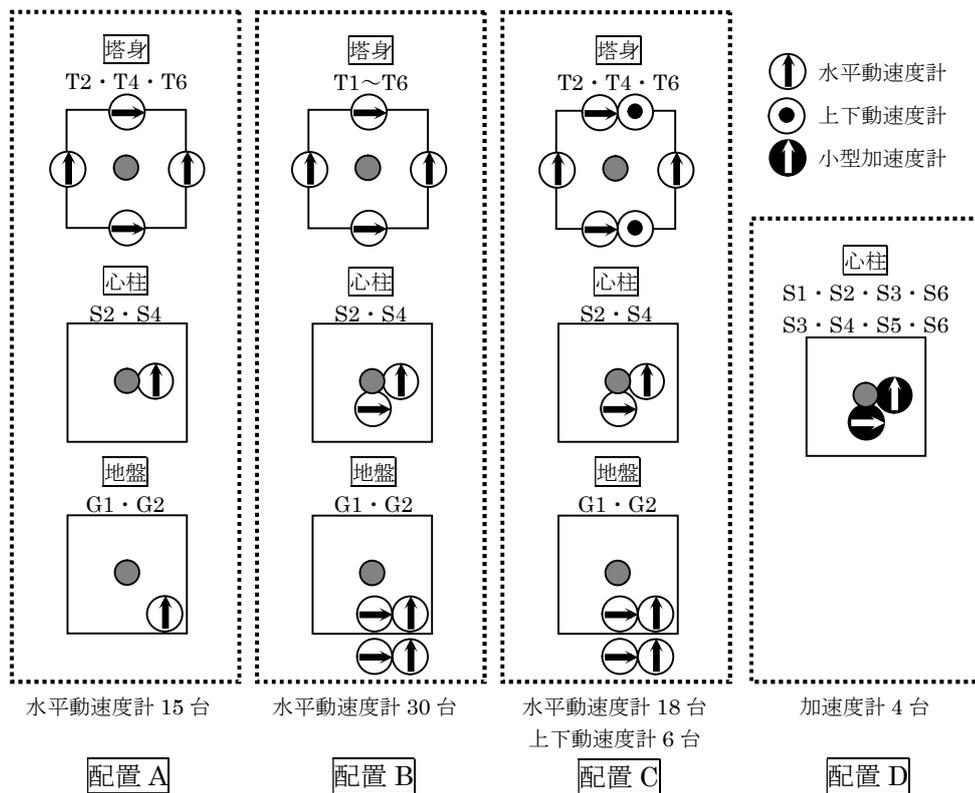


図 7.7 振動計の配置パターン

### 3.4 加振実験の方法

#### 3.4.1 人力加振

加振は成人一人が数回押すことで行った。塔身を加振する場合（写真 7-c）は三層の側柱側面（図 7.8-①）を、心柱を加振する場合（写真 7-d）は心柱継手付近（図 7.8-②）を押した<sup>3)</sup>。加振後に自由振動を観測した。

#### 3.4.2 振り子加振

加振条件は表 2 に示す 6 種類とした。設置状況を写真 5 に示す。振り子は重量と長さの異なる 2 種類で、振り子の振動数は 0.35Hz・0.5Hz である。（注 2）パターン a1・a2 は塔身中央付近の図 10 の点③・点④を 0.35Hz の振り子で加振し、各層を並進振動させた。パターン b1・b2 とパターン c1・c2 は塔身の外周部付近の 2 箇所、図 10 の点⑤・点⑥に 0.5Hz の振り子を設置し、パターン b1・b2 は振り子 2 つを同位相で揺らし並進振動を、パターン c1・c2 は逆位相で揺らし捩れ振動を起こさせた。

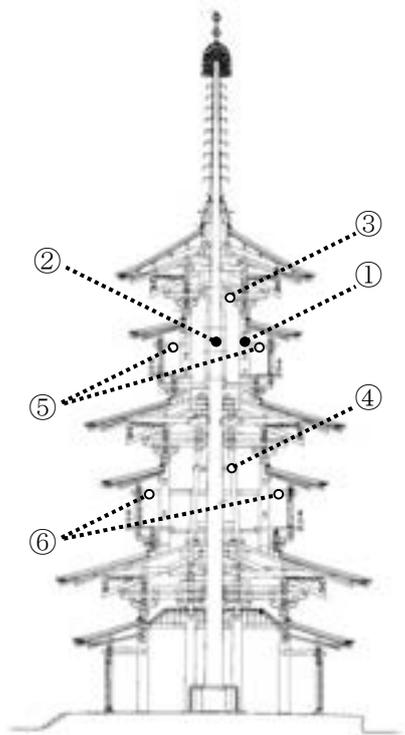


表 7.2 振り子の加振条件

パターン	位相	重量 kg × 個	振り子長さ mm	振動数 Hz	片振幅 mm	加振点
a1		85 × 1	2040	0.35	400	図10-③
a2						図10-④
b1	同位相	42.5 × 2	1000	0.5	300	図10-⑤
b2						図10-⑥
c1	逆位相					図10-⑤
c2						図10-⑥

図 7.8 加振点の位置



a

b

d



c

写真 7.4 加振実験の様子

- a : 振り子 (⑤) 設置状況
- b : 振り子 (③) 設置状況
- c : 人力加振 (①) の状況
- d : 人力加振 (②) の状況

## 第4節 東塔と復元西塔の振動特性の差異

### 4.1 強風時における振動特性

2003年5月31日に行った強風時の両塔同時観測の結果について考察する<sup>5)</sup>。図7.9は東西両塔の塔身三層小屋組(T6)および心柱上部(S5)における南北方向の速度波形を比較したものである。また、図7.10は各塔の塔身三層小屋組(T6)と心柱上部(S5)の速度波形を比較したものである。

表7.3・表7.4は東西両塔の卓越振動数・平均振幅を比較したものである。両塔の卓越振動数は塔身と心柱で異なり、東塔では塔身0.8Hz・心柱1.0Hzで心柱の方が1.3倍大きく、西塔では塔身1.0Hz・心柱1.5Hzで心柱の方が1.5倍大きい。また西塔の塔身と心柱の平均振幅が平均振幅0.09kineでほぼ同じであるのに対し、東塔の塔身と心柱は塔身の平均振幅0.09kine・心柱の平均振幅0.16kineで心柱の方が約1.8倍大きかった。東西両塔で比較してみると、東塔の平均振幅は塔身において西塔の約2倍、心柱において約4倍であった。

表 7.3 強風時の両塔の卓越振動数

Hz	東塔	西塔	東塔/西塔
塔身(T6)	0.8	1.0	0.80
心柱(S5)	1.0	1.5	0.67

表 7.4 強風時の両塔の平均振幅

kine	東塔	西塔	東塔/西塔
塔身(T6)	0.09	0.04	2.25
心柱(S5)	0.16	0.04	4.00

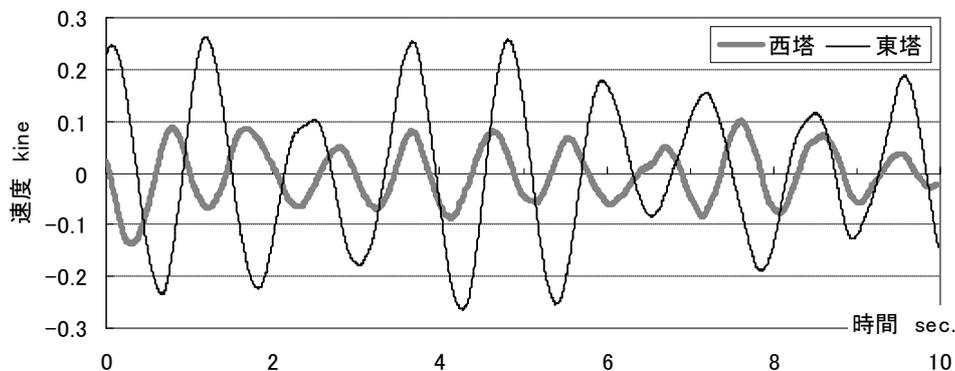


図 7.9-a 強風時の両塔の塔身 (T6) の速度波形

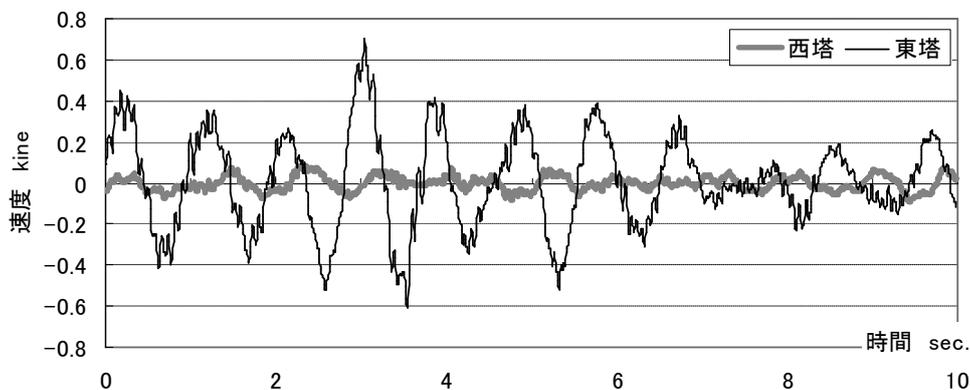


図 7.9-b 強風時の両塔の心柱 (S5) の速度波形

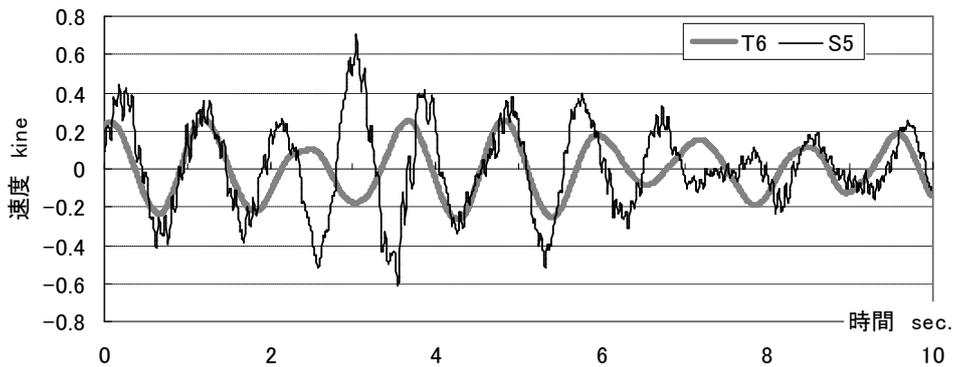


図 7.10-a 強風時の東塔の塔身 (T6)・心柱 (S5) の速度波形

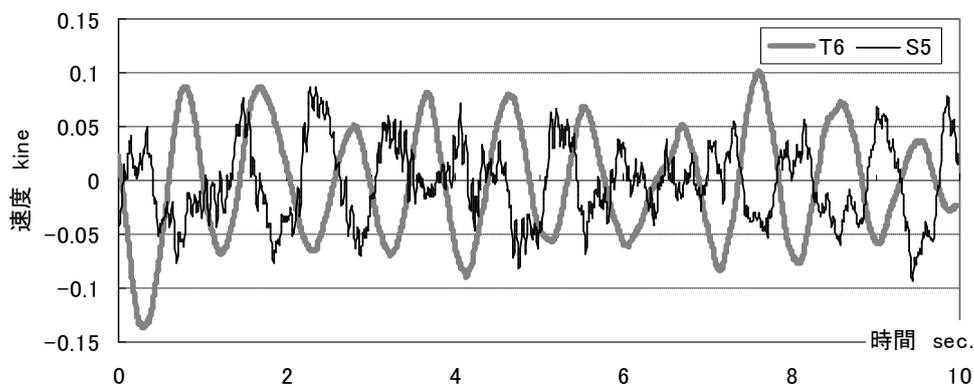


図 7.10-b 強風時の西塔の塔身 (T6)・心柱 (S5) の速度波形

## 4.2 常時微動の振動特性

### 4.2.1 塔身の水平振動・回転振動および心柱の水平振動について

図 7.11・図 7.12 は東塔・西塔の速度フーリエスペクトルである<sup>6)</sup>。a が塔身の並進振動、b が塔身の上下振動、c が心柱の水平振動のフーリエスペクトルである。上下振動は、判読されたピークのうち一番高い振動数のものを除くと、各層の対辺の測定値が逆位相となっているため、各層における回転振動であることが分る。

東西両塔のフーリエスペクトルで異なるのは、西塔では 3 つの振動成分で共通のピークが明瞭に判読できるのに対し、東塔のフーリエスペクトルについてはピークがはっきりと分離することが困難であることである。表 7.5・表 7.6 はフーリエスペクトルから判読した固有振動数であり、空白の部分は固有振動数がはっきりと読取れなかったことを示す<sup>7)</sup>。

図 7.13・図 7.14 はフーリエスペクトルから各測定点の振幅比と位相差を求め作成した固有振動モードである。黒丸が塔身で白丸が心柱を、黒丸に入った傾斜線が塔身各層の回転を表している。ピークが判読できなかった箇所、もしくは振動モードの形状が観測データ毎に異なり安定した結果が得られなかった箇所（表 7.5・表 7.6 で空白もしくは括弧が付いている部分）はプロッ

トしていない。図 7.13・図 7.14 より、以下のことが分る。

- ①1 次固有振動数は両塔とも強風時の観測結果の値とはほぼ一致した。
- ②1 次振動モードを比較すると、東塔では塔身上層が振られるような性状を示す。
- ③2 次の振動モードを比較すると、西塔の心柱に比べ、東塔の心柱は S4 付近で著しく屈曲している。
- ④西塔では塔身と心柱の振動が連成しており、高次の振動モードまで分離できるのに対し、東塔は塔身と心柱がバラバラに振動しており、心柱についてはモードの分離が困難であった。

表 7.5 東塔の固有振動数

		固有振動数 Hz			
		1次	2次	3次	4次
塔身	並進振動	0.8	1.0	2.0	3.2
	回転振動	0.8		2.0	3.2
心柱	水平振動	0.8	1.0	2.0	

表 7.6 西塔の固有振動数

		固有振動数 Hz					
		1次	2次	3次	4次	5次	6次
塔身	並進振動	1.0	1.5	2.5	3.0	3.7	4.4
	回転振動	1.0		2.5		(3.7)	(4.4)
心柱	水平振動	1.0	1.5	2.5	3.0	3.7	4.4

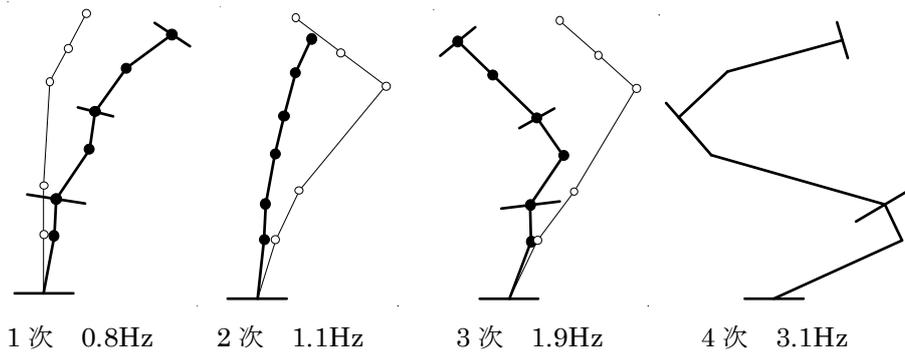


図 7.13 東塔の塔身の並進・回転振動および心柱の水平振動からなる振動モード

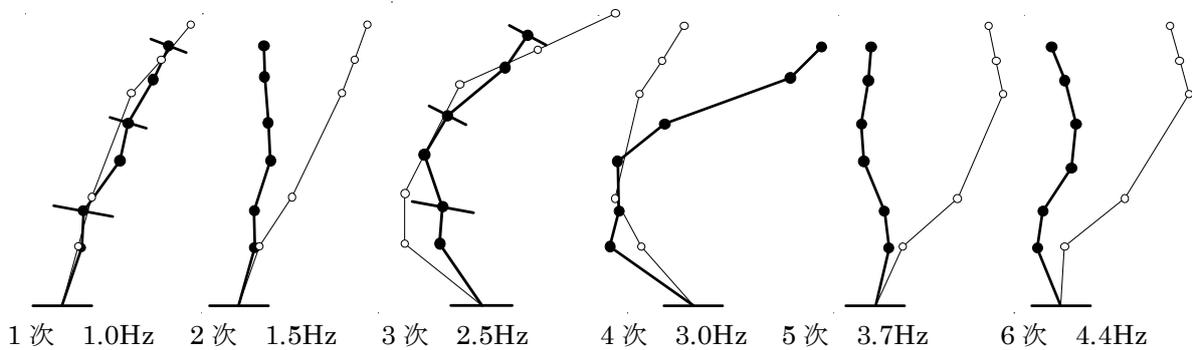


図 7.14 西塔の塔身の並進・回転振動および心柱の水平振動からなる振動モード

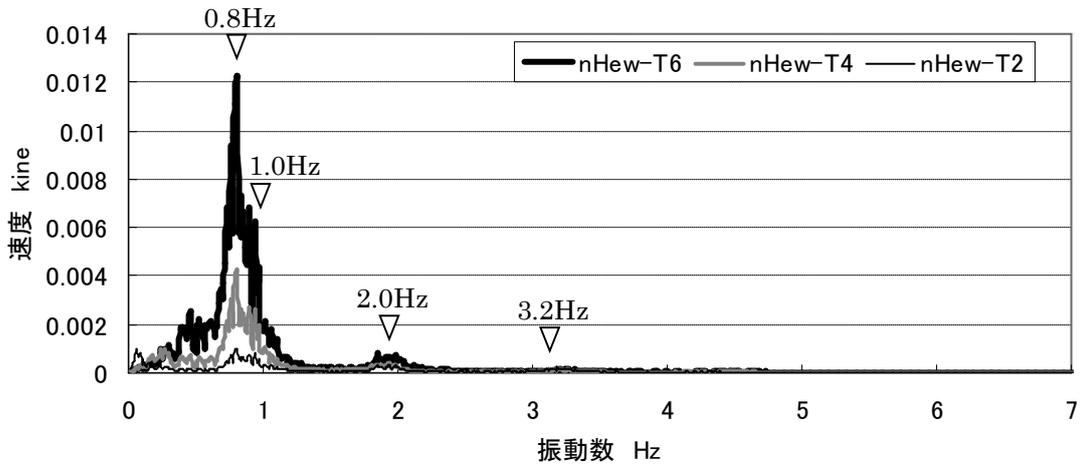


図 7.11-b 東塔の塔身の水平動のフーリエスペクトル

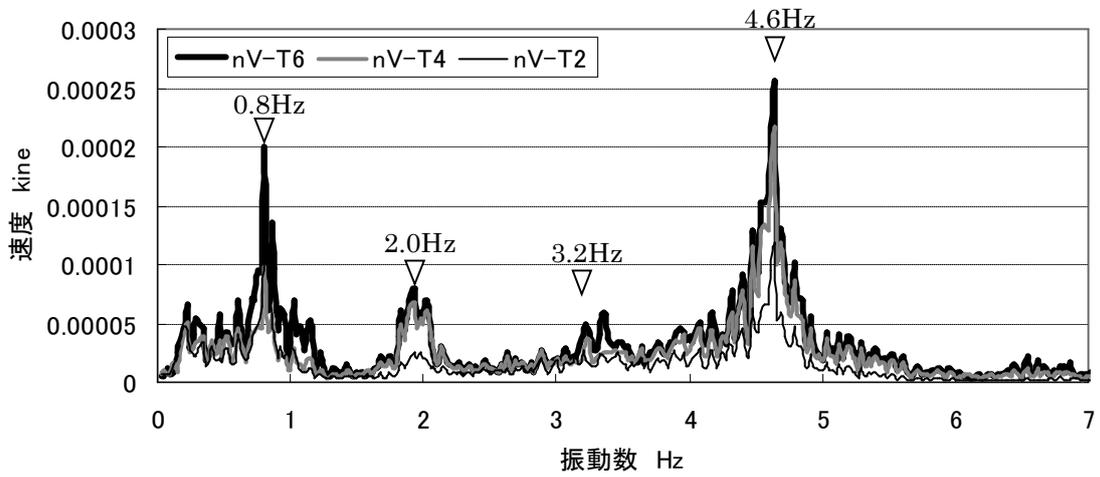


図 7.11-a 東塔の塔身の上下動のフーリエスペクトル

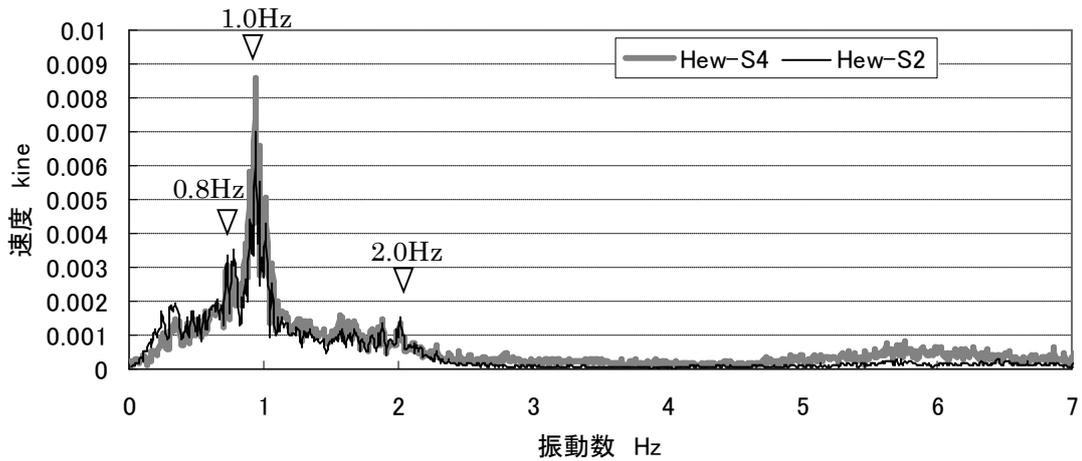


図 7.11-c 東塔の心柱の水平動のフーリエスペクトル

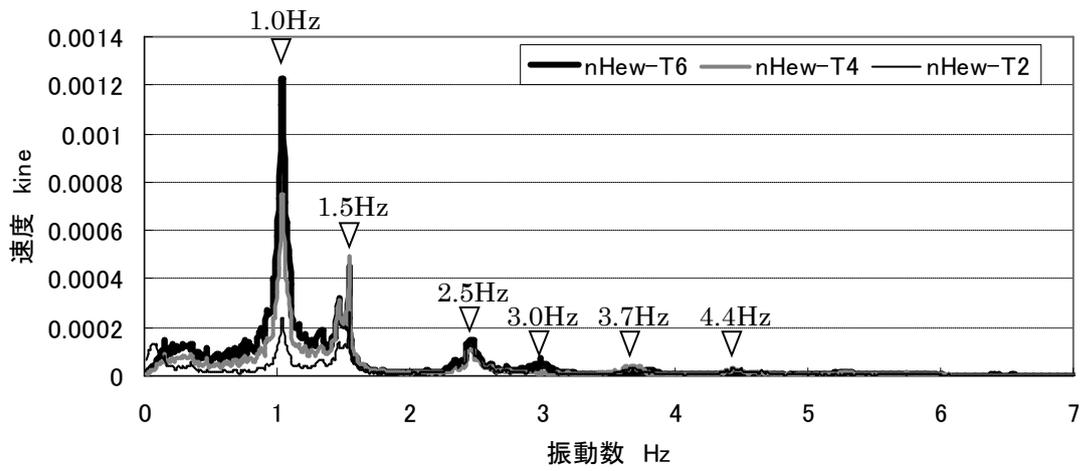


図 7.12-a 西塔の塔身の水平動のフーリエスペクトル

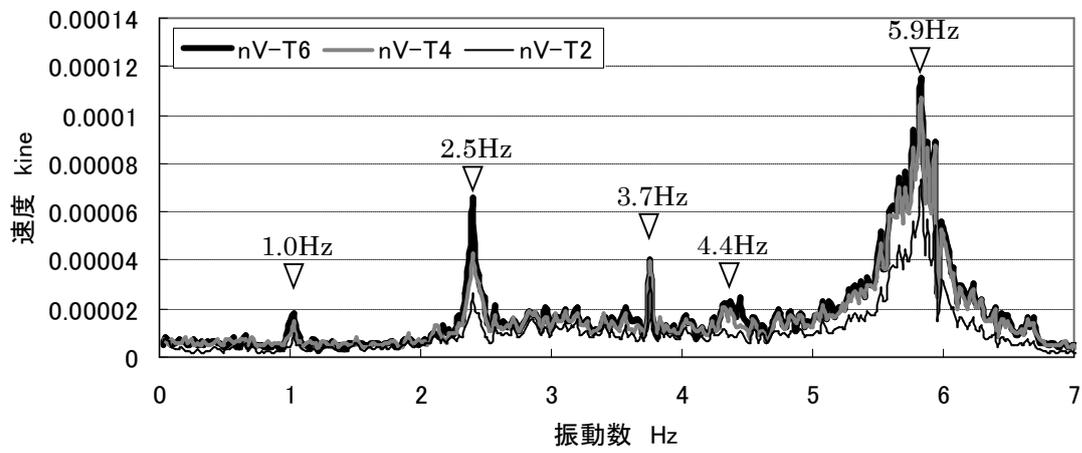


図 7.12-b 西塔の塔身の上下動のフーリエスペクトル

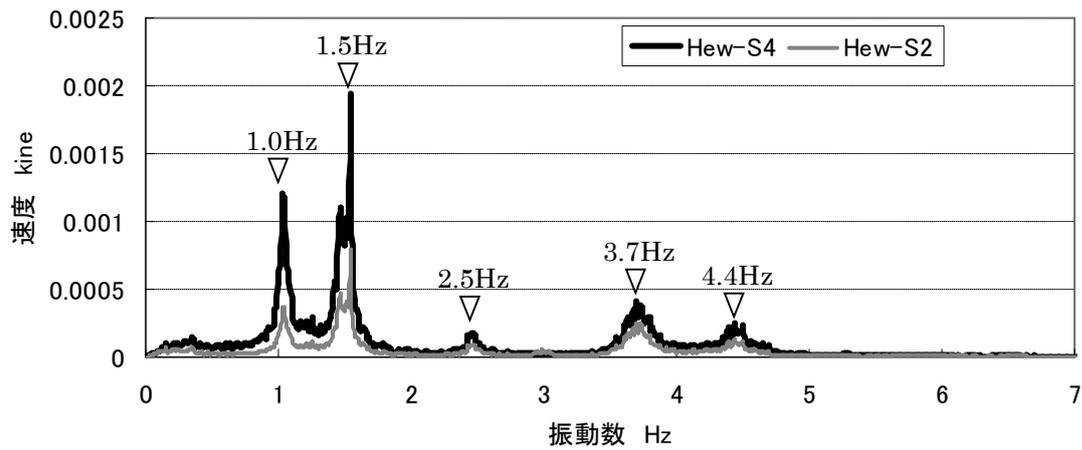


図 7.12-c 西塔の心柱の水平動のフーリエスペクトル

#### 4.2.2 塔身の振れ振動について

図 7.15・図 7.16 は東塔・西塔の塔身の振れ振動の フーリエスペクトルであり、表 7.7 はフーリエスペクトルから判読した固有振動数である。また、図 7.17・図 7.18 は両塔の塔身の振れの振動モードである。両塔を比較すると 1 次固有振動数は東塔・西塔がそれぞれ 1.1Hz・1.3Hz で西塔が高く、2 次・3 次の振動数についても同様に西塔が高い。ただし、両塔ともモード形状はよく似ていることが分る。

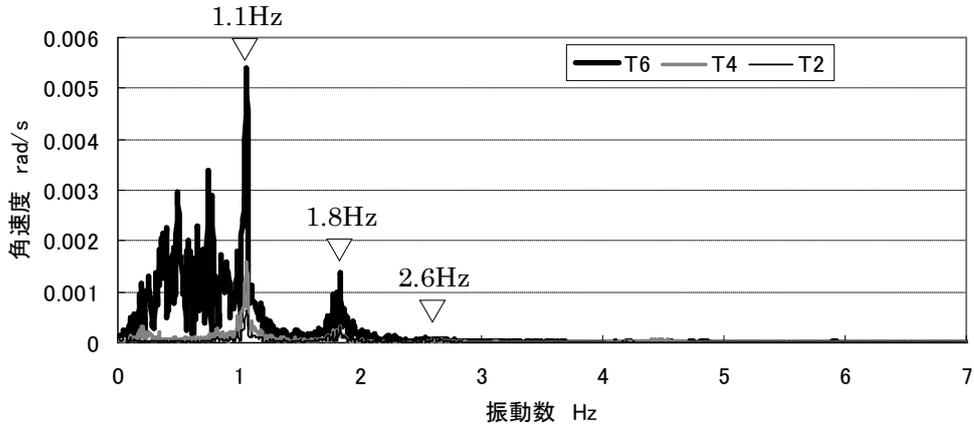


図 7.15 東塔の振れ振動のスペクトル

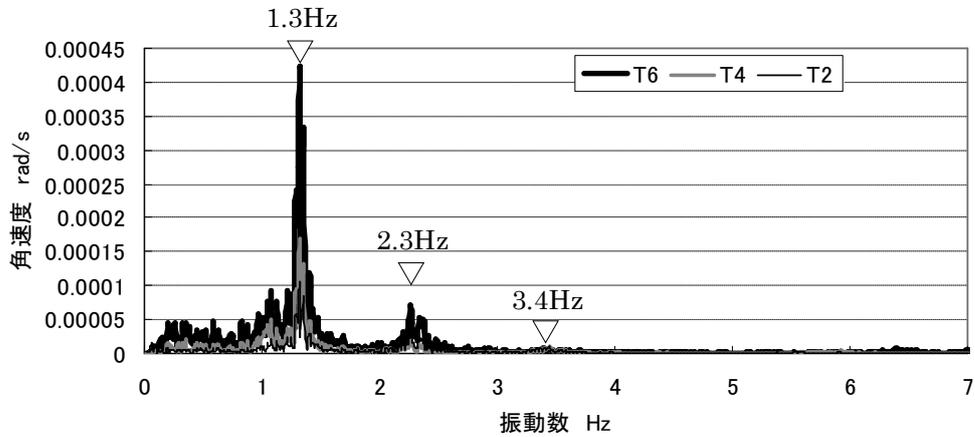


図 7.16 西塔の振れ振動のスペクトル

表 7.7 両塔の塔身振れの固有振動数

	1次	2次	3次
東塔	1.1	1.8	2.6
西塔	1.3	2.3	3.4

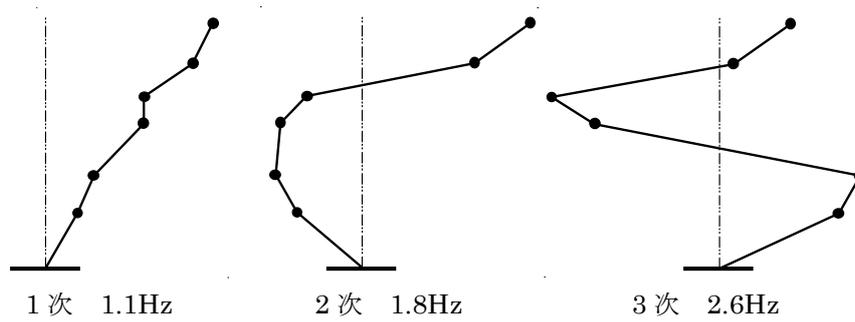


図 7.17 東塔の揺れ振動の振動モード

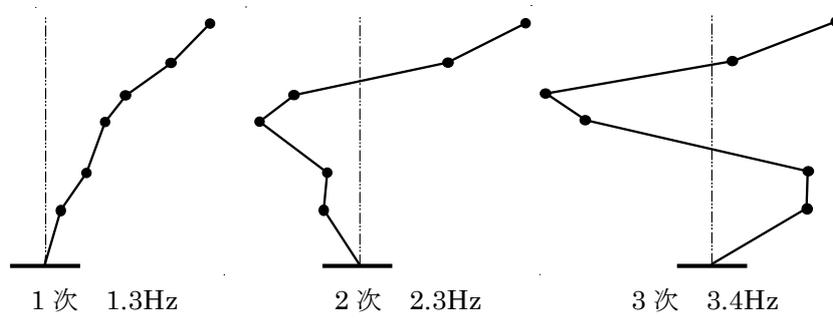


図 7.18 西塔の揺れ振動の振動モード

#### 4.2.3 塔身の伸縮振動について

4.2.1.で示した上下振動のフーリエスペクトルで判読したピークのうち、一番高い振動数のものは対辺の測定値が同位相であった。すなわち、これは塔身が上下方向に伸縮振動していることを示している。塔身の伸縮振動の固有振動数は東塔・西塔がそれぞれ 4.6Hz・5.9Hz で、西塔の方が約 1.3 倍高い。図 7.19 に両塔の塔身の伸縮振動の振動モードを示す。両塔とも下層の伸縮振動が累加され上層の伸縮振動が大きくなっていることが分る。

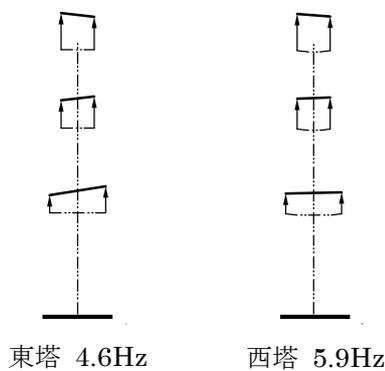


図 7.19 塔身の伸縮の振動モード

### 4.3 人力加振後の自由振動の減衰性状

人力加振後の自由振動から両塔の塔身と心柱の減衰定数を求め比較する<sup>8)</sup>。図 7.20・図 7.21 は図 7.8 の①（塔身）で加振した後に測定した塔身三層（T6）の自由振動の速度波形である。また、図 7.22・図 7.23 は図 7.8 の②（心柱）で加振した後に測定した心柱上部（S5）の波形である。図 7.20・図 7.21 の塔身の波形は東塔で 0.8Hz、西塔 1.0Hz の波が卓越する。これは常時微動で観測した 1 次の固有振動数に等しい。一方、図 7.22・図 7.23 の心柱の波形は両塔ともに高次の波形が重層したもので、東塔では 1.1Hz・1.9Hz、西塔では 1Hz・3.7Hz の波が卓越した。

振幅が常時微動程度まで減衰する時間は、塔身では両塔ともに 30 秒、一方心柱では東塔で 5 秒、西塔で 20 秒であった。この区間の波形の包絡線を指数関数で近似して減衰定数を求めた。結果を表 7.8 に示す<sup>9)</sup>。

両塔を比較すると、塔身の減衰定数はほぼ同じ約 1.5%であるのに対して、心柱の減衰定数は東塔の方が 3 倍大きく、見かけ上の減衰定数は 9%に達した。

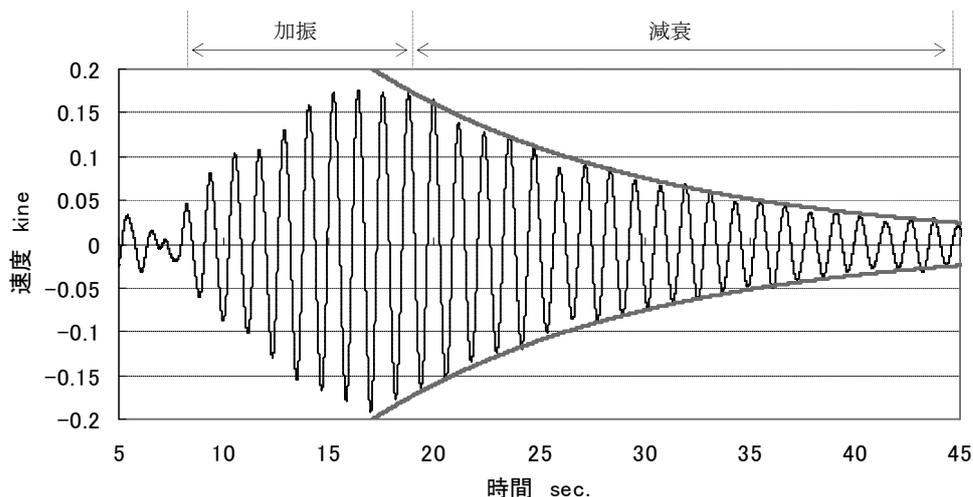


図 7.20 東塔の塔身（T6）の自由振動波形

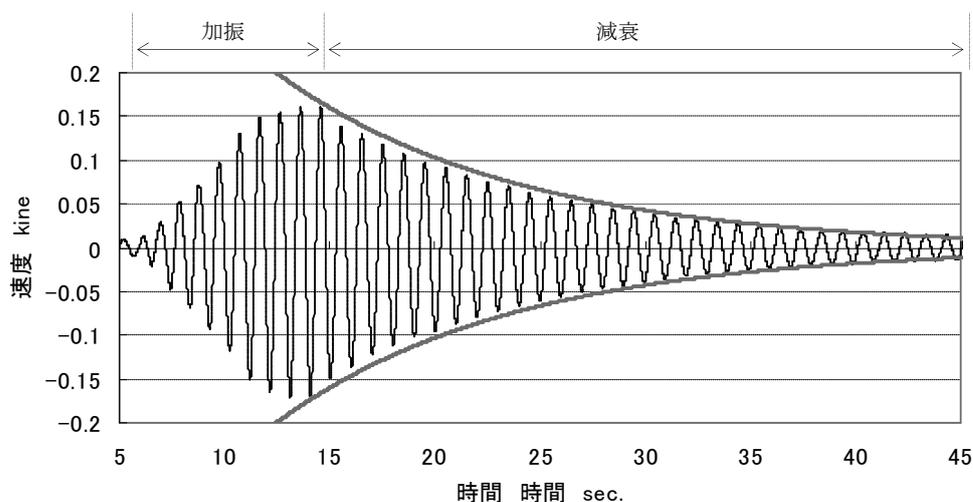


図 7.21 西塔の塔身（T6）の自由振動波形

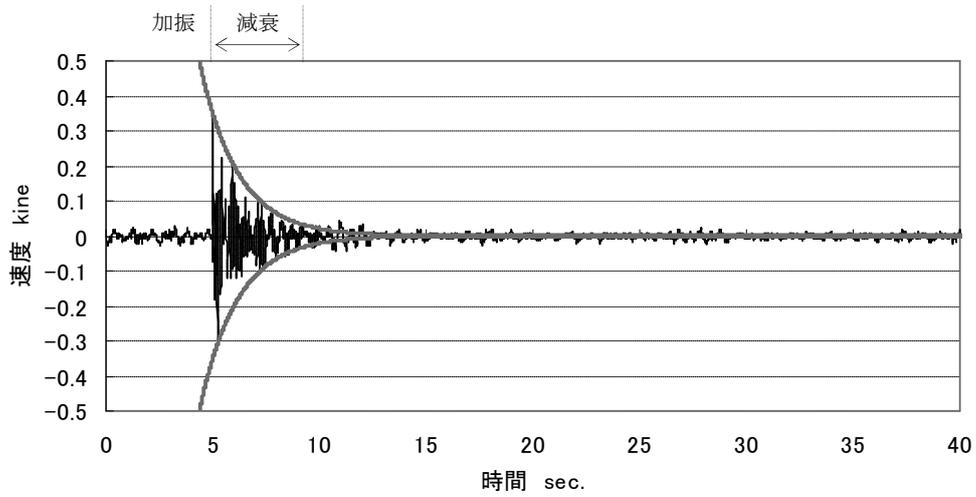


図 7.22 東塔の心柱 (S5) の自由振動波形

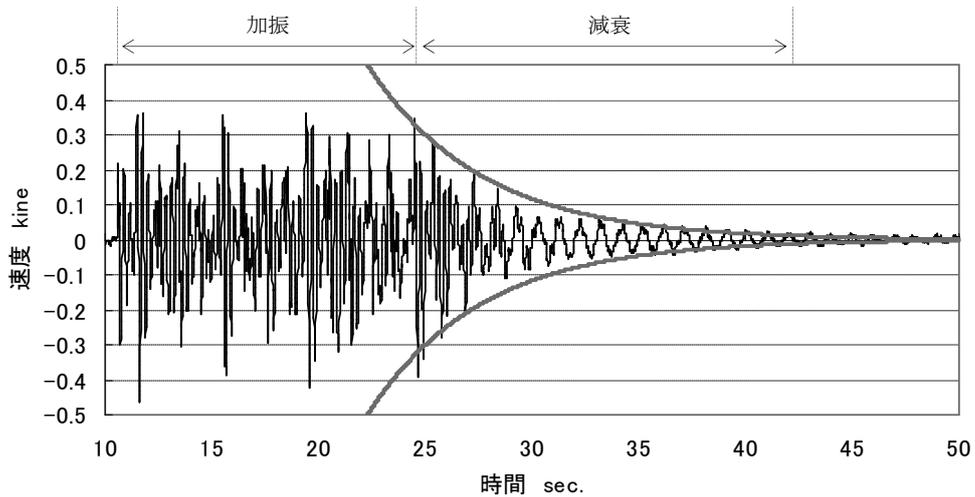


図 7.23 西塔の心柱 (S5) の自由振動波形

表 7.8 両塔の減衰定数

	塔身	心柱
東塔	1.5%	9.0%
西塔	1.4%	3.0%

#### 4.4 振り子加振に対する応答特性

振り子加振に対する塔身の応答について両塔を比較する<sup>10)</sup>。図 7.24 は西塔をパターン a1 で加振した時の塔身各層の並進振動の速度波形で、図 7.25 はそのフーリエスペクトルである。図 7.25 より塔身は加振振動数と 1 次固有振動数で振動していることが分かる。

このフーリエスペクトルから加振振動数における速度振幅を読み取り、角加速度で除すことにより変位振幅を求めた。図 7.26 はパターン a1・a2 で、図 7.27 はパターン b1・b2 で加振した時の各層の変位振幅を示したもので、図 7.28 はパターン c1・c2 で加振した時の各層の揺れの角度振幅を示したものである。図 7.26～7.28 の左側が塔身三層 (③・⑤) で、右側が塔身二層 (④・⑥) で加振を行なったものである。

図 7.29 は各条件の振り子加振実験における塔身二層 (T4) に対する三層 (T6) の振幅の倍率である。図 7.29 より東塔は全ての加振条件に対して西塔より塔身三層が振られる傾向があることが分かる。

図 7.30 は各加振実験の西塔に対する東塔の塔身三層 (T6) の振幅の倍率である。塔身各層を並進振動させた場合は、どの場合も東塔の振幅の方が大きい。これに対して塔身各層を揺れ振動させた場合は、塔身三層を加振した時 (パターン c1) は東塔の方が大きく揺れるが、塔身二層を加振した時 (パターン c2) は西塔の方が大きく揺れることが分かった。

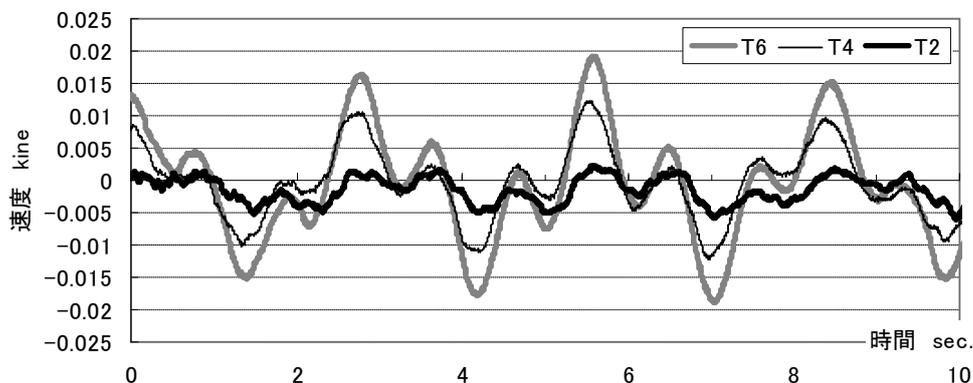


図 7.24 振り子加振 (a1) に対する各層の並進振動の速度波形

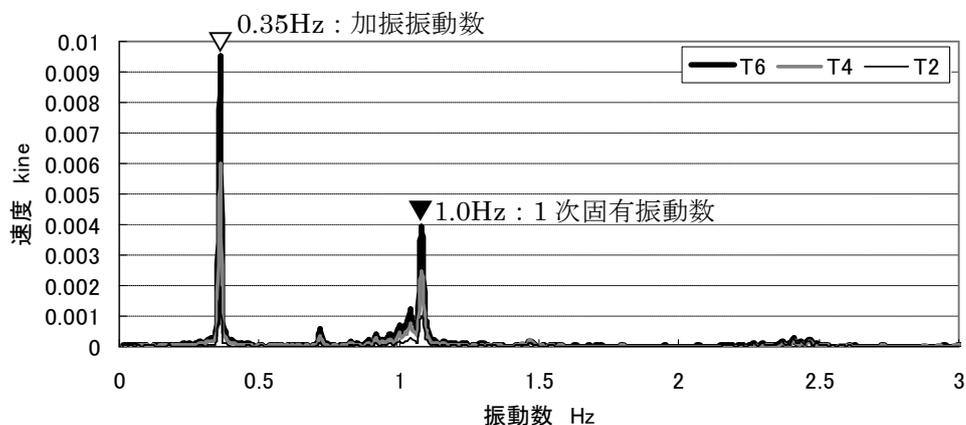


図 7.25 振り子加振 (a1) に対する各層のフーリエスペクトル

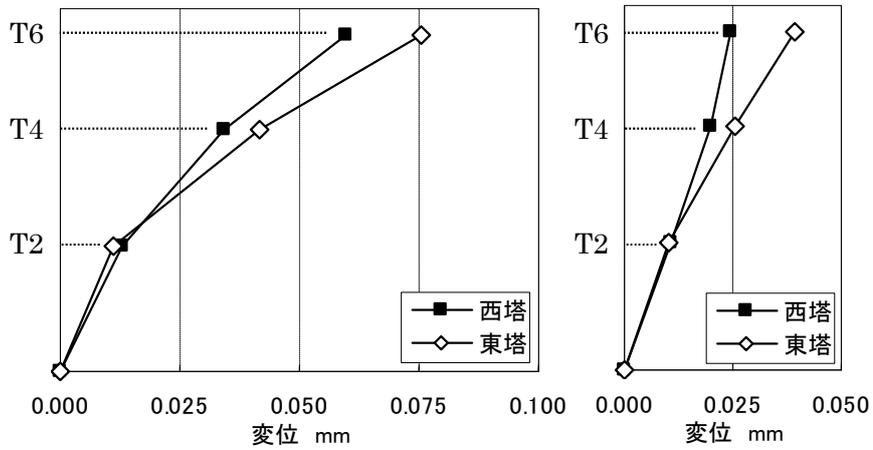


図 7.26 振り子加振に対する各層の変位振幅

左 : a1 右 : a2

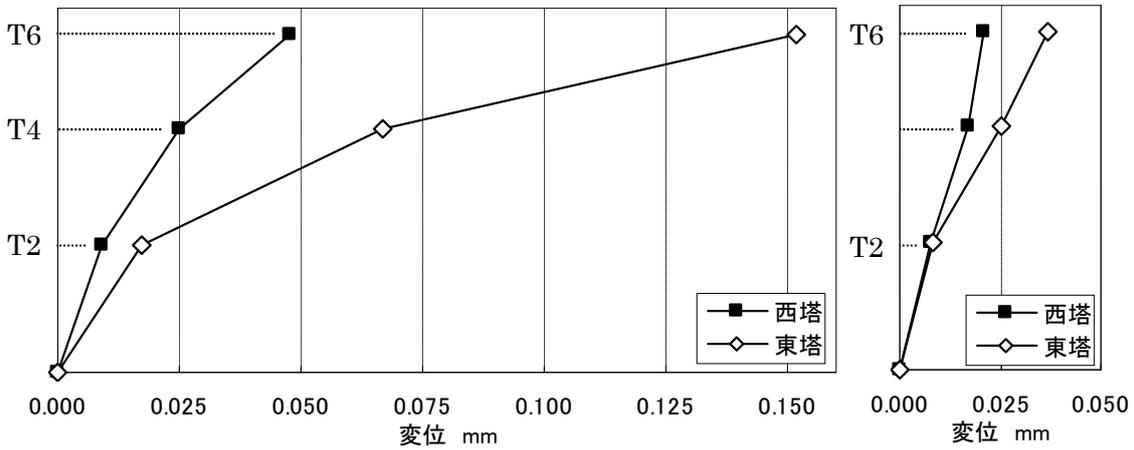


図 7.27 振り子加振に対する各層の変位振幅

左 : b1 右 : b2

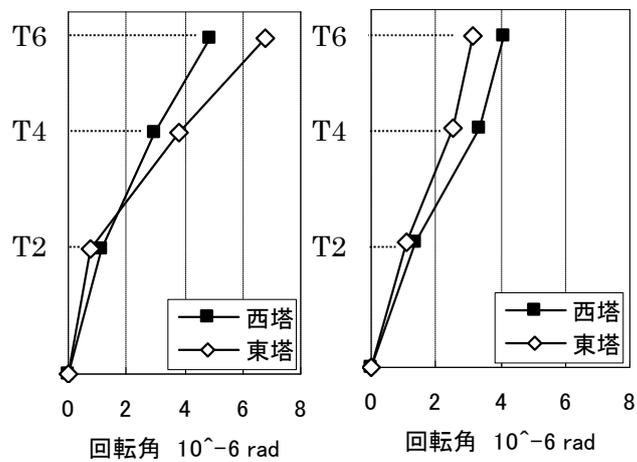


図 7.28 振り子加振に対する各層の角度振幅

左 : c1 右 : c2

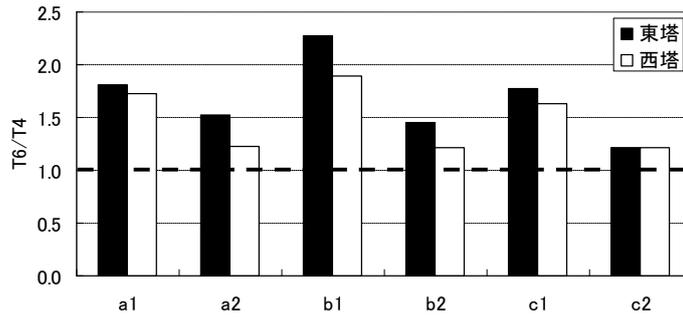


図 7.29 振り子加振に対する T4 に対する T6 の応答倍

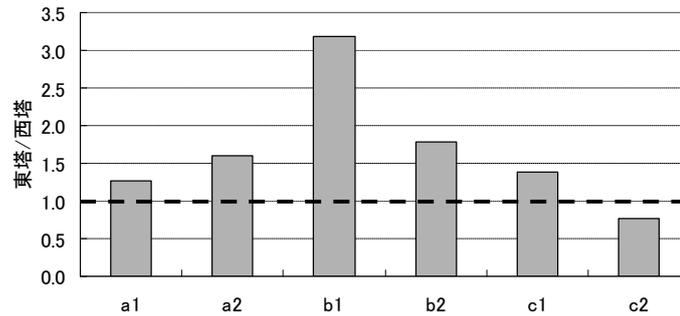


図 7.30 振り子加振に対する西塔に対する東塔の応答

## 第 5 節 小結

本章では奈良時代に建立された東塔と約 30 年前にほぼ東塔と同じ構造形式で再建された西塔の振動特性を比較するために、多数の振動計を用いた観測システムによって評価した。これらより以下のことを明らかにした。

- ①強風時に行った両塔同時観測の結果、東塔の応答速度の平均振幅は西塔のそれに比べ、塔身三層で約 2 倍、心柱三層高さで約 4 倍であった。
- ②常時微動観測から得られた両塔の固有振動数を比較すると、東塔は西塔に比べ、A) 塔身の水平振動の 1 次固有振動数が東塔 0.8Hz 西塔 1.0Hz で 0.8 倍、B) 心柱の水平振動の 1 次固有振動数が東塔 1.1Hz 西塔 1.5Hz で 0.7 倍、C) 塔身の捩れ振動の 1 次固有振動数が東塔 1.1Hz 西塔 1.3Hz で約 0.9 倍、D) 塔身の伸縮振動の 1 次固有振動数が東塔 4.6Hz 西塔 5.9Hz で約 0.7 倍である。
- ③東塔の固有振動モードは、西塔のそれと比べると、心柱が傷みの著しい継ぎ手付近で大きく屈曲し、塔身が上部で大きく振られている。
- ④人力加振による自由振動実験の結果、両塔の塔身の減衰定数は 1.5% で同程度であるのに対し、心柱の減衰定数は東塔が 9% で西塔の 3% に比べ約 3 倍大きい。

## 第7章註

- 1) 浅野 清：薬師寺東塔に関する調査報告書、法相宗大本山薬師寺、1981.4
- 2) 奈良県教育委員会文化財保存課：薬師寺東塔及び南門修理工事報告書、1952.11
- 3) 塔身の人力加振は1次固有周期に合わせて約10回押すことで行った。心柱の加振は、西塔で約10回押すことで、東塔で1回押すことで行った。東塔の心柱は1回簡単に押すだけで十分に揺らすことができた。
- 4) 振り子による加振振動数は、応答倍率が減衰定数の影響を受けやすい共振点近傍を避け、共振点より低い振動数とした。(～0.8Hz) また、速度計の持つ測定可能周波数の範囲内とした。(0.1Hz～)
- 5) 観測当日の午後1時の風向は南向き、風速は10m/s。奈良地方气象台発表
- 6) 両塔の南北方向・東西方向のスペクトルはほぼ同じ特性を持っていたため、ここでは東西方向のスペクトルについて考察している。
- 7) 東西両塔の固有振動数に関する既往の研究結果と比較すると次表のようになる。
  - ①内田昭人, 河合直人, 前川秀幸 伝統的木造建築の振動特性 その5 薬師寺東塔および西塔の常時微動観測 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) 1997年9月、p219
  - ②大場新太郎、木下顕宏 木造多層塔の振動特性 日本建築学会構造系論文集第559号 pp47-54, 2002年9月

文献①				文献②				
	固有振動数(Hz)			固有振動数(Hz)				
	1次	2次	3次	塔身		心柱		
東塔	0.86	2.06	3.38	1次	2次	1次	2次	
西塔	1.05	2.48	3.75	東塔	0.83	2.08	1.11	1.85
				西塔	1.00	2.44	1.00	2.44

- 8) 両塔の減衰性状は南北方向・東西方向でほぼ同じ特性を持っていたため、ここでは東西方向の減衰性状について考察している。
- 9) 包絡線のフィッティングは減衰定数を塔身については0.1%刻み、心柱については0.5%刻みで合わせた。包絡線に用いた振動数は、東塔で塔身0.8Hz・心柱が1.1Hz、西塔で塔身・心柱ともに1.0Hzとした。

東西両塔の減衰定数に関する既往の研究結果と比較すると次表のようになる。大場(②)は振幅による東塔塔身の減衰定数の依存性について考察しているが、今回の実験の加振力は小さいので大きな振幅時の減衰定数は評価できなかった。

文献①		文献②	
減衰定数(%)		減衰定数(%)	
東塔	3.8	東塔	1.7(6.0)
西塔	3.5	西塔	2

- 10) 振り子加振に対する両塔の応答は南北方向・東西方向でほぼ同じ特性を持っていたため、ここでは東西方向の応答特性について考察している。



## 第 8 章

### 薬師寺東塔の構造特性に関する考察

## 第1節 序

薬師寺東塔は、各層の細く高い本建に裳階を付け他に例を見ない特殊な構造形式を持つ三重塔である。本章ではこの東塔の構造特性について明らかにする。考察は以下のように進めた。

まず、東塔の重量バランスやプロポーションを他の三重塔と比較することで、その特殊性を明らかにした。次に、東塔の部分架構の模型を用いた載荷実験を行い、その復元力特性について考察し、これに基づき東塔の力学モデルを構築した。この力学モデルをもとに東塔の復元力特性や振動特性を把握し、さらに現地振動観測の結果と力学モデルの振動特性を比較することで、東塔の経年劣化が振動特性に与えている影響を定量的に評価した。

## 第2節 東塔の構造形式の特殊性

### 2.1 重量バランス

図 8.1 に薬師寺東塔の断面図を示す<sup>1)</sup>。薬師寺東塔は三層構造であるが、図に示すように各層が軸組を主とした部分と小屋組を主とした部分（以下、“軸組”・“小屋組”と呼ぶ）からなっており、各層の軸組に裳階が付く。また、比較のための三重塔として、法起寺三重塔・清水寺三重塔を選んだ断面図を図 8.2・図 8.3 に示す<sup>2),3)</sup>。各塔の建立年と総高を比較すると、薬師寺東塔が 730 年建立で総高 34.1m、法起寺三重塔が 706 年建立で総高 24.3m、清水寺三重塔が 1632 年建立で総高 30.2m である。

薬師寺東塔について、図面より木材体積・瓦屋根の面積を算出し<sup>4)</sup>、木材比重 0.5、瓦屋根の単位面積あたりの重量 180kg/m<sup>2</sup> とし、各層の重量を求めた（表 8.1）。ちなみに、後補材と考えられる桔木・丸桁桔の総重量は約 9ton（全体重量の約 3%）であった。次に各層の平面の中心軸から各部材の距離を求め、式 8.1 より各層の回転慣性を求めた（表 8.1）。

$$I = \sum m_i \cdot r_i^2 \quad \text{L 式8.1}$$

$I$ : 回転慣性

$m_i$ : 各部材の重量

$r_i$ : 各部材の平面中心軸からの距離

また基壇面から各部材までの高さを求め、これをもとに各高さにおける上部重量を図 8.4 に、さらにこれを塔身高さと総重量で基準化したものを図 8.5 に示す。

同様に、法起寺三重塔・清水寺三重塔についても重量計算を行った（表 8.2・表 8.3、図 8.4・図 8.5）。表 8.1～表 8.3、図 8.4・図 8.5 で各塔の重量やその高さ分布を比較すると、薬師寺東塔に以下の特徴があることが分る。

- ①総重量が他の三重塔のそれよりも 1.5～2 倍近く大きい。これは規模が大きいことに加え、裳階の屋根重量があるためである。
- ②全体重量に対する屋根重量の割合は 4 割で、他の塔が 5～6 割なのに対しやや低い。屋根の勾

配が緩いため屋根面積が小さいことが一つの要因となっている。

③図 5 で比較した場合に他の塔に比べ重量が低い高さに分布している。これは各層下部に裳階が付くことや、高さ方向に対する各層の幅の低減率が大きいことによる。なお、塔身頂部近くでは上部重量の比率が他の塔に比べ大きいこれは最上層の屋根勾配が緩いことによる。

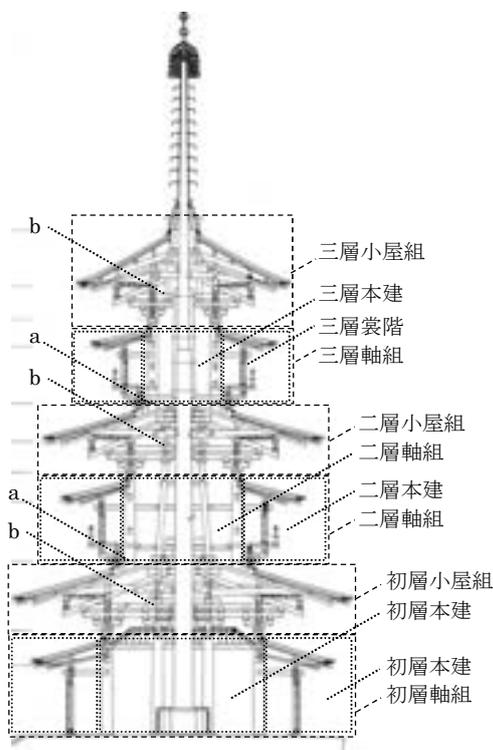


図 8.1 薬師寺東塔

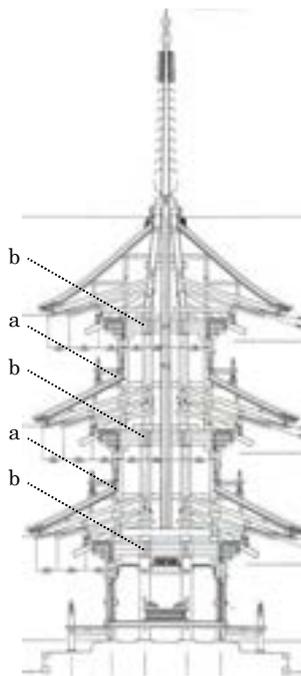


図 8.2 清水寺三重塔

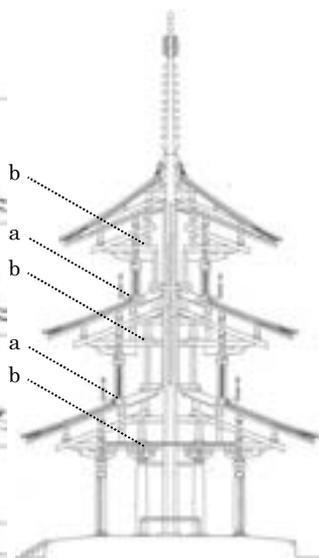


図 8.3 法起寺三重塔

表 8.1 薬師寺東塔の重量・回転慣性

	重量 ton	回転慣性力 ton*m <sup>2</sup>	瓦重量 ton	瓦/全体 %
相輪	2.93			
心柱	8.73			
三層小屋組	41.29	237.1	19.35	47%
三層軸組	27.36	125.0	11.61	42%
二層小屋組	58.08	645.6	26.76	46%
二層軸組	43.15	380.0	18.61	43%
初層小屋組	80.23	1387.6	36.37	45%
初層軸組	70.54	1064.8	26.77	38%
合計	332.32	3839.98	139.48	

表 8.2 法起寺三重塔の重量・回転慣性

	重量 ton	回転慣性力 ton*m	瓦重量 ton	瓦/全体 %
相輪				
心柱				
三層小屋組	36.37	225.42	26.31	69%
三層軸組	1.58	3.43		
二層小屋組	40.05	403.10	28.93	68%
二層軸組	2.60	11.08		
初層小屋組	49.89	719.19	36.94	58%
初層軸組	13.63	93.56		
全体	144.12	1455.78	92.18	64%

表 8.3 清水寺三重塔の重量・回転慣性

	重量 ton	回転慣性力 ton*m	瓦重量 ton	瓦/全体 %
相輪	1.43			
心柱	1.38			
三層小屋組	60.17	514.9	37.01	62%
三層軸組	10.41	32.1		
二層小屋組	58.02	635.1	33.30	57%
二層軸組	11.27	42.9		
初層小屋組	61.08	761.3	34.21	56%
初層軸組	15.91	84.3		
合計	219.68	2070.64	104.53	48%

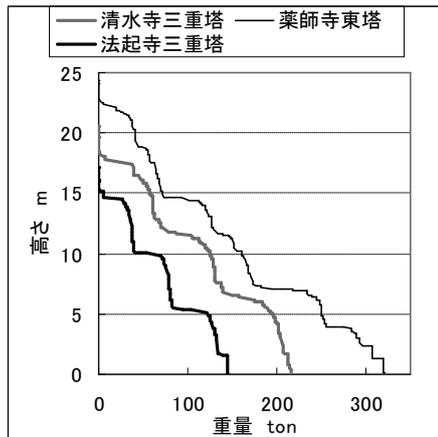


図 8.4 各塔の重量の高さ分布

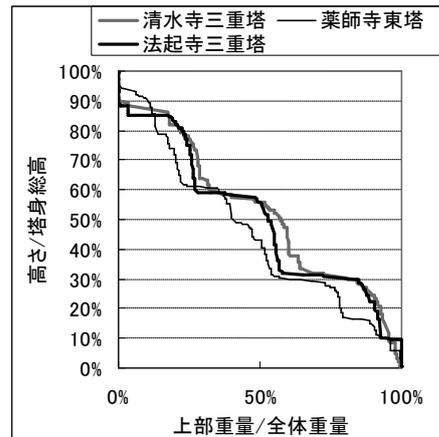


図 8.5 各塔の重量の高さ分布  
(塔身高さと総重量で基準化)

## 2.2 プロポーシオンと構造形式

各塔の主要な寸法を表 8.4 にまとめた。寸法を他の塔と比較すると薬師寺東塔は、軸組の高さが高く、特に二層・三層の軸組が著しく高く、一方で他の寸法は大きな差異がないことが分る。すなわち、法起寺三重塔は軸組の柱長さを 1.5～2.8 倍に長くし、この軸組まわりに裳階を付ければ東塔に近いプロポーシオンの塔となる。

第 3 章～第 5 章では、塔の外力に対する応答性状に建物下部や上層の小屋組で生じる浮き上がりが大きな影響を与えていることを指摘したが、外力として加速度が加わった場合に浮き上りを生じ始める加速度の大きさ  $a$  (以下、浮き上り開始加速度と呼ぶ) は、プロポーシオン、すなわち重心高さ  $H_g$  と底辺幅  $b$  の比率によって式 8.2 のように決定する。

$$a = \frac{b \cdot g}{2 \cdot H_g} \quad H_g = \frac{\sum m_i \cdot h_{g_i}}{\sum m_i} \quad \text{L 式8.2}$$

$g$ : 重力加速度

$h_{g_i}$ : 各層の重心高さ

$m_i$ : 各層の重量

各塔の三層の小屋組・三層の小屋組と軸組を合わせた三層全体・塔身全体の 3 つについて、浮き上り開始加速度を求め比較した (表 8.5)。なお、塔身全体の浮き上り開始加速度が三層のそれに比べ小さいことは、地震等の外力に対する応答加速度が下層よりも上層で大きくなるため、塔身全体の浮き上りが三層の浮き上りより先行して生じることに直結はしない。

塔身全体の浮き上り開始加速度について比較すると、法起寺三重塔・薬師寺東塔は清水寺三重塔よりも大きい。これは前者が後者に比べ高さに対する初層幅の比率が大きいためである。薬師寺東塔の塔身全体の浮き上り開始加速度は、底辺幅に初層の裳階の分を含めていないが、もしこれを含めると 0.5 となる。

次に三層の浮き上り開始加速度について比較すると、三層小屋組も三層全体も薬師寺東塔が一番小さく、三層全体は特に小さい。これは薬師寺東塔の三層軸組の幅が狭いことや高さが高いことによる。また清水寺三重塔の場合、下層の屋根が軸組の側柱に取り付くため（図 8.2-a）軸組の浮き上りを抑え、さらに通し肘木が四天柱を貫通する構造となっているため（図 8.2-b）小屋組の浮き上りを抑える。法起寺三重塔・薬師寺東塔は、下層の屋根の上に上層の軸組が載り（図 8.1-a・図 8.3-a）、通し肘木が四天柱を貫通しない構造となっているから（図 8.1-b・図 8.3-b）、前述の浮き上りを抑制する効果は期待できない。以上より薬師寺東塔の三層は小屋組・軸組ともに、他の三重塔に比べ、外力に対し浮き上りやすいと考えられる。

表 8.4 各塔の寸法

		法起寺	薬師寺	清水寺	
高さ:m	総高	24.267	34.133	30.2	
	相輪	7.333	10.341	9.969	
	塔身	16.934	23.792	20.231	
	三層	小屋組	4.693	4.181	5.881
		軸組	1.422	3.966	2.879
	二層	小屋組	2.915	3.242	2.436
		軸組	1.835	4.187	2.833
	初層	小屋組	2.883	3.266	2.466
		軸組	3.416	4.948	3.736
	本建幅:m	三層	屋根	10.242	9.569
軸組			3.224	2.939	3.999
二層		屋根	11.828	12.611	12.762
		軸組	4.789	5.006	4.599
初層		屋根	13.8	15.32	13.387
		軸組	6.415	7.09	5.199

表 8.5 各塔の浮き上り開始加速度

		法起寺	薬師寺	清水寺
三層	小屋組	0.82	0.68	0.76
	全体	0.49	0.32	0.41
塔身	全体	0.37	0.34	0.25

### 第 3 節 軸組・裳階の架構の模型実験

#### 3.1 実験概要

各層の軸組は柱・頭貫・貫からなる架構によって、裳階は柱・頭貫・土壁からなる架構によって構成されており、これらの中で柱と貫は主要な構造要素であると考えられる。そこで柱と貫からなる架構 1 スパン分の縮小模型を作成し静的載荷実験を行った。柱が傾斜に対し戻ろうとする復元力（以下、柱傾斜復元力とよぶ）については先行研究がいくつかあるが、東塔の柱は①下層の本建の柱は上部からかかる鉛直荷重が大きい、②柱頭・柱脚が水平材や斗と接する、③本建の柱が円柱で裳階の柱が角柱、という特徴を持つ。

①について、第 2 節で求めた建物重量から各層の柱に加わる鉛直力・鉛直応力を求めた（表 8.6）。ここでは同層の柱に鉛直力が均等にかかるかと仮定しているが、実際には平柱よりも隅柱の方がより大きい鉛直力が加わるため、柱によってはかかる鉛直応力は表 8.6 の値の約 2 倍になると考えられる<sup>5)</sup>。初層の本建の柱の鉛直応力は 170N/cm<sup>2</sup>であり、これは既往の実験で想定しているものよりもはるかに大きい<sup>6)</sup>。

②について、図 8.1 から分るように上層の柱は下層の地垂木の上に置かれた柱盤に建つ。また軸組の柱は上部を頭貫でつなぎ、その上に台輪・大斗が順に載り、裳階の柱も上部を頭貫でつなぎ、その上に直接大斗が載る。柱傾斜復元力は柱頭・柱脚で起こる木材のめり込み現象に大きく影響されるが、柱頭や柱脚で水平材と接触し、さらにそこに大きな鉛直応力が加わる場合、めり込み現象は顕著となると考えられる。

以上を踏まえ、模型の柱の鉛直応力が実物と近くなるように、錘を設置し水平載荷実験を行った。実験システムを図 8.6 に示す。錘は模型上部に積載するもの(図 8.6-A)と、ジグ(図 8.6-B)を用いて吊るもの(図 8.6-C)の 2 種類を用いた。模型は各層の軸組として A-1~A-3、各層の裳階として B-1~B-3 を作成した(図 8.7・表 8.7)。A-1~A-3 の柱は円柱、B-1~B-3 の柱は角柱である。実物では柱を水平材の間にだぼが挿入されていると推定されるが、本模型ではだぼは用いず柱が水平材に接するのみとなっている。模型の縮尺は A-1~A-3 が 1/8、B-1~B-3 が 1/3.6 である。

各模型に対し正負繰返し載荷 ( $\pm 1/120 \cdot \pm 1/60 \cdot \pm 1/30 \cdot \pm 1/15$ ) を行った。載荷は試験体上部を片側より電動ジャッキ(図 8.6-D)で水平方向に押し引きし、模型の面外方向の倒れをローラーを介してジグ(図 8.6-E)を用いて拘束した。載荷荷重をロードセル(図 8.6-F)で、載荷位置の水平変位をレーザー変位計(図 8.6-G)で測定した。A-1~A-3 についてはまず貫なしの状態で行った実験を行い、その後に貫を 1 本ずつ増やして実験を行った。貫を 3 本以上とした場合は架構が浮き上がったため、実験は貫 2 本までとした。貫の端部には図 5 に示すように歪ゲージを設置した。載荷する錘が重い実験では、実験により土台や台輪にめり込み痕が付いた(写真 8.1)。再度実験に用いる場合にはプレーナーで表面を削りめり込み痕を消してから使用した。

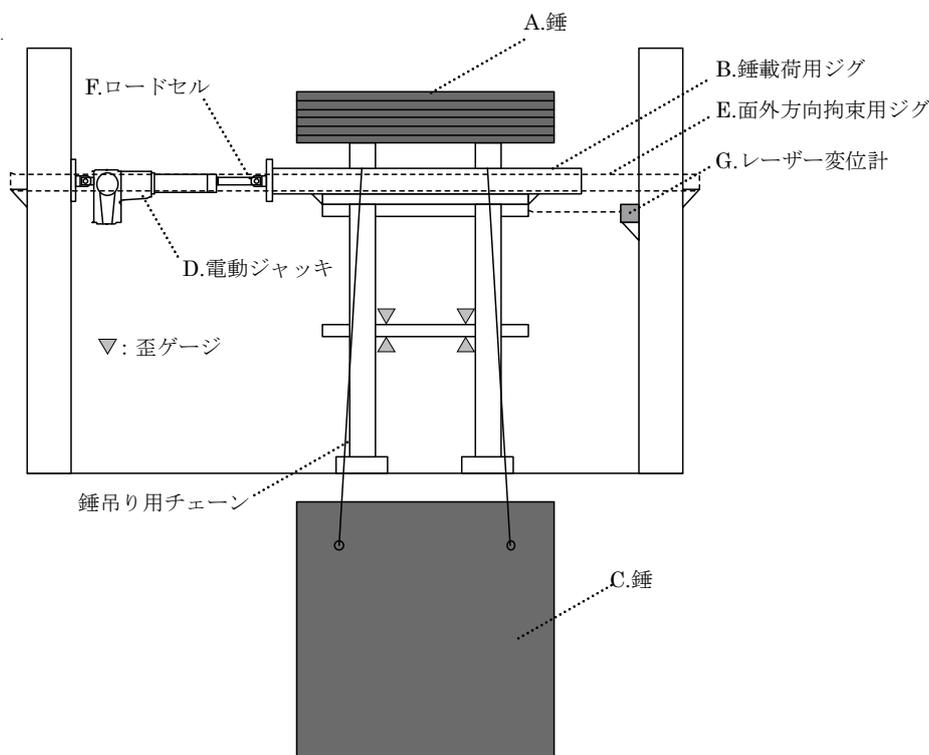


図 8.6 実験セットアップ図

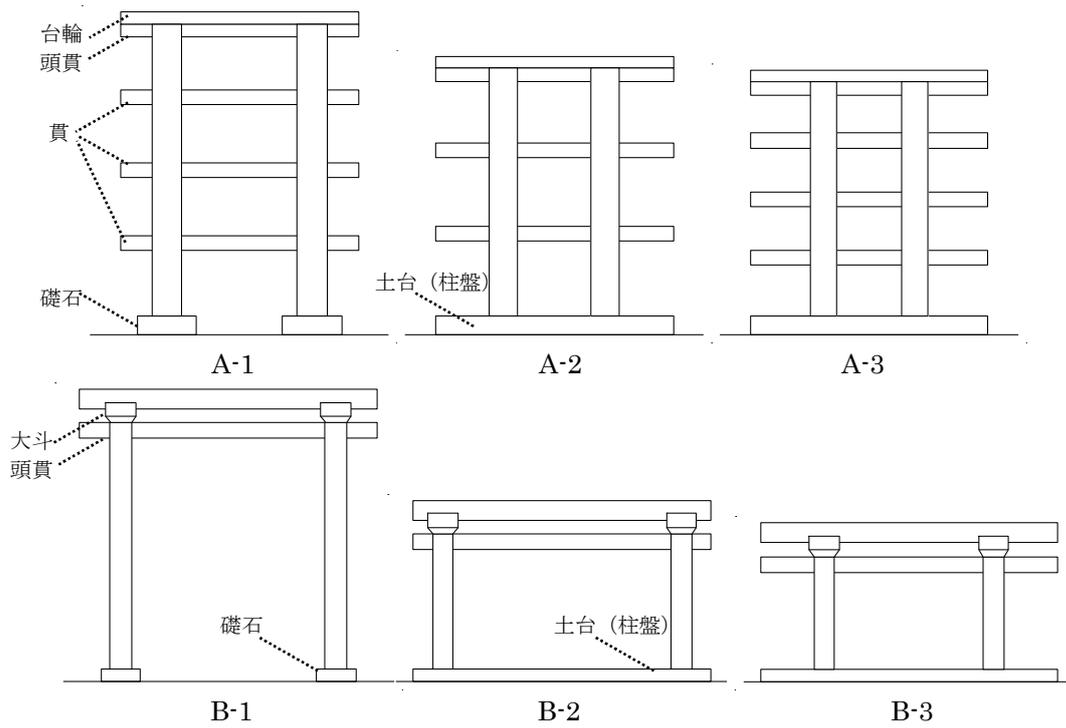


図 8.7 架構模型

表 8.6 東塔の柱の軸応力

		上部荷重 ton	平均軸力 ton	平均応力 kg/cm <sup>2</sup>
側柱	三層	41.3	5.2	3.7
	二層	126.7	10.6	6.5
	初層	250.1	15.6	8.7
裳階柱	三層	27.4	2.3	4.5
	二層	43.2	3.6	7.0
	初層	70.5	3.5	6.4

表 8.7 模型の諸条件

試験体	対象	柱長さ mm	柱スパン mm	柱断面 mm	鉛直荷重 kg	柱脚	柱頭	貫	縮尺
A-1	初層軸組	593	293	φ 60	959	礎石	台輪	頭貫・貫付き	1/8
A-2	二層軸組	503	205	φ 57	691	土台			
A-3	三層軸組	475	184	φ 53	448				
B-1	初層裳階	751	651	□ 65	692	礎石	斗拱	頭貫付き	1/3.6
B-2	二層裳階	412	724	□ 63	757	土台			
B-3	三層裳階	344	513	□ 63	739				



写真 8.1 実験でできためり込み痕 (左: 台輪 右: 土台)

## 3.2 実験結果

### 3.2.1 柱傾斜復元力

各模型の実験で得られた荷重変位関係を図 8.8・図 8.9 に示す。模型でめり込みが起これない  
と仮定した場合の復元力  $P$  (以下、剛体仮定復元力) を式 8.3 で求め図に付記した。

$$P = \frac{W \cdot (b - \delta)}{h} \quad \text{L 式8.3}$$

$W$ : 鉛直荷重

$b$ : 柱幅  $h$ : 載荷高さ  $\delta$ : 載荷位置の水平変位

剛体仮定復元力よりも実験測定値が下回るのは柱頭や柱脚でめり込みが生じるためであるが、  
B に比べ A の方が剛体仮定復元力に対する低下率大きい。実験より得られた復元力  $Q$  に  $P\Delta$   
効果による水平荷重を加え、これに載荷高さを乗じると柱頭と柱脚の負担するモーメント  $M$  (以  
下、柱頭柱脚モーメントと呼ぶ) が算出できる (式 8.4)。

$$M = \left( Q + \frac{W \cdot \delta}{h} \right) \cdot h \quad \text{L 式8.4}$$

$W$ : 鉛直荷重

$h$ : 載荷高さ  $\delta$ : 載荷位置の水平変位

各模型の柱頭柱脚モーメントと柱頭柱脚の回転角 (柱の傾斜角) の関係を図 8.10・図 8.11 に  
示す。この図にも点線で剛体仮定復元力を付記した。図より柱頭柱脚モーメントと回転角の関係  
は、B の各模型ではほとんど変化しないのに対し、A の各模型では大きく変化することが分る。

B は各模型の最大モーメントがほぼ同じで、剛体仮定復元力の値とも近く、めり込みが小さい  
ことが分る。B は各模型の重量条件にさほど違いがなく、柱にかかる軸応力は A のそれより小  
さい。また角柱であるため、柱が傾斜した際の柱と水平材の接触面積も A の円柱に比べ大きく、  
局所的な応力はより小さいと考えられる。この程度の応力条件下では柱脚が土台であるか礎石で  
あるかは柱脚の復元力特性にあまり影響しないことが分る。

これに対し A では、鉛直重量の大きい方が最大モーメントが増大するが、全て剛体仮定復元  
力に比べ小さく、めり込みが大きいことが分る。また初期剛性は柱脚が礎石である A-1 に比べ  
土台である A-2・A-3 が著しく小さい。土台形式の A-2・A-3 を比較すると、鉛直重量が大き  
くなることで復元力の履歴ループの面積が大きくなり消費エネルギーが増大していることが分る。  
以上より柱にかかる鉛直応力が大きい場合、応力の大きさや柱脚の仕様の違いが復元力特性に与  
える影響が大きいことが分る。

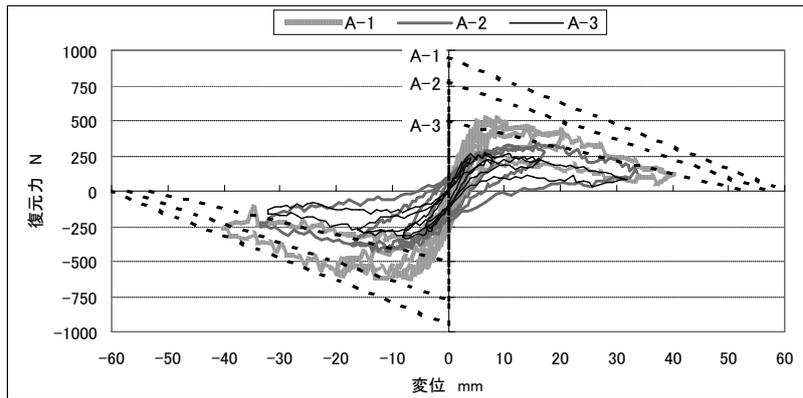


図 8.8 復元力と変位の関係 (A-1~A-3)

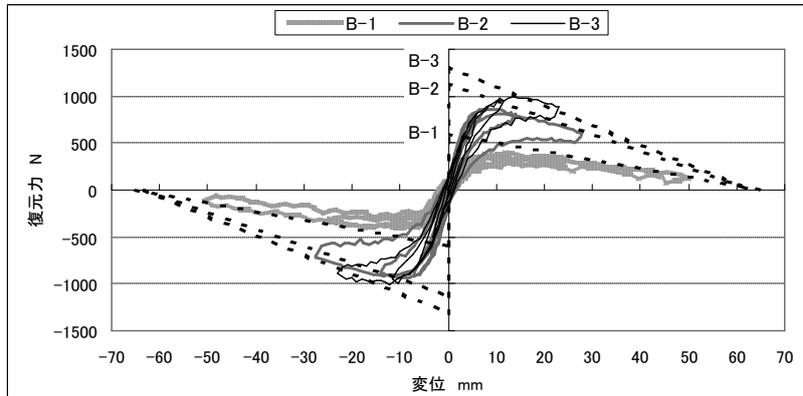


図 8.9 復元力と変位の関係 (B-1~B-3)

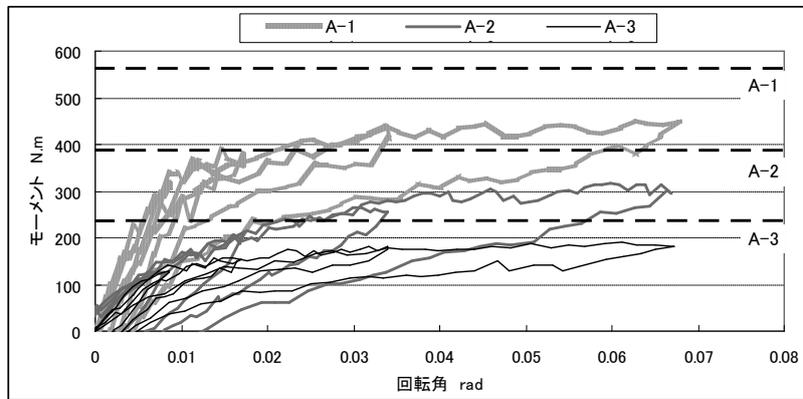


図 8.10 基準化復元力と基準化変位の関係 (A-1~A-3)

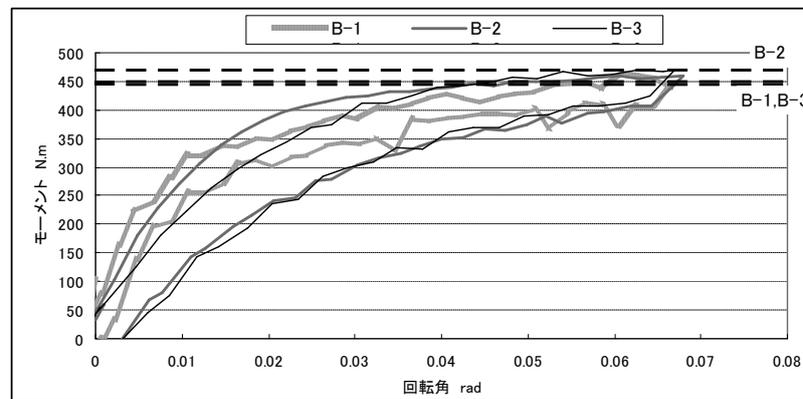


図 8.11 基準化復元力と基準化変位の関係 (B-1~B-3)

### 3.2.2 貫の復元力

図 8.12 は A-1 の貫 1 本が付いた状態と貫が付いていない状態の荷重変位関係である。両者の復元力の差から貫 1 本分の復元力も求め、図 8.12 に示す。貫は変形の小さい範囲でやや遊びがあり、復元力を発揮し始めると増分荷重と増分変位はおおよそ線形の関係にある。同様の方法で求めた貫 2 本分の復元力と貫 1 本分のそれを図 8.13 で比較する。貫 2 本分の復元力は貫 1 本分の約 2 倍となっており、貫の復元力に加算則が成り立つといえる。

次に貫の両端に貼った歪ゲージの測定値から貫端部の変形角  $\theta_n$  を求めた (式 8.5)。

$$\theta_n = \frac{\kappa \cdot l}{6} \quad \text{L 式8.5}$$

$$\kappa = \frac{l (\kappa_{左} + \kappa_{右})}{l' \cdot 2}$$

$\kappa_{左}, \kappa_{右}$ : 貫右端・左端の測定歪から求めた曲率

$l$ : 柱の内々距離

$l'$ : ゲージ間距離

これを回転角 (柱の傾斜角)  $\theta_h$  と図 8.14 で比較すると、貫端部の変形角  $\theta_n$  は柱の傾斜角の約 1/6 倍である。貫と柱の接合部のめり込みによる回転角  $\theta_m$  (以下、めり込み回転角と呼ぶ) は  $\theta_m = \theta_h - \theta_n$  で求められるから、すなわち貫の変形角  $\theta_n$  はめり込み回転角  $\theta_m$  の 1/5 と小さい。よって、貫の変形角を無視すれば  $\theta_h \doteq \theta_m$  となる。

また、接合部 1 箇所当たりの復元モーメントの大きさは式 8.6 により求められる。

$$Q = \frac{P \cdot h}{2} \quad \text{L 式8.6}$$

$Q$ : 貫と柱の接合部1箇所当たりの復元力モーメント

$P$ : 貫1本分の復元力

$h$ : 載荷高さ

以上を踏まえ、A-1 の柱頭柱脚モーメント・貫 1 本分 (接合部 2 箇所)・貫 2 本分 (接合部 4 箇所) のモーメントについて、回転角との関係を図 8.15 で比較する。回転角の小さい範囲では柱頭柱脚モーメントが、回転角の大きい範囲では貫のモーメントが、復元力を主に負担していることが分る。

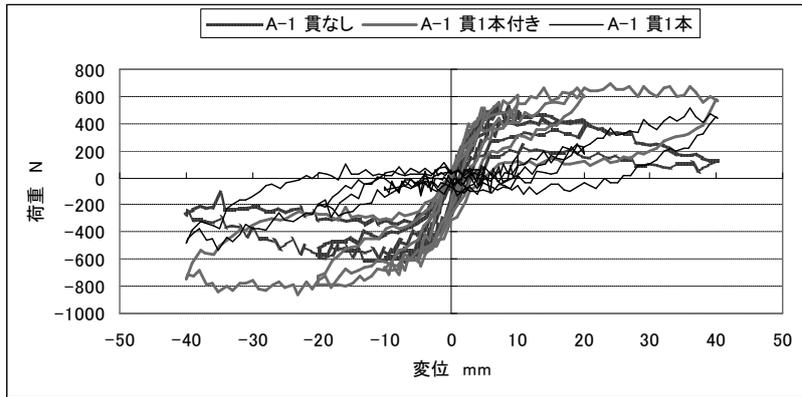


図 8.12 貫の復元力特性の求め方 (A-1)

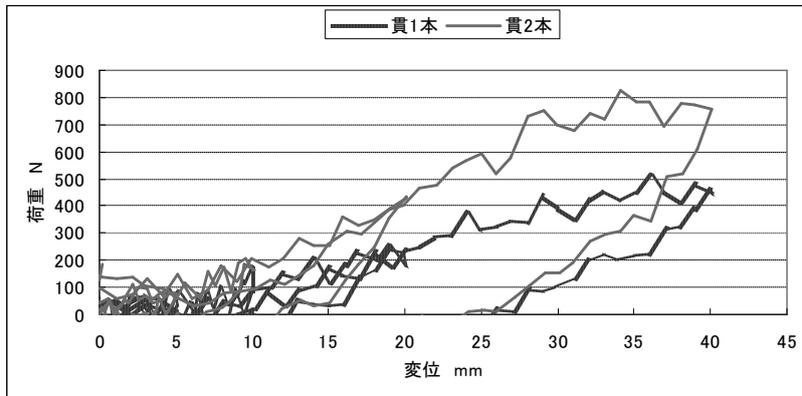


図 8.13 貫の荷重変位関係 (A-1)

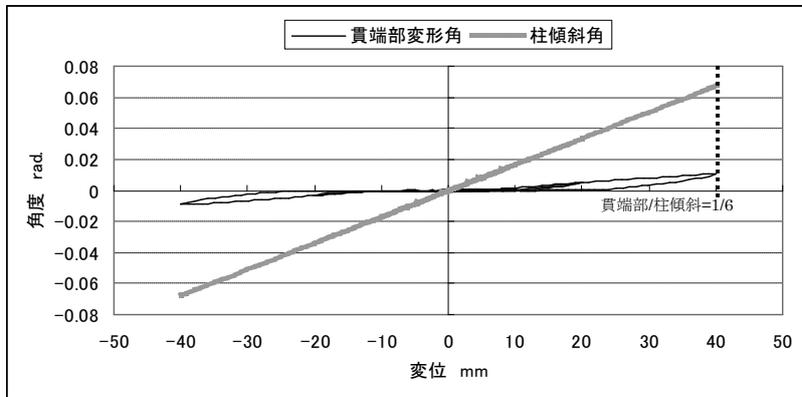


図 8.14 貫端部の変形角と柱の傾斜角 (A-1 貫 1 本付き)

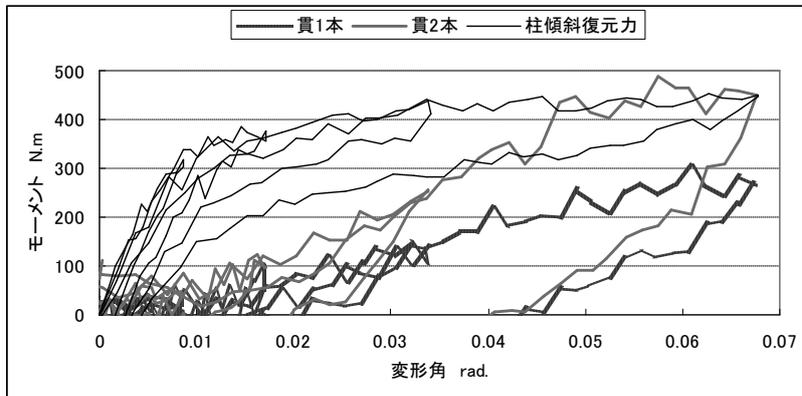


図 8.15 貫・柱のモーメント変形角関係 (A-1)

## 第4節 東塔の力学モデル

### 4.1 力学モデルと構造要素

東塔の構造を模して、図 8.16 に示すような塔身 6 質点 12 自由度、心柱を 8 質点 16 自由度の計 14 質点 28 自由度の力学モデルを作成した。

塔身は各層の軸組と小屋組からなり、軸組の主な構造要素は前述した柱・貫からなる架構や土壁であり、小屋組の主な構造要素は斗栱である。長押や建具などの他の部材はこれらに比べ復元力が小さいと考え考察の対象から外した。各層に作用する剪断力に対しては、軸組部分・小屋組部分の各構造要素が剪断変形を生じ、曲げモーメントに対しては、小屋組部分の斗栱、軸組部分の柱が鉛直方向の圧縮変形および浮き上りを生じ、これにより小屋組・軸組の曲げ変形が起ると考えた。

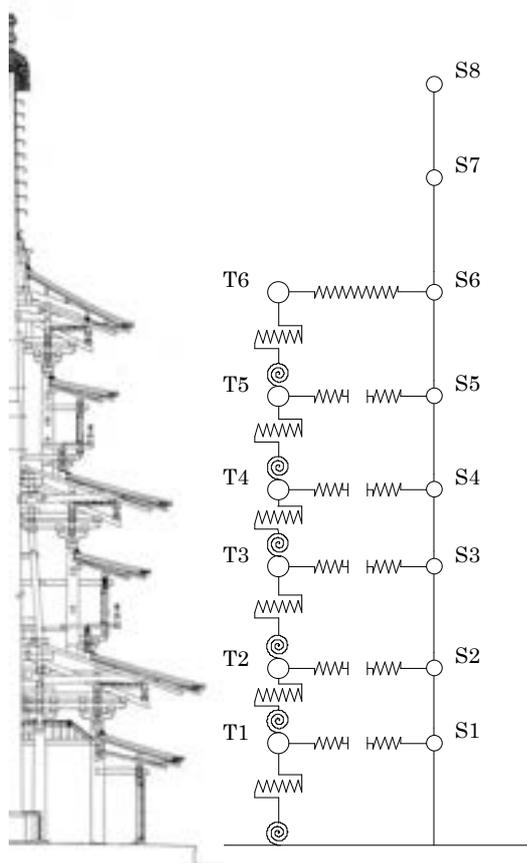


図 8.16 東塔の力学モデル

## 4.2 柱傾斜復元力・貫の復元力

第2節の実験結果をもとに柱傾斜復元力・貫の復元力それぞれについて図4.17・図4.18に示すような骨格曲線を求めた。これを相似率を考慮し実大スケールに換算することで、東塔の各層の柱傾斜復元力・貫の復元力とした。第2章第2節によれば、寸法の相似率（size factor）を $\alpha$ とした時の復元力・モーメントの相似率は $\alpha^2 \cdot \alpha^3$ である。よって、実大建物のモーメントは模型の、A-1～A-3で8<sup>3</sup>倍、B-1～B-3で3.6<sup>3</sup>倍となる。

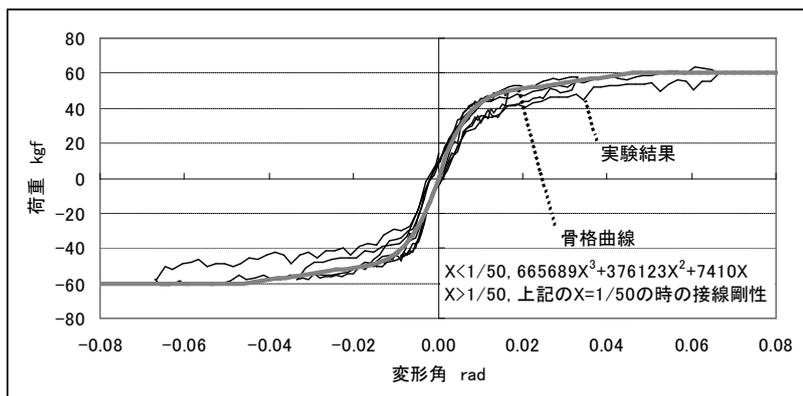


図 4.17 柱傾斜復元力の骨格曲線 (B-1)

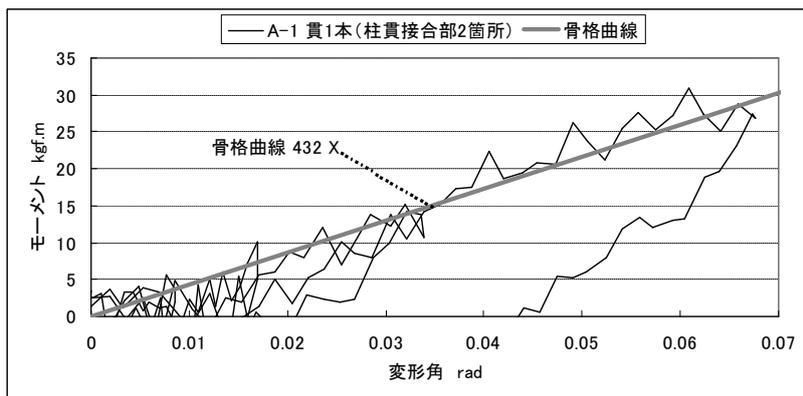


図 4.18 貫の復元力の骨格曲線 (A-1)

## 4.3 土壁の復元力

図4.19に示す1m角の木枠に囲まれた土壁（880mm×880mm 厚さ56mm）を対象に静的載荷実験を行った<sup>8)</sup>。変形角1/20までの単純載荷を木枠に土壁を付けた状態と木枠のみの状態で行った。実験より得た荷重変位関係を図4.20に示す。土壁を付けた状態と木枠のみの状態の復元力の差を土壁の復元力とした。図4.21は土壁の剪断応力と剪断変形角の関係で、変形角1/100の時に剪断応力は約2kgf/cm<sup>2</sup>で最大値となる。この剪断応力と剪断変形角の関係から図4.20に示す骨格曲線を得た。この骨格曲線に土壁の断面積・高さを乗じ、実大建物の各層の裳階の土壁の荷重変位関係とした。

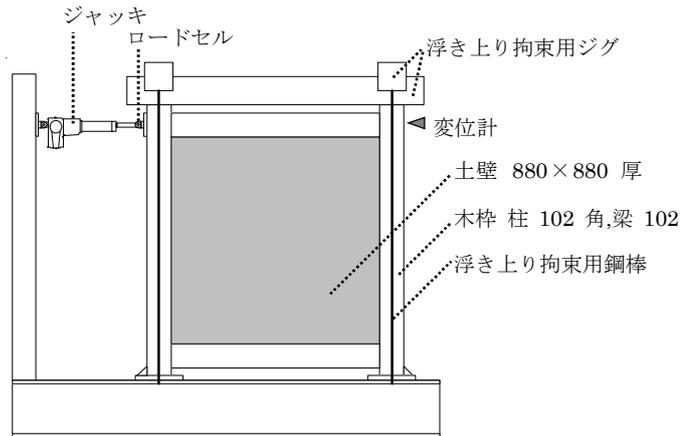


図 4.19 土壁載荷実験システム

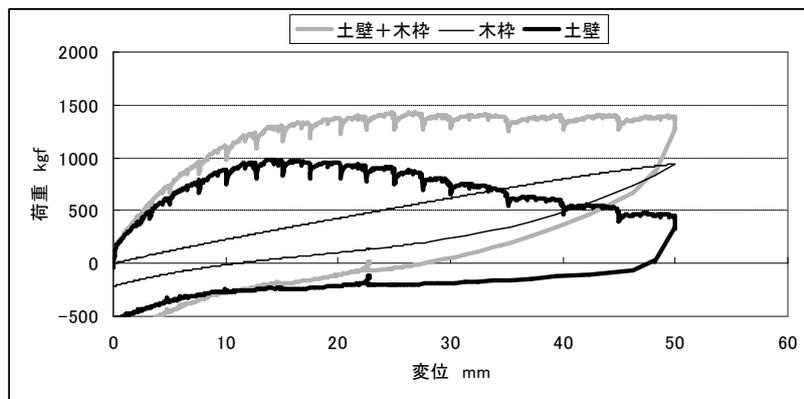


図 4.20 土壁・木柁の復元力特性

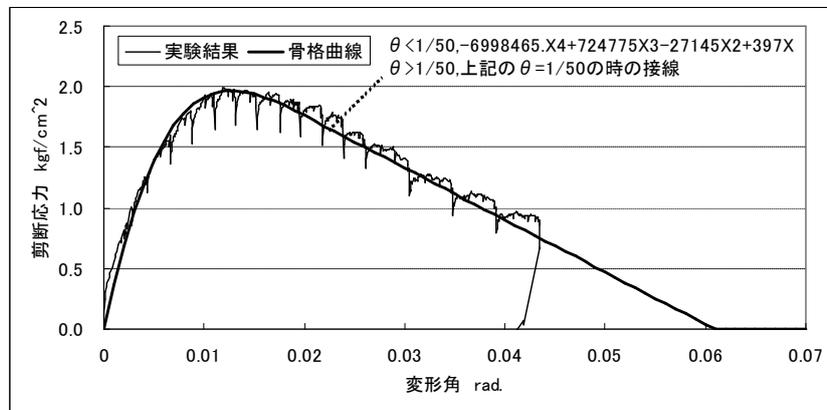


図 4.21 土壁の剪断応力と剪断変形角の関係

#### 4.4 斗栱の剪断方向・回転方向の復元力

薬師寺大講堂の再建工事のために行われた実大斗栱の載荷実験<sup>9)</sup>の結果を用いる。なお東塔の斗栱の寸法・形状は大講堂の斗栱とほぼ同じである。試験体および実験システムを図 4.22 に示す。ここでは鉛直方向の載荷実験と水平方向の載荷実験の結果を用いる。鉛直方向の載荷実験は鉛直荷重 44tonf までの単純載荷、水平方向の載荷実験は鉛直荷重を 5,10,20,30,40tonf とした状態それぞれで、正負繰返し載荷 ( $\pm 3\text{mm}$ ,  $\pm 6\text{mm}$ ,  $\pm 9\text{mm}$ ,  $\pm 12\text{mm}$ ,  $\pm 15\text{mm}$ ) を行っている。

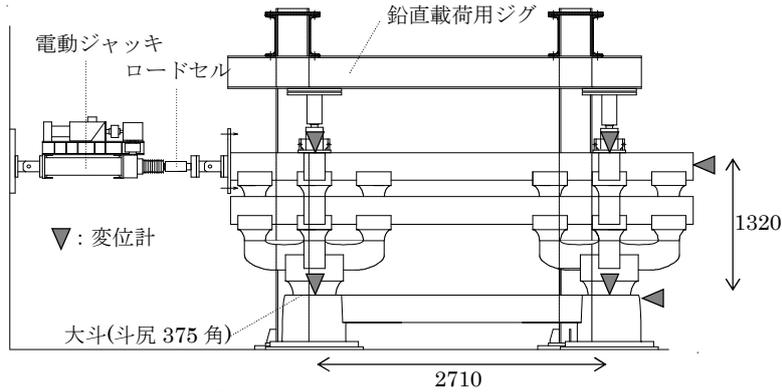


図 4.22 斗拱の荷重実験システム 数値の単位 : mm

鉛直方向の荷重実験の結果を図 4.23 に示す。図の X・Y 軸は、鉛直荷重を大斗斗尻の面積で除した鉛直応力・鉛直方向変位を斗拱積上げ高さで除した鉛直歪を表している。この応力と歪の関係を 3 次関数で近似し図 4.23 に示す骨格曲線を得た。これに東塔の大斗斗尻面積・斗拱積上げ高さを乗じて、実大建物の各層の斗拱の鉛直方向の荷重変位関係を求めた。この斗拱が、小屋組の回転に対し図 4.24 のように抵抗すると考え、小屋組の回転に対するモーメントと回転角の関係を求めた。ただし各層の小屋組は上部を剛体と仮定した場合の最大モーメントの理論値 (式 8.7) に復元力が達すると浮き上りを生じ、復元力はそれ以上増大しないと考えられる。よってモデルでは復元力は最大モーメントに達すると復元力が一定となるものとした。

$$M = \left( Q + \frac{W \cdot \delta}{h} \right) \cdot h \quad \text{L 式 8.7}$$

$W$ : 鉛直荷重

$h$ : 荷重高さ  $\delta$ : 荷重位置の水平変位

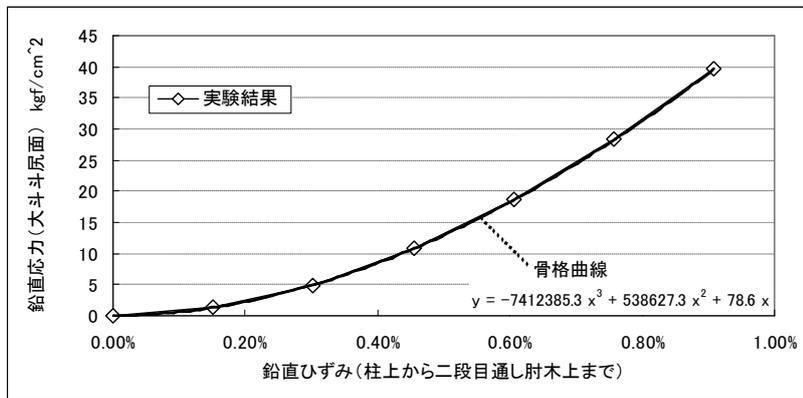


図 4.23 斗拱の鉛直復元力と骨格曲線

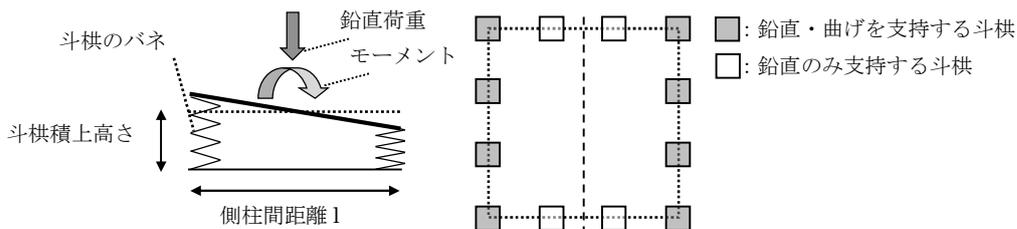


図 4.24 小屋組の回転に対する抵抗機構

次に斗拱の水平方向の載荷実験について鉛直荷重 30tonf の時の結果を図 4.25 に示す。各鉛直荷重条件で行った実験結果をもとに、剪断変形 15mm (変形角に換算すると 1.1%) の時の復元力 (以下、1.1%変形時の復元力) と鉛直荷重の関係を図 4.26 に示す。鉛直荷重が大きくなるにつれ 1.1%変形時の復元力は増大する傾向がある。両者の関係を図 4.26 に示す関係曲線で表した。各実験の復元力を 1.1%変形時の復元力で基準化すると、復元力ループの形状が鉛直荷重の大きさによらずほぼ同じであったので (注 5)、図 25 のように関数近似し骨格曲線を得た。実大建物の各層の斗拱の剪断方向の復元力は、各斗拱の 1.1%変形時の復元力を関係曲線から求め、これを骨格曲線に乗じることで決定した。

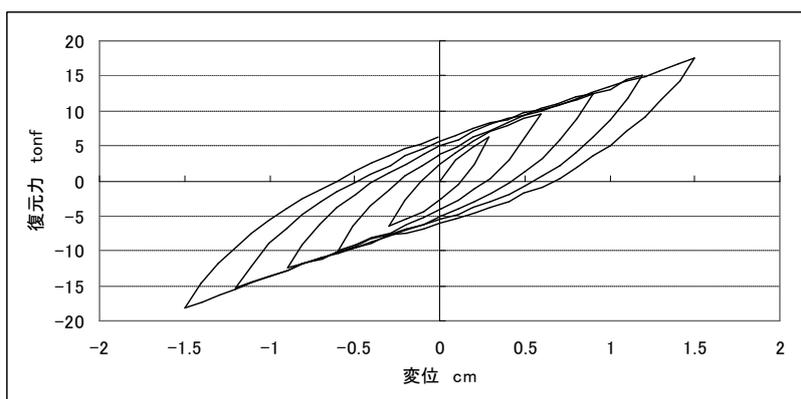


図 4.25 斗拱の剪断復元力 (鉛直荷重 30tonf/斗拱 1 組)

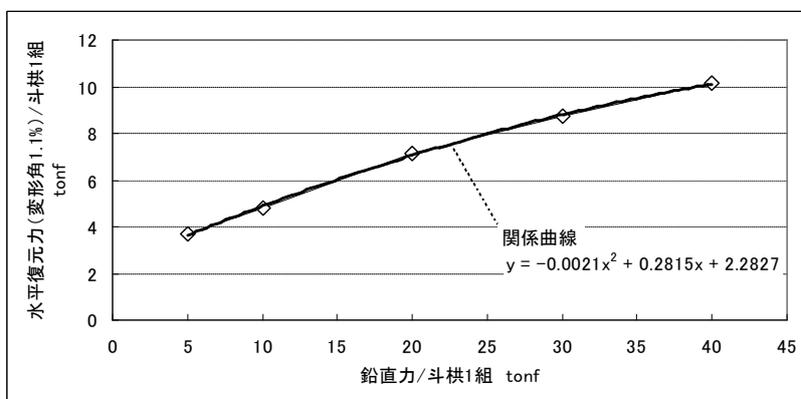


図 4.26 斗拱の 1.1%変形時の剪断復元力と鉛直荷重の関係

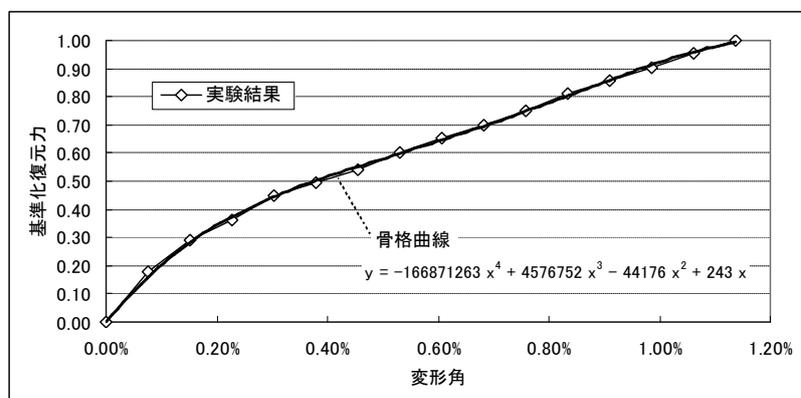


図 4.27 斗拱の基準化した剪断復元力と骨格曲線

#### 4.5 軸部の回転方向の復元力

軸部の回転方向の復元力は、4.4 で説明した小屋組の回転方向の復元力における斗栱の圧縮変形を柱の軸方向の圧縮変形に置き換えたものとした。柱の軸方向の荷重変位関係はヤング係数  $90\text{tonf/cm}^2$  とし、柱の断面積と長さを用いて求めた。

#### 4.6 各層の復元力

以上で求めた各構造要素の復元力を足し合わせ、各層の荷重変位関係を求め、図 4.28～図 4.31 に示す。また各層の軸組における本建の柱・裳階の柱・土壁・貫それぞれの荷重変位関係を図 4.32～図 4.34 に示す。各層の初期剛性・軸組の各構造要素の復元力分担率を表 8.8・表 8.9 に示す。図・表より以下のことが分る。

- ① 剪断剛性は軸組に比べ小屋組が大きく、また軸組・小屋組ともに上層に比べ下層が大きい。
- ② 回転剛性は小屋組に比べ軸部が著しく高くなっている。これは軸部において作用する曲げモーメントに対し柱の軸方向の変形により抵抗するためである。また剪断剛性と同様に下層ほど高く、特に小屋組でこの傾向が強く、初層の小屋組の剛性は三層のそれに比べ 13 倍大きい。これは下層ほど本建の幅が広く、上部から加わる鉛直荷重が大きいことによる。
- ③ 軸組における各構造要素の復元力分担率は、変形が小さい範囲では柱や土壁の割合が大きく、特に初層でこの傾向が強いのにに対し、変形が大きくなると貫が大きくなり、特に三層でこの傾向が強い。

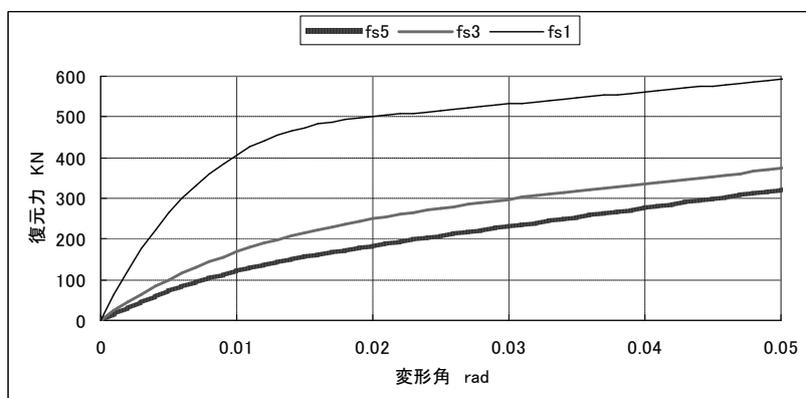


図 4.28 各層の軸組の剪断復元力

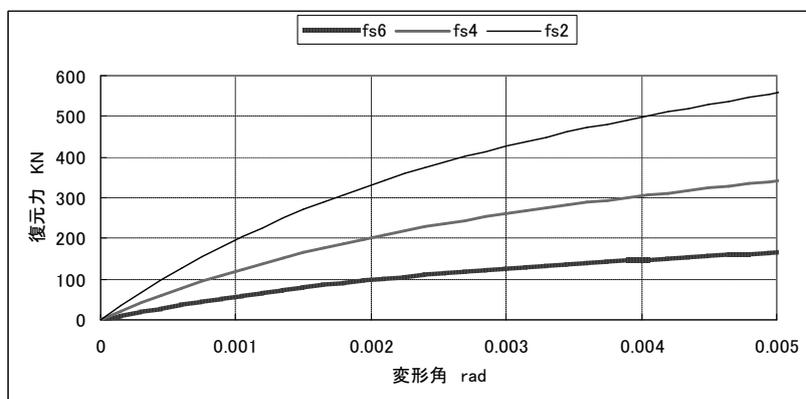


図 4.29 各層の小屋組の剪断復元力

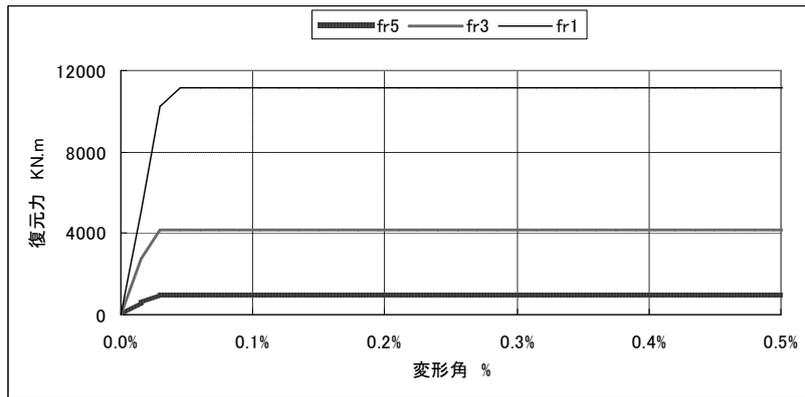


図 4.30 各層の軸組の回転復元力

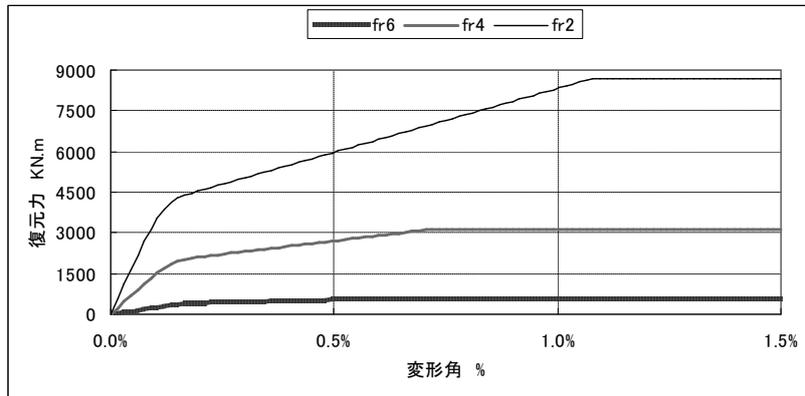


図 4.31 各層の小屋組の回転復元力

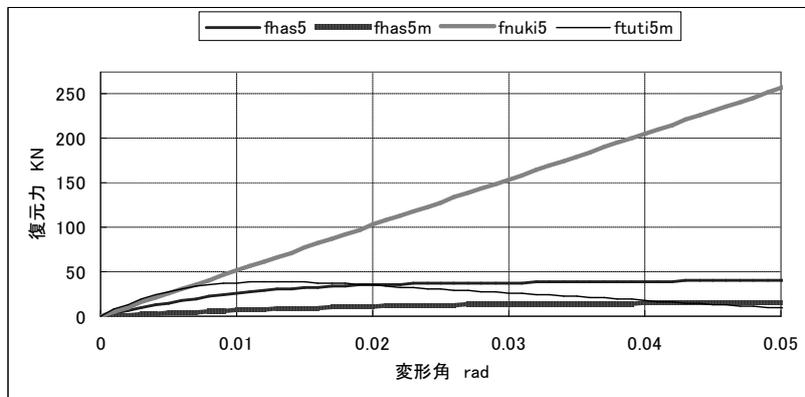


図 4.32 三層の軸組の各構造要素の復元力

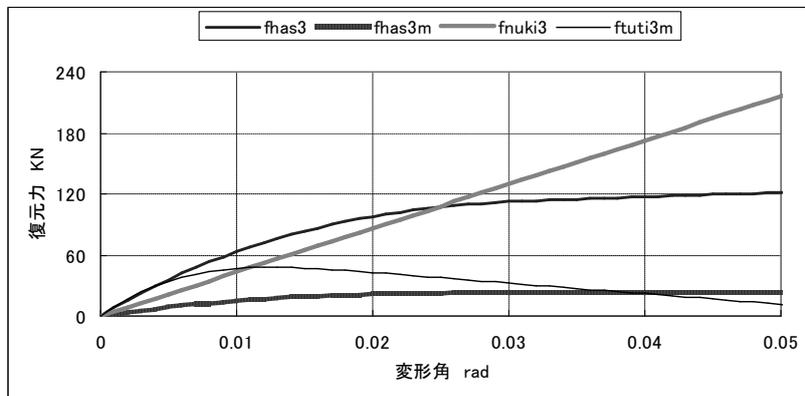


図 4.33 二層の軸組の各構造要素の復元力

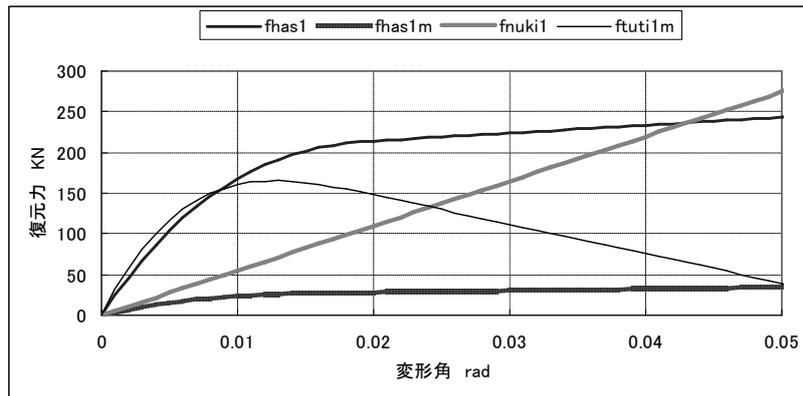


図 4.34 初層の軸組の各構造要素の復元力

表 8.8 各層の初期剛性

		剪断剛性	回転剛性
		KN/cm	MN.m/rad
3層	小屋組	437	287
	軸組	51	4272
2層	小屋組	883	1538
	軸組	69	18321
1層	小屋組	1443	3691
	軸組	151	34084

表 8.9 軸組部分の構造要素の復元力分担率

(1/100・1/20 変形時)

		本建柱	裳階柱	貫	土壁
5層	1/100	21%	6%	42%	31%
	1/20	13%	5%	80%	3%
3層	1/100	38%	9%	26%	28%
	1/20	33%	6%	58%	3%
1層	1/100	41%	6%	13%	39%
	1/20	41%	6%	46%	7%

#### 4.7 心柱のモデル化

心柱はヤング係数を  $900\text{KN/cm}^2$  とし、曲げ材を質点系モデルに置換した。各質点間の断面 2 次モーメントは質点間中央部分の柱径から求めた。また西塔の心柱には初層天井上から露盤下まで四隅に補強材が付けてあり、これらを含めると断面 2 次モーメントはおおよそ 2 倍となる。よって西塔を再現する場合には S1～S6 の範囲の断面 2 次モーメントを 2 倍とした。

なお、相輪の金物の重量について、有りとした場合と無しとした場合でモデルの固有振動数・振動モードを求めたところ、無しとした場合の方が常時微動観測の結果から求めたそれに近かった。本章では微小変形時の振動特性について考察するので、相輪の金物重量を無しとした。これは振幅が小さい範囲では相輪部分の中の心木が外の金物と接触せずに振動していることを示唆していると考えられる。

塔身と心柱の接合部となる露盤部分の剛性については次節で考察する。

## 第5節 力学モデルの振動特性と振動観測結果の比較

### 5.1 力学モデルの固有振動数・振動モード

力学モデルの固有振動数・振動モードを、各バネの剛性を初期剛性として求めた。まず、心柱に補強材が付いた状態とし、塔身・心柱の接合部の剛性を十分高く(700KN/cm)設定したモデルAについて、固有振動数・振動モードを求めると、図4.35のようになる。このモデルから心柱をとった塔身のみのモデル、心柱を露盤高さで柱脚においてピン支持した心柱のみのモデル、それぞれについても固有振動数を求め、表8.10に示す。これらを比較すると、塔全体の固有振動数のうち、1次・5次・6次モードは塔身のみのモデルの1次・3次・4次モードに、4次モードは心柱のみのモデルの2次モードに相当し、塔全体の2次・3次モードは振動数のほぼ等しい塔身のみのモデルの2次モードと心柱のみのモデルの1次モードを組み合わせたものであることが分る。

### 5.2 振動観測結果との比較

モデルAの固有振動数・振動モード(図4.35)を西塔の観測結果のそれ(図4.36)と比較する。西塔はモデルAよりも塔身と心柱の接合部の剛性が低いと推定される。モデルAの塔身と心柱の接合部の剛性を低下させていくと、剛性が1.75KN/cmとなった時の固有振動数・振動モードは図4.37のようになり、西塔の観測結果と比較的一致する。よってこの状態を、西塔を再現したモデルBとする。観測結果の1次・2次・3次・6次モードがそれぞれ解析モデルの1次・2次・4次・5次モードに相当すると考えられる。またモデルBの3次モードに相当する振動が観測結果で得られなかったのは、この振動モードでは露盤より上の相輪の揺れが大きく、観測を行った露盤以下の心柱・塔身の振動が小さかったためと考えられる。

次に東塔の観測結果(図4.38)とモデルB(図4.37)を比較すると、観測結果の0.8Hzの振動がモデルBの1次モード、1.0Hzの振動が2次モードに相当すると考えられるが、振動数はモデルBに比べ低く、2次モードにおける心柱の形状もモデルBがゆるやかな曲線であるのに対し、東塔の観測結果では継手位置付近で屈曲するような形状となっている。

これは東塔の経年劣化による影響と考えられ、1次モードの振動数の低下は塔身各層の剛性低下、2次モードの振動数の低下やモード形状の差異は心柱の継手部分の断面性能の低下と考えられる。塔身の各層の剛性が一律で低下すると仮定し、低下率を0.1刻みで変化させていくと、0.6倍とした時の塔身のみのモデルの1次モードの振動数が0.8Hzとなり、東塔の観測結果と一致する。

次に心柱継手の損傷について、心柱の継手部分に当るSX5・SX4間の心柱の断面2次モーメントが低下すると想定し、低下率を0.1刻みで変化させていくと、0.5倍とした時の心柱のみのモデルの1次モードの振動数が1.2Hz、塔身と組み合わせたモデルの2次モードの振動数が1.0Hzとなり、東塔の観測結果と一致する。以上より、塔身の剛性を0.6倍、心柱継手部分の断面2次モーメントを0.5倍とした状態を、東塔を再現したモデルCとする。モデルCの固有振動数・

振動モードを図 36 に示す。東塔の観測結果の 1.8Hz がモデル C の 4 次モード、3.2Hz がモデル C の 5 次モードに相当すると考えられる。またモデル C の 3 次モードに相当する振動が観測できなかったのは、西塔と同じ理由によると考えられる。

以上より東塔・西塔の振動特性の差異から東塔の構造の経年劣化を仮定を踏まえ定量的に評価したところ、健全状態（西塔）と比較し塔身の剛性が 0.6 倍、心柱継手付近の断面 2 次モーメントが 0.5 倍となった。

表 8.10 塔身のみ・心柱のみ・全体の固有振動数（モデル A）

モデル	1次	2次	3次	4次	5次	6次
塔身のみ	1.04	2.60	4.16	4.91		
心柱のみ	1.76	2.61				
塔全体	1.03	1.76	2.47	2.76	4.16	4.91

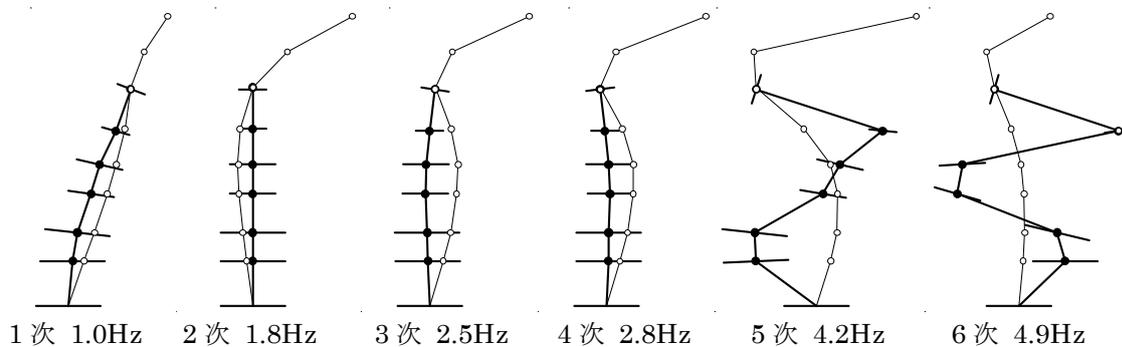


図 4.35 1～6 次の固有振動数・振動モード（モデル A）

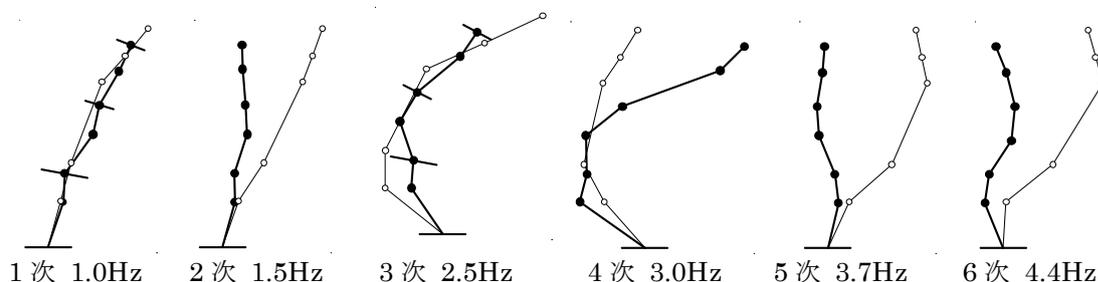


図 4.36 1～6 次の固有振動数・振動モード（西塔観測結果）

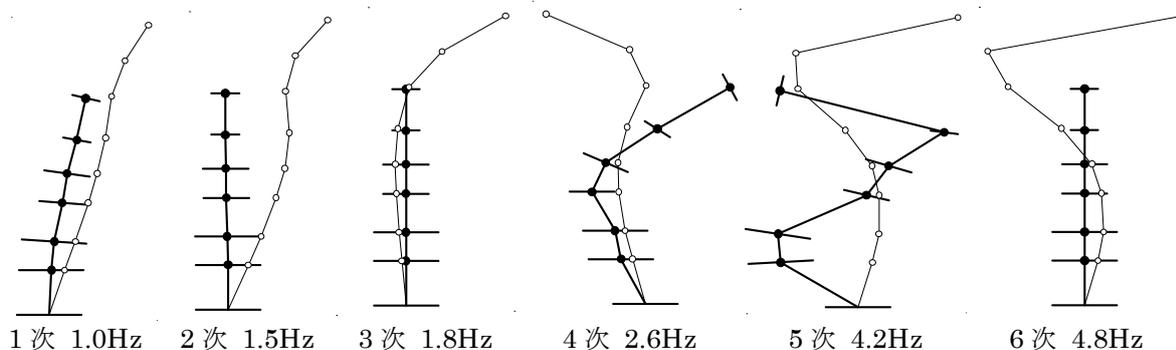


図 4.37 1～6 次の固有振動数・振動モード（モデル B）

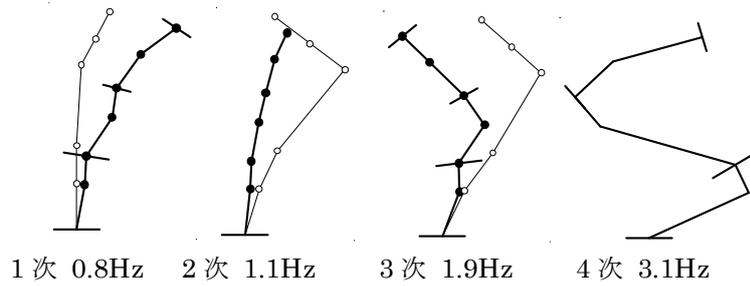


図 4.38 1～4 次の固有振動数・振動モード (東塔観測結果)

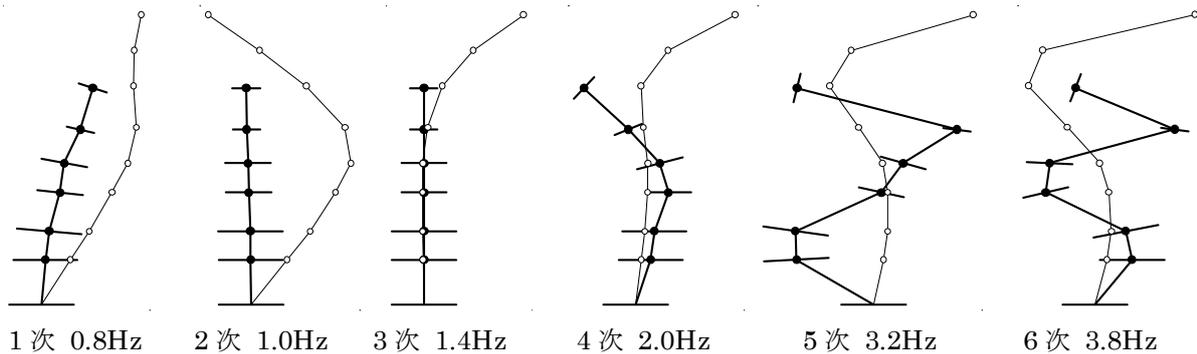


図 4.39 1～6 次の固有振動数・振動モード (モデル C)

## 第 6 節 小 結

本章では東塔の重量計算や構造形式についての分析や、部分架構模型の載荷実験や振動観測に基づいた力学モデルを作成し、以下のことを明らかにした。

- ①東塔は、その重心位置・プロポーシジョン・構造形式により、三層の小屋組と軸組が外力に対し浮き上りやすい構造となっている。
- ②層塔のような高層建物で鉛直荷重が大きい場合の柱の傾斜復元力は、柱頭柱脚に於いてめり込みが大きいため、材の断面形状や鉛直荷重の大きさによって復元力特性が大きく変化する。
- ③柱と貫は軸組の剪断変形に対する抵抗要素として大きく寄与しているが、小変形では柱が、大変形では貫が、復元力を分担する割合が高い。
- ④塔身各層の剪断剛性は軸組に比べ小屋組が著しく高く、回転剛性は小屋組に比べ軸組が著しく高い。また軸組の剪断剛性・回転剛性は下層ほど高い。小屋組の剪断剛性・回転剛性についても同様のことがいえる。
- ⑤実験結果に基づく力学モデルの固有振動数・振動モードは、近年再建された西塔の観測結果と良好な対応関係が見られた。
- ⑥西塔と東塔の振動性状の差から力学モデルを用いて東塔の経年劣化を定量的に評価したところ、東塔は西塔に比べ、塔身各層の剛性は 6 割、心柱継手位置の断面 2 次モーメントは半分に低下していると考えられる。

## 第 8 章註

- 1) 浅野清『薬師寺東塔に関する調査報告書』、薬師寺、1981年
- 2) 奈良県教育委員会『国宝法起寺三重塔修理報告書』、1975年
- 3) 京都府文化財保護課『重要文化財清水寺三重塔修理報告書』、1986年
- 4) 1)の図面を用い、基本的には図面記載の寸法をもとに部材体積を算出したが、記載されていない寸法については図面上で測定した。
- 5) 金多潔『薬師寺西塔再建工事構造計算書』、1977年によれば、初層において隅柱は平柱の約2倍の鉛直力が加わる。
- 6) 柱傾斜復元力に関する既往の実験では、実験模型の柱の鉛直応力が本実験で想定する $170\text{N/cm}^2$ よりも小さい。例えば、坂静雄：社寺骨組の力学的研究 第1部 柱の安定復元力, 「建築学会論文集」, Vol.21, PP252-258, 1941では $2.4\sim 20.7\text{N/cm}^2$ 、河合直人：古代木造建築の柱傾斜復元力に関する模型実験, 「日本建築学会大会学術講演梗概集」, 1991では $36\sim 68\text{N/cm}^2$ である。
- 7) 隅柱へ鉛直荷重が集中して加わることが予想され、またこの偏りは柱本数の少ない上層程大きいと考えられる。このことを考慮して模型の柱軸応力は重量計算より得られた柱軸応力の平均値の三層で約2倍、二層・初層で約1.5倍となるように錘を積載した。
- 8) 試験体となった土壁は2005年に金沢職人大学校の協力を得て作成したもので、実験は同年11月に実施した。6体の試験体について実験を行った。
- 9) 井上雄太「伝統的木構造の耐震性に関する基礎的研究（斗きょう及び小壁の力学特性について）」、京都大学1995年度卒業論文、1996年、山田憲明「2方向の地震力を受ける立体架構の動的応答解析（伝統的木構造の地震応答解析）」、京都大学1996年度卒業論文、1997年
- 10) 山田憲明「2方向の地震力を受ける立体架構の動的応答解析（伝統的木構造の地震応答解析）」では同じ鉛直荷重条件下で正負繰り返し载荷を行った場合、復元力ループの形状は、変形の大きさの異なっても変形・復元力のそれぞれで基準化すれば、その形状は同じであることが指摘されている。



## 第9章

### 薬師寺東塔の応答特性に関する考察

## 第1節 序

第6章では薬師寺東塔の地震被害履歴を把握し、特に安政奈良地震（1854）では東塔の被害が大きく、塔身三層が傾斜し、心柱の継手が損傷したことを明らかにした。また、第7章・第8章で東塔を対象に現地振動観測や模型実験を行い、これらの結果に基づき力学モデルを構築した。

これらを踏まえ、本章では力学モデルを用いた応答解析により、東塔の耐震性について考察する。まず、外力に対する基本的な応答性状を把握するためにパルス波に対する応答を再現し、その応答性状について考察した。次に地震応答解析を行い、地震時の挙動を分析することで耐震機構を解明し、解析結果と過去の地震被害記録に見られる特徴を比較することで地震被害の要因を明らかにする。

## 第2節 数値解析概要

### 2.1 力学モデル

力学モデルは第8章で作成した図9.1に示すモデルを用いた。第8章では常時微動のような微小変形時の振動特性を考察対象としたため、相輪重量が振動特性に影響を与えないと判断し相輪重量をないモデルを用いて考察したが、本章で扱う振動は振幅が大きいため、相輪の金物重量（3ton）をありとする（図9.1-a）。また、塔身内部では塔身の架構と心柱がおよそ〇cmの隙間しか有しておらず、外力を受け大きく変形した場合には、両者が接触すると考えられる。この現象を再現するために図9.1-bのようなバネを塔身と心柱の間に設けた。

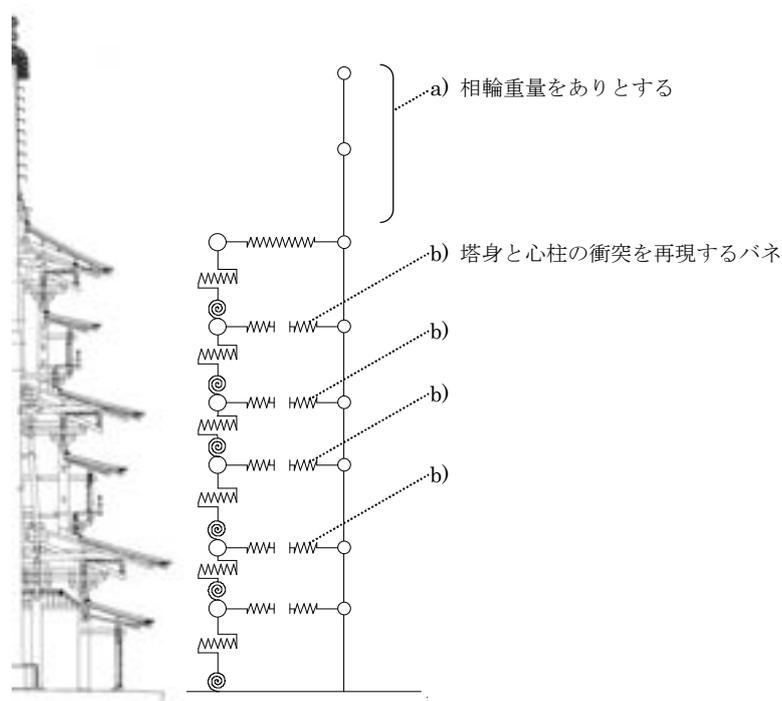


図9.1 東塔の力学モデル

## 2.2 各バネの復元力特性

塔身の各バネの復元力は、軸組の剪断バネが柱傾斜復元力・貫の復元力・土壁の復元力、小屋組の剪断バネが斗栱の剪断変形に対する復元力、小屋組の回転バネが斗栱の圧縮変形に対する復元力、軸組の回転バネが柱の圧縮変形に対する復元力、からなる。また、塔身と心柱をつなぐバネは接合部の変形に対する復元力によって抵抗する。

第8章では実験結果や材料特性に基づき各構造要素の復元力の骨格曲線を作成した。本章ではこれに加え、各要素の復元力の履歴特性をモデル化する。

## 2.2.1 柱傾斜復元力

図 9.2 に実験結果から得られた柱傾斜復元力の荷重変形角関係を示す。実験結果に基づき、作成した履歴則のモデルを図 9.3 に示す。以下、履歴則を図に基づき説明する。

- ①初載荷時、骨格曲線に従いメインカーブ (A) に入る。
- ②メインカーブで反転する場合、反転点 (B) と目標点 (C) を結ぶ直線である大ループ (D) に移行する。
- ③大ループでメインカーブにぶつかる場合はメインカーブに移行する。
- ④大ループで反転する場合、反転点 (E) からメインカーブの初期剛性で立ち上がる直線である小ループ (F) に移行する。
- ⑤小ループで反転する場合、反転点と目標点を結ぶ直線である大ループに移行する。
- ⑥小ループでメインカーブにぶつかる場合はメインカーブに移行する。

目標点は、実験結果に基づき骨格曲線上の表に示す  $X$  をとる点とした。各層本建・裳階のそれぞれの柱で異なる点をとる。

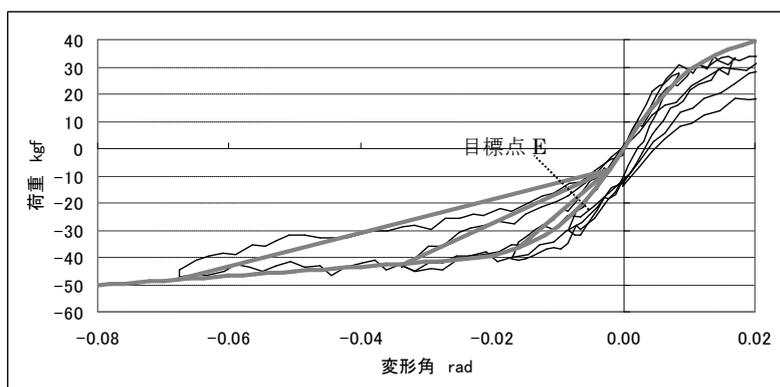


図 9.2 柱傾斜復元力の荷重変位関係 (実験結果)

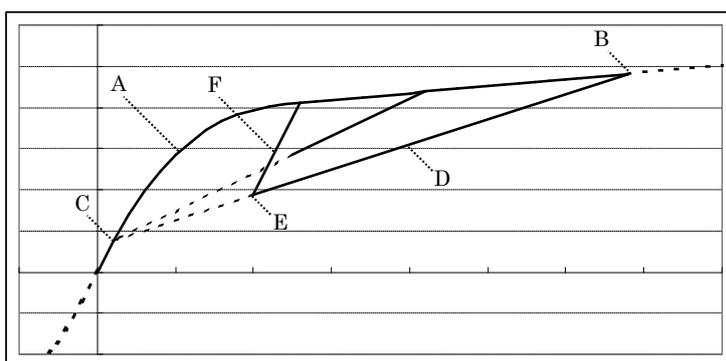


図 9.3 柱傾斜復元力の履歴則モデル

表 9.1 履歴則モデルの目標点 E

		戻り点 rad.
本建	初層	0.004
	二層	-0.005
	三層	0.002
裳階	初層	0.006
	二層	0.002
	三層	0.008

## 2.2.2 貫の復元力

図 9.4 に実験結果から得られた貫のモーメント変形角関係を示す。実験結果に基づき、作成した履歴則のモデルを図 9.5 に示す。以下、履歴則を図に基づき説明する。

- ①初載荷時、初期剛性に従いメインカーブ (A) に入る。
- ②メインカーブで反転する場合、反転点 (B) から反転点と対称の点 (C) に向う大ループを考える。大ループは負側の履歴曲線における  $(-1, -1)$ ,  $(1, 1)$  を B, C に対応するように倍率をかけ平行移動する。
- ③大ループで  $Y=0$  の線にぶつかる場合 (E) は  $Y=0$  (F) に移行する。
- ④大ループで  $X=0$  の線にぶつかる場合はメインカーブに移行する。
- ⑤大ループで反転する場合、反転点 (G) から B に向う直線である小ループ (H) に移行する。
- ⑥小ループでメインカーブにぶつかる場合はメインカーブに移行する。
- ⑦小ループで反転する場合、反転点 (I) とこれと対称の点に履歴曲線を②と同様にフィットさせた大ループ (J) に移行する。

履歴曲線については実験結果に基づき図 9.4 に示す近似関数とした。

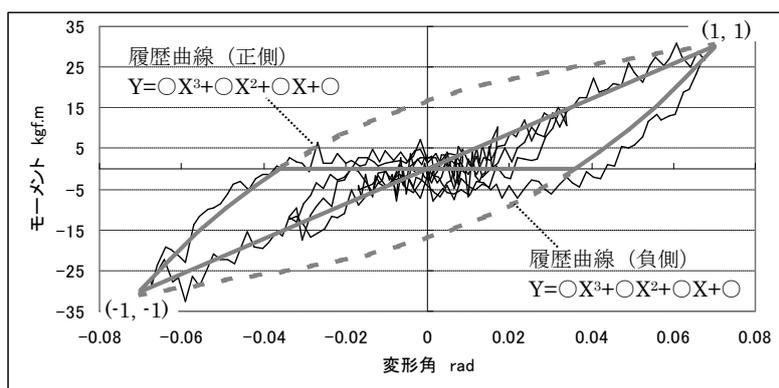


図 9.4 貫の荷重変位関係 (実験結果)・履歴曲線モデル

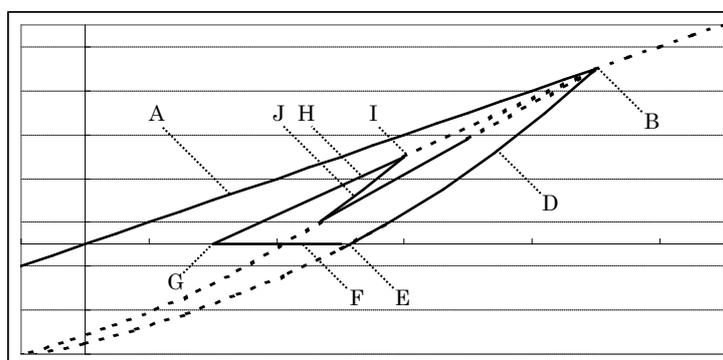


図 9.5 貫の復元力の履歴則のモデル

### 2.2.3 土壁の復元力

図 9.6 に実験結果から得られた土壁の剪断応力と変形角の関係を示す。履歴則は既往の実験結果なども参照し作成した<sup>1)</sup>。履歴則のモデルを図 9.7 に示す。以下、履歴則を図に基づき説明する。

- ①初載荷時、骨格曲線に従いメインカーブ (A) に入る。
- ②メインカーブで反転する場合、反転点 (B) から初期剛性で下がる直線である大ループ (C) に移行する。
- ③大ループで  $Y=0$  の線にぶつかる場合 (D) は  $Y=0$  (E) に移行する。
- ④大ループで  $X=0$  の線にぶつかる場合はメインカーブに移行する。
- ⑤大ループで反転する場合、反転点 (F) から B,D を 7:3 に分割する点 (G) を目標点とし、反転点から目標点に向う直線である小ループ (H) に移行する。
- ⑥小ループでメインカーブにぶつかる場合はメインカーブに移行する。
- ⑦小ループで反転する場合、反転点 (I) から初期剛性で下がる直線である大ループ (J) に移行する。

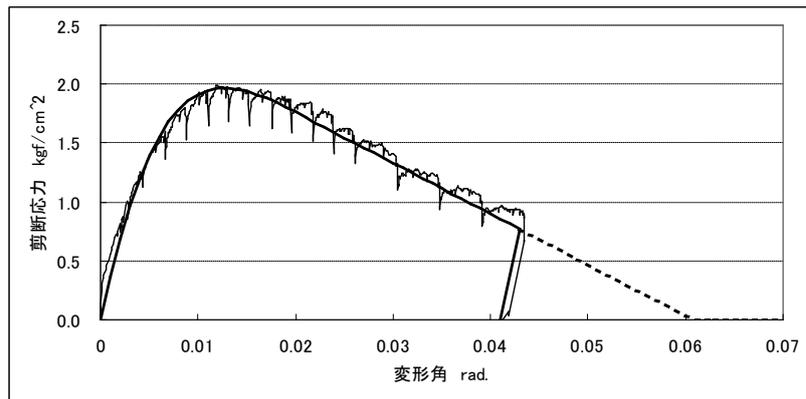


図 9.6 土壁の荷重変位関係（実験結果）と骨格曲線モデル

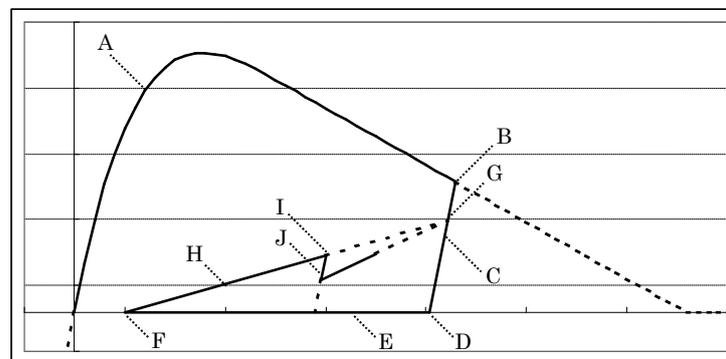


図 9.7 土壁の復元力の履歴則のモデル

## 2.2.4 斗拱の剪断変形・圧縮変形に対する復元力

斗拱の水平載荷実験から得られた水平力と剪断変形角の関係を図 9.8 に示す。また、斗拱の圧縮変形に対する復元力からなる回転バネについては、第 2 章で行った三重塔模型を用いた載荷実験の結果を見る限り、図 9.8 と類似した履歴特性を持つと考えられる。以上より、斗拱の剪断バネ・回転バネは、骨格曲線・戻り曲線に用いる近似関数は異なるが、履歴則は基本的に同じとした。履歴則のモデルを図 9.9 に示す。以下、履歴則を図に基づき説明する。ただし、回転バネについては小屋組が浮き上りを生じた場合を考慮し、履歴則に⑦を加えた。

- ①初載荷時、骨格曲線に従いメインカーブ (A) に入る。
- ②メインカーブで反転する場合、反転点 (B) から反転点と対称の点 (C) に向かう大ループ (D) を考える。大ループは負側の履歴曲線における  $(-1, -1)$ ,  $(1, 1)$  を B, C に対応するように倍率をかけ平行移動したものとする。
- ③大ループにおいてメインカーブにぶつかる場合はメインカーブに移行する。
- ④大ループで反転する場合、反転点 (E) から B に向かう小ループ (F) を考える。小ループは正側の履歴曲線  $lp(x)$  における  $(-1, -1)$ ,  $(1, 1)$  を E, B に対応するように倍率をかけ平行移動する。
- ⑤小ループで反転する場合、反転後も小ループとなる。反転点 G, H とすると、G から E に向かう場合の小ループ (I) は負側の履歴曲線  $lm(x)$  における  $(-1, -1)$ ,  $(1, 1)$  を E, G に対応するように倍率をかけ平行移動し、H から B に向かう場合の小ループ (J) は正側の履歴曲線  $lp(x)$  における  $(-1, -1)$ ,  $(1, 1)$  を H, B に対応するように倍率をかけ平行移動する。
- ⑥小ループにおいて大ループにぶつかる場合は大ループに、メインループにぶつかる場合はメインループに移行する (K)。
- ⑦回転バネについては最大復元力に達した場合、復元力が一定となる (L)。

斗拱の剪断バネの履歴曲線は、山田憲明の研究<sup>2)</sup>に基づき 1%まで変形させた時の荷重変位関係を基準化することで決定した。回転バネの履歴曲線は、第 2 章の実験結果に基づき等価粘性減衰定数が 10%となりループの形状が  $Y=-X$  に対し対称形となるような 3 次関数 (式 8.1・式 8.2) 決定した。

$$lp(x) = 0.1427x^3 - 0.3534x^2 + 0.8573x + 0.3534$$

$$lm(x) = 0.1427x^3 + 0.3534x^2 + 0.8573x - 0.3534$$

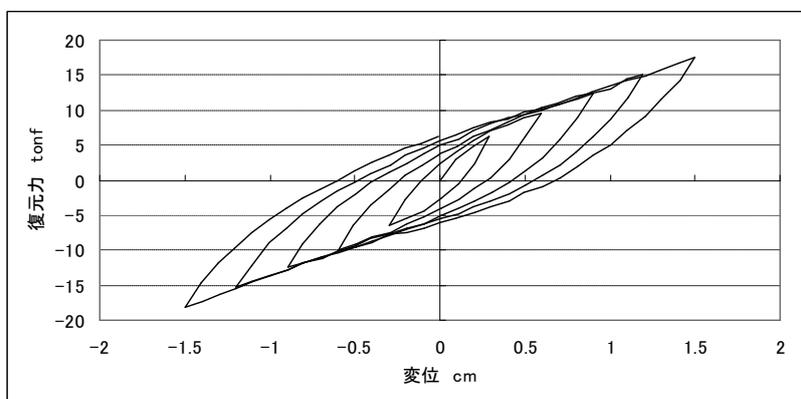


図 9.8 斗拱の荷重変形関係 (水平載荷実験の結果)

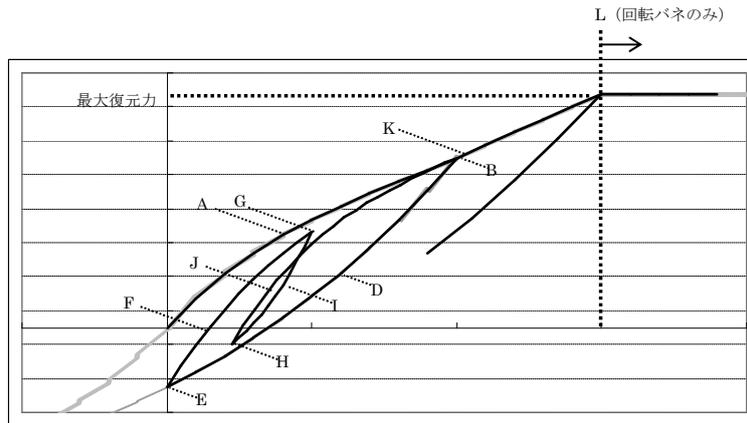


図 9.9 斗桁の復元力の履歴則のモデル

### 2.2.5 柱の圧縮変形に対する復元力

弾性復元力特性を持つとした。

### 2.2.6 心柱と塔身の間働く復元力

塔身頂部の心柱との接合部は図 9.10 に示すように伏鉢と露盤が接しており、両者の噛み合せや心柱の心木と相輪金物の間には隙間があるような構造となっていて、両者の間の距離が隙間以下なら摩擦によって、隙間以上となれば噛み合せ部分が接触して復元力が生じるものと考えられる。そこで、図 9.11 に示すような剛性  $K_1$ ,  $K_2$  からなるバイリニア型のモデルとした。以下、履歴則を図に基づき説明する。

- ①初載荷時は剛性  $K_1$  の直線 (A) に入る。
- ②変形が  $X_f$  を超えると (B)、接線剛性  $K_2$  の直線 (C) に移る。
- ③C において反転する場合、反転点 (D) から接線剛性  $K_1$  で下がる直線 (E) に移る。
- ④E において D からの変位が  $2X_f$  を超えると (F)、接線剛性  $K_2$  の直線 (G) に移る。
- ⑤G において反転する場合、反転点 (H) から接線剛性  $K_2$  で下がる直線 (I) に移る。
- ⑥変形が  $X_{max}$  を超えると (J)、剛性  $K_1$  で上がる直線 (L) に移る。

$K_2$  は前章で決定した剛性 (1.75KN/cm) に、 $K_1$  は  $K_2$  の 10 倍とした。  $X_{max}$  は 10cm、 $P_f$  は相輪重量 3ton と摩擦係数 0.35 から 10.3KN とした。

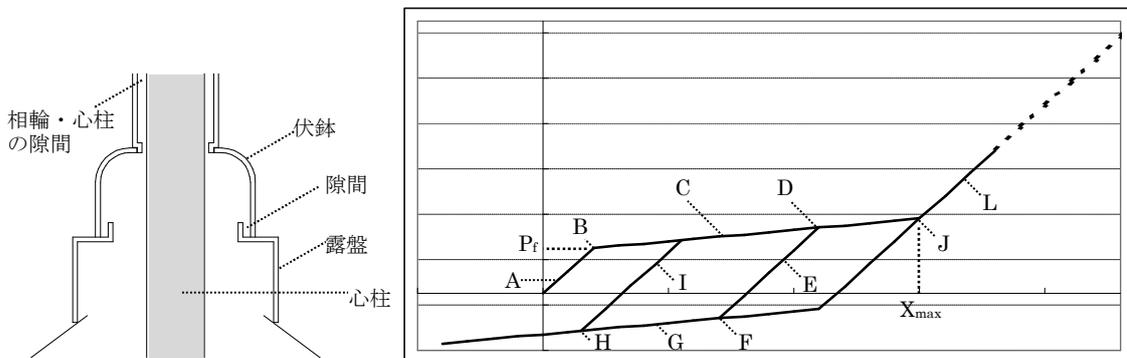


図 9.10 伏鉢・露盤の接合部

図 9.11 塔身頂部の心柱との接合部の復元力の履歴則のモデル

また、塔身内部の架構と心柱の接触によって生じる復元力を再現するバネについては、両者の隙間  $X_{max}$  を 15cm とし、剛性は上記の  $k_2$  と同じとし、図に示すような復元力のモデルとした。

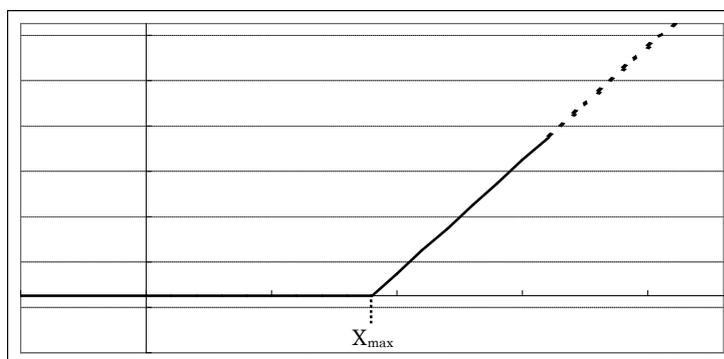


図 9.12 塔身内部の架構と心柱の接触による復元力のモデル

### 2.3 解析条件

積分法には衝撃加速度法を用いて、各ステップにおける各構造要素の復元力を変形履歴から求め、次ステップの変形形状を求めていった (図 9.13)。解析のサンプリング数は 2KHz とした。変形が大きい場合には P $\Delta$ 効果が無視できないため、塔身・心柱ともに図 9.14 のように P $\Delta$ 効果を考慮し解析を行った。

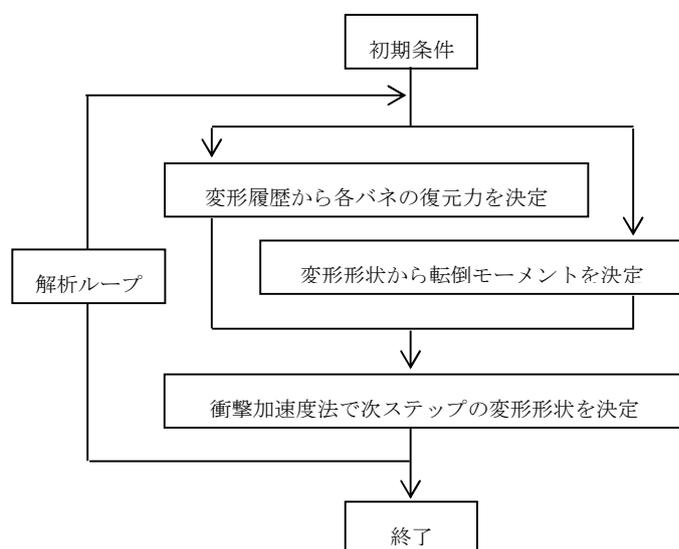


図 9.13 解析のフロー

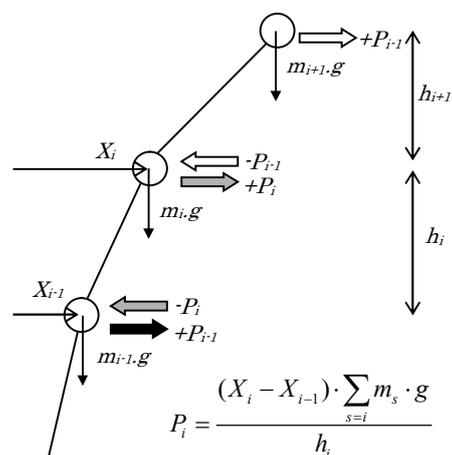


図 9.14 P $\Delta$ 効果によって加わる水平力

## 2.4 解析モデルの条件設定

第3節・第4節では、モデルの各要素の条件を変化させ、それぞれのモデルの応答性状を解析によって再現し、その結果を比較することで各要素が応答性状に与えている影響について考察した。以下、考察で用いた解析モデルの条件設定とモデルの名前をモデル名と条件設定を列挙する（[モデル名]：設定条件）。

### 塔身の劣化の影響

[塔身のみ] : 塔身みの状態で心柱がない。塔身は健全状態。

[塔身のみ劣化型] : 塔身みの状態で、塔身が劣化していると仮定し、第8章の結果に基づき復元力を健全状態の0.6倍とした。

### 塔身各層や建物下部で生じる浮き上りの影響

[塔身のみ]

[塔身のみ浮き上り拘束型] : 塔身みの状態で、塔身は健全状態。各層・建物下部の浮き上りを拘束したと仮定し、回転バネの履歴則から最大復元力に達すると一定値となるという条件(2.2.4-⑦)を無くした。

### 心柱の三層浮き上り抑制効果の影響

[西塔] : 心柱があり、塔身・心柱ともに健全状態。塔身内部の心柱に添え木が付いているため、断面2次モーメントを添え木の無い状態の2倍とした。

[相輪部分なし型] : 塔身・心柱ともに健全状態。塔身内部の心柱には添え木も付いた状態で、心柱のうち塔身頂部より上の相輪部分が無い。

[塔身心柱隙間大型] : 塔身・心柱ともに健全状態。塔身内部の心柱には添え木が付いた状態で、塔身と心柱の隙間が十分に大きく、塔身内部で塔身と心柱の衝突現象が生じないと仮定。

[塔身のみ]

### 心柱継手の劣化の影響

[西塔]

[心柱継手劣化(0.5)型] : 塔身は健全状態。塔身内部の心柱には添え木が付いていない状態で、心柱の継手が劣化したと仮定し、第8章の結果に基づき継手部分の断面2次モーメントを0.5倍とした。

[心柱継手劣化(0.1)型] : 上記と同じで、心柱の継手の劣化がさらにひどく、継手部分の断面2次モーメントを0.1倍とした。

## 2.5 解析モデルの振動数

2.4 で挙げたモデルのうち、[塔身のみ]・[西塔]について、各部の剛性を初期剛性とした場合の固有振動数・振動モードを求めると表 9.2・図 9.14・図 9.15 のようになる。以下、初期剛性に基づき求めた特性を微小変形時の特性と呼ぶ。

表 9.2 [塔身のみ]・[西塔]の固有振動数

	1次	2次	3次	4次	5次	6次
[塔身のみ]	1.0	2.6	4.2	4.9	6.7	8.9
[西塔]	0.5	1.0	1.3	2.0	2.6	4.2

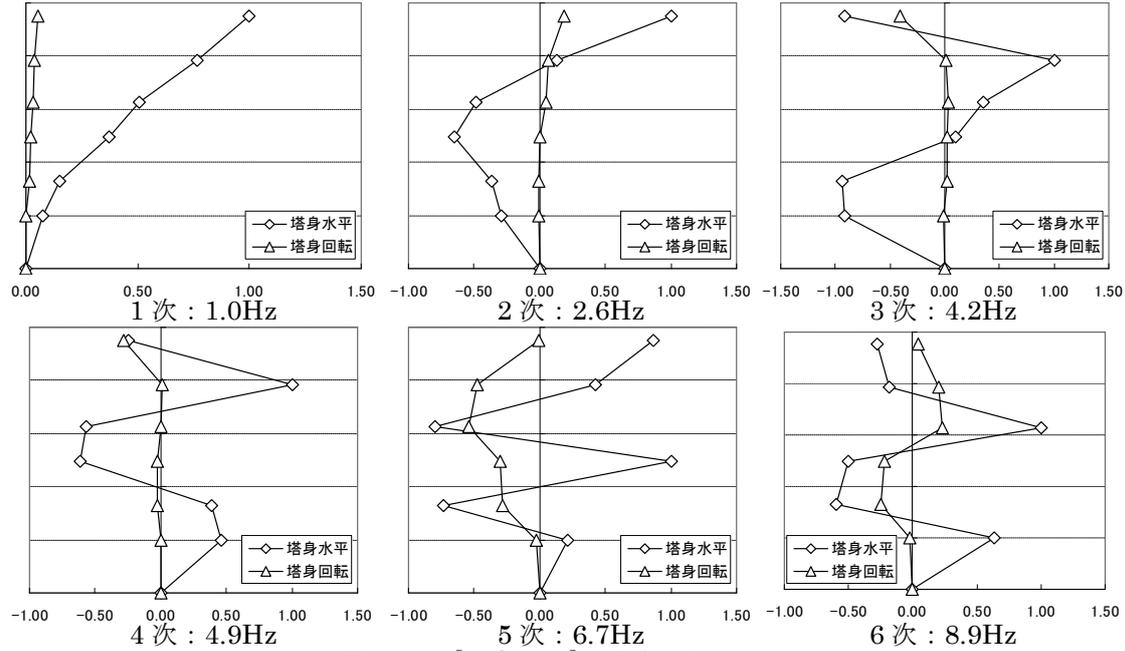


図 9.14 [塔身のみ]の固有振動モード  
塔身の水平振動・回転振動

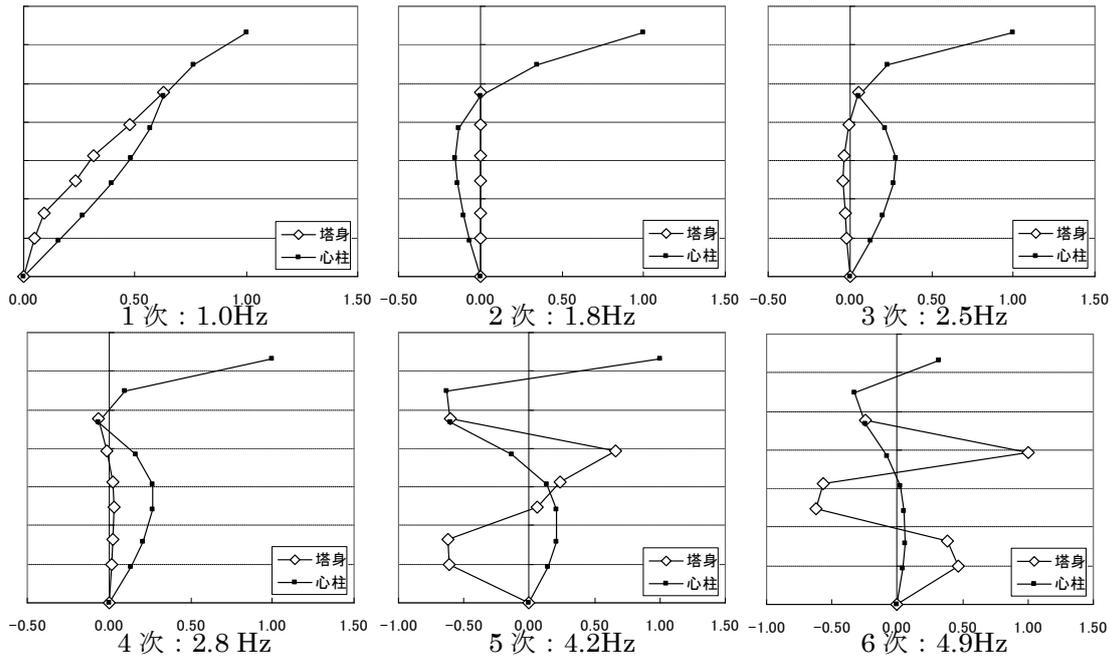


図 9.15 [西塔]の固有振動モード  
塔身・心柱の水平振動



### 第3節 パルス波に対する応答特性

2Hz の半周期正弦波の波形を持つパルス波を入力波とし応答解析を行った。パルス波の最大加速度振幅は200galから800galまで200gal刻みで変化させ、それぞれについて解析を行った。[塔身のみ]・[塔身のみ劣化型]・[西塔]の3個のモデルについて解析を行い、結果を比較することで塔身の劣化及び心柱の有無が応答性状に与える影響について考察した。

#### 3.1 [塔身のみ]の応答特性

##### 3.1.1 時刻歴応答波形と最大応答

[塔身のみ]の200gal・600galのパルス波に対する応答について、各層の水平振動・回転振動の応答波形を図9.16・図9.17に示す。600galに対する応答の場合、0.5~1周期目でY5がY4に対し大きく振動しており、三層軸部が浮き上がったことが分る。他のパルス波に対しても、三層軸部の浮き上がりが生じる場合には、载荷直後の0~0.5周期目ではなく、0.5~1周期目で生じる傾向がある。また水平振動の波形は主に長周期の波のみなるが、回転振動の波形は0.5周期目以降、長周期の波に短周期の波が重合した波形となっている。

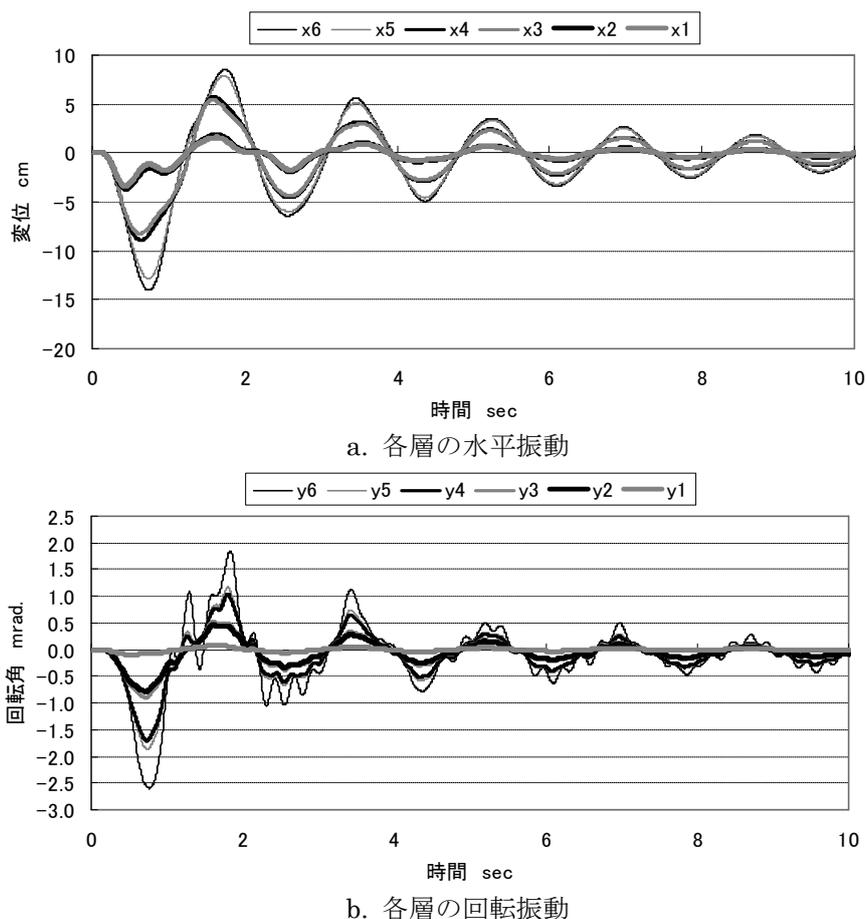
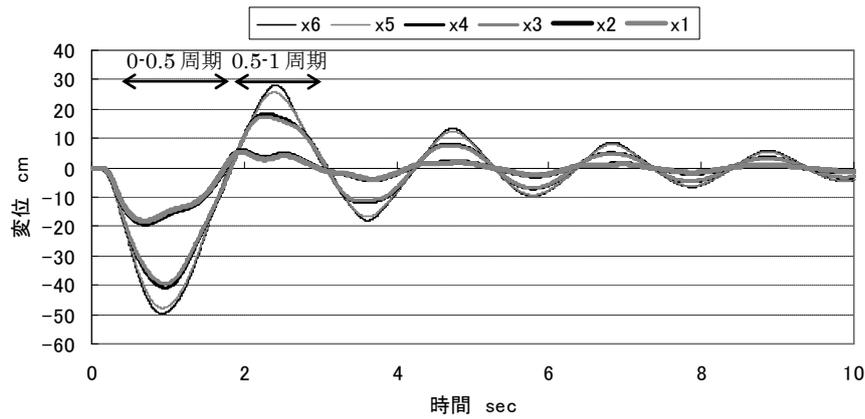
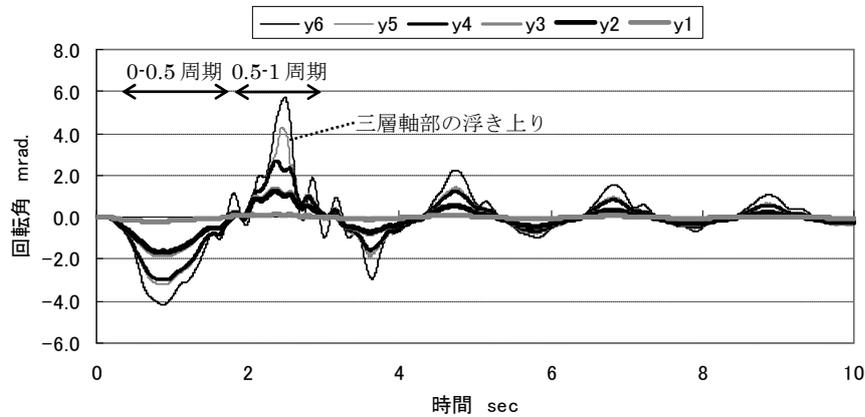


図 9.16 応答波形 [塔身のみ] パルス波 200gal



a. 各層の水平振動



b. 各層の回転振動

図 9.17 応答波形 [塔身のみ] パルス波 600gal

各加速度振幅のパルス波に対する応答波形について、相輪頂部・塔身頂部の水平変位と各層の層間変形・層間回転角の最大値を表 9.3・表 9.4 にまとめた。パルス波の加速度振幅が大きくなるにつれ、剪断変形は初層・二層の軸部に、回転変形は三層の軸部・小屋組に集中する傾向があり、特に初層・二層の軸部の剪断変形は大きい。

表 9.3 最大変位 [塔身のみ]

パルス波	最大変位
	三層
200gal	14
400gal	30
600gal	50
800gal	73

表 9.4 最大層間変形 [塔身のみ]

パルス波	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
200gal	1/93	1/67	1/144	1/1161	1/699	1/879	1/5771	1/8805	1/10464	1/1237	1/1229	1/1431
400gal	1/64	1/28	1/57	1/719	1/451	1/507	1/4432	1/6305	1/6352	1/682	1/909	1/930
600gal	1/59	1/18	1/26	1/687	1/396	1/429	1/501	1/5609	1/4949	1/484	1/756	1/678
800gal	1/48	1/15	1/14	1/675	1/328	1/340	1/271	1/5253	1/4261	1/483	1/646	1/449

### 3.1.2 振動数と減衰定数の変化

X6 の波形を対象に図 9.18 に示すようにピーク位置をとり、1 波目・2 波目・3 波目の振動数と減衰定数を求め、表 9.5 にまとめた。

表より、振動数はパルス波の加速度振幅が増大するにつれ低下している。減衰定数はパルス波の加速度振幅が増大するにつれ増加し、また、1 波目が一番大きく、2 波目・3 波目と低下していく。

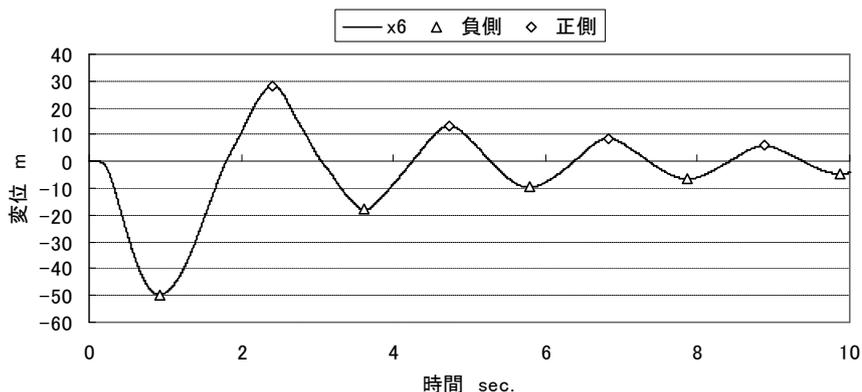


図 9.18 x6 の応答波形のピーク位置 [塔身のみ] パルス波 600gal

表 9.5 x6 の波形の振動数と減衰性状 [塔身のみ]

		200	400	600	800
振動数	1波目	0.55Hz	0.44Hz	0.37Hz	0.33Hz
	2波目	0.56Hz	0.51Hz	0.46Hz	0.43Hz
	3波目	0.58Hz	0.51Hz	0.48Hz	0.46Hz
減衰定数	1波目	10%	13%	14%	15%
	2波目	6%	8%	8%	10%
	3波目	5%	6%	6%	6%

### 3.1.3 長周期化と剛性の低下率

図 9.19・図 9.20 に 600gal のパルス波に対する応答における各バネの荷重変位関係を示す。荷重変位関係上の応答波形 1 周期目の負側・正側のピークにおける点を原点と結び、直線の傾きから割線剛性を求めた。各加速度振幅のパルス波に対する応答について、同様に割線剛性を求め、この割線剛性の初期剛性に対する低下率を表 9.6 にまとめた。表より以下のことが分る。

- ①剪断剛性について、軸部の割線剛性の低下率が大きく、特に下層の低下率が大きい。また低下率は 0~0.5 周期目の方が 0.5~1 周期目よりも大きい。
- ②回転剛性について、600gal 以上のパルス波に対する応答では 0.5~1 周期目で三層軸部の浮き上りが生じ、割線剛性が著しく低下する。

次に力学モデルの剛性を割線剛性とした場合について(以下、割線剛性に基づく特性とする)、1 次~5 次までの固有振動数を表 9.7 に、200gal・800gal に対する応答について割線剛性に基づく 1 次固有振動モードを図 9.21 に示す。800gal のパルス波に対する応答では、割線剛性に基づく 1 次固有振動数が微小変形時のそれと比べ、約 1/3 倍まで低下している。また 1 次固有振動モードは 200gal に対する応答におけるそれに対し、0~0.5 周期目では下層の剪断変形が大きくなり上層の回転変形が小さくなるのに対し、0.5~1 周期目では三層の浮き上りにより三層の回

転変形が大きくなっている。

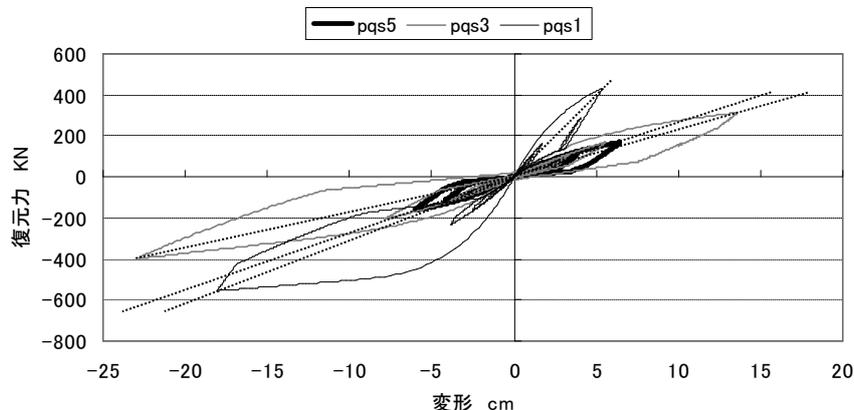
応答波形の0~0.5周期目・0.5~1周期目の振動数を読み取り、表9.7にまとめた。応答波形の振動数は割線剛性に基づく1次固有振動数よりもやや低いが、これはP $\Delta$ 効果によって見かけ上の復元力・割線剛性がさらに低下するからである。

表 9.6 割線剛性の初期剛性に対する低下率 [塔身のみ]

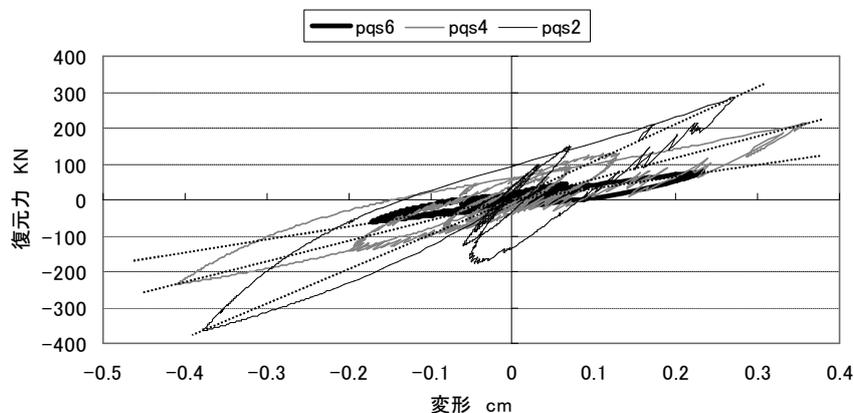
		k6	k5	k4	k3	k2	k1	k $\theta$ 6	k $\theta$ 5	k $\theta$ 4	k $\theta$ 3	k $\theta$ 2	k $\theta$ 1
200gal	0-0.5周期	53%	16%	48%	13%	50%	14%	99%	100%	98%	100%	98%	100%
	0.5-1周期	57%	18%	58%	16%	55%	17%	99%	100%	114%	100%	122%	100%
400gal	0-0.5周期	52%	14%	42%	8%	44%	8%	96%	100%	93%	100%	91%	100%
	0.5-1周期	49%	15%	46%	11%	49%	15%	90%	100%	96%	100%	103%	100%
600gal	0-0.5周期	51%	14%	40%	6%	41%	4%	90%	73%	92%	100%	79%	100%
	0.5-1周期	48%	14%	41%	8%	45%	11%	75%	12%	89%	100%	88%	100%
800gal	0-0.5周期	49%	14%	39%	6%	38%	3%	75%	11%	91%	100%	57%	100%
	0.5-1周期	48%	12%	37%	7%	40%	7%	82%	6%	83%	100%	58%	100%

表 9.7 割線剛性に基づく固有振動数 [塔身のみ]

		初期剛性	1次	2次	3次	4次	5次
200gal	0-0.5周期	0.45	1.04	2.6	4.16	4.91	6.74
	0.5-1周期	0.53	0.60	1.43	1.92	3.42	5.49
400gal	0-0.5周期	0.36	0.45	1.13	1.46	3.21	4.95
	0.5-1周期	0.47	0.53	1.32	1.70	3.20	5.08
600gal	0-0.5周期	0.29	0.37	0.92	1.37	3.11	4.72
	0.5-1周期	0.40	0.47	1.16	1.48	2.81	4.62
800gal	0-0.5周期	0.25	0.33	0.81	1.27	2.78	4.10
	0.5-1周期	0.36	0.41	1.01	1.30	2.67	4.06

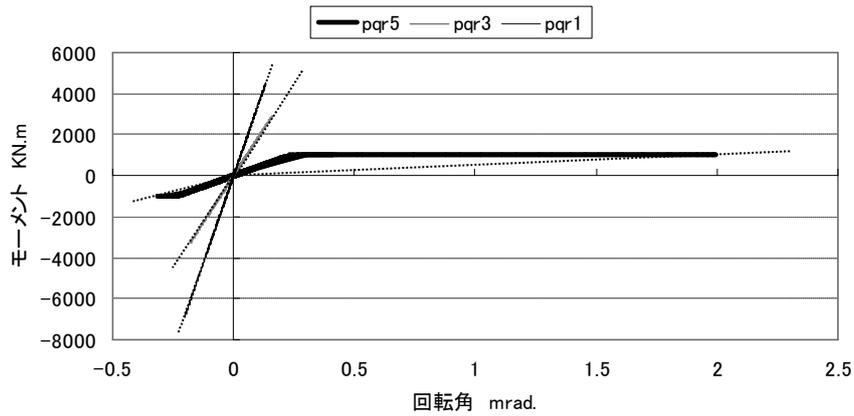


a. 各層軸組

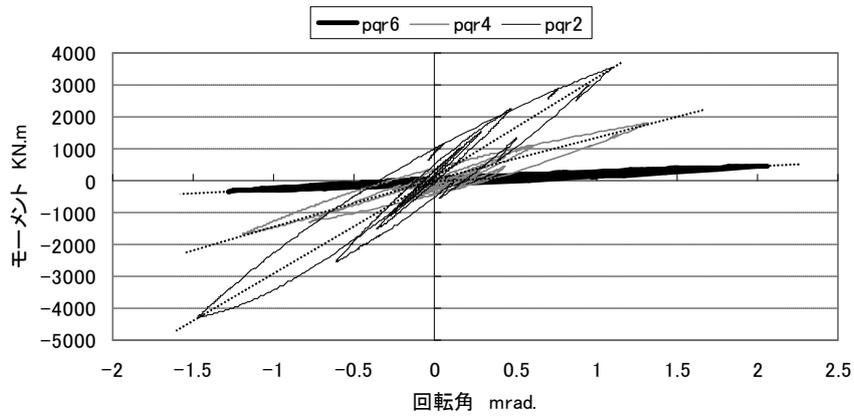


b. 各層小屋組

図 9.19 剪断バネの荷重変位関係 [塔身のみ] パルス波 600gal



a. 各層軸組



b. 各層小屋組

図 9.20 回転バネの荷重変位関係 [塔身のみ] パルス波 600gal

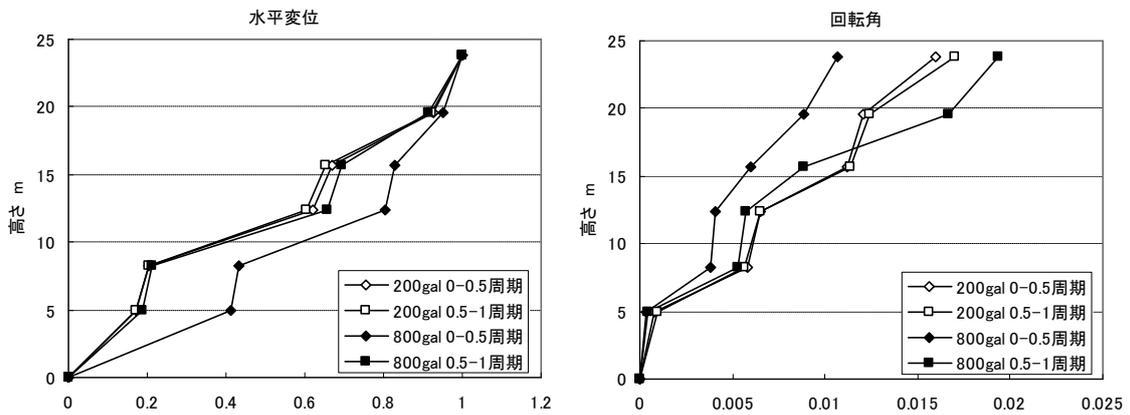


図 9.21 1次固有振動モード [塔身のみ] パルス波 200gal・800gal X6で基準化

### 3.1.4 エネルギー応答

600gal のパルス波に対する応答波形について、入力エネルギー(L)・運動エネルギー(T)・内部エネルギー(V)・P $\Delta$ 効果エネルギー(M)、それぞれの時刻歴波形を求め、図 9.22 に示す。また各バネごとの内部エネルギーについても時刻歴波形を求め、図 9.23 に示す。2~3 秒付近で三層軸部の回転バネ (eneVtr5) の波形にスパイク状のピークが見られるのは、応答波形の 0.5~1 周期目で三層軸部の浮き上がりが生じ、位置エネルギーが蓄積されるためである。

塔に蓄えられたポテンシャルエネルギーEの内訳を表 9.8 に示す。軸組の剪断変形の割合が大きく、特に二層・初層の割合が大きい。

次に応答波形の 0~0.5 周期目・0.5~1 周期目・1~1.5 周期目・1.5~2 周期目における消費エネルギーP<sub>1</sub>・P<sub>2</sub>・P<sub>3</sub>・P<sub>4</sub>を求め、入力エネルギーの最大値Lに対する比率を表 9.9 に示す。また、その消費エネルギーの各バネの割合についても表 9.9 にまとめた。1/2 波目で約 7 割、2/2 波目で約 9 割のエネルギーを消費していることが分る。また消費エネルギーの内訳では、初層・二層の軸部の剪断変形の割合が大きいことが分った。

表 9.8 ポテンシャルエネルギーの内訳 [塔身のみ] パルス波 600gal

E	小屋組剪断			軸組剪断			小屋組回転			軸組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
	0%	0%	1%	4%	42%	49%	0%	1%	3%	0%	0%	0%

表 9.9 消費エネルギーの内訳 [塔身のみ] 600gal パルス波 600gal

波数	割合	累積割合	小屋組剪断			軸組剪断			小屋組回転			軸組回転		
i	P <sub>i</sub> /L	ΣP	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
P <sub>1</sub>	65%	65%	0%	0%	1%	4%	42%	50%	0%	1%	2%	0%	0%	0%
P <sub>2</sub>	23%	88%	0%	1%	1%	12%	55%	21%	2%	3%	4%	0%	0%	0%
P <sub>3</sub>	5%	93%	1%	2%	2%	17%	56%	9%	2%	5%	6%	0%	0%	0%
P <sub>4</sub>	3%	96%	0%	3%	1%	26%	51%	8%	1%	4%	6%	0%	0%	0%

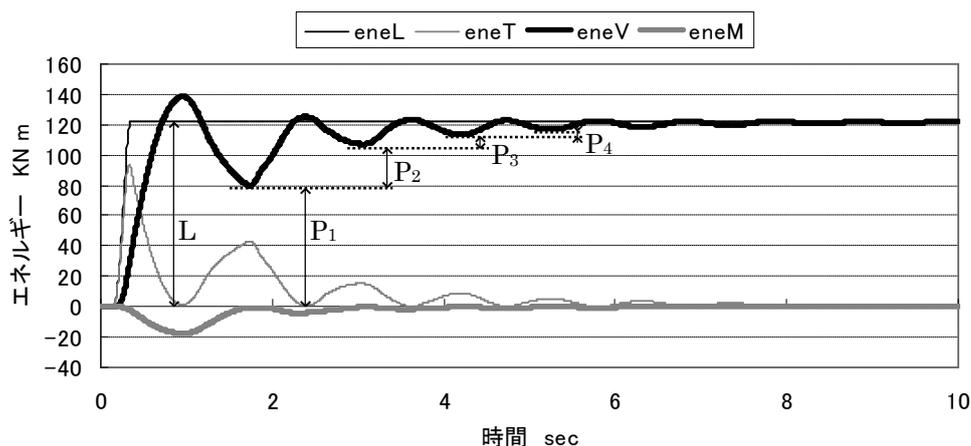


図 9.22 各エネルギーの時刻歴波形 [塔身のみ] パルス波 600gal

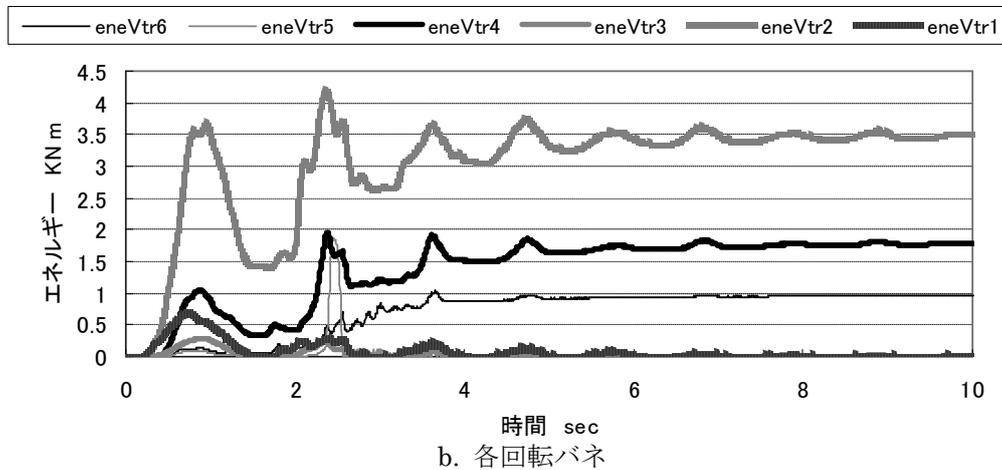
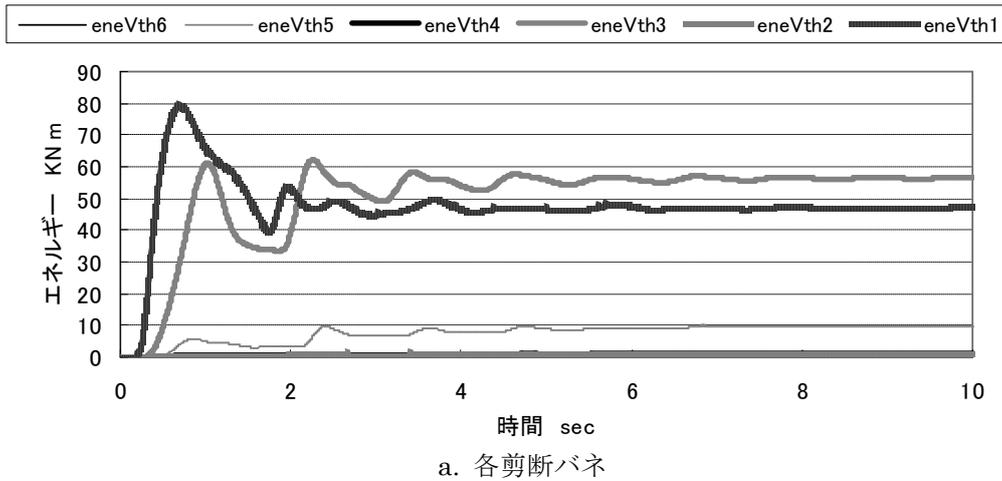


図 9.23 各バネの内部エネルギーの時刻歴波形 [塔身のみ] パルス波 600gal

### 3.2 [塔身のみ劣化型]の応答特性

塔身の劣化によって復元力が低下した場合の応答特性に対する影響を考察するために、[塔身のみ劣化型]のパルス波に対する応答を求め、[塔身のみ]のそれと比較する。

600gal パルス波に対する応答波形を図 9.24 に、各加速度振幅のパルス波に対する最大応答を表 9.10 に示す。800gal のパルス波に対しては、解が発散した。これは初層の剪断変形が復元力によって抵抗しきれなくなったためである。

図 9.24 より、[塔身のみ劣化型] の応答は[塔身のみ]の応答（図 9.17）に比べ、応答周期が長周期化し、回転振動の大きさは低減し、三層の浮き上りを生じなくなっていることが分る。

600gal までのパルス波に対する最大応答について、[塔身のみ]の最大応答との比率を表 9.11 に示す。全体的に 2 割ほど層間変形の最大値が大きくなるが、[塔身のみ]の場合、三層で浮き上りを生じ始める 600gal のパルス波に対する応答において、[塔身のみ劣化型]では三層で浮き上りを生じず、よって三層の軸組・小屋組の回転角は[塔身のみ]よりも小さく、一方で初層の軸組の剪断変形が大きい。すなわち、外力の増大に伴い、[塔身のみ]では三層軸組の浮き上りが生じ、ここに変形が集中するのに対し、[塔身のみ劣化型]では初層軸組の剪断変形に変形が集中する傾

向がある。

第6章で指摘したように、過去の地震被害では三層に被害が集中しており、[塔身のみ劣化型]に見られる応答性状に一致しない。すなわち、第8章では現地振動観測の結果から塔身の剛性が0.6倍に低下していることを指摘したが、上記の点を踏まえると、経年劣化による塔身各バネの剛性・復元力の低下は、微小変形の範囲においてのみ生じているが、本章で考察するような大変形の範囲では、さほど生じていない、と考えた方が解析結果と被害記録に見られる傾向が一致する。

表 9.10 パルス波に対する[塔身のみ劣化型]の最大応答

a. 最大変位

パルス波	最大変位 三層
200gal	19
400gal	44
600gal	78

b. 最大層間変形

パルス波	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
200gal	1/80	1/44	1/98	1/992	1/608	1/707	1/5437	1/7572	1/8456	1/850	1/1108	1/1185
400gal	1/63	1/19	1/31	1/629	1/508	1/532	1/4113	1/6109	1/5286	1/575	1/902	1/820
600gal	1/60	1/19	1/10	1/812	1/492	1/526	1/4334	1/6217	1/4419	1/832	1/859	1/817

表 9.11 パルス波に対する最大応答の比較  
[塔身のみ劣化型]/[塔身のみ]

パルス波	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
200gal	1.16	1.51	1.47	1.17	1.15	1.24	1.06	1.16	1.24	1.46	1.11	1.21
400gal	1.02	1.49	1.84	1.14	0.89	0.95	1.08	1.03	1.20	1.19	1.01	1.14
600gal	0.98	0.94	2.69	0.85	0.80	0.82	0.12	0.90	1.12	0.58	0.88	0.83

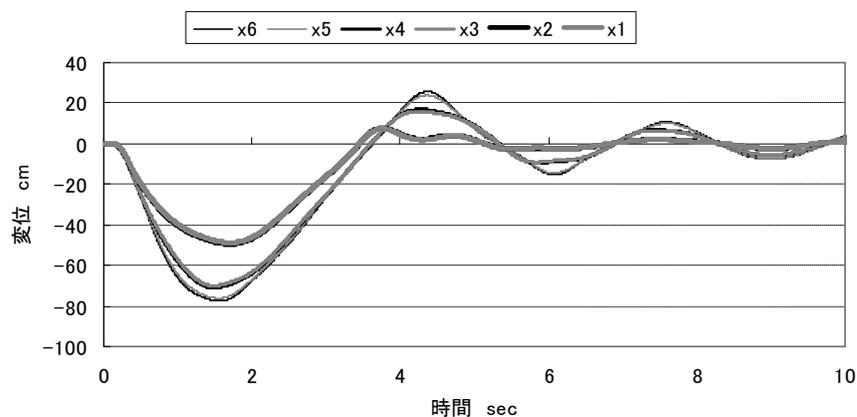
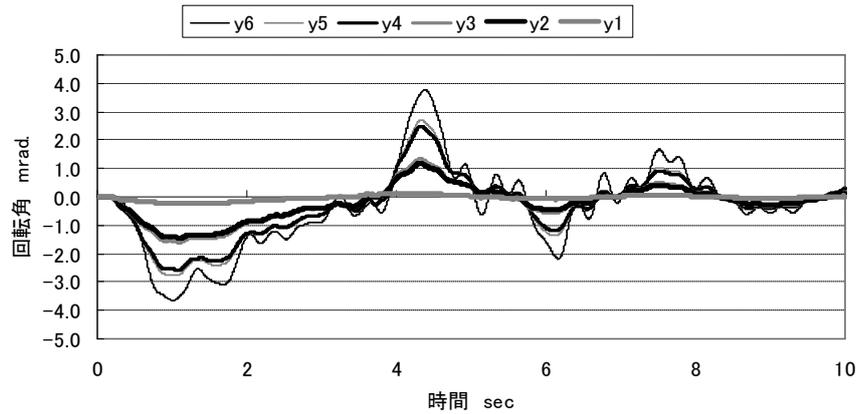


図 9.24-a. 各層の水平振動



b. 各層の回転振動

図 9.24 応答波形 [塔身のみ劣化型] パルス波 600gal

### 3.3 [西塔]の応答特性

#### 3.3.1 時刻歴応答波形と最大応答

600gal のパルス波に対する[西塔]の応答について、各層の水平振動・回転振動と心柱の水平振動の応答波形を図 9.25 に示す。また各加速度振幅のパルス波に対する応答について、三層小屋組・相輪頂部の水平変位・各層の層間変形・心柱の応力の最大値を求め、表 9.12 にまとめた。各層の層間変形については心柱の有無による影響を考察するため、[西塔] の最大値の[塔身のみ]の最大値に対する比率を表 9.13 に示した。

図 9.25 より心柱・塔身の各点は同位相で揺れており、また表 9.12 より、相輪頂部は三層小屋組に比べ 2~3 倍振られるように揺れていること、層間変形は[塔身のみ]と同様に、剪断変形角については初層・二層の軸組が大きく、層間回転角については三層の軸組・小屋組が大きく、特に 600gal 以上で三層軸組が大きくなっており、浮き上りを生じていることが分る。

表 9.13 より、三層の小屋組の剪断変形角が増加しており、600gal・800gal の三層小屋組・軸組の層間回転角が大きく増加している。このことから、パルス波に対する応答においては心柱が上層の変形を増大する効果を持つといえる。

表 9.12 パルス波に対する[西塔]の最大応答

a. 最大変位

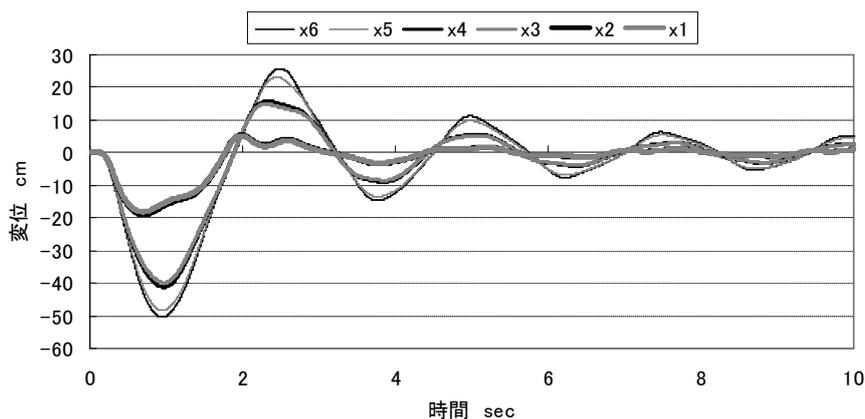
パルス波	最大変位	
	三層	相輪
200gal	14	57
400gal	31	102
600gal	50	129
800gal	75	173

b. 最大層間変形

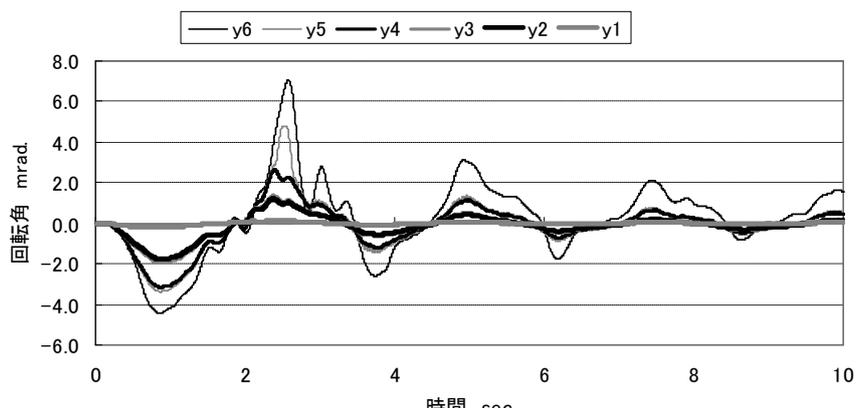
パルス波	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
200gal	1/93	1/66	1/144	1/981	1/705	1/876	1/5449	1/8778	1/10432	1/918	1/1195	1/1420
400gal	1/63	1/27	1/57	1/579	1/454	1/507	1/4186	1/6196	1/6350	1/522	1/881	1/901
600gal	1/59	1/17	1/26	1/520	1/388	1/427	1/378	1/5541	1/4948	1/253	1/762	1/641
800gal	1/43	1/15	1/14	1/529	1/300	1/345	1/75	1/5005	1/4176	1/247	1/617	1/367

表 9.13 パルス波に対する最大応答の比較  
[西塔]/[塔身のみ]

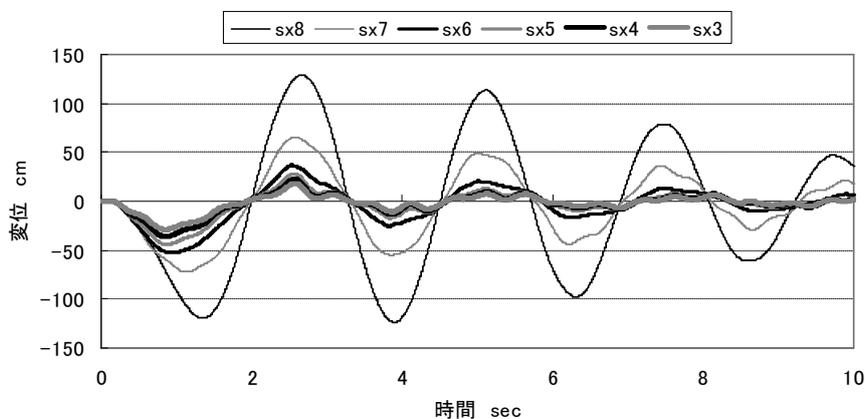
パルス波	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
200gal	1.01	1.01	1.00	1.18	0.99	1.00	1.06	1.00	1.00	1.35	1.03	1.01
400gal	1.01	1.01	1.00	1.24	0.99	1.00	1.06	1.02	1.00	1.31	1.03	1.03
600gal	1.00	1.01	1.00	1.32	1.02	1.00	1.32	1.01	1.00	1.92	0.99	1.06
800gal	1.12	0.98	1.00	1.27	1.10	0.98	3.62	1.05	1.02	1.95	1.05	1.22



a.各層の水平振動



b.各層の回転振動



c.心柱の水平振動

図 9.25 応答波形 [西塔] パルス波 600gal

### 3.3.2 変形形状と塔身・心柱間に働く復元力

600gal のパルス波に対する応答について、1 周期目の正側・負側のピークにおける変形形状を図 9.26 に示す。また、心柱と塔身の間で働く復元力の時刻歴応答を図 9.27 に示す。pts6 は塔身頂部の心柱と接合部の復元力、pts5～pts2 は塔身内部の塔身架構と心柱との接触によって生じる復元力である。後者が 0 であることから塔身内部での接触は生じていないことが分る。図 9.27 より、上記の正側・負側のピークの時刻における塔身頂部の接合部の復元力を読み取り、図 9.26 に記載した。

図 9.26 の変形形状は、図 9.15 の固有振動モードと比較すると 1 次固有振動モードと類似しており、正側・負側のピークにおいて、心柱が塔身頂部を塔身の揺れが増大する方向に 20～40KN (2～4tonf) で押している。これにより[西塔]の三層の応答が[塔身のみ]のそれよりも大きくなったことが分る。

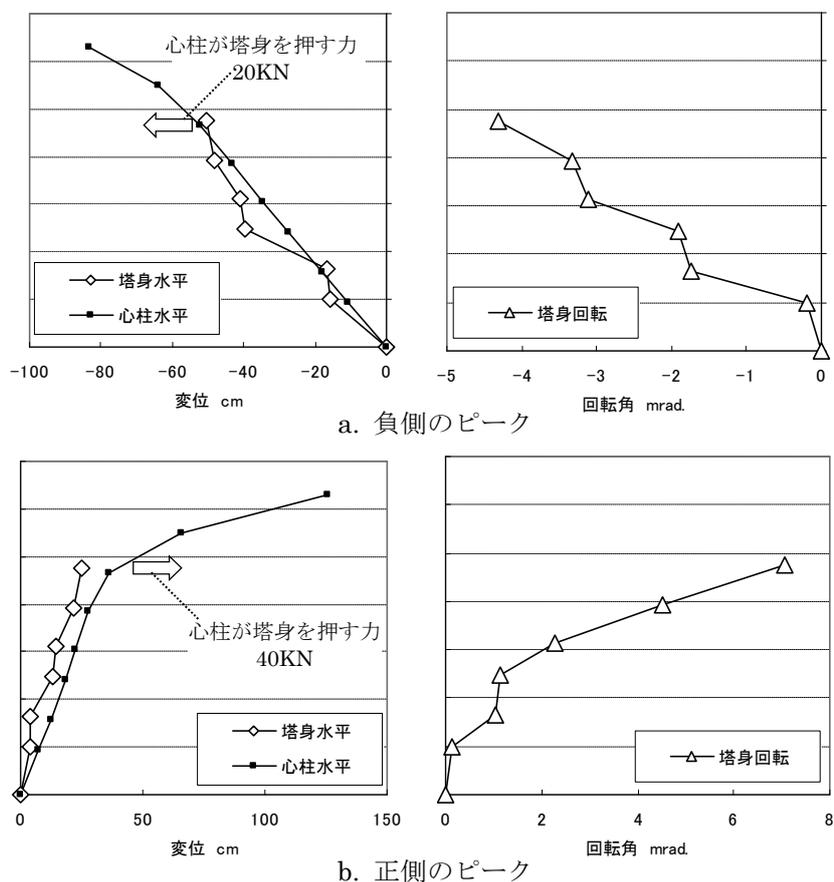


図 9.25 変形形状 [西塔] パルス波 600gal

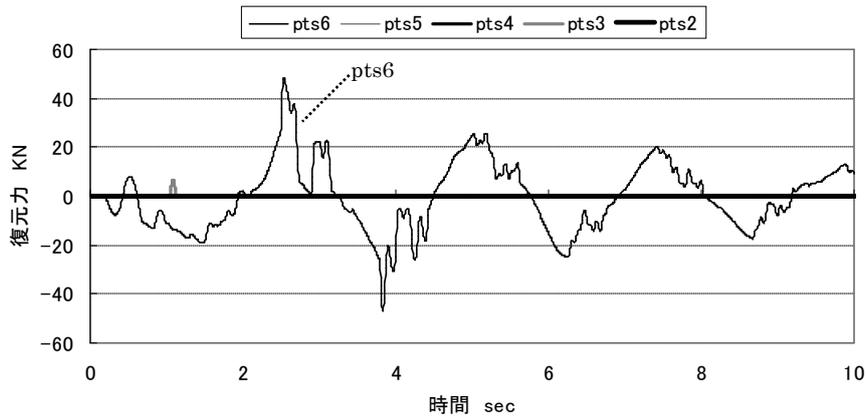


図 9.27 心柱・塔身間に働く復元力の時刻歴波形 [西塔] パルス波 600gal

### 3.3.3 心柱にかかる応力

600gal のパルス波に対する応答について、心柱の各点にかかる応力の時刻歴波形を図 9.28 に示す。また各加速度振幅のパルス波に対する応答について、心柱各点の応力の最大値を表 9.16 にまとめた。表より相輪部分の応力 (SX7・SX6) が塔身内部の応力 (SX5～SX1) に比べ著しく大きいことが分る。これは相輪部分にホイッピング現象が生じていることや相輪部分の心柱の断面が塔身内部のそれに比べ小さいことが要因となっている。

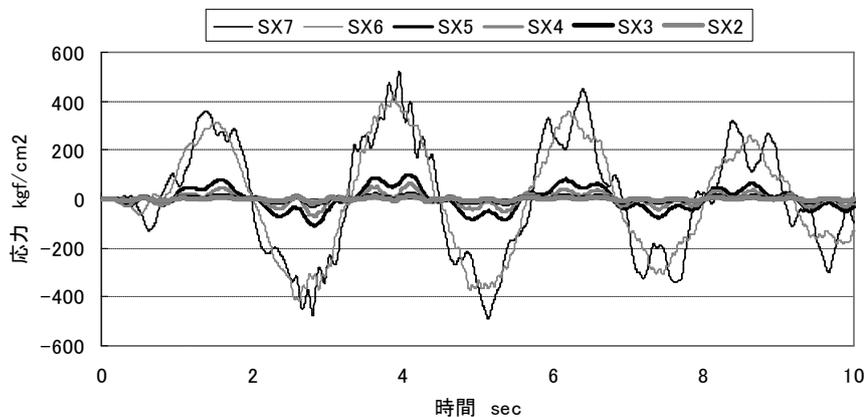


図 9.28 心柱の応力の時刻歴波形 [西塔] パルス波 600gal

表 9.14 心柱にかかる最大応力 [西塔]

パルス波	SX7 相輪	SX6 相輪根元	SX5	SX4 心柱継手	SX3	SX2	SX1
200gal	285	245	57	29	9	6	3
400gal	410	376	81	45	14	10	5
600gal	520	426	109	72	25	19	11
800gal	512	484	91	57	21	14	9



## 第4節 地震波に対する応答

表 9.15 に示す 3 種類の気象庁観測波を入力波とし地震応答解析を行った。各地震波の加速度振幅は観測波形のままとし、長さは主要部分 30 秒間とした。[塔身のみ]・[西塔]・[心柱継手劣化型]・[心柱隙間大型]・[相輪部分なし型]の 5 個のモデルについて解析を行った。

表 9.15 解析に用いた地震波

呼び名	正式名称	観測地	方角	最大値		
				加速度	速度	変位
神戸波	兵庫県南部地震	神戸海洋気象台	NS	818	90	21
能登波	能登半島地震	輪島市鳳至町	NS	464	94	25
中越波	新潟県中越地震	小千谷市城内	EW	898	75	29

### 4.1 [塔身のみ]の応答特性

#### 4.1.1 時刻歴応答波形と最大応答

神戸波に対する[塔身のみ]の応答について、地動加速度と塔身各層の水平振動・回転振動の応答波形を図 9.29 に示す。図の矢印で示した区間では Y5 の振幅が Y4 に対して大きく、周期も長いことから、三層軸部で浮き上りが生じ長周期化していることが分る。また同区間では各層の水平振動に於いて三層に対し二層・初層が逆位相となる波形が含まれていた。

各地震波に対する応答について、三層小屋組の最大変位・塔身各層の層間変形の最大値を表 9.15 にまとめた。表より、回転角については三層の小屋組・軸組が他に比べ著しく大きく、三層で浮き上りが生じることが分る。また、剪断変形角については軸部の変形が大きく、特に二層の軸部の変形が大きい。

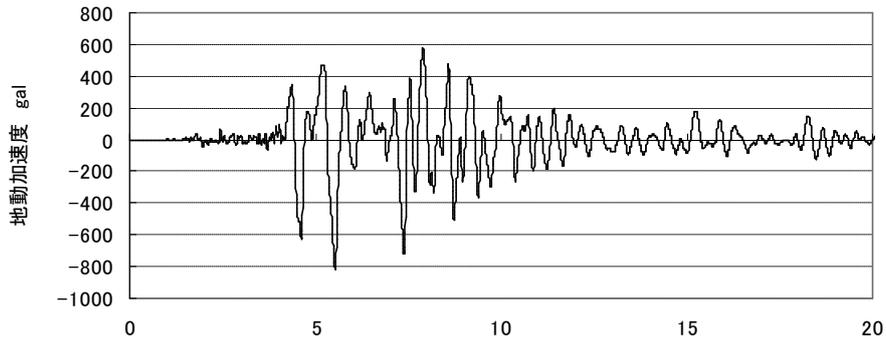
表 9.15 最大応答 [塔身のみ]

#### a. 三層小屋組の最大変位

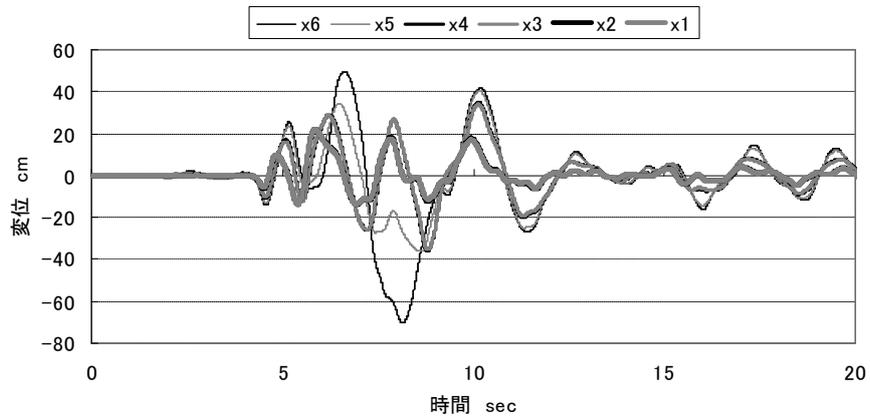
地震名	最大変位 三層
神戸波	70
能登波	60
中越波	61

#### b. 塔身各層の層間変形

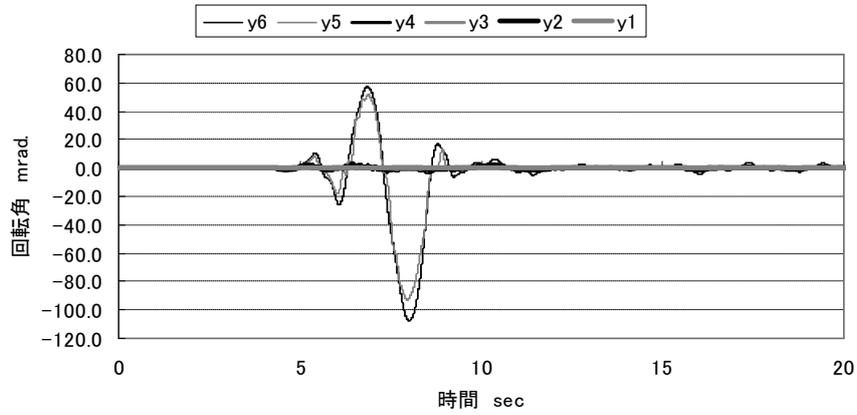
地震名	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
神戸波	1/30	1/18	1/21	1/148	1/191	1/247	1/11	1/5147	1/5610	1/49	1/543	1/722
能登波	1/23	1/9	1/25	1/190	1/214	1/360	1/19	1/4348	1/4811	1/7	1/405	1/323
中越波	1/26	1/21	1/22	1/133	1/241	1/402	1/17	1/4764	1/6392	1/24	1/545	1/833



a. 地動加速度



b. 各層の水平振動



c. 各層の回転振動

図 9.29 応答波形 [塔身のみ] 神戸波

#### 4.1.2 割線剛性の低下と長周期化

神戸波に対する[塔身のみ]の応答について、各バネの荷重変位関係を図9.30・図9.31に示す。各地震波に対する応答について、図9.30・図9.31のように荷重変位関係の正側・負側のピーク位置を結ぶ直線から割線剛性を求め、この割線剛性の初期剛性に対する低下率を表9.16にまとめた。表より、各層の軸部の剪断剛性が低下しており特に下層での低下が大きいことや、三層小屋組・軸部の回転剛性が著しく低下していることが分る。

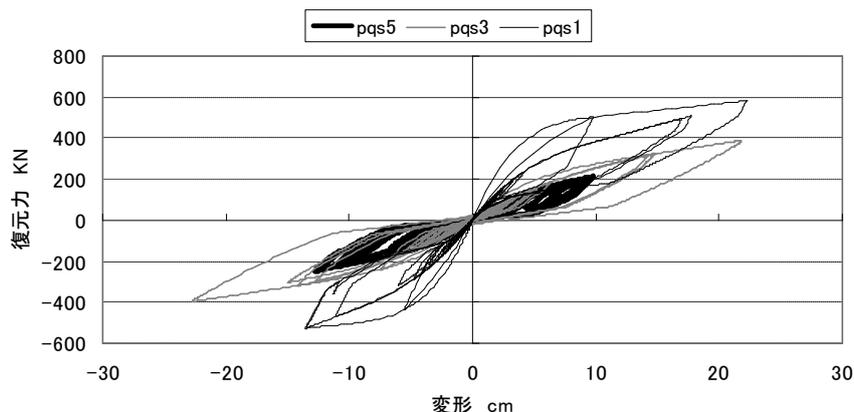
割線剛性に基づき固有振動数を求め、初期剛性に基づく固有振動数と表9.17で比較した。1次固有振動数は約0.3倍、2次固有振動数は約0.2倍まで低下している。神戸波に対する応答について、割線剛性に基づく1次～5次の固有振動モードを図9.32に示す。

表 9.16 割線剛性の初期剛性に対する低下率 [塔身のみ]

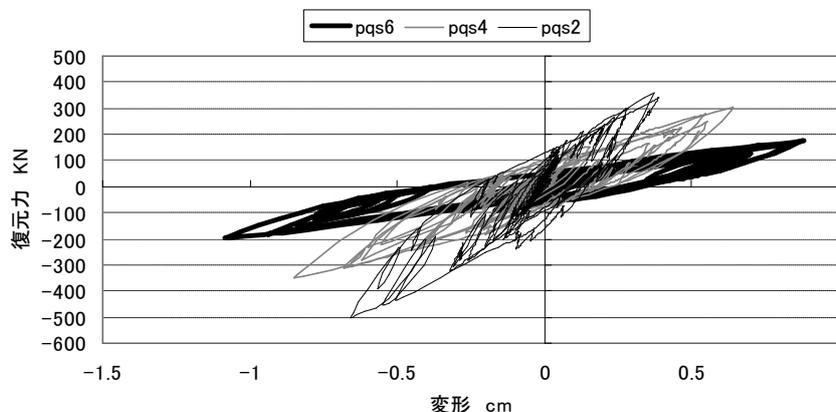
	k6	k5	k4	k3	k2	k1	kθ6	kθ5	kθ4	kθ3	kθ2	kθ1
神戸	27%	11%	30%	6%	35%	4%	12%	0.3%	74%	100%	84%	100%
能登	29%	9%	31%	4%	39%	4%	2%	0.5%	59%	99%	47%	100%
中越	26%	10%	33%	7%	42%	4%	5%	0.4%	74%	100%	93%	100%

表 9.17 割線剛性に基づく固有振動数 [塔身のみ]

	1次	2次	3次	4次	5次
初期剛性	1.04	2.60	4.16	4.91	6.74
神戸	0.29	0.52	1.02	1.57	3.99
能登	0.28	0.44	0.85	1.02	3.34
中越	0.31	0.53	1.02	1.29	3.62

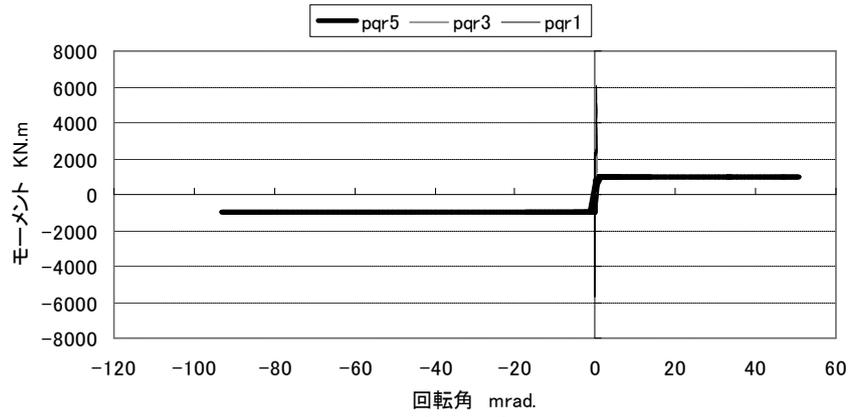


a. 各層の軸組

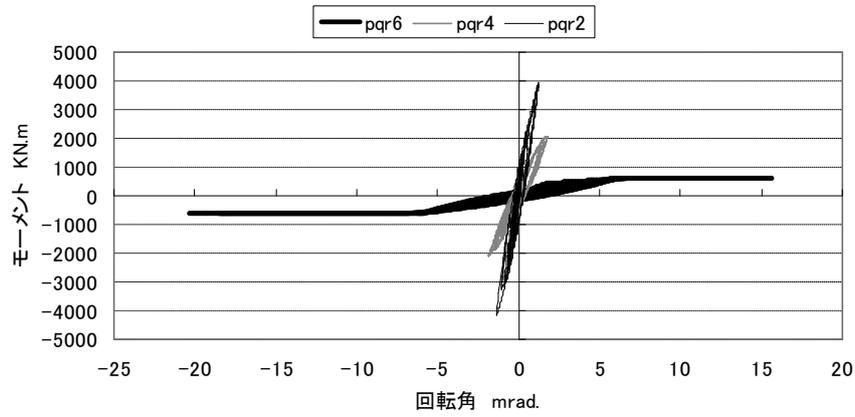


b. 各層の小屋組

図 9.30 剪断バネの荷重変位関係 [塔身のみ] 神戸波



a. 各層の軸組



b. 各層の小屋組

図 9.31 回転バネの荷重変位関係 [塔身のみ] 神戸波

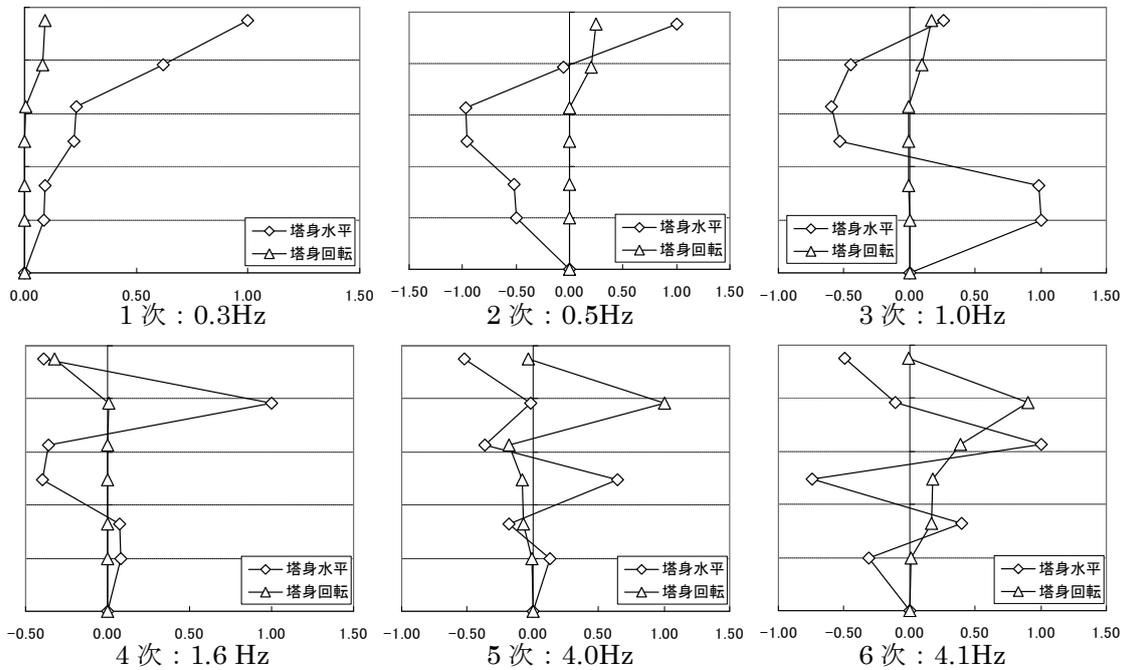


図 9.32 割線剛性に基づく固有振動モード [塔身のみ] 神戸波  
塔身の水平振動・回転振動



### 4.1.3 モーダルアナリシス

[神戸波]に対する応答について、割線剛性・初期剛性のそれぞれに基づくモデルでモーダルアナリシスを行った。モーダルアナリシスでは各次の振動の減衰定数を一律 10%とし、1 次～5 次までの応答波形を重合した。

両モデルのモーダルアナリシスの結果と非線形解析で得られた結果を図 9.33・図 9.34 に示す。応答波形を比較すると、割線剛性に基づくモデルのモーダルアナリシスの結果が非線形解析の結果に近いことが分る。

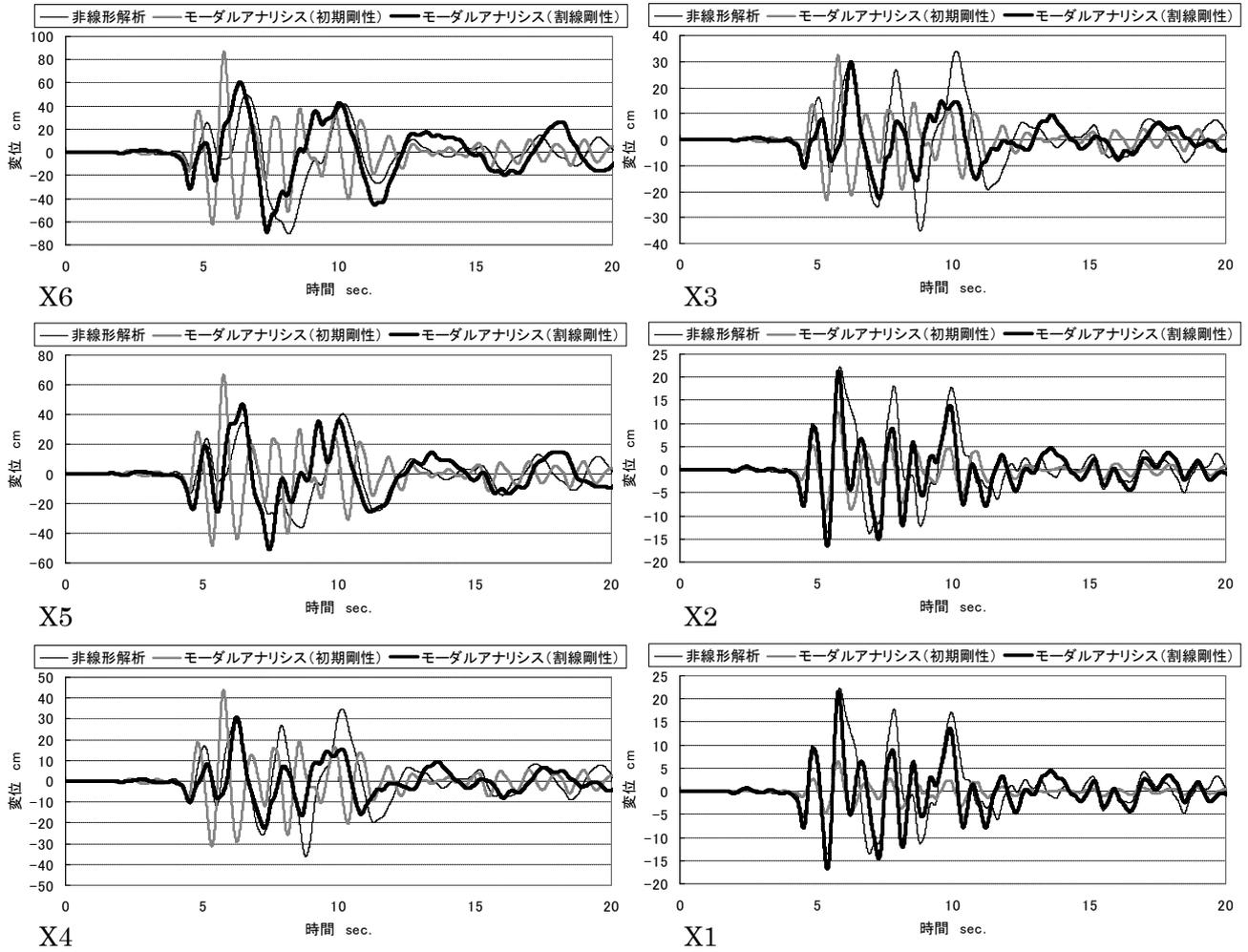


図 9.33 非線形解析と初期剛性・割線剛性に基づくモーダルアナリシスの比較 (X6～X1)

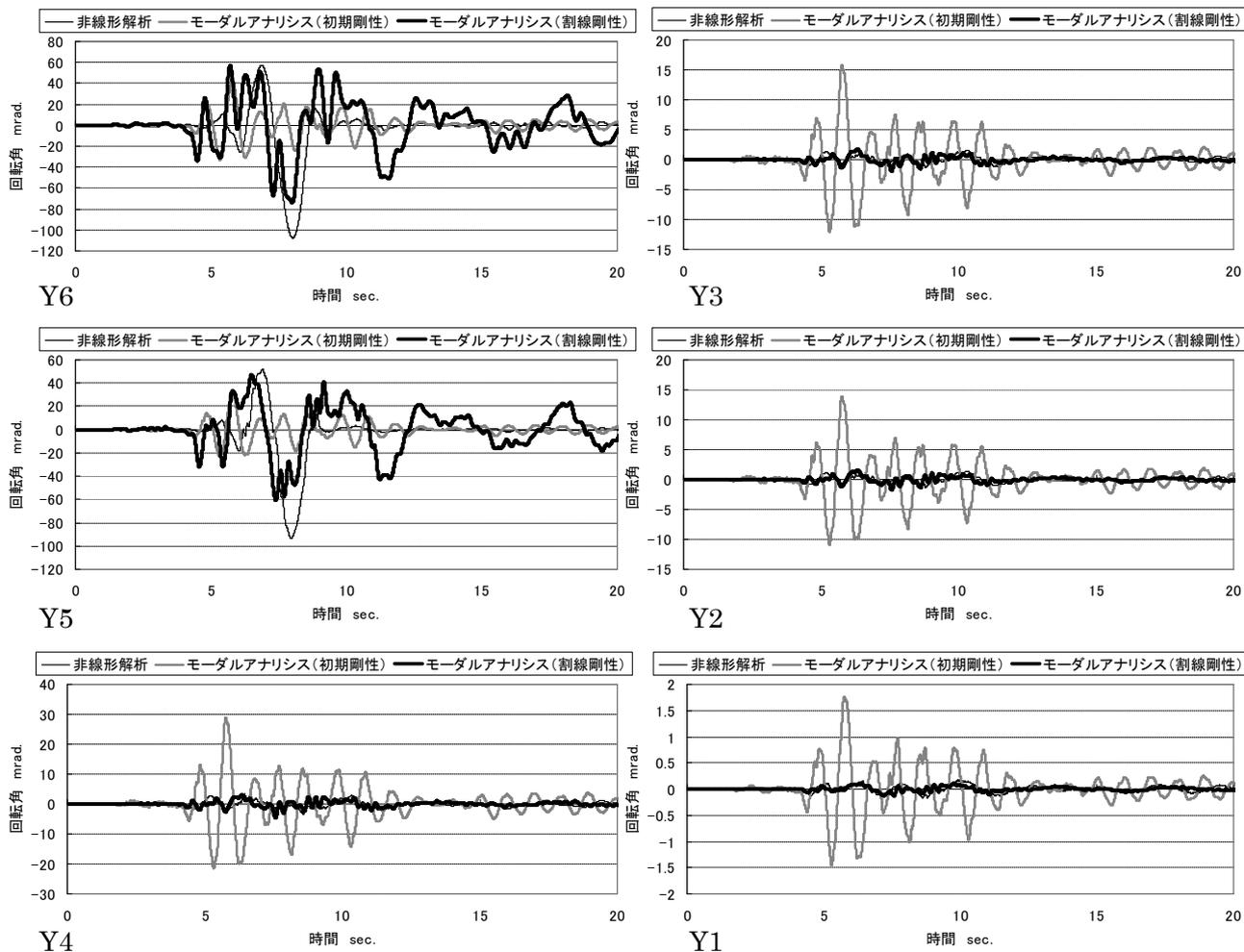


図 9.34 非線形解析と初期剛性・割線剛性に基づくモーダルアナリシスの比較 (Y6~Y1)

#### 4.1.4 応答波形の主要な振動成分

モーダルアナリシスの結果をもとに、各波形を各次の固有振動モード成分に分解し主要な振動成分を把握する。初期剛性に基づくモーダルアナリシスの場合、全点の波形がほぼ1次の振動であるのに対し、割線剛性に基づくモーダルアナリシスの場合、水平振動については(図9.35)、X6・X5は1次モード、X4・X3は1次モード・2次モード・3次モード、X2・X1は3次モードの振動が大きく、回転振動については、Y6・Y5は1次モード・2次モード、Y4～Y1は1次モード・5次モードの振動が大きい。以上から、変形の増大に伴う割線剛性・応答振動数の低下により、応答波形に高次の固有振動モードの振動が多く含まれるようになっていくことが分る。

なお、図9.32によれば、1次モードは上層ほど変形が大きくなるモード、2次モードは上層と下層が逆相で揺れるモード、3次モードは上層・下層と中間層が逆相で揺れるモード、5次モードは三層軸部の浮き上がりが大きくなるモードである。

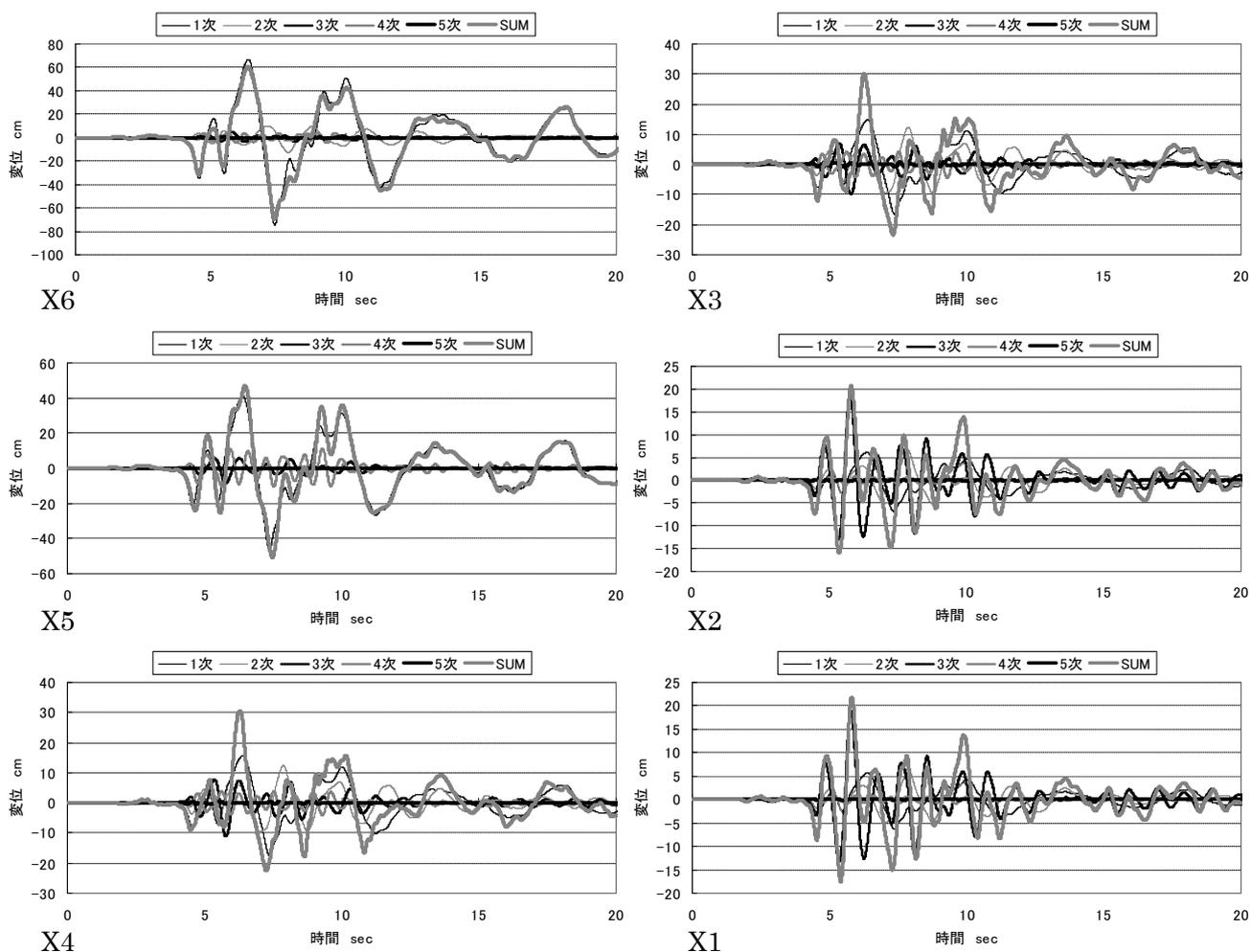
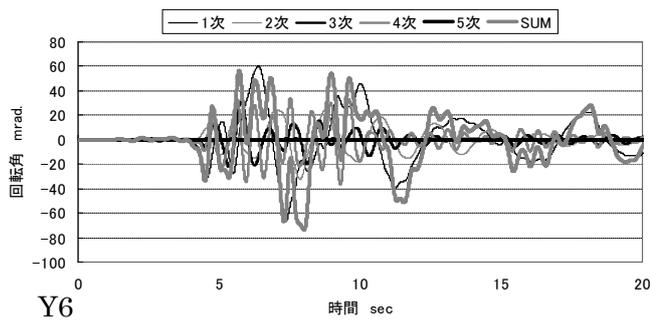
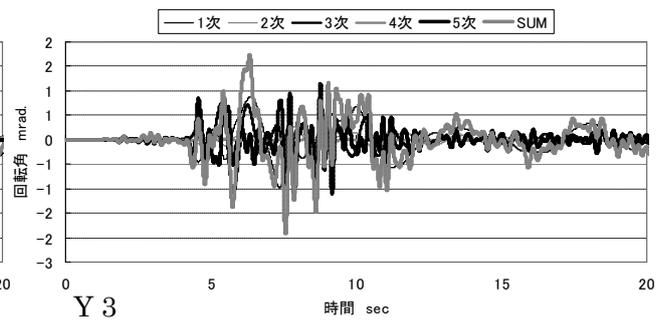


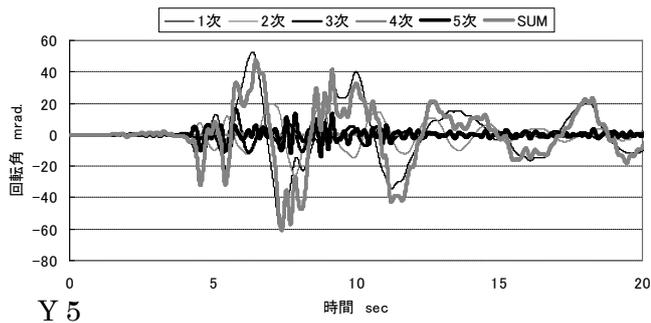
図 9.35 応答波形の各次固有振動成分の分解 (X6～X1)



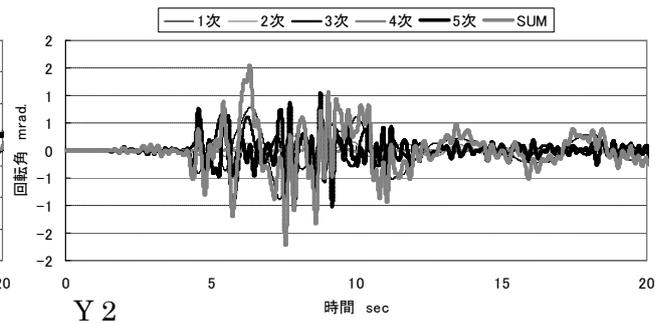
Y6



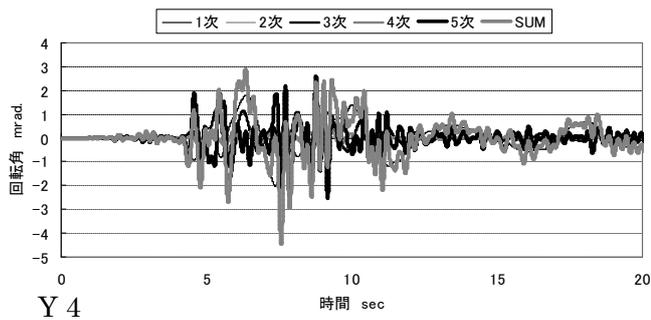
Y3



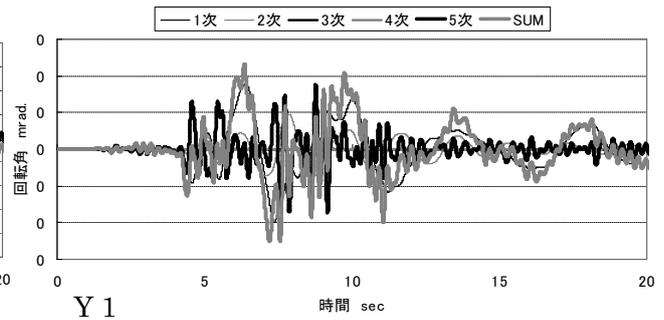
Y5



Y2



Y4



Y1

図 9.36 応答波形の各次固有振動成分の分解 (Y6~Y1)



#### 4.1.5 エネルギー応答

神戸波に対する[塔身のみ]の応答について、入力エネルギー・運動エネルギー・内部エネルギー・P/Δ効果エネルギーの時刻歴波形を図 9.37 に示す。また各バネの内部エネルギーの時刻歴波形を図 9.38 に示す。

三層軸部で浮き上りを生じ応答が増大する区間① (5.6~7.3 秒)・区間② (7.3~9.5 秒) について (図 9.39)、瞬間ポテンシャルエネルギー (区間内で蓄積するエネルギーの最大値)・瞬間消費エネルギーの大きさと内訳を表 9.18 に示す。

瞬間ポテンシャルエネルギーについて、区間②のように三層軸部の浮き上りが大きい場合、三層軸部の回轉變形の割合、すなわち浮き上りによって生じる位置エネルギーの割合が約 6 割と大きい。区間①のように浮き上りがさほど大きくない場合には、軸部の剪断変形の割合が大きく、特に初層の割合が大きい。また、瞬間消費エネルギーは軸部の剪断変形の割合が大きく、特に二層・初層の割合が大きい。

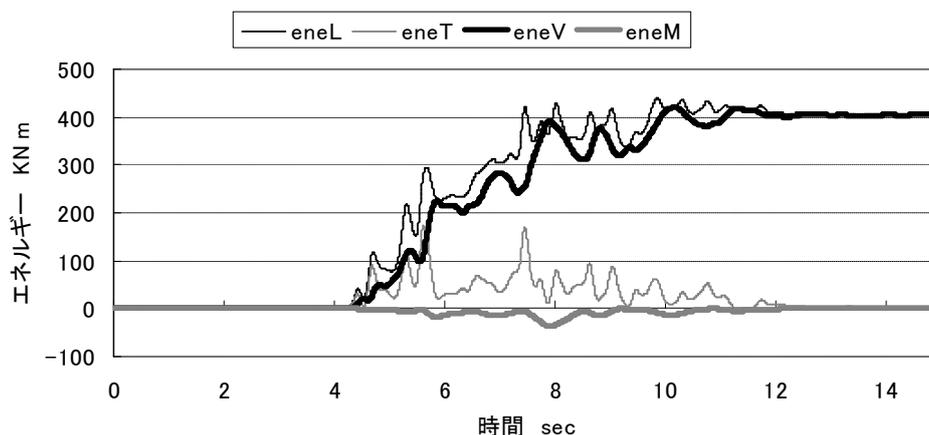


図 9.37 各エネルギーの時刻歴波形 [塔身のみ] 神戸波

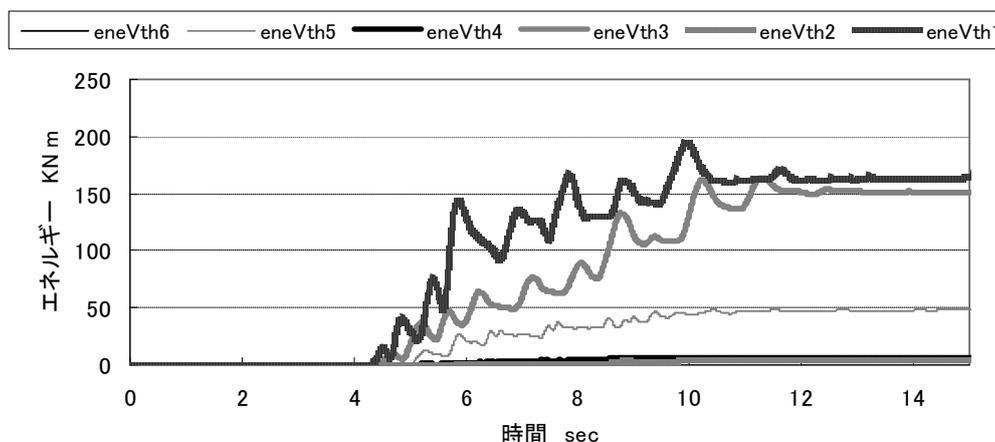
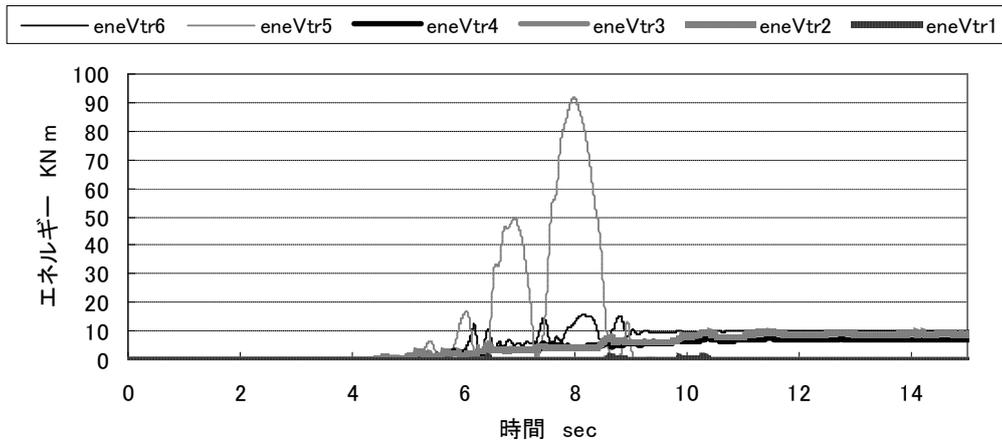


図 9.38-a 各剪断バネ



b. 各回転バネ

図 9.38 各バネの内部エネルギーの時刻歴波形 [塔身のみ] 神戸波

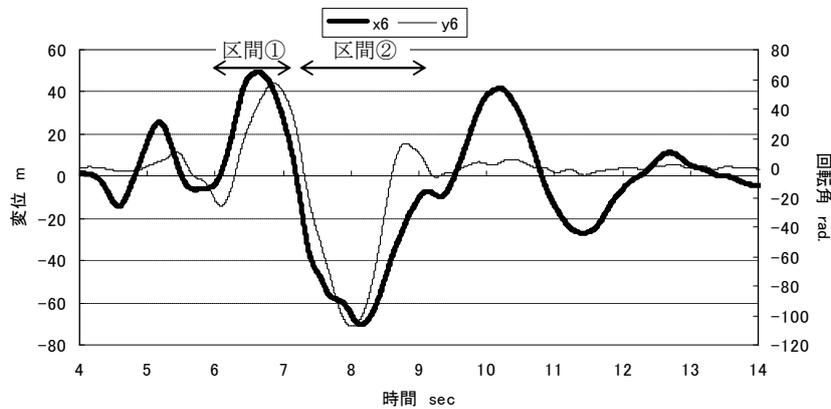


図 9.39 浮き上りが生じる区間①・区間② [塔身のみ] 神戸波

表 9.18 瞬間ポテンシャル  $W_e$ ・瞬間消費エネルギー  $W_p$  の内訳 [塔身のみ] 神戸波

a. 区間①

	小屋組剪断			軸組剪断			小屋組回転			軸組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
$W_e$	1%	1%	1%	10%	12%	46%	2%	1%	1%	25%	0%	0%
$W_p$	1%	2%	1%	11%	24%	52%	6%	2%	2%	0%	0%	0%

b. 区間②

	小屋組剪断			軸組剪断			小屋組回転			軸組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
$W_e$	1%	0%	0%	6%	6%	25%	1%	1%	0%	60%	0%	0%
$W_p$	3%	3%	2%	22%	46%	21%	0%	2%	2%	0%	0%	0%

#### 4.1.6 軒の振動

第4章・第5章では、建物下部や小屋組生じる浮き上り現象が軒の振動を励起させることを指摘した。ここまでの考察で、薬師寺三重塔の場合、外力に対し三層軸部の浮き上りが大きいことが分ったが、ここではこの三層軸部の浮き上りが軒の振動に与える影響について考察する。

神戸波に対する[塔身のみ]について、各層の回転角の加速度に回転中心軸から軒先までの距離

を乗じ、軒先の上下方向の振動（以下、軒の振動）を求めた。図 9.40 に軒の振動の加速度波形を示す。軒先の振動と三層軸部の浮き上りとの関係を見るために、同図には三層軸部の回転振動の波形も付記する。三層軸部の回転振動の波形が X 軸をクロスする時刻、すなわち浮き上り開始と着地の時刻において、軒の振動が励起していることが分る。特に二層本達・三層裳階の軒で励起現象が著しい。

各地震波に対する応答について、軒の振動の最大値を求め、表 9.19 にまとめた。二層本達・三層裳階の軒の振動が著しく大きく、最も大きい場合には加速度が 7G 近くに達している。

なお、第 4 章の考察によれば、軒の振動の振動数が高い場合、実状の振動は解析上のそれよりも小さい可能性がある。

一方で、三層軸部の浮き上りは最大 1/10 と大きい。浮き上りが大きい場合には着地の際に三層軸部より上部の架構が上下方向に大きな衝撃を受けると推定される。解析ではこの着地時の衝撃を再現し得なかったが、これにより三層本建・裳階の軒には上下方向の加速度がさらに加わると考えられる。

表 9.19 軒の振動の加速度の最大値 [塔身のみ]

地震名	三層本建	三層裳階	二層本建	二層裳階	初層本建	初層裳階
神戸波	1129	6515	2609	859	880	309
能登波	1336	7312	2864	1123	835	196
中越波	1017	6376	2867	660	762	503

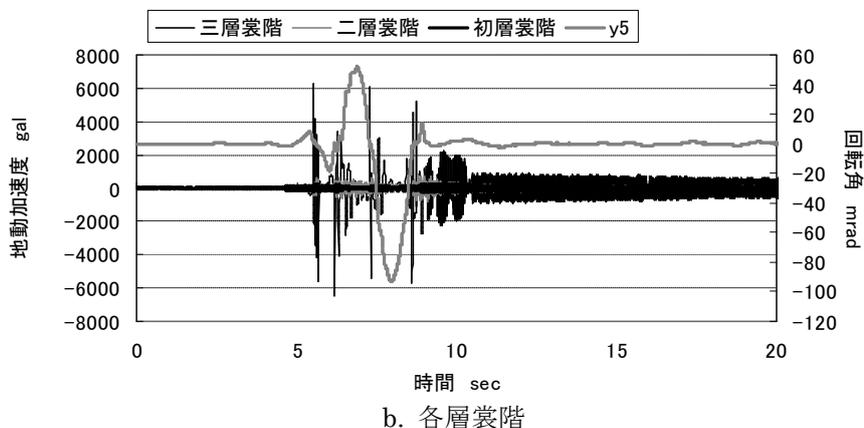
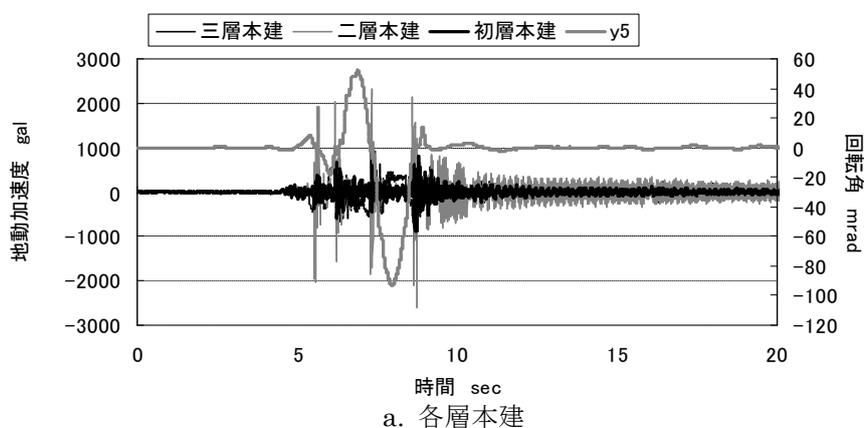


図 9.35 軒の振動の加速度波形 [塔身のみ] 神戸波

## 4.2 [西塔]の応答

### 4.2.1 時刻歴応答波形と最大応答

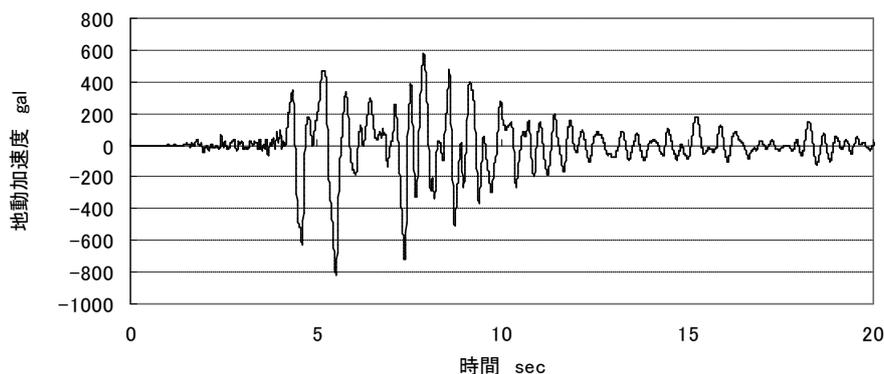
神戸波に対する[西塔]の応答波形を図 9.36 に示す。[塔身のみ]と同様、振幅が増大する区間では三層軸部の浮き上りが生じ、応答周期が長周期化している。

心柱各点の波形は、塔身内部の部分 (SX6~SX1) と相輪の部分 (SX8・SX7) で振幅の大きさが著しく異なり後者が大きく、両者が逆位相となる波形も含まれている。

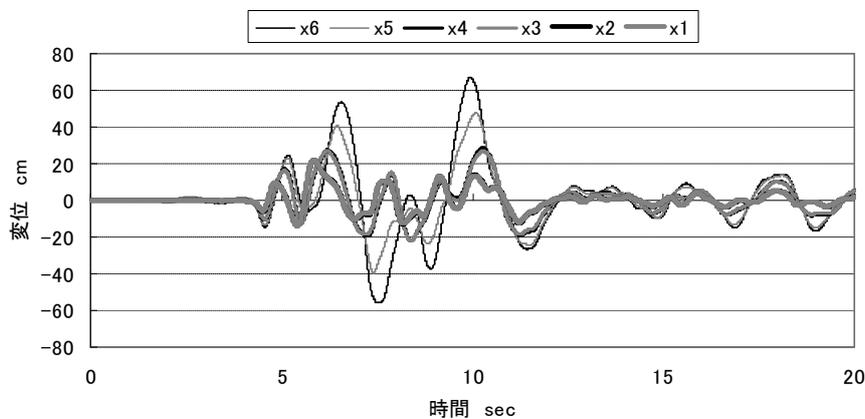
また、塔身頂部 (X6) と相輪頂部 (SX8) の波形を比べると、振幅の大きい区間で両者が逆位相となっているおり、相輪の振動は塔身の振動よりも継続時間が長い。

各地震波に対する最大応答について表 9.20 にまとめる。相輪頂部の最大振幅は塔身頂部のそれに比べ約 4~6 倍大きい<sup>3)</sup>。層間変形の最大値は、[塔身のみ]と同様に、層間回転角では三層の軸部・小屋組、剪断変形角では二層軸部が大きい。層間変形について、[西塔]の最大値の[塔身のみ]に対する比率を表 9.21 に示す。三層小屋組・軸組の浮き上りが[西塔]の方が小さく、心柱によって浮き上りが抑制されているといえる。

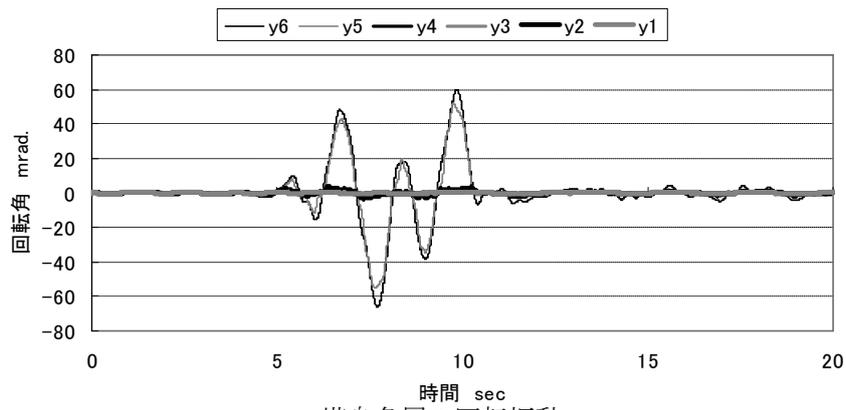
心柱の各部の応力は相輪部分が著しく大きく、塔身内部の部分では上側の方が大きい。



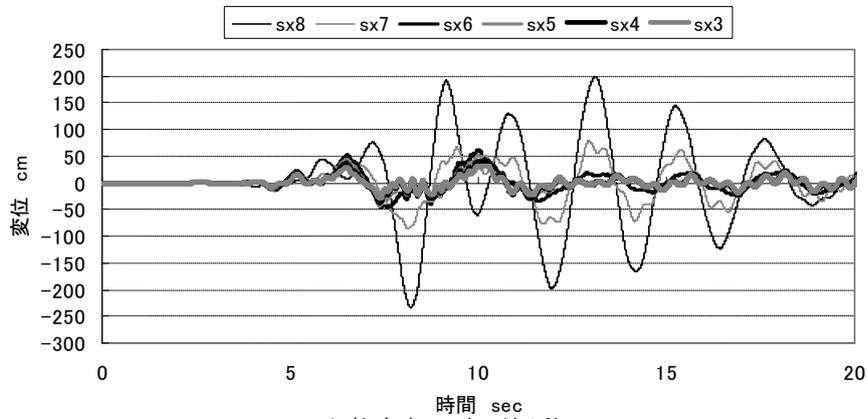
a. 地動加速度



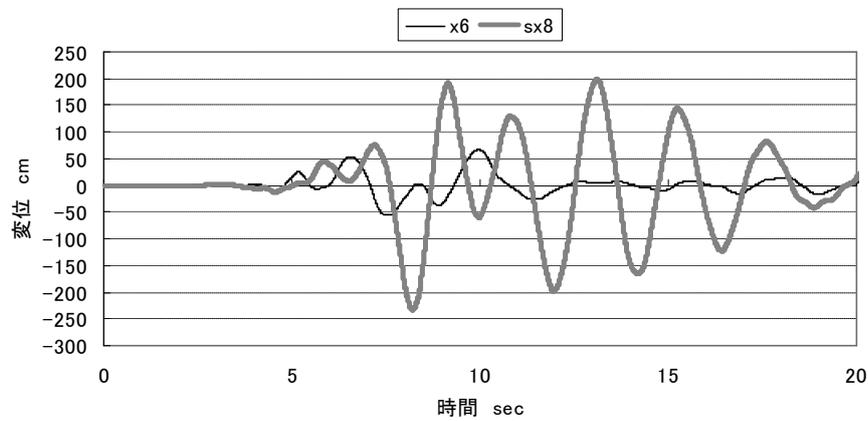
b. 塔身各層の水平振動



c. 塔身各層の回転振動



d. 心柱各部の水平振動



e. 塔身三層小屋組・相輪頂部の水平振動

図 9.36 応答波形 [西塔] 神戸波

表 9.20 最大応答 [西塔]

a. 三層小屋組・相輪頂部の最大変位

地震名	最大変位	
	三層	相輪
神戸波	67	234
能登波	53	330
中越波	53	190

b. 塔身各層の最大層間変形

地震名	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
神戸波	1/27	1/21	1/22	1/231	1/201	1/429	1/19	1/4992	1/5900	1/73	1/361	1/750
能登波	1/32	1/10	1/31	1/176	1/254	1/371	1/39	1/4462	1/4812	1/46	1/552	1/365
中越波	1/16	1/21	1/29	1/114	1/136	1/500	1/22	1/4871	1/5784	1/24	1/376	1/714

c. 心柱各部の最大応力

地震名	SX7 相輪	SX6 相輪根元	SX5	SX4 心柱継手	SX3	SX2	SX1
神戸波	1724	1429	239	237	81	90	71
能登波	1897	1506	335	211	72	63	40
中越波	1268	912	253	173	54	52	36

表 9.21 最大層間変形の比率 [西塔]/[塔身のみ]

地震名	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
神戸波	109%	84%	99%	64%	95%	58%	57%	103%	95%	67%	151%	96%
能登波	72%	88%	81%	108%	84%	97%	48%	97%	100%	16%	73%	89%
中越波	167%	99%	76%	117%	177%	80%	77%	98%	110%	99%	145%	117%

#### 4.2.2 心柱による三層の浮き上りの抑制効果

前項では心柱が三層の浮き上りを抑制していることを指摘したが、ここではそのメカニズムについて考察をする。

##### 変形状

[西塔]の神戸波に対する応答の、図 9.37 に示す X6 が最大値をとる時刻(10.0sec)・Y6 が最大値をとる時刻(7.7sec)、それぞれの時刻における変形状を図 9.38 に示す。パルス波に対する応答の場合と異なり、相輪頂部と塔身頂部が逆相で揺れ、塔身頂部を揺れている方向とは逆向きに押ししており、これにより三層の浮き上りを抑制していると考えられる。これを相輪 TMD 効果と呼ぶ。また、SX4 の高さで塔身と心柱が接触し、心柱が門のように働いており、これによっても三層の浮き上りを抑制していると考えられる。これを心柱の門効果と呼ぶ。これらの効果が合わさり、心柱が三層の浮き上りを抑制していると考えられる。

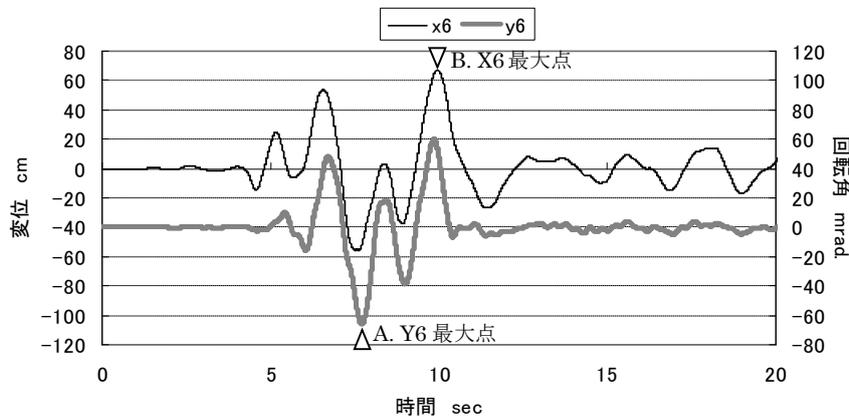
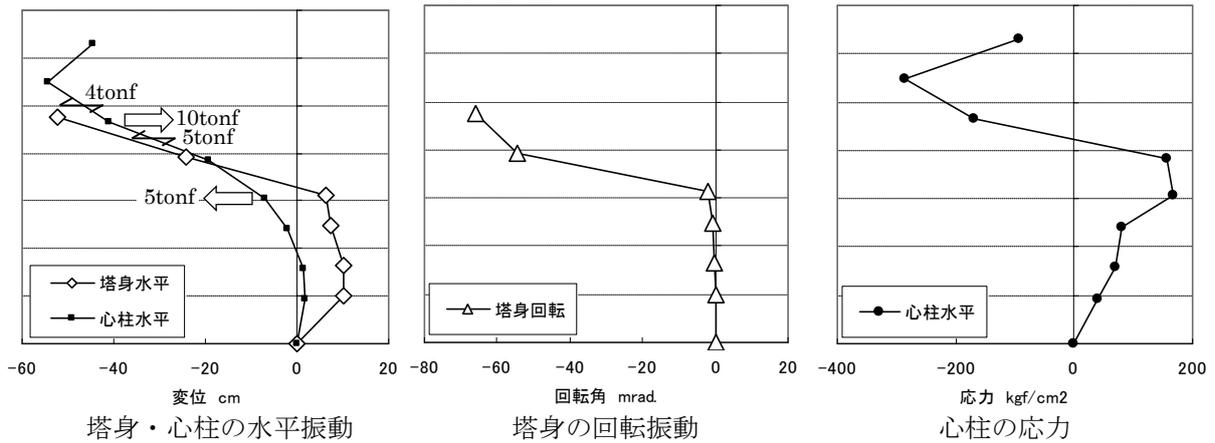
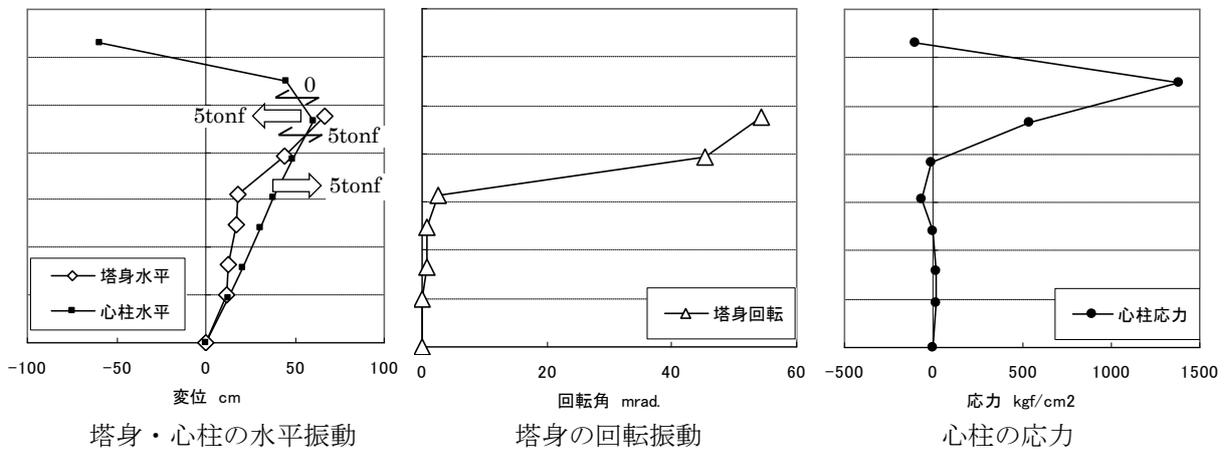


図 9.37 X6・Y6 の最大点 [西塔] 神戸波



A. Y6 最大となる時刻



B. X6 最大となる時刻

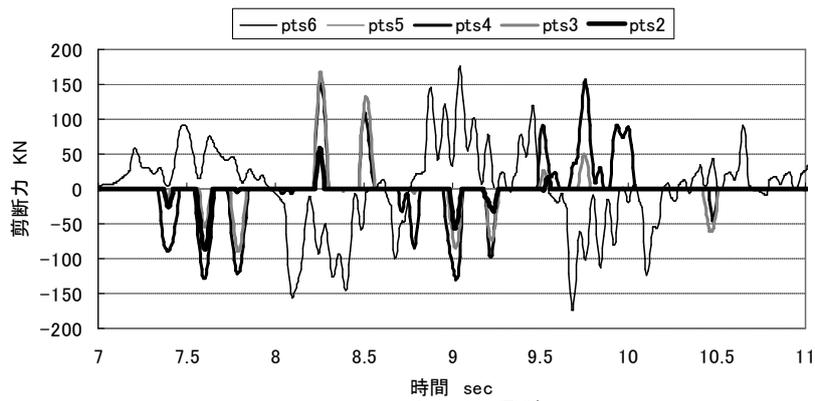
図 9.38 変形状 [西塔] 神戸波

### 心柱と塔身間に働く復元力と心柱の剪断力

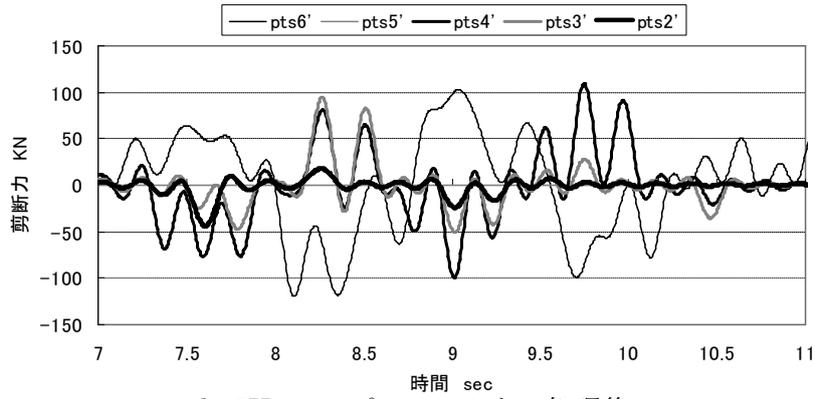
心柱と塔身間に働く復元力と心柱各点における剪断力の時刻歴波形を図 9.39-a・図 9.40-a に示す。両者には高振動数の波形が含まれているが、心柱が塔身に与える影響について考察する場合、低振動数の波形のみ対象とすれば良いと考えられるので、5Hz のローパスフィルターを掛け、結果を図 9.39-b・図 9.40-b を得た。

両者から X6・Y6 の最大点、それぞれにおける心柱・塔身の間働く復元力と心柱の剪断力を判読し、図 9.38 に記載した。

図より、心柱は相輪 TMD 効果・心柱門効果の 2 つにより三層の浮き上りを抑制しており、心柱に働く剪断力のうち、塔身頂部の下側に加わる剪断力が心柱の門効果によるもの、塔身頂部より上側に加わる剪断力が相輪の慣性力効果によるものである。これらの剪断力は、塔身と心柱の変形状により大きさの比率が異なる。

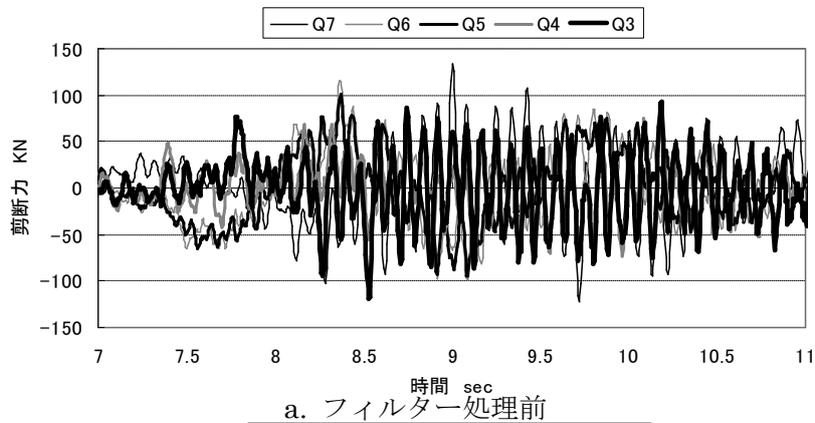


a. フィルター処理前

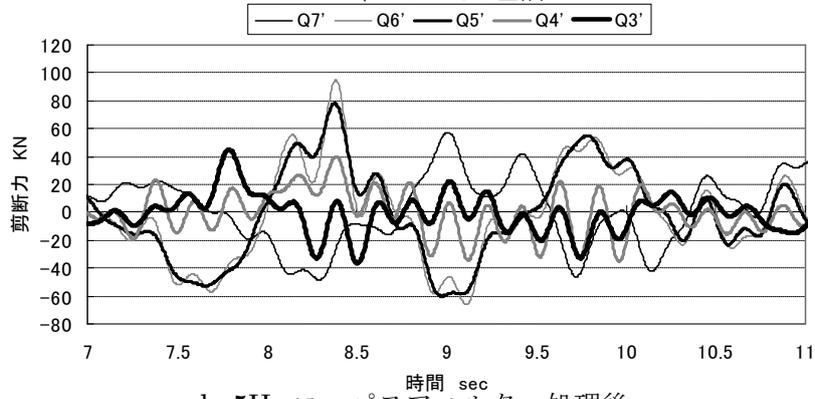


b. 5Hz ローパスフィルター処理後

図 9.39 心柱と塔身の間働く復元力 [西塔] 神戸波



a. フィルター処理前



b. 5Hz ローパスフィルター処理後

図 9.40 心柱の剪断力 [西塔] 神戸波

## 相輪の慣性力と心柱の門効果の比較

三層で生じる浮き上りに対し、相輪の慣性力効果・心柱の門効果の各効果の大きさを考察するため、相輪 TMD 効果・心柱門効果が両方とも無い[塔身のみ]、両方とも有る[西塔]、相輪 TMD 効果のみ有る[心柱隙間大]、心柱門効果のみ有る[相輪部分なし]、の各モデルで地震応答解析を行った。神戸波・能登波・中越波に対する各モデルの最大値を表 9.20・表 9.21・表 9.22 にまとめる。表より以下のことが分る。

- ①[塔身のみ]と比べると他の 3 個のモデルはどれも三層の浮き上りが低減しており、各効果が個別もしくは両方有ることにより三層の浮き上りを抑制していることが分る。
- ②[西塔]・[心柱隙間大]・[相輪部分なし]を比べると、両効果を持つ[西塔]が必ずしも一番三層の浮き上りを抑制するわけではなく、それぞれの効果しか持たない[心柱隙間大]・[相輪部分なし]が[西塔]よりも三層の浮き上りを大きく低減する場合もあることが分る。すなわち、これらの効果は単純な足し合わせではなく、地震波によって効果の足し合わせが有利に働く場合とそうでない場合があると考えられる。

表 9.20 各モデルの最大応答 神戸波

a. 三層小屋組・相輪頂部の最大変位

モデル名	最大変位	
	三層	相輪
西塔	67	234
心柱隙間大	52	224
相輪部分無	63	
塔身のみ	70	

b. 心柱各点の最大応力

モデル名	SX7 相輪	SX6 相輪根元	SX5	SX4 心柱継手	SX3	SX2	SX1
西塔	1724	1429	239	237	81	90	71
心柱隙間大	1070	767	173	118	42	33	20
相輪部分無			253	260	108	87	52

c. 塔身各層の最大層間変形

モデル名	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
西塔	1/27	1/21	1/22	1/231	1/201	1/429	1/19	1/4992	1/5900	1/73	1/361	1/750
心柱隙間大	1/30	1/18	1/21	1/246	1/197	1/303	1/14	1/5385	1/5815	1/56	1/458	1/769
相輪部分無	1/26	1/19	1/21	1/182	1/223	1/358	1/14	1/5384	1/6503	1/34	1/387	1/669
塔身のみ	1/30	1/18	1/21	1/148	1/191	1/247	1/11	1/5147	1/5610	1/49	1/543	1/722

表 9.21 各モデルの最大応答 能登波

a. 三層小屋組・相輪頂部の最大変位

モデル名	最大変位	
	三層	相輪
西塔	53	330
心柱隙間大	53	323
相輪部分無	61	
塔身のみ	60	

b. 心柱各点の最大応力

モデル名	SX7 相輪	SX6 相輪根元	SX5	SX4 心柱継手	SX3	SX2	SX1
西塔	1897	1506	335	211	72	63	40
心柱隙間大	1906	1481	346	190	61	42	27
相輪部分無			98	133	53	48	27

c. 塔身各層の最大層間変形

モデル名	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
西塔	1/32	1/10	1/31	1/176	1/254	1/371	1/39	1/4462	1/4812	1/46	1/552	1/365
心柱隙間大	1/27	1/10	1/29	1/315	1/237	1/371	1/46	1/4253	1/4812	1/45	1/423	1/365
相輪部分無	1/29	1/10	1/34	1/307	1/221	1/375	1/43	1/2217	1/4966	1/66	1/414	1/302
塔身のみ	1/23	1/9	1/25	1/190	1/214	1/360	1/19	1/4348	1/4811	1/7	1/405	1/323

表 9.22 各モデルの最大応答 中越波

a. 三層小屋組・相輪頂部の最大変位

モデル名	最大変位	
	三層	相輪
西塔	53	190
心柱隙間大	55	181
相輪部分無		
塔身のみ	61	

b. 心柱各点の最大応力

モデル名	SX7 相輪	SX6 相輪根元	SX5	SX4 心柱継手	SX3	SX2	SX1
西塔	1268	912	253	173	54	52	36
心柱隙間大	1115	799	190	122	41	32	19
相輪部分無							

c. 塔身各層の最大層間変形

モデル名	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
西塔	1/16	1/21	1/29	1/114	1/136	1/500	1/22	1/4871	1/5784	1/24	1/376	1/714
心柱隙間大	1/21	1/20	1/28	1/185	1/217	1/533	1/21	1/4801	1/6314	1/40	1/474	1/713
相輪部分無												
塔身のみ	1/26	1/21	1/22	1/133	1/241	1/402	1/17	1/4764	1/6392	1/24	1/545	1/833

### 4.2.3 塔身頂部を載荷した場合の心柱の門効果

静的に載荷した場合について、心柱の門効果を考察する。[西塔]モデルについて、外力に対する応答性状で見られた三層軸部の浮き上りを生じさせるために図 9.41 のように載荷した場合を考察した。これを解析によって再現し、図 9.42 に示す水平変位  $X_6$  と載荷荷重  $P$  の関係を得た。同図には心柱に加わる剪断力から求めた心柱の門効果による復元力  $Q$  と、 $P$  から  $Q$  を引いて求めた塔身の復元力  $R$  を記載した。なお、塔身の復元力  $R$  には  $P \Delta$  効果も含まれている。

図 9.42 より、 $X_6=10\text{cm}$  からは  $X_6$  が増加するにつれ、 $P \Delta$  効果によって載荷荷重  $P$  と塔身の復元力  $R$  は減少していくが、 $X_6=25\text{cm}$  から心柱が塔身の頂部 ( $X_6$ ) と二層上部 ( $X_4$ ) で塔身架構と接触し、門効果による復元力  $Q$  が生じ始め、 $X_6=80\text{cm}$  の時には塔身の復元力  $R$  と門効果による復元力  $Q$  は同程度の大きさとなっている。 $X_6=20\text{cm} \sim 80\text{cm}$  時の塔身・心柱の変形形状と心柱にかかる応力分布を図 9.43 に示す。図より門効果が生じ始めることにより、心柱が曲げ変形し、塔身頂部 ( $X_6$ ) から二層上部 ( $X_4$ ) の間の部分に加わる応力が増大することが分る。

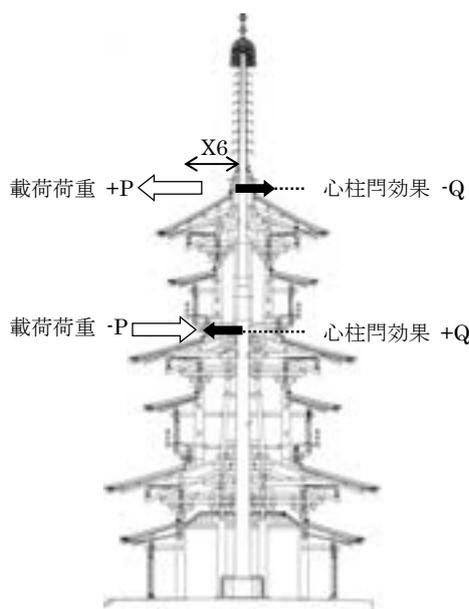


図 9.41 三層浮き上りを生じさせる載荷方法

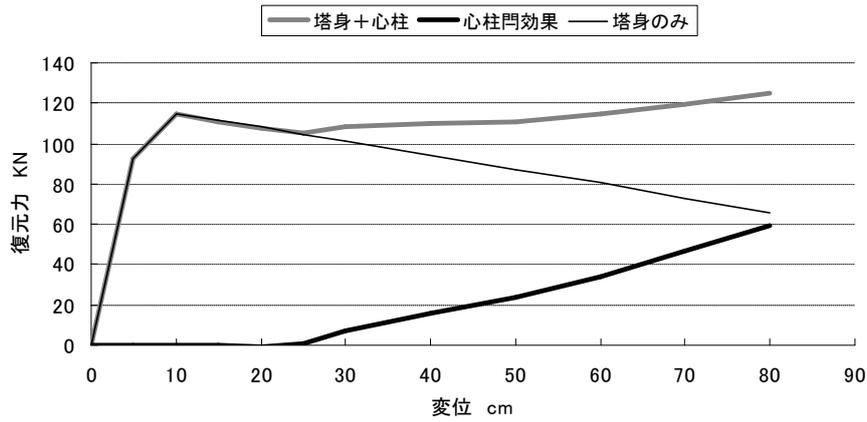


図 9.42 載荷荷重・門効果と塔身頂部の変形の関係

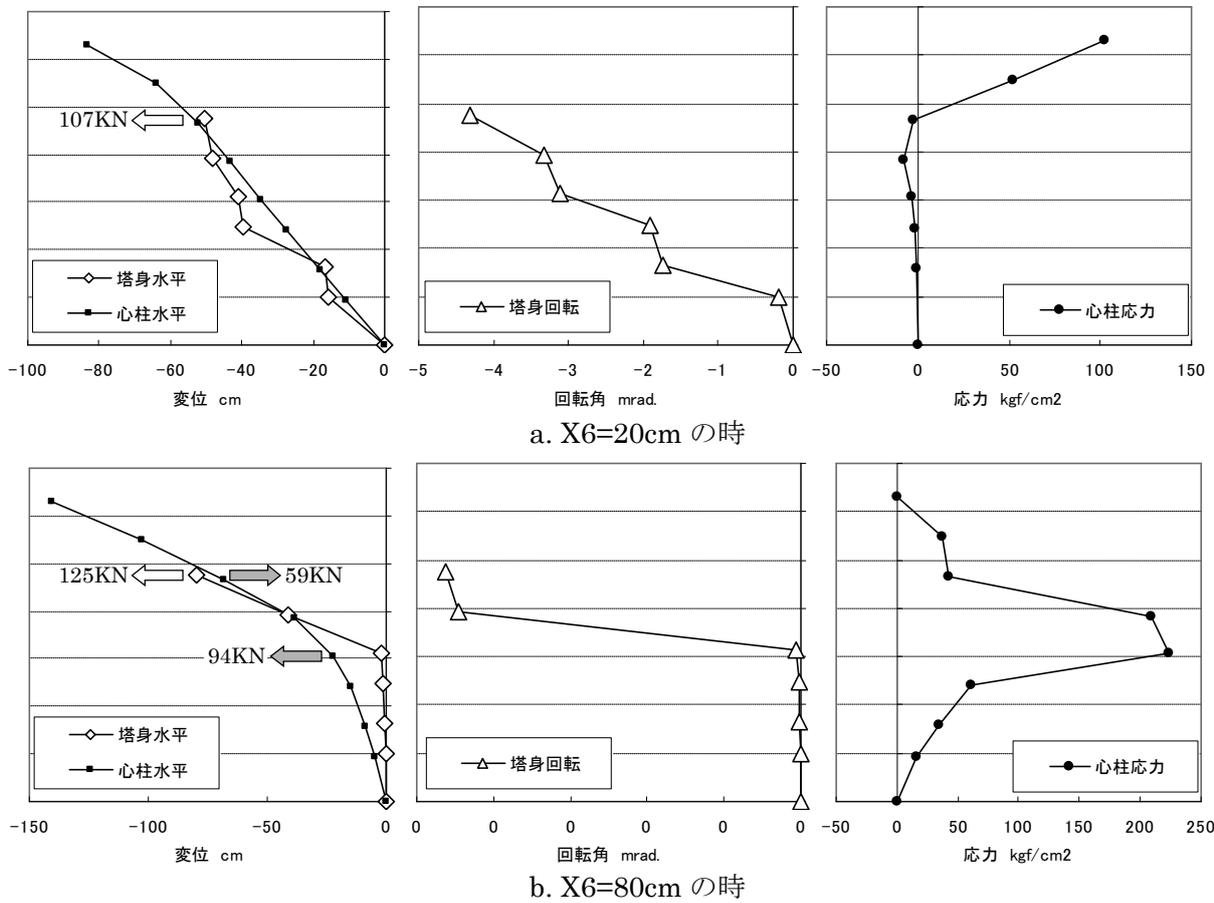


図 9.43 塔身・心柱の変形形状と心柱の応力分布

X6=25cm は三層軸部の浮き上りによって生じる回転角に換算すれば約 1/30 であり、すなわち三層軸部の回転角が 1/30 以上となれば心柱の門効果が発生することが分る。浮き上りの増大に伴い門効果の復元力が全体の復元力に対し占める割合が大きくなり、X6=80cm、すなわち三層の軸部の回転角が約 1/10 となれば、門効果による復元力は全体の復元力の約半分となる。心柱について、添え木が付いておらず、かつ継手の損傷により継手部分の断面 2 次モーメントが 0.5 倍となっている[心柱継手劣化型 (0.5)]や、継手部分の断面 2 次モーメントが 0.1 倍にな

っている[心柱継手劣化型(0.1)]についても、上記と同様に载荷した場合を解析で再現すると、X6=80cmの時の門効果による復元力は前者で22KN、後方で11KNとなり、[西塔(59KN)]に比べ、前者で38%、後方で18%に低下する。これより、継手の劣化や心柱の添木の有無が門効果の大小に大きく影響することが分る。

#### 4.2.4 心柱の継手の損傷が与える影響

第7章では東塔の心柱の継手が損傷しており、これにより継手部分の断面2次モーメントが低下していることを指した。ここでは心柱継手部分の断面2次モーメントの低下が、応答性状に与える影響について考察するため、[西塔]・[心柱劣化型(0.5倍)]・[心柱劣化型(0.1倍)]の3個のモデルについて、地震応答解析を行った。

[心柱劣化型(0.1倍)]の塔身頂部と心柱頂部の水平変位の応答波形を図9.44に示す。[西塔](図9.36-e)と比べると、心柱の応答周期が長くなっている。

次に各モデルの最大応答を比較すると表9.23～表9.25のようになる。表より、以下のことが分る。

- ①心柱による三層の浮き上り抑制効果について、継手の劣化により三層の浮き上りが増大する場合と減少する場合があります、継手の劣化と三層の浮き上り抑制効果との関係に明確な傾向は無かった。
- ②心柱にかかる応力の最大値は、継手の劣化が進むと継手位置での屈曲が大きくなり、継手部分の最大応力が大きくなる傾向があり、逆に相輪根元の最大応力は低減する傾向がある。継手位置の断面2次モーメントが0.1倍となった場合には、相輪根元の最大応力と継手位置のそれは同程度、もしくは後者の方が大きい。

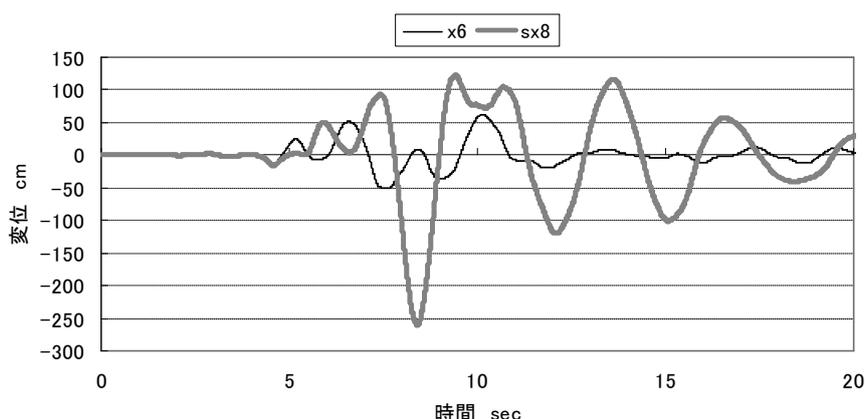


図 9.44 三層小屋組と相輪頂部の水平振動の応答波形 [心柱劣化型(0.1倍)] 神戸波

表 9.23 各モデルの最大応答 神戸波

a. 三層小屋組・相輪頂部の最大変位

b. 心柱各点の最大応力

モデル名	最大変位		モデル名	SX7 相輪	SX6 相輪根元	SX5	SX4 心柱継手	SX3	SX2	SX1
	三層	相輪								
西塔	67	234	西塔	1724	1429	239	237	81	90	71
心柱劣化(0.5倍)	67	248	心柱劣化(0.5倍)	1800	1096	324	480	110	116	83
心柱劣化(0.1倍)	62	262	心柱劣化(0.1倍)	1682	1003	208	1246	83	96	75

c. 塔身各層の最大層間変形

モデル名	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
西塔	1/27	1/21	1/22	1/231	1/201	1/429	1/19	1/4992	1/5900	1/73	1/361	1/750
心柱劣化(0.5倍)	1/28	1/24	1/21	1/148	1/189	1/467	1/18	1/5433	1/6432	1/50	1/408	1/684
心柱劣化(0.1倍)	1/25	1/27	1/22	1/148	1/190	1/464	1/19	1/5422	1/6490	1/44	1/354	1/742

表 9.23 各モデルの最大応答 神戸波

a. 三層小屋組・相輪頂部の最大変位

b. 心柱各点の最大応力

モデル名	最大変位		モデル名	SX7 相輪	SX6 相輪根元	SX5	SX4 心柱継手	SX3	SX2	SX1
	三層	相輪								
西塔	53	330	西塔	1897	1506	335	211	72	63	40
心柱劣化(0.5倍)	54	218	心柱劣化(0.5倍)	1254	949	355	403	82	91	57
心柱劣化(0.1倍)	54	154	心柱劣化(0.1倍)	1183	887	208	880	79	138	83

c. 塔身各層の最大層間変形

モデル名	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
西塔	1/32	1/10	1/31	1/176	1/254	1/371	1/39	1/4462	1/4812	1/46	1/552	1/365
心柱劣化(0.5倍)	1/26	1/10	1/31	1/483	1/246	1/351	1/100	1/4355	1/4795	1/107	1/470	1/386
心柱劣化(0.1倍)	1/23	1/10	1/34	1/331	1/235	1/351	1/52	1/4419	1/4890	1/71	1/533	1/430

表 9.23 各モデルの最大応答 神戸波

a. 三層小屋組・相輪頂部の最大変位

b. 心柱各点の最大応力

モデル名	最大変位		モデル名	SX7 相輪	SX6 相輪根元	SX5	SX4 心柱継手	SX3	SX2	SX1
	三層	相輪								
西塔	53	190	西塔	1268	912	253	173	54	52	36
心柱劣化(0.5倍)	54	153	心柱劣化(0.5倍)	1016	722	297	406	77	83	66
心柱劣化(0.1倍)	51	186	心柱劣化(0.1倍)	1256	746	198	833	68	86	78

c. 塔身各層の最大層間変形

モデル名	軸組剪断			小屋組剪断			軸組回転			小屋組回転		
	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層	三層	二層	初層
西塔	1/16	1/21	1/29	1/114	1/136	1/500	1/22	1/4871	1/5784	1/24	1/376	1/714
心柱劣化(0.5倍)	1/26	1/21	1/29	1/247	1/211	1/514	1/22	1/4891	1/6303	1/50	1/463	1/737
心柱劣化(0.1倍)	1/24	1/21	1/29	1/276	1/170	1/485	1/23	1/4889	1/6293	1/54	1/477	1/763

## 第 5 節 過去の地震被害の記録との比較

### 5.1 三層の傾斜

第 6 章によれば、東塔は安政奈良地震で三層が大きく傾くといった被害を生じている。また明治修理前の実測図からは、同地震の被害、もしくは地震後の修理により、三層小屋組が不陸の著しい状態となったことがうかがえる。

解析結果によれば、三層の軸部・小屋組の浮き上がりが大きく、特に前者が著しいことが確認でき、この浮き上がりが三層の傾斜や小屋組の不陸の要因となったと考えられる。また、解析では再現し得なかったが、三層軸部・小屋組の浮き上がりが大きい場合には着地の際の衝撃が大きいことが予想され、この衝撃も上述の被害の要因となった可能性が高い。

### 5.2 心柱継手の破壊

第 6 章によれば、同地震で東塔の相輪や露盤に多くの損傷が生じ、地震前から粗末な作りでかつ損傷状態となっていた心柱の継手が地震で破壊したことが分っている。また通常、木造層塔の地震被害でよく見られる心柱の相輪根元部分での折損は生じていなかった可能性が高い。

解析結果によれば、相輪頂部は塔身頂部の約 4~6 倍揺れ、相輪部分のホイッピング現象が著しい。これにより相輪部分や塔身と心柱の接合部である露盤に破壊が生じたと考えられる。また、心柱の継手部分が健全な場合には、地震時に相輪根元部分に大きな応力が生じるため、この箇所では心柱が折損する可能性が高いが、心柱の継手部分の断面性能が大きく低下していた場合には、地震時に加わる相輪根元部分の応力が減少し、一方で継手部分に加わる応力が増大する。

これは安政地震の被害傾向と良く一致しており、すなわち地震前から継手部分の断面性能が低下していたことにより、相輪根元部分の折損を免れ、心柱の継手部分が破壊したと推定できる。

### 5.3 心柱の三層浮き上り抑制効果

解析によれば、心柱は門効果や相輪 TMD 効果によって三層の浮き上りを抑制しており、門効果として働く際には塔身頂部と二層上部の高さで塔身架構と心柱が接触し大きな力が加わることが分った。

現在、東塔の心柱の二層上部高さには、塔身との隙間に写真 9.1 に示す圧痕のような痕跡が残っている<sup>4)</sup>。上記の解析結果を踏まえると、この痕跡は心柱が門効果として働いた際に生じたものと考えられる。



写真 9.1 心柱の二層上部に残る圧痕

## 第 6 節 小結

本章では、薬師寺東塔の A) パルス波・B) 地震波に対する応答を非線形解析・モーダルアナリシスによって再現し、応答性状を過去の地震被害と比較し考察した。解析・考察を通して以下の結果を得た。

### A) パルス波に対する応答性状

- ①外力の増大に伴い応答振幅が大きくなり、各部の割線剛性が低下する。これにより応答振動数が低下し、微小変形における 1 次固有振動数の約 25%となる。割線剛性の低下率は、軸組の剪断バネが大きく、特に下層ほど大きい。外力が大きい場合には応答波形の 0.5~1 周期目において三層軸組が浮き上る傾向があり、浮き上りを生じた場合には、三層軸組の回転バネも割線剛性の低下率が大きい。
- ②ポテンシャルエネルギーの内訳では、初層・二層の軸組の剪断バネの割合が大きい。
- ③応答波形の 1 周期目までに履歴消費するエネルギーは、最大運動エネルギーの約 9 割と大きく、その消費エネルギーの内訳では、初層・二層の軸組の剪断バネの割合が大きい。
- ④応答振動の変形形状は、ほぼ 1 次モードの変形形状で、相輪部分と塔身が同位相で揺れるため、相輪部分が塔身上部を押しするような状態となり、心柱は塔身の応答を増大させるように働くといえる。
- ⑤心柱にかかる応力は塔身内部の部分に比べ相輪部分が著しく大きい。

## B) 地震動に対する応答性状

- ①3種類の地震動に対する応答を求めた結果、どの地震動に対しても三層の軸組・小屋組の浮き上りが大きい。
- ②各部の割線剛性の低下により応答振動数が低下しており、割線剛性に基づく1次固有振動数が最低で微小変形における1次固有振動数の約1/4~1/3倍となる。割線剛性の低下は特に軸組の剪断バネと三層の軸組・小屋組の回転バネで顕著である。
- ③等価剛性を用いたモーダルアナリシスによれば、割線剛性の低下により高次の固有振動モードの振動数が低下し、高次の固有振動モードの応答が大きくなる。これにより、応答波形に高次の固有振動モードに相当する振動が多く含まれるようになる。
- ④エネルギー応答について見ると、ポテンシャルエネルギー・消費エネルギーともに軸組の剪断バネの割合が大きい。三層の浮き上りを生じる場合は、ポテンシャルエネルギーの三層軸組の回転バネの割合、すなわち浮き上りによって生じる位置エネルギーの割合が大きくなる。
- ⑤三層の軸組の浮き上りが生じることにより、三層裳階・二層本建の屋根の軒先の上下振動が励起される。また解析では再現されていないが、浮き上りによる回転角が最大1/10と大きいため、浮き上り後の着地によって、三層の本建・裳階の屋根の軒先には大きな衝撃が加わると考えられる。以上より地震時には上層の軒にかかる負担が大きいことが推定できる。
- ⑥心柱は三層の浮き上りを抑制する効果を有する。それは相輪のTMD効果と心柱の門効果によると推定される。両者の復元力特性は独立しておらず、単純な足し合わせによって評価できない。
- ⑦塔身頂部を載荷した場合には、三層軸組に浮き上りが生じるが、三層の浮き上りが1/10となった時点において、心柱の門効果による復元力と塔身による復元力は同程度となる。地震動に対する応答において三層の浮き上りは1/10に達することもあるので、心柱の門効果が三層の浮き上りに対する抵抗要素として大きな役割を果たすことが分る。
- ⑧心柱の継手の損傷は地震時に相輪根元にかかる応力を減少させ、一方で継手箇所の変形を増大させる。また、継手の損傷は心柱が持つ三層の浮き上りを抑制する効果に対してはあまり影響しない。
- ⑨解析によって求めた応答性状は過去の地震被害の記録に見られる特徴と一致する。すなわち、解析結果によれば三層軸組の浮き上りが大きく、これに伴い着地の際に大きな衝撃が加わると考えられるが、被害記録に見られる三層の傾斜はこれらが要因となっていると考えられる。また、相輪部分や露盤に損傷が多いが相輪根元での折損は生じなかったことや、地震前から劣化していた心柱の継手が破壊したことは、継手が損傷していた場合の解析結果から得られた知見と良く一致する。さらに解析結果によれば、地震時に心柱が塔身頂部と三層下部の高さで塔身と接触し門として三層の浮き上りを抑制することが分ったが、現在東塔の心柱には門効果として働いた際に塔身部分と接触してできた痕跡らしきものが三層下部の高さに残っている。

## 第9章 註

- 1) 土壁の復元力特性の履歴則については井上年和氏の卒業論文を参考にした。
- 2) 山田憲明「2方向の地震力を受ける立体架構の動的応答解析(伝統的木構造の地震応答解析)」、京都大学1996年度卒業論文、1997年
- 3) 相輪のホイッピング現象については第3章の実験で得られた知見と良く一致する。
- 4) 心柱に残る圧痕については、調査中に撮影した写真に偶然写っていたものであり、今後詳しい調査が必要である。

## 第 10 章 結論

本研究では、三重塔の縮小模型を用いた実験を行い、塔の規模や構造形式が耐震性に与える影響について考察した。また、薬師寺東塔の地震被害の歴史や耐震性について種々の観点から考察した。

すなわち、第 2 章では三重塔の縮小模型を用いて静的載荷実験を、第 3 章では自由振動実験を行い、復元力特性・振動特性について考察した。第 4 章では軒の打突実験を行い軒の振動特性について考察した。また、第 5 章では数値解析を行い塔の規模や構造形式が塔の耐震性に与える影響について検討した。

第 6 章では薬師寺東塔を対象に文献や図面の調査を行って地震被害の歴史やその被害の特徴を明らかにした。第 7 章では現地での振動観測により東塔の振動特性を調べ、第 8 章では重量・構造形式についての考察や模型実験に基づいて東塔の力学モデルを作成した。第 9 章では東塔の地震被害の様相を数値解析によって再現し解析結果と過去の被害記録を比較することで地震被害の特徴とその要因を明らかにした。

個々の章で論じた内容を要約すると、以下のようになる。

第 2 章「木造三重塔の復元力特性に関する考察」では、三重塔の縮小模型を用いて 3 種類の重量条件下で載荷実験を行い、以下のことを明らかにした。

- ①同じ模型を用いた実験でも、模型の重量を変えることで規模の異なるモデルの挙動を評価することが可能であり、規模の違いが建物の構造特性に与える影響を考察することができる。本実験では重量条件を変えることで高さ 18m・5.4m・1.8m の三重塔を再現した。
- ②模型の復元力特性は建物の規模によって大きく異なる。すなわち、高さ 18m の三重塔の場合、塔身頂部を正負繰返し載荷すると、荷重変位関係は紡錘型となり、塔身は曲げ変形する。高さ 5.4m・高さ 1.8m の三重塔の場合、塔身頂部を一定以上の力で載荷すると建物下部から浮き上り、浮き上りを生じてからは復元力が一定となり、塔身内部の増分変形が 0 となる。
- ③高さ 18m の三重塔の場合、頂部を正負繰返し載荷した時の履歴消費エネルギーの内訳では、塔身の剪断変形の割合と曲げ変形の割合が同程度となる。
- ④模型の各層の剪断剛性は重量条件によらず一定であるが、各層の回転剛性は上部からの鉛直荷重が大きいほど高くなる傾向がある。
- ⑤相輪に綱を掛けて塔の歪み直しを行うという復旧法を再現して相輪部分を斜め下方向に牽引する実験を行った結果、相輪が大きく傾き心柱が塔身内部でずれ、露盤にも負担が加わった。また三層の小屋組が大きく回転することで斗拱にも負担が加わった。
- ⑥実験後の模型の損傷状況を観察した結果、露盤の組台が大きく歪んだことや、塔身との衝突により心柱に圧痕が付いたことが分った。

第3章「木造三重塔の自由振動に関する考察」では、三重塔の縮小模型を用いて3種類の重量条件下で自由振動実験を実施し、また自由振動を非線形解析によって検討した結果、以下のことを明らかにした。

- ①どの規模の三重塔も振幅の増大に伴い応答振動数が低下するが、その変化率は規模が小さい三重塔の方が顕著である。
- ②頂部を載荷した状態からの自由振動において三重塔の見かけ上の減衰定数は概ね10%以上であった。
- ③振幅が小さい範囲では心柱が塔身と衝突することによって、心柱から塔身に運動エネルギーが移動することがある。
- ④相輪部分は重量が大きい場合、著しいホイッピング（鞭振り）現象を生じる。
- ⑤縮小模型の実験結果から相似則に基づき実大の三重塔の振動数を求めたところ、既往の振動観測の結果と良好な対応関係が認められた。
- ⑥載荷実験の結果に基づき三重塔の力学モデルを作成し、非線形解析によって自由振動実験を再現したところ、解析結果と実験結果には良好な対応関係が認められた。
- ⑦解析結果によれば、振幅増大に伴う応答振動数の低下の要因は、規模が大きい三重塔の場合には塔身内部の剪断バネ・回転バネの割線剛性の低下で、特に剪断バネ・回転バネともに初層の剛性の低下が大きく、規模が小さい三重塔の場合には建物下部の浮き上りに伴う建物下部の回転バネの割線剛性の低下による。
- ⑧規模が大きいほどエネルギーの消費される割合は大きく、強制変位を解放した直後の運動エネルギーのうち約9割を自由振動の1.5～2.5周期目までに消費する。
- ⑨消費エネルギーのほとんどは各バネの履歴消費エネルギーであり、その内訳は規模が大きい三重塔の場合では各層の剪断バネの割合が大きく、特に初層のそれが大きい。規模が小さい三重塔で浮き上りを大きく生じる場合には、初層の縁の変形による履歴消費エネルギーが増大することで建物下部の回転バネの割合が大きくなる。

第4章「軒の振動に関する考察」では、三重塔の縮小模型を用いて、軒打突実験と自由振動実験を実施し、また軒の振動をモーダルアナリシス・非線形解析によって再現し、以下の結果を得た。

- ①各層の軒先を上下方向に打突した場合、軒先の上下方向の応答加速度波形の振動数は、自由振動における塔の水平方向の応答変位波形の振動数よりも高く、打突する層によってその振動数が変化した。これは応答波形の振動数が、固有振動モードのうち打突した層の小屋組の回転が大きいモードの振動数に近づくためである。
- ②自由振動実験においても軒の上下振動が見られ、その波形は層によって大きさや形状が異なり、また自由振動開始時の強制変位の大きさによっても変化する。強制変位が小さい場合には上層

の軒の振動が大きく、強制変位が大きい場合には下層の軒の振動が大きい。非線形解析によって自由振動における軒の上下振動を再現した結果、同様の傾向が解析結果にも見られた。

- ③建物下部や上層の小屋組で浮き上りを生じると、浮き上りを生じた箇所の接線剛性が著しく低下し、接線剛性に基づく1次固有振動モードの形状が急変する。これにより小屋組の回転振動ならびに軒の上下振動が大きい高次の固有振動モードが励起される。

第5章「規模や構造形式が応答特性に与える影響についての考察」では、第2章～第4章の実験結果に基づき数値解析を行うことでA) 規模の大きさが応答性状に与える影響、B) 小屋組の構造形式が軒先の上下方向の振動の応答性状に与える影響、の2点について考察し、以下のことを明らかにした。

#### A) 規模の大きさが応答特性に与える影響

- ①規模が小さい三重塔の場合、建物下部の浮き上りが生じやすくなり、規模が大きい三重塔の場合、建物下部の浮き上りを生じない分、塔身内部の剪断変形・曲げ変形が大きくなる。
- ②パルス波に対する応答では、ポテンシャルエネルギーの最大値が、重量条件の異なる模型においても同程度となる。これは実スケールで考えると、どの規模の三重塔においても単位重量あたりのポテンシャルエネルギーの最大値が等しくなっていることに相当する。ただし、地震動に対する応答では、塔の規模によって単位重量あたりのポテンシャルエネルギーの最大値が変化する。
- ③ポテンシャルエネルギー・履歴消費エネルギーの内訳は、建物下部の浮き上りを生じない限り変形量や建物の規模の大小によって変化せず、剪断変形の割合は7～8割、曲げ変形の割合は2～3割である。特に初層の剪断変形の割合が大きい。
- ④建物下部の浮き上りを生じる場合、ポテンシャルエネルギーの建物下部の回転バネの割合、すなわち浮き上りによって生じる位置エネルギーの割合が急増し、剪断変形・曲げ変形の割合は減少する。これに対し、履歴消費エネルギーの建物下部の回転バネの割合は多少増加するが、最大でも1割程度であり、剪断変形・曲げ変形の割合は浮き上りが生じない場合と同程度である。

#### B) 小屋組の構造形式が軒先の上下方向の振動の応答特性に与える影響について

- ⑤高さ18mの三重塔において、実験に使用した模型のように上層の小屋組が、四天柱に通し肘木が貫通するような、小屋組の浮き上りを生じにくい構造となっている場合には、建物下部で浮き上りを生じ、初層・二層の軒の振動が励起される。一方で上層の小屋組が、四天柱の上に通し肘木が載るような、小屋組の浮き上りを生じやすい構造となっている場合には、三層の小屋組が浮き上りを生じる可能性もあり、この場合には三層の軒の振動が励起される。
- ⑥地震時の軒の振動は軒の折損や瓦の飛散に結びつく可能性が高い。

第 6 章「薬師寺東塔の文献,図面調査に基づく地震被害履歴に関する考察」では、東塔の地震被害の履歴を、各地震の薬師寺位置での推定地震動と比較しながら検討した。中でも特に東塔の被害状況や復旧修理に関する記録が多く残る安政奈良地震について、東塔の地震被害を詳細に把握し、その被害の原因や地震時の東塔の挙動について考察した。また地震による被災と心柱継手の技法の変遷との関係について考察した。これらより以下のことを明らかにした。

- ①東塔は過去の地震において被災と修復を繰り返しており、内陸直下型地震のみならず震源の遠い海洋性地震においても、塔身が傾いたり相輪が損傷及び傾斜する被害を生じてきた。
- ②内陸直下型の大地震であった安政奈良地震では心柱と共に塔身三層にも被害が及んだが、この地震前に塔はすでに損傷状態にあり特に三層と心柱は傷んでいた。地震被害には、地震動が大きかったことだけではなく、維持修理不足で地震前に損傷状態であったことも関係していると考えられる。
- ③同地震では東塔の露盤や水煙に損傷があったことから相輪の揺れが大きかったと推定でき、また地震後に相輪に綱を掛け引くことで歪み直しを行っていることから、層塔の地震被害によく見られる相輪根元部分での心柱の折損は生じていなかったと考えられる。地震前から心柱の継手が芋継ぎとなっており、心柱が継手位置で屈曲状態であったことが、このような被害状況を招いた可能性がある。
- ④心柱の継手は当初、貝の口や竿継ぎといった継手が作られていた状態から、被災と修復を繰り返す中で、矧ぎ木などの応急手当を施し、芋継ぎに添木補強を施すという現在の状態に変化したと推定できる。
- ⑤安政の地震から約 40 年後に実施された明治修理の直前において、東塔の三層の斗拱組が著しく歪んでいたことが修理前の実測図から分るが、これは地震被害や復旧修理の痕跡であった可能性が高い。

第 7 章「薬師寺東塔の振動観測に基づく東塔の振動特性に関する考察」では、奈良時代に建立された東塔と約 30 年前にほぼ東塔と同じ構造形式で再建された西塔の振動特性を比較するために、塔身各層の 6 成分(東西方向・南北方向・上下方向の並進とそれぞれの方向を軸とした回転)と心柱の水平 2 成分(東西方向・南北方向の並進)の振動性状を多数の振動計を用いた観測システムによって評価した。これらより以下のことを明らかにした。

- ①強風時に行った両塔同時観測の結果、東塔の応答速度の平均振幅は西塔のそれに比べ、塔身三層で約 2 倍、心柱三層高さで約 4 倍であった。
- ②常時微動観測から得られた両塔の固有振動数を比較すると、東塔は西塔に比べ、A) 塔身の水平振動の 1 次固有振動数が東塔 0.8Hz 西塔 1.0Hz で 0.8 倍、B) 心柱の水平振動の 1 次固有振動数が東塔 1.1Hz 西塔 1.5Hz で 0.7 倍、C) 塔身の揺れ振動の 1 次固有振動数が東塔 1.1Hz 西塔 1.3Hz で約 0.9 倍、D) 塔身の伸縮振動の 1 次固有振動数が東塔 4.6Hz 西塔 5.9Hz で約 0.7 倍である。

- ③東塔の固有振動モードは、西塔のそれと比べると、心柱が傷みの著しい継ぎ手付近で大きく屈曲し、塔身が上部で大きく振られている。
- ④人力加振による自由振動実験の結果、両塔の塔身の減衰定数は 1.5%で同程度であるのに対し、心柱の減衰定数は東塔が 9%で西塔の 3%に比べ約 3 倍大きい。

第 8 章「薬師寺東塔の部分架構模型の載荷実験に基づく構造特性に関する考察」では、東塔の重量計算や構造形式についての分析や、部分架構模型の載荷実験や振動観測に基づいた力学モデルを作成し、以下のことを明らかにした。

- ①東塔は、その重心位置・プロポーシオン・構造形式により、三層の小屋組と軸組が外力に対し浮き上りやすい構造となっている。
- ②層塔のような高層建物で鉛直荷重が大きい場合の柱の傾斜復元力は、柱頭柱脚に於いてめり込みが大きいため、材の断面形状や鉛直荷重の大きさによって復元力特性が大きく変化する。
- ③柱と貫は軸組の剪断変形に対する抵抗要素として大きく寄与しているが、小変形では柱が、大変形では貫が、復元力を分担する割合が高い。
- ④塔身各層の剪断剛性は軸組に比べ小屋組が著しく高く、回転剛性は小屋組に比べ軸組が著しく高い。また軸組の剪断剛性・回転剛性は下層ほど高い。小屋組の剪断剛性・回転剛性についても同様のことがいえる。
- ⑤実験結果に基づく力学モデルの固有振動数・振動モードは、近年再建された西塔の観測結果と良好な対応関係が見られた。
- ⑥西塔と東塔の振動性状の差から力学モデルを用いて東塔の経年劣化を定量的に評価したところ、東塔は西塔に比べ、塔身各層の剛性は 6 割、心柱継手位置の断面 2 次モーメントは半分に低下していると考えられる。

第 9 章「薬師寺東塔の応答特性に関する考察」では、薬師寺東塔の A) パルス波・B) 地震波に対する応答を非線形解析・モーダルアナリシスによって再現し、応答性状を過去の地震被害と比較し考察した。解析・考察を通して以下の結果を得た。

#### A) パルス波に対する応答性状

- ①外力の増大に伴い応答振幅が大きくなり、各部の割線剛性が低下する。これにより応答振動数が低下し、微小変形における 1 次固有振動数の約 25%となる。割線剛性の低下率は、軸組の剪断バネで大きく、特に下層ほど大きい。外力が大きい場合には応答波形の 0.5~1 周期目において三層軸組が浮き上る傾向があり、浮き上りを生じた場合には、三層軸組の回転バネも割線剛性の低下率が大きい。
- ②ポテンシャルエネルギーの内訳では、初層・二層の軸組の剪断バネの割合が大きい。

- ③応答波形の 1 周期目までに履歴消費するエネルギーは、最大運動エネルギーの約 9 割と大きく、その消費エネルギーの内訳では、初層・二層の軸組の剪断バネの割合が大きい。
- ④応答振動の変形形状は、ほぼ 1 次モードの変形形状で、相輪部分と塔身が同位相で揺れるため、相輪部分が塔身上部を押しするような状態となり、心柱は塔身の応答を増大させるように働くといえる。
- ⑤心柱にかかる応力は塔身内部の部分に比べ相輪部分が著しく大きい。

## B) 地震動に対する応答性状

- ①3 種類の地震動に対する応答を求めた結果、どの地震動に対しても三層の軸組・小屋組の浮き上りが大きい。
- ②各部の割線剛性の低下により応答振動数が低下しており、割線剛性に基づく 1 次固有振動数が最低で微小変形における 1 次固有振動数の約 1/4~1/3 倍となる。割線剛性の低下は特に軸組の剪断バネと三層の軸組・小屋組の回転バネで顕著である。
- ③等価剛性を用いたモーダルアナリシスによれば、割線剛性の低下により高次の固有振動モードの振動数が低下し、高次の固有振動モードの応答が大きくなる。これにより、応答波形に高次の固有振動モードに相当する振動が多く含まれるようになる。
- ④エネルギー応答について見ると、ポテンシャルエネルギー・消費エネルギーともに軸組の剪断バネの割合が大きい。三層の浮き上りを生じる場合は、ポテンシャルエネルギーの三層軸組の回転バネの割合、すなわち浮き上りによって生じる位置エネルギーの割合が大きくなる。
- ⑤三層の軸組の浮き上りが生じることにより、三層裳階・二層本建の屋根の軒先の上下振動が励起される。また解析では再現されていないが、浮き上りによる回転角が最大 1/10 と大きいいため、浮き上り後の着地によって、三層の本建・裳階の屋根の軒先には大きな衝撃が加わると考えられる。以上より地震時には上層の軒にかかる負担が大きいことが推定できる。
- ⑥心柱は三層の浮き上りを抑制する効果を有する。それは相輪の TMD 効果と心柱の門効果によると推定される。両者の復元力特性は独立しておらず、単純な足し合わせによって評価できない。
- ⑦塔身頂部を載荷した場合には、三層軸組に浮き上りが生じるが、三層の浮き上りが 1/10 となった時点において、心柱の門効果による復元力と塔身による復元力は同程度となる。地震動に対する応答において三層の浮き上りは 1/10 に達することもあるので、心柱の門効果が三層の浮き上りに対する抵抗要素として大きな役割を果たすことが分る。
- ⑧心柱の継手の損傷は地震時に相輪根元にかかる応力を減少させ、一方で継手箇所の変形を増大させる。また、継手の損傷は心柱が持つ三層の浮き上りを抑制する効果に対してはあまり影響しない。
- ⑨解析によって求めた応答性状は過去の地震被害の記録に見られる特徴と一致する。  
すなわち、解析結果によれば三層軸組の浮き上りが大きく、これに伴い着地の際に大きな衝撃が加わると考えられるが、被害記録に見られる三層の傾斜はこれらが要因となっていると考え

られる。また、相輪部分や露盤に損傷が多いが相輪根元での折損は生じなかったことや、地震前から劣化していた心柱の継手が破壊したことは、継手が損傷していた場合の解析結果から得られた知見と良く一致する。さらに解析結果によれば、地震時に心柱が塔身頂部と三層下部の高さで塔身と接触し門として三層の浮き上りを抑制することが分ったが、現在東塔の心柱には門効果として働いた際に塔身部分と接触してできた痕跡らしきものが三層下部の高さに残っている。

以上より、東塔は地震の際に三層軸部で大きく浮き上るような応答性状を示すが、心柱はこれを抑制する効果を持つ。また継手の損傷は相輪根元部分での折損を軽減したとも考えられるが、継手位置での大破壊を導く可能性が高い。また、解析では再現しえなかったが、地震波が一方向ではないことを考えると三層は浮き上に伴いスピンを生じる可能性もある。この際、もし心柱が無ければ三層部には大きな位置ずれを生じる危険性がある。その意味で、心柱の門効果は三層の浮き上りを抑制する効果を有する点で重要であると同時に、スピン現象を生じた三層の落下を防ぎうる点でも重要な役割を担うと考えられる。しかし、継手の破壊によって心柱がこれらの効果を失う可能性があるため、現在傷んだ状態にある心柱の継手部分を早急に復旧することが望ましい。一方で継手部分の修繕に伴い相輪根元部分での心柱の折損の危険性が生じるので、この危険性を軽減するような措置として、相輪根元部分の心柱の補強、もしくは折損した場合の相輪落下防止鎖が施される必要があると考える。

## 発表論文目録

### A) 審査論文

- \* 西川英佑・西澤英和「国宝薬師寺東塔と復原西塔の振動性状の差異について その1 現地観測の概要と観測結果」『日本建築学会構造系論文集』第601号、2006年3月、pp. 121-128（第3編第2章に対応）
- \* 西川英佑・山内淳子・藤岡洋保・西澤英和「国宝薬師寺東塔の地震被害の履歴について～文化財建造物の地震被害履歴に対する構造学的な一考察～」『日本建築学会計画系論文集』第647号、2010年1月、pp. 271-278（第3編第1章に対応）
- \* 西川英佑・西澤英和「伝統的木造三重塔の構造特性に関する実験的考察～第一報 縮小模型を用いた静的載荷実験について～」『日本建築学会計画系論文集』第652号、2010年6月、pp. ○-○（第2編第1章に対応）
- \* 西川英佑・西澤英和「伝統的木造三重塔の構造特性に関する実験的考察～第二報 縮小模型を用いた自由振動実験について～」現在投稿中（第2編第2章に対応）
- \* 幸村徹也・西川英佑・西澤英和「打突試験による伝統木造架構の振動性状の評価に関する実験的研究：平等院翼楼の部分モデルによる検討」『日本建築学会構造系論文集』第605号、2006年7月、pp. 127-134
- \* 西澤英和・田淵敦士・西川英佑「伝統的木造文化財建造物の土壁の痕跡調査に基づく地震被害の検討―重要文化財 寶塔寺本堂の土壁被害について」『日本建築学会計画系論文集』第647号、2010年1月、pp. 263-270

### B) 口頭発表（第1発表者となったもの、もしくは本論文に関係するものを列挙）

- \* 西川英佑・植森貞友・西澤英和「振動観測に基づく国宝薬師寺東塔の耐震性能評価 その1 振動観測結果から振動特性の把握」『日本建築学会大会学術講演梗概集』F-2、2004年、pp. 475-476
- \* 植森貞友・西川英佑・西澤英和「振動観測に基づく国宝薬師寺東塔の耐震性能評価 その2 振動特性から耐震性能を評価」『日本建築学会大会学術講演梗概集』F-2、2004年、pp. 477-478
- \* 西川英佑・布施崇・西澤英和「平成16年台風6号通過時の国重文清水寺三重塔の振動観測」『日本建築学会大会学術講演梗概集』F-2、2005年、pp. 361-362
- \* 西川英佑・増田泰良・藤岡洋保・西澤英和「現地観測に基づく戦前期RC建造物の振動特性に関する研究 一同志社大学臨光館の記録保存調査一」『日本建築学会大会学術講演梗概集』F-2、2006年、pp. 133-134
- \* 西川英佑・西澤英和「伝統的木造建築の現地振動実験～神戸市指定文化財 竹林寺本堂～」『日本建築学会大会学術講演梗概集』F-2、2007年、pp. 391-392
- \* 西川英佑・西澤英和「木造層塔の構造特性に関する実験的研究～重量条件の違いによる

比較～」『日本建築学会大会学術講演梗概集』F-2、2009年、pp. ○-○

- \* 金谷 俊秀・益田 健吾・西川 英佑・河井 宏允・西澤 英和「木造層塔建築にかかる風力：  
その 1 各種層塔の風力係数の比較」『日本建築学会大会学術講演梗概集』F-2、2005年、  
pp. 357-358
- \* 益田 健吾・金谷 俊秀・西川 英佑・河井 宏允・西澤 英和「木造層塔建築にかかる風力：  
その 2 層ごとの風力係数の比較」『日本建築学会大会学術講演梗概集』F-2、2005年、  
pp. 359-360