

# 懸造形式を有する伝統木造建築物の 常時微動特性と構造特性について

STATIC AND DYNAMIC CHARACTERISTICS OF JAPANESE TRADITIONAL  
WOODEN TEMPLE STRUCTURE WITH STAGE

鈴木 隆志<sup>1</sup>・石原 透<sup>2</sup>・阪本 大祐<sup>3</sup>・伊津野 和行<sup>4</sup>・土岐 憲三<sup>5</sup>

<sup>1</sup>工修 鹿島建設株式会社(立命館大学 COE 客員研究員) (E-mail: tsv23034@se.ritsumeai.ac.jp)

<sup>2</sup>立命館大学大学院 理工学研究科 環境社会工学専攻 (E-mail: rd000019@se.ritsumeai.ac.jp)

<sup>3</sup>ニイウス株式会社

<sup>4</sup>工博 立命館大学 理工学部教授 (E-mail: izuno@se.ritsumeai.ac.jp)

<sup>5</sup>工博 立命館大学 理工学部教授 (E-mail: toki-k@se.ritsumeai.ac.jp)

文化遺産を自然災害から守り後世に継承することは、社会科学の一つの大きな使命である。想定される自然災害から文化遺産を守るためには、まずそのもの自身の持つ性能を正しく評価することが必要である。本研究では、文化遺産の一つである懸造形式を有する伝統木造建築物の耐震性能に関する研究の一環として、国宝清水寺本堂を研究対象とした構造特性の研究を行った。本研究は、当該建物の建物調査及び文献調査に基づく構造図作成に始まり、作成した構造図を基にした固有値解析と、地盤と建物に対する常時微動測定の実施を通じて、対象建物の振動特性の定量的把握を行った。さらに、目視経年変化調査及び含水率測定を行うことで、当該建物の現状の経年変化状況を把握した。

**キーワード：**伝統木造構法，固有値解析，常時微動測定，経年変化

## 1. はじめに

### 1.1. 研究の目的

我が国は、地震が多発する国であるため、建築物の地震対策が必要不可欠である。我が国には、多くの古い木造建築物が残されている。これらの中には、国宝や重要文化財の指定を受けるものが多く存在する。これらの伝統木造建築物は先人の知恵と文化であり、後世に健全なまま継承させていく必要がある。文化財である伝統木造建築物に対する保存・継承の意識が高まる中、文化財の防災計画を考えると、まず、そのものの適切な性能評価が重要である。伝統木造建築物の耐震性能評価に関する研究は、古くは昭和9年頃に始まり、近年盛んに行われている。既往の研究で貫<sup>1)</sup>、柱<sup>2)</sup>、土壁<sup>3)</sup>、組物<sup>4)</sup>といった各要素の耐震性能は明らかになってきているが、これらが組み合わさった架構全体の耐震性能は、まだ詳細が明らかでないものが多い。本研究では、最大級の懸造形式を有する伝統木造建築物である国宝清水寺本堂を検討の対象構造物として取り上げることにする。当該建物は日本で最も有名な寺の一つであるが、懸造りという斜面を利用した特殊な構造となっており、その構造性能は未だ解明されていない。

このような状況を考え、本研究は当該建物の振動性状

を把握することを目的として各種の検討を行った。既往の研究の中でも、国宝清水寺本堂のような懸造形式の社寺建築の耐震性能を、解析と測定を同時に行って総合的に評価した事例はない。伝統木造建築物をはじめとする文化遺産を後世に残すことに役立つことができればと考えるものである。

### 1.2. 研究の方法

本研究の進め方は以下の方法によった。

#### (1) 文献及び建物調査による対象建物の把握

数値解析モデル作成のための建物調査、文献調査を行い、構造図を作成した。文献調査の結果では、国宝清水寺本堂修理工事報告書<sup>5)</sup>に平面図、断面図、立面図が掲載されていた以外に、建築的な情報はなかった。当該建物は解体工事を行っていないため、部材寸法、接合部ディテールの情報がない。構造図作成に当たっては、奈良文化財研究所より当該報告書の図面コピーを入手して参考にした。2004年7月には建物調査を実施した。部材寸法や構法に関する情報は可能な限り現地にて調査し、大工の方々にヒアリングを行うことで情報収集を行った。

**(2) 常時微動測定による対象建物と周辺地盤の固有振動特性の把握**

当該建物の常時微動測定と周辺地盤の振動測定を、2004年6月と2004年11月の計2回実施した。

**(3) 数値解析による対象建物の振動特性の把握**

CRC社製の解析プログラム「DYNA2E」を用いて、立体モデルによる固有値解析を行い、常時微動測定の分析結果との照合を行う。

**(4) 経年変化調査による当該建物の劣化状況の把握**

2004年8月および11月に目視経年変化調査と含水率の測定を行った。これらの調査により当該建物の経年変化による劣化状況の実態を明らかにする。

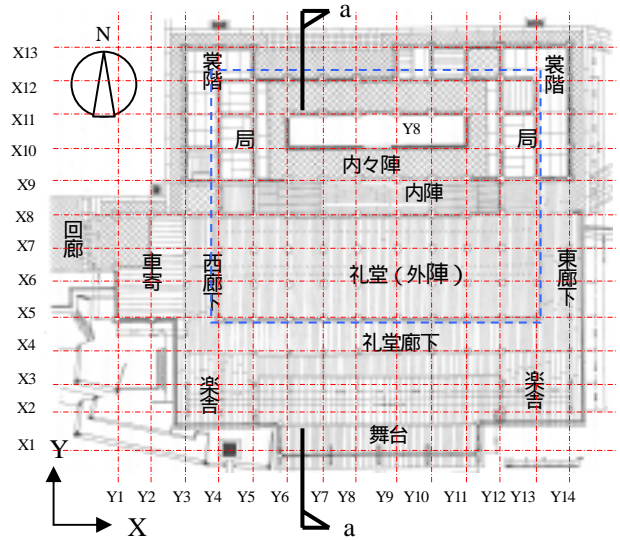


Fig. 1 対象建物の平面図<sup>5)</sup>

**2. 研究対象建物の概要**

**2.1. 地盤概要**

清水寺は、京都市東山区に位置し、花折断層東縁の桃山丘陵のうち北側に位置する清水山の北西斜面にある。後述する常時微動測定の結果では、国宝清水寺本堂直下の地盤の固有周期は0.32秒であった。なお、近隣での地質調査結果によれば、当該地盤は、固結度は低いが非常に締まった砂礫層であると判断できる。

**2.2. 対象建築物の概要**

清水寺は、778年に開創され、現在の国宝清水寺本堂は1629年の焼失から4年後の1633年に再建されたものである。

本堂は南面した懸崖に立ち、その正面は崖縁に長たい柱を立て並べ、貫を縦横に差し通して張り出す床を支える雄大な舞台造りの架構で、舞台を含めて国宝に指定されている。建物の簡単な説明をFig. 1, 2に示す。

Fig. 1に示す建物平面図には、建物の方向(X, Y)と、各軸組(架構)の名称を表す通り名(X1~X13, Y1~Y14)を併せて記載する。

**3. 対象建物の調査**

**3.1. 建物調査**

国宝清水寺本堂の耐震性能評価に数値解析方法を用いる場合、データ作成のための構造図が必要になる。当該建物の建築情報に関する文献調査を行った結果、当該建物を数値解析するために十分な情報を得られないことが解った。そのため、文献調査で得られないデータを、現地調査によって可能な限り明らかにした。

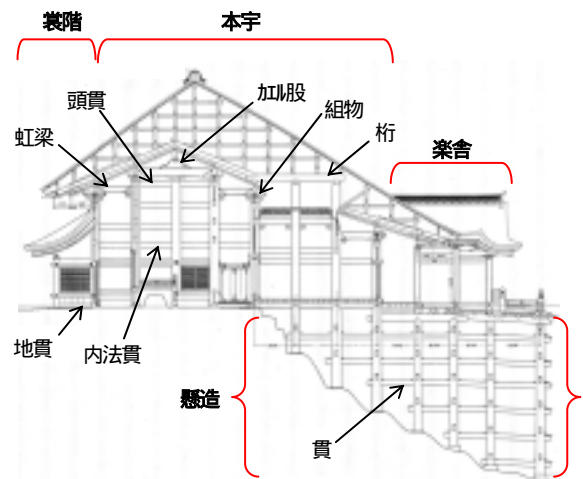


Fig. 2 各部名称<sup>5)</sup> (a-a 断面)

**(1) 構法について**

調査の結果、以下のことが明らかとなった。  
 柱：懸造柱と本堂柱の関係は、通し柱となっている。楽舎の柱と懸造柱は、舞台床組の桁が通ることで、通し柱とはなっていない。  
 桁：桁の継ぎ手は概ね2スパンごとに柱直上に設けられている。スパン中間に設けられた継ぎ手は、本堂部分が略鎌継手、舞台床組の桁が竿車知継手であった。  
 板壁：板間相互の接合にダボは用いられていなかった。  
 組物：本宇部分に出三斗、装階などに大斗肘木が用いられている。  
 小屋組の構法：貫構造となっており、束柱は約20cm角の断面、貫は幅が約8cm、成が約15cmのものが多い。  
 屋根：ヒアリングの結果、1枚約5mmの檜皮を、概ね10枚重ねて、檜皮葺屋根を構築している。

**(2) 部材寸法について**

実際に計測できた部材寸法を、建物箇所ごとに平均を

算出して、Table 1 に整理する。

Table 1 各部の柱，貫，桁，土小壁の断面寸法

部材	断面寸法【mm】
懸造柱	550~700
本字柱	550
楽舎柱，礼堂廊下柱	400×400
裳階，車寄柱	450
舞台床桁	B×D=300×550
本字X方向X10通り桁	B×D=300×500
本字X方向X8,9,11,12通り桁	B×D=300×450
礼堂上部X方向X6,7通り桁	B×D=400×350
本字Y方向山形部桁	B×D=400×400
本字Y方向礼堂上部X6~8間桁	B×D=300×450
Y方向X9~11間 須弥壇上部虹梁	B×D=400×550
その他Y方向桁	B×D=300×400
懸造貫	B×D=200×400
本字貫	B×D=200×450
裳階，楽舎，車寄貫	B×D=200×350
土小壁	t=100

### 3.2. 経年変化調査

清水寺本堂の構造上主要な部位である，柱の経年変化調査（目視での劣化状況把握及び含水率測定）を行うことにより，劣化傾向の分析を行った。調査は，2004年11月15，16日の2日間にわたって，8:30~17:00の時間帯に実施した。

#### (1) 調査方法

木質構造物の主な劣化現象である，以下の3項目について目視調査を行った。

- 不朽菌被害
- 変形損傷（乾燥による割れ）
- 蟻害

特に，腐朽や蟻害においてはその原因となる木材の含水の影響が大きいため，柱の含水率については非破壊の含水率計測を行った。含水率25%以下では腐朽菌害は起きない<sup>11)</sup>とされている。

#### a. 目視調査結果の判断基準

劣化のレベルの判定は，森林総合研究所の「被害度等級」<sup>6)</sup>に準拠した。

Table 2 被害度判定基準<sup>6)</sup>

被害度	健全
被害度0	健全
被害度1	部分的に軽微な腐朽（蟻害もしくは変形損傷）
被害度2	全体的に軽微な腐朽（蟻害もしくは変形損傷）
被害度3	全体的に軽微な腐朽（蟻害もしくは変形損傷） かつ部分的に激しい腐朽（蟻害もしくは変形損傷）
被害度4	全体的に激しい腐朽（蟻害もしくは変形損傷）
被害度5	腐朽（蟻害もしくは変形損傷）により崩壊

#### b. 含水率計測方法

計測機器はJIS規格指定の，高周波式含水率計HM-520とした。含水率計の計測方法は，JIS規格に準拠し，実施可能な条件を勘案して，各部材に対して東西南

北4側面の柱端から30cm及び150cmの8箇所を計測した。Fig. 3に含水率計測位置を示す。

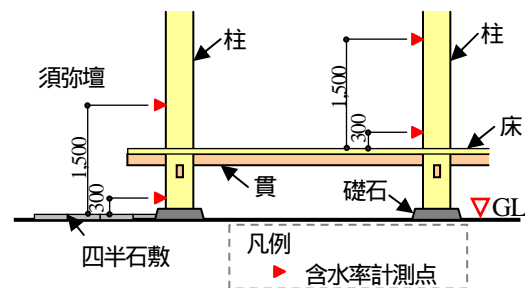


Fig. 3 含水率計測点

#### (2) 調査対象

現地に設置済みである小屋裏歩路などを利用して目視および含水率計測が可能な柱部材を調査対象とした。傾斜地の立ち入り禁止範囲の懸造柱は調査対象外とした。

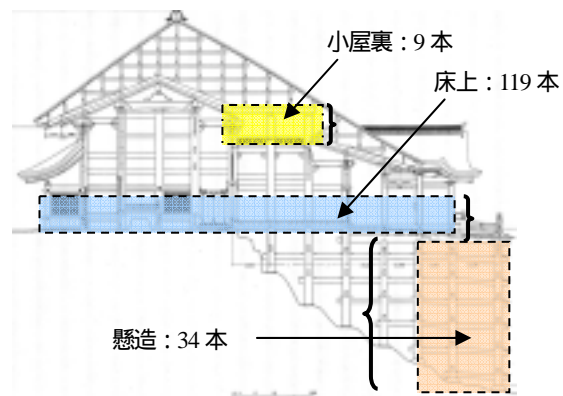


Fig. 4 調査対象柱数と高さ方向ゾーニング

#### (3) 調査結果

##### a. 調査環境

調査日の気象状況を Table 3 に示す。11月15日の午前中は降雨のため，当日の含水率計測は，午後から降雨の直接的な影響を受けにくい小屋裏の柱について行った。

清水寺本堂における調査時の湿度を以下に示す。

11月15日：小屋裏約80%

11月16日：床上約56%，懸け造約58%

Table 3 経年調査実施日の京都市気象状況

調査日	11月15日		11月16日	
	午前	午後	午前	午後
天候	雨	晴れ	晴れ	晴れ
最高気温	14.0	15.5	13.6	15.3
最低気温	12.0	14.4	11.0	12.7
平均気温	12.9	14.9	12.8	14.2
湿度	82~88%	63~82%	53~66%	46~54%

#### b. 調査結果と分析

Fig. 5に，建物高さレベル別に腐朽，蟻害，変形損傷による被害度分布を示す。目視による被害度判定の結果，

床上レベルの建物北側内柱に軽微な腐朽による被害が見られた以外は、当該建物の柱は、ほぼ健全な状態にあることがわかる。目視による被害度判定の結果、懸造レベルの柱や、床上レベルの柱の一部に軽微な蟻害が見られた。小屋裏レベルの柱には蟻害は見られなかった。

変形損傷の被害度は軽微なものであり、変形損傷による被害は、外気に直接触れる建物外周部柱に見られた。

シロアリは、腐朽した木材を好んで食害する傾向がある<sup>12)</sup>が、腐朽の被害度と蟻害の被害度に、あまり相関関係が見られないのは、目視調査で確認できた柱表面に見られる蟻害の原因が、羽蟻であることに起因すると考えられる。

蟻害、腐朽菌害、変形損傷などによる経年変化による木材の劣化の程度は、目視の範囲では部材の構造性能に影響を及ぼす範囲ではないと推測できる。

柱の含水率測定結果を Table 4, 5 に示す。

Table 4 より、南側面の含水率は、他の方位に比べて低いことがわかる。Table 5 は、柱部材の含水率を、柱の各方位側面で計測された含水率の平均値として算出し、建物高さレベル別に、その平均値、最大値、最小値を表にしたものである。柱の含水率は、概ね、小屋裏、床下、懸造の順に大きくなる傾向があることがわかる。

Table 4 調査対象柱全体の方位別柱含水率 単位：%

	北側面	東側面	南側面	西側面
方位別平均	11.5	11.5	10.0	10.3
最大値	35.0	29.0	29.0	31.0
最小値	1.0	2.5	2.5	0.0
標準偏差	5.5	5.4	5.1	4.9

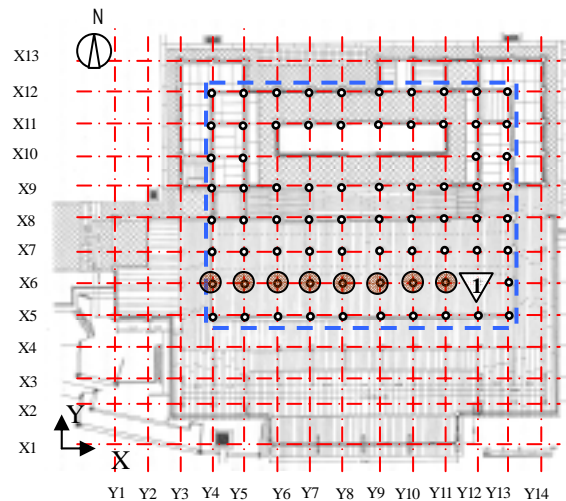
Table 5 建物高さ方向別柱含水率 単位：%

	小屋裏	床上	懸造
平均	6.7	9.4	16.1
最大値	10.0	16.3	25.3
最小値	4.5	3.8	7.3

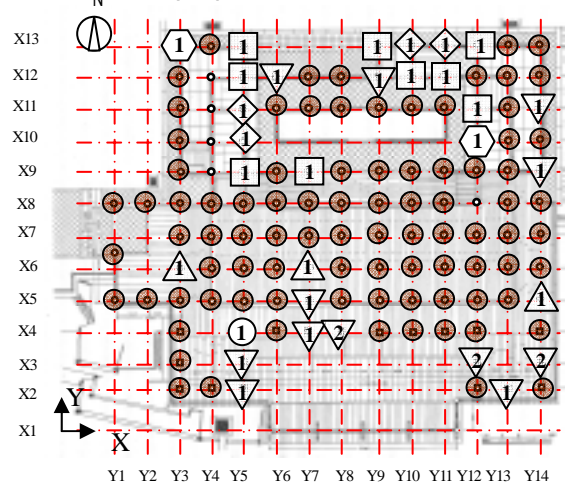
Fig. 6 に柱の方位別含水率分布を示す。計測位置 30cm レベルと 150cm レベルには、同様の含水率分布の傾向が見られるため、30cm レベルの含水率分布を掲載する。

Fig. 6 (a) が小屋裏の柱, Fig. 6 (b) が本堂の柱, Fig. 6 (c) が懸造部分の柱の含水率である。全方向計測できたものは四角で、三方向しか計測できなかった柱は三角で表示した。各頂点の色が凡例に示す含水率を表しており、青いほど含水率が低く、赤いほど含水率が高い。

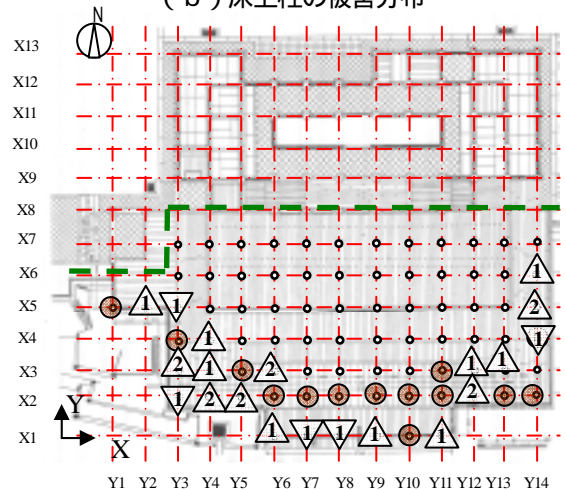
Fig. 5 (c) に示した懸造柱の蟻害、変形損傷による被害度分布と、Fig. 6 (c) に示した懸造柱の方位別含水率分布を比較すると、含水率 18% を超える柱に蟻害や、変形損傷が生じていることがわかる。これは、Fig. 5 (c), Fig. 6 (c) に示した柱は、雨水にさらされる部分であり、含水率が変化しやすいことが原因と考えられる。



(a) 小屋裏柱の被害分布



(b) 床上柱の被害分布



(c) 懸造柱の被害分布

- 凡例
- : 健全と判断した柱 (被害度 0)
  - ① : 腐朽(白色腐朽)のみの被害を確認
  - △ : 蟻害のみの被害を確認
  - ▽ : 変形損傷のみの被害を確認
  - ◇ : 腐朽と蟻害の被害を確認
  - ⊕ : 腐朽と変形損傷の被害を確認
  - ⊙ : 蟻害と変形損傷の被害を確認
- (数字は被害度を示す)

Fig. 5 柱の被害度目視調査結果

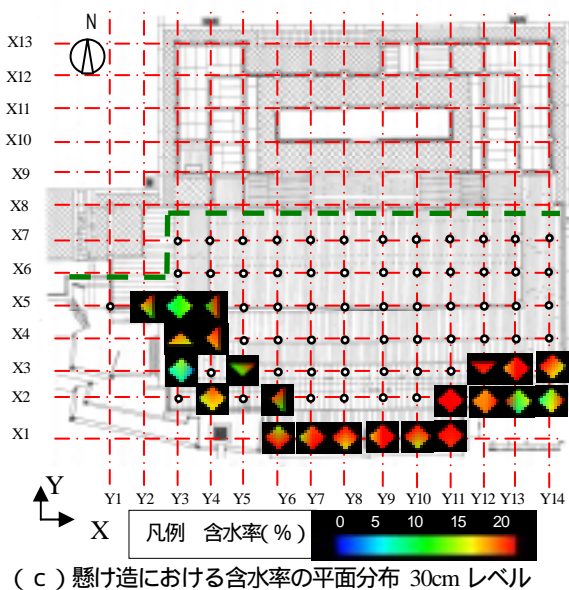
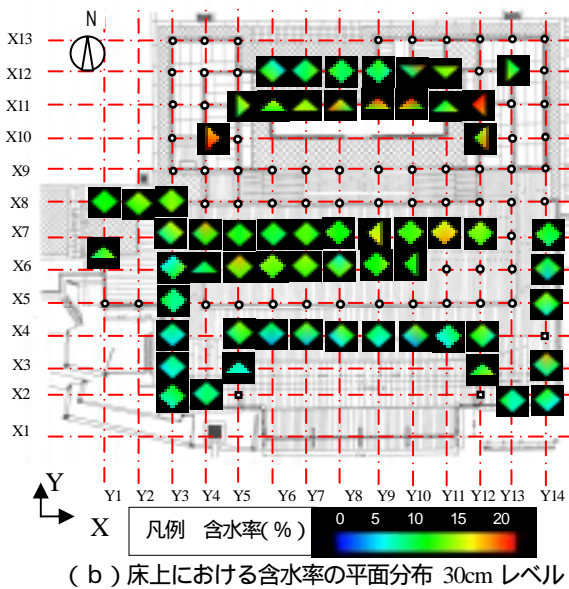
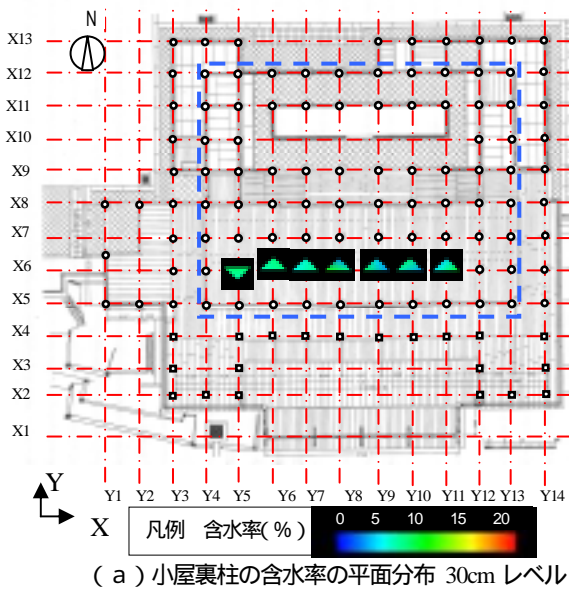


Fig.6 柱の含水率分布

## 4. 常時微動測定

### 4.1. 常時微動測定の目的

従来の研究では、様々な伝統的木造建築物を対象に常時微動測定が行われているが、懸造を有した伝統的木造建築物における常時微動測定を行ったという研究は見られなかった。本研究では懸造式伝統的木造建築物である清水寺本堂を対象として常時微動測定を行い、その振動特性を把握することを目的とする。

### 4.2. 常時微動測定方法

清水寺本堂の振動特性を推定する目的で、2004年6月26日の21時~24時の3時間にわたり常時微動測定を行った。建物水平方向2方向のデータを同時に測定するために、建物各所に速度計24台を設置し、常時微動測定を行った。サンプリング周波数は81.92Hzとした。

微動計は、現地に設置済みである小屋裏歩路、舞台下足場を利用して配置できる範囲に限定した。微動計は小屋裏の桁上、舞台床上、本堂床上、楽舎・車寄せ貫上に配置した。また、第1回の計測で機械不良で不明だった場所の振動確認と、計測精度向上のため、2004年11月10日の20時30分から翌朝4時まで、第2回常時微動計測を実施した。建物各所に速度計15台を設置し、常時微動測定を行った。

第1回および第2回常時微動測定の微動計配置状況を Fig. 7, 8 (平面), Fig. 9, 10 (断面) に示す。

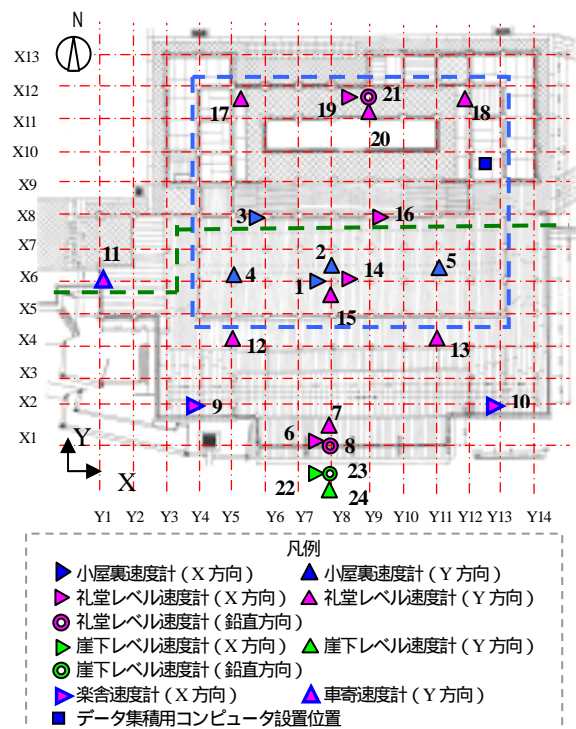


Fig. 7 微動計配置位置 平面 (第1回)

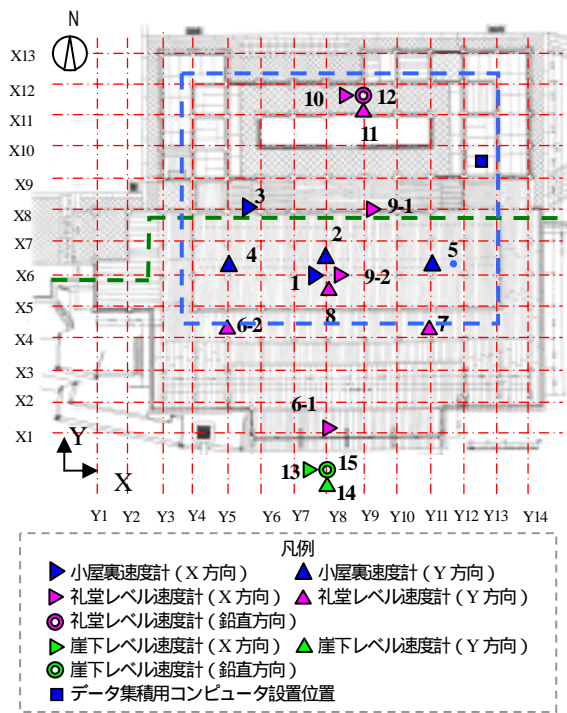


Fig. 8 微動計配置位置 平面 (第2回)

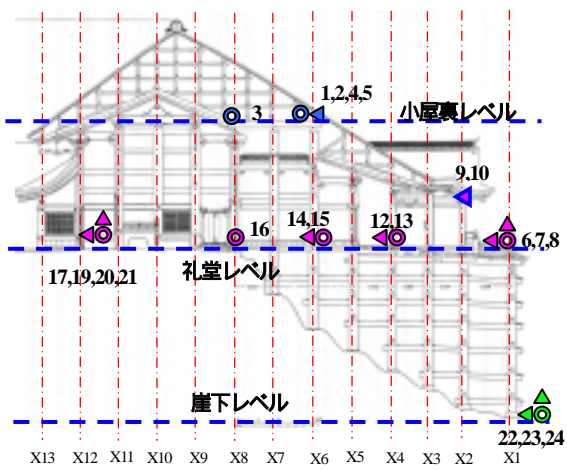


Fig.9 微動計配置位置 断面 (第1回)

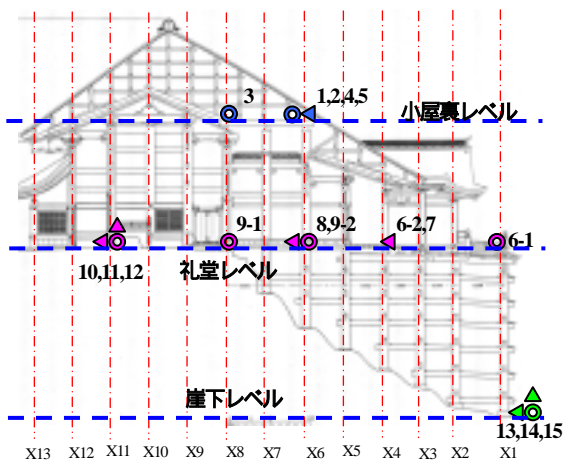


Fig.10 微動計配置位置 断面 (第2回)

得られた時間軸波形に対して、FFT 解析によるフーリ工速度スペクトルを求め、上部 (小屋裏) の測定点と地動との間の伝達関数のピークから国宝清水寺本堂の固有振動数を推定した。さらに、伝達関数に対する  $1/2$  法により減衰定数を求めた。また、各固有振動数における各測定点間の変位振幅の比及び位相差から、ベクトル表示による振動モード図を作成した。

### 4.3. 常時微動測定結果

#### (1) 固有振動数

FFT 解析結果の例を Fig.11 ~ 14 に示す。

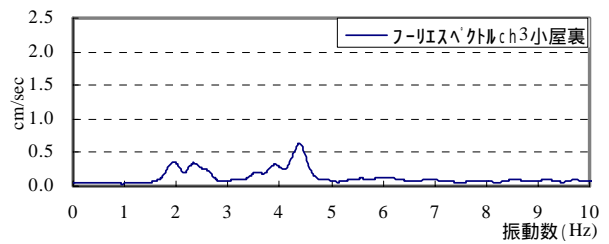


Fig.11 小屋裏 X 方向 フーリエスペクトル (第1回)

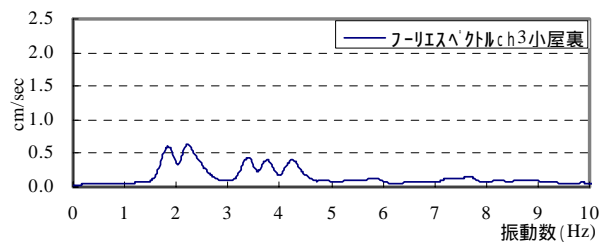


Fig.12 小屋裏 X 方向 フーリエスペクトル (第2回)

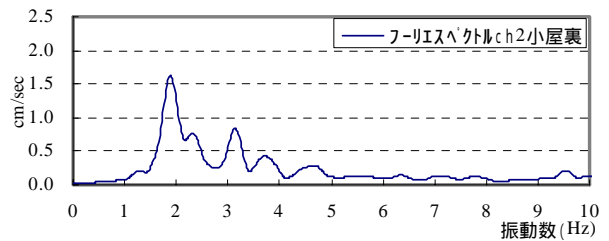


Fig.13 小屋裏 Y 方向 フーリエスペクトル (第1回)

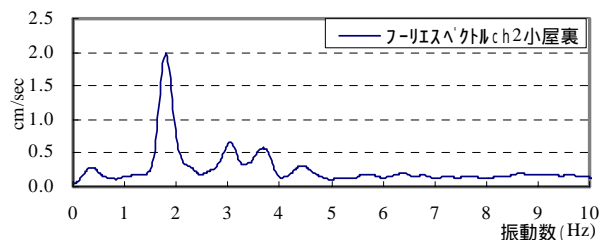


Fig.14 小屋裏 Y 方向 フーリエスペクトル (第2回)

Fig.15, 16 に崖下レベルにおける地盤の H/V スペクトルを示す。地表面の卓越振動数は概ね 3Hz であることがわかる。

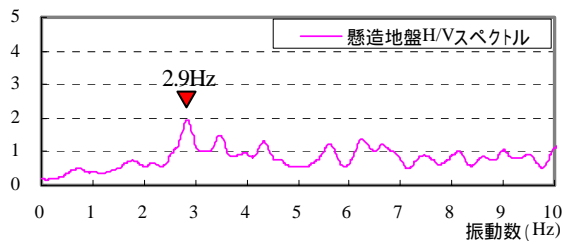


Fig.15 懸造地盤のH/V スペクトル (第1回)

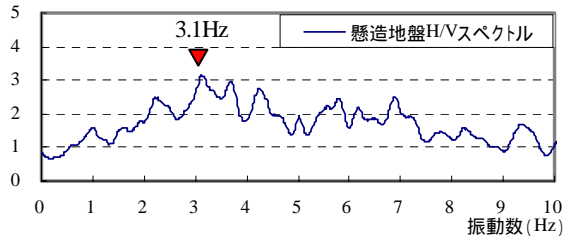


Fig.16 懸造地盤のH/V スペクトル (第2回)

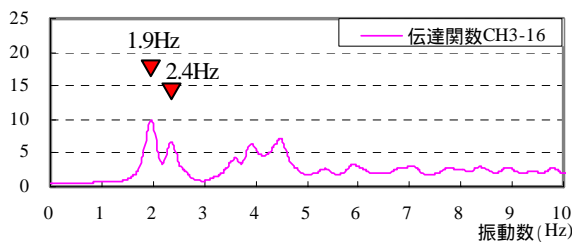


Fig.17 X方向 小屋裏 - 崖下 伝達関数 (第1回)

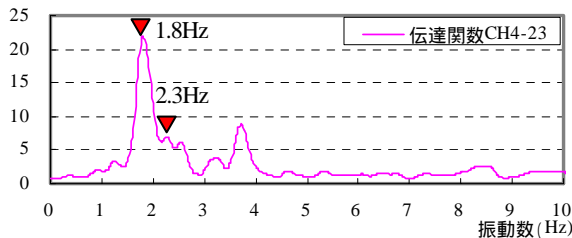


Fig.18 Y方向 小屋裏 - 崖下 伝達関数 (第1回)

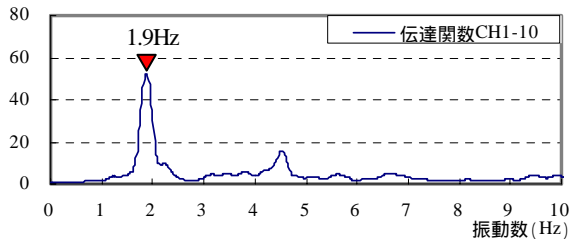


Fig.19 X方向 小屋裏 - 礼堂 伝達関数 (第2回)

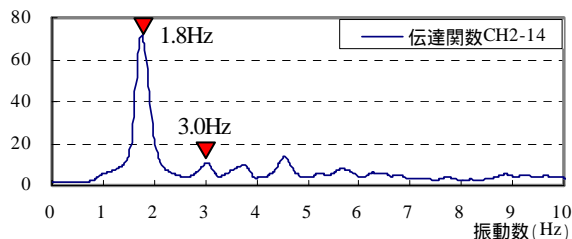


Fig.20 Y方向 小屋裏 - 礼堂 伝達関数 (第2回)

当該建物の地盤は、近隣の地質調査結果から建築基準法告示 1793 号に基づく分類上 第 1 種地盤と判断できるが、地表面の常時微動測定に建物の振動性状の影響が現れたため、地表面の卓越周期は 0.32sec と、若干長めの固有周期となった。

Fig.17,18 に 建物各方向に関して、崖下地表面(CH16, 23)の応答に対する小屋裏レベル(CH3, 4)の応答倍率(伝達関数)を示す。Fig.19, 20 に、建物各方向に関して、礼堂レベル(CH10, 14)の応答に対する小屋裏レベル(CH1, 2)の応答倍率(伝達関数)を示す。

以降、地面及び建物の常時微動測定で得られた固有振動数に関する考察には、測定結果の平均値を用いる。

## (2) 振動モード

各測定点の変位振幅スペクトルと変位位相スペクトルを求め、これらを同一振動数帯において組合せることにより立体振動モードを作成した。Fig.21 に各固有振動数におけるベクトル表記による立体振動モード図を示す。

Fig.21 (a) より、1 次固有振動モードは、Y 方向並進方向の振動モードであることがわかる。小壁の少ない Y8 通り構面の振幅は、小壁の多い Y5 通り架構の振幅よりも大きくなっている。Fig.21 (b) より、2 次固有振動モードは、ほぼ X 方向並進方向の振動モードであることがわかる。Fig.21 (c) より、3 次固有振動モードは、小屋裏におけるねじれ振動モードであることがわかる。

第 1 回常時微動測定および第 2 回常時微動測定の結果の平均値を Table 6 に示す。地面の固有振動数の平均値は、3.1Hz (第 1 回常時微動測定)、3.5Hz (第 2 回常時微動測定)と、多少の違いが見られた。第 1 回常時微動測定の建物の固有振動数の平均値は、1 次・1.8Hz (Y 方向並進)、2 次・1.9Hz (X 方向並進)、3 次・2.3Hz (ねじれ)であったのに対し、第 2 回常時微動測定の平均値は 1 次・1.8Hz (Y 方向並進)、2 次・1.9Hz (X 方向並進)、3 次・2.2Hz (ねじれ)と、ほぼ同一の値となった。Fig.18, 19 において 2.3Hz あたりにもピークがみられた。これを 3 次(ねじれ)とした。

Fig.19, 20 にねじれのピークが見られないのは、その測定点が建物のねじれの中心付近であったためと考えられる。Fig.21 より、各振動数帯において、小屋裏レベルと礼堂レベルでは振幅の差がはっきりと見てとれる。また、3 次 2.2Hz のねじれモードにおいては、ねじれが建物全体ではなく小屋裏レベルに起きていると考えられる。

各方向の固有振動数が非常に近い値となるのは、以下の事項が起因していると考えられる。

建物 X, Y 方向とも柱スパンが約 3m の、ほぼ均等スパンであり、柱断面形状が正円、正方形である。

懸造部分を含む建物全体の平面形状が、約 40m x 約

36mと、ほぼ整形である。また、本堂部分の平面形状が約28m×約21mと、整形である。

断面形状は東西方向と南北方向とで異なるが、懸造部分の柱断面寸法は、本堂部分よりも17%大きい。さらに懸造部分の貫の段数も本堂部分同等以上に確保されており、その負担重量が本堂部分に比べて少ないことから、相対的に本堂部分よりも懸造部分の方が、剛性が高くなっている。舞台床以上の高さレベルにある本堂部分の振動性状が、建物全体の振動性状に大きく影響している。

Table 6 固有振動数 (平均値)

	地面		建物		
	1次		1次	2次	3次
第1回	3.1 Hz		1.8 Hz Y方向並進	1.9 Hz X方向並進	2.3 Hz ねじれ
第2回	3.5 Hz		1.8 Hz Y方向並進	1.9 Hz X方向並進	2.2 Hz ねじれ

(3) 減衰定数

伝達関数より算出した減衰定数を Table 7 に示す。

第1回常時微動測定における、1次固有振動数に対する、減衰定数の最大値は8.9% (Y方向), 最小値は4.9% (X方向), 平均値は, X方向が6.0%, Y方向が7.0%であった。第2回常時微動測定における減衰定数の最大値は9.1% (Y方向), 最小値は5.7% (X方向), 平均値はX方向で5.9%, Y方向で7.5%であった。伝統的木造建築物の減衰定数は約5%との既往の研究結果<sup>7)</sup>を考慮すると、当該建物の減衰定数は比較的大きいと考えられる。

ただし、観測から得られた多自由度系の伝達関数は、各モードが重畳された形となっているため、1/2法を適用する場合の振動数の幅が大きめとなって、減衰が大きめに見積もられた可能性がある。

Table 7 常時微動測定による減衰定数 (単位: %)

		最大		最小		平均		方向別平均	
		第1回	第2回	第1回	第2回	第1回	第2回	第1回	第2回
		第1回	第2回	第1回	第2回	第1回	第2回	第1回	第2回
X方向	小屋裏 崖下	4.9	5.7	4.9	5.9	4.9	5.8	6.0	5.9
	礼堂 崖下	5.8	6.2	7.2	6.2	6.5	6.2		
Y方向	小屋裏 崖下	4.9	6.6	8.3	7.4	6.7	7.0	7.0	7.5
	礼堂 崖下	8.9	8.8	7.4	9.2	8.0	9.0		

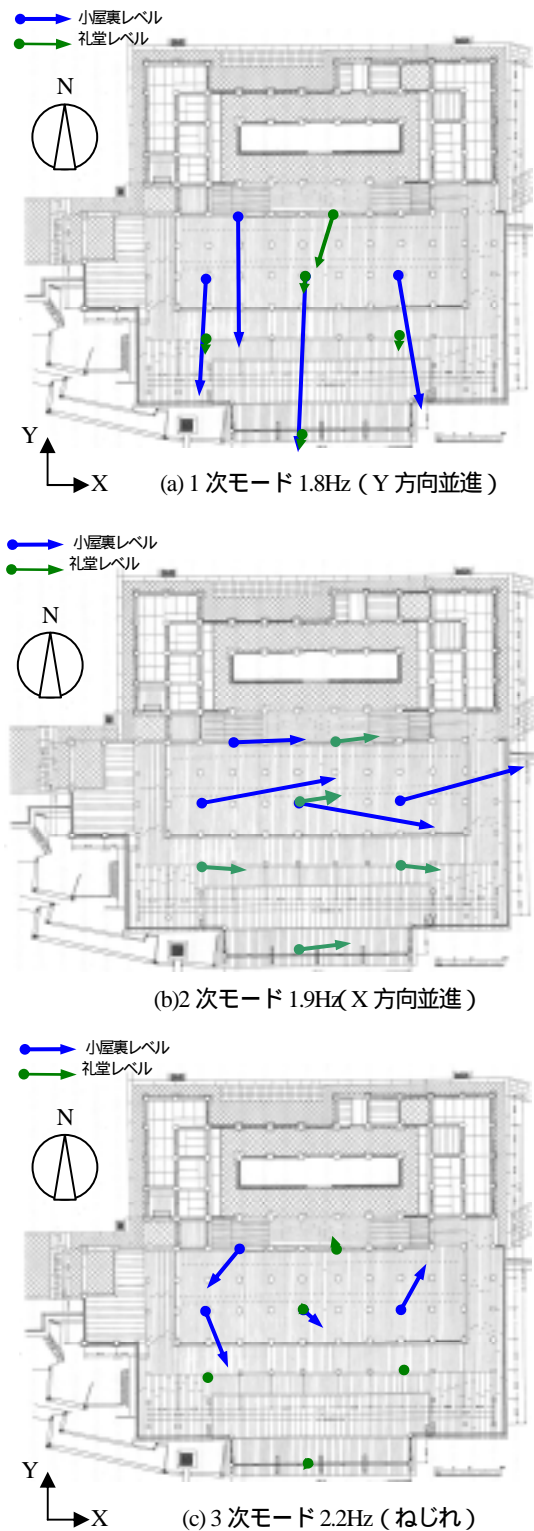


Fig.21 立体振動モード図

5. 対象建物の数値解析モデル

5.1. 重量の仮定

骨組の重量は、柱、貫、桁を、比重0.8(樺)<sup>8)</sup>として、土小壁は、見付面積あたり1,633N/m<sup>2</sup>として計算した<sup>8)</sup>。各部における柱、貫、桁、土小壁の断面寸法は、現地



建物調査結果に基づく値を用いた (Table 1 参照). 建物調査の結果, ダボがなく耐力壁として機能しないと判断した板壁の重量は無視した.

小屋組の単位床面積当たりの重量は, 断面図<sup>5)</sup>及び現地調査結果を基に, 積算により求めた.

屋根の単位床面積当たりの重量は, 厚さ 5mm の桧皮 10 枚重ねに, 桧皮葺き屋根の下地材を考慮して設定した.

舞台の重量は, 檜の床板の比重を 0.5 として, 積載荷重に人間荷重を想定して設定した. これらの仮定によって計算した建物総重量は, 約 9,400 k N である.

### 5.2. 剛性・耐力評価

舞台床の水平構面は, 厚さ 100mm のヒノキの床板をブレース置換することで考慮した. 屋根及び天井による水平構面は, 舞台床同等の床剛性を考慮した.

数値解析モデルにおいて, 柱・貫・桁は線材要素とした. 柱脚と礎石の接合部には, 柱傾斜復元力特性を有する節点バネを設定した<sup>2)9)</sup>. 柱貫接合部, 柱桁接合部および組物には, めり込み理論<sup>1)</sup>に基づく節点バネを設定した. 柱・貫・桁に用いられている檜の物性値は, ヤング係数 E を  $E=8,800\text{N/mm}^2$ , せん断弾性係数 G を  $G=590\text{N/mm}^2$  とした<sup>10)</sup>. 土小壁の初期剛性は, 文献<sup>3),8)</sup>を参考に決定し, 等価なブレースに置換した.

Fig.22 に解析モデル図を示す. 節点数は 3,000, 部材数は 6,528 である.

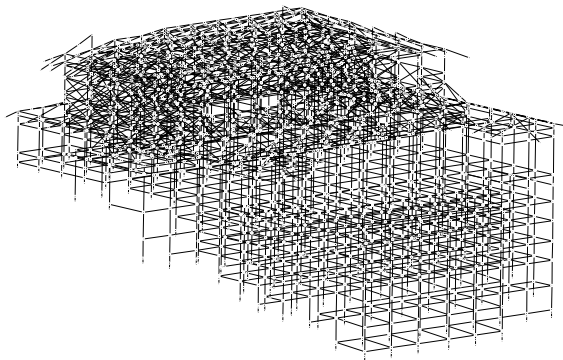


Fig.22 解析モデルの概要

### 5.3. 偏心率の検討

対象建物について, 平面的な剛性分布のバランスを示す指標値である偏心率を算出した. 剛心位置は, 平面架構にベースシャ C = 0.2 相当のせん断力 Q を作用させたときの, 平面架構最高高さ位置における水平変位を用いた, 等価なせん断剛性  $K (=Q/)$  より計算した.

偏心率の計算結果を Table 8 に示す. 柱脚高さレベルの異なる建物であるため, 偏心率は, 建物全体としての評価と, 舞台床より上部である本堂 (本宇) 部分としての評価の 2 ケースを行った. Fig.23 に重心位置と剛心位置

を示す. 建物全体の重心位置は, X8 ~ X9, Y6 ~ Y7 間に存在し, 建物全体の剛心位置は, 重心位置から北へ約 0.2 m 離れている. 本宇部分の重心は, X8 ~ X9, Y8 ~ Y9 間に存在し, 本宇部分の剛心位置は, 重心位置から北へ約 0.7m 離れている. 現行の耐震設計規準に照し合せると, 当該建物の偏心率は 0.15 以下であることがわかる.

建物北側に比較的多く存在する土小壁が, 建物の偏心率に与える影響は少なく, 当該建物のように, 主要な壁がダボのない板壁で構成され, スパンに対して柱径が太い場合, 柱の傾斜復元力による初期剛性が, 建物の剛性に対して支配的になると考えられる.

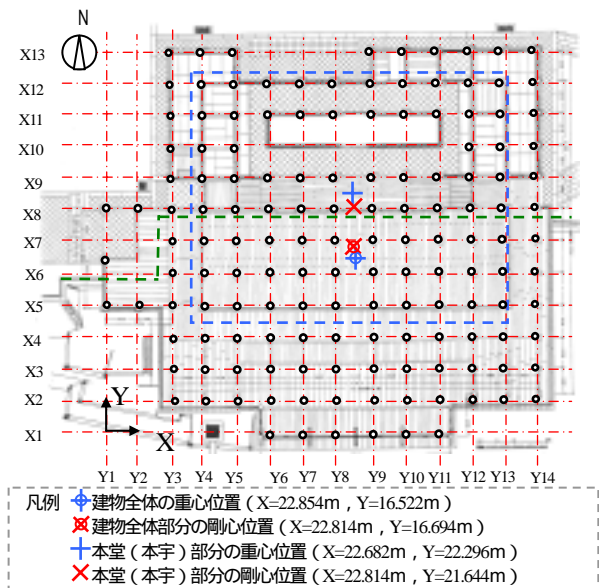


Fig.23 重心位置と剛心位置

Table 8 偏心率

方向	建物全体の偏心率		本堂部分の偏心率	
	X	Y	X	Y
重心	22.854m	16.522m	22.682m	22.296m
剛心	22.814m	16.694m	22.814m	21.644m
偏心距離	0.04m	0.172m	0.132m	0.652m
弾力半径	14.651m	16.722m	15.084m	14.382m
偏心率	0.012 ( < 0.15 )	0.002 ( < 0.15 )	0.043 ( < 0.15 )	0.009 ( < 0.15 )

### 5.4. 固有値解析値結果と計測値の比較

Table 9 に固有振動数について, コンピュータによる固有値解析結果と常時微動測定の実験結果の比較を示す.

Table 9 固有振動数の固有値解析と測定値の比較

	測定値 (平均値)		固有値解析結果
	第 1 回	第 2 回	
1 次	1.8Hz Y 方向並進	1.8Hz Y 方向並進	1.6Hz Y 方向並進
2 次	1.9Hz X 方向並進	1.9Hz X 方向並進	1.9Hz X 方向並進
3 次	2.3Hz ねじれ	2.2Hz ねじれ	3.4Hz ねじれ

固有振動数の測定結果の平均値が1次1.8Hz 2次1.9Hz, 3次2.2Hzであるのに対し 固有値解析結果は1次1.6Hz, 2次1.9Hz, 3次3.4Hzとなった。

低次モードの固有振動数は, 固有値解析結果と測定結果ではよい一致を見た。一方, 高次モードの固有振動数において, 固有値解析結果と測定結果は, 必ずしも一致していなかった。

これは常時微動時の柱脚や部材間の接合部の挙動が, 建物と解析モデルで異なることに起因すると考えられる。

Fig.24 に振動モードについて, 固有値解析結果と測定結果の比較を行う。固有値解析結果と測定結果の1~3次振動モードは, ほぼ一致している。

## 6. まとめ

本研究の結果をまとめる。

1. 国宝清水寺本堂に関する文献調査, 現地調査の結果に基づき構造図(軸組図)を作成した。
2. 当該建物の経年変化に関する目視調査測定を行った結果, 現状の腐朽菌害, 蟻害, 変形損傷の程度や, 柱の含水率は, 構造性能に影響する範囲のものではない。
3. 常時微動測定により, 当該建物の初期弾性における振動特性や, 周辺地盤の固有振動数を把握した。建物の固有振動数は, 1次1.8Hz (Y方向), 2次1.9Hz (X方向), 3次2.3Hz (ねじれ方向)であった。当該建物はXY方向とも約3mの均等スパンであり, 平面形状が比較的整形であるため, 両方向の固有振動数は近似すると考えられる。減衰定数の平均値は約7%と比較的大きかった。

当該建物の地盤は, 近隣の地質調査結果から建築基準法告示1793号に基づく分類上 第1種地盤と判断できるが, 地表面の常時微動測定に建物の振動性状の影響が現れたため, 地表面の卓越周期は0.32secと, 若干長めの固有周期となった。

4. 常時微動測定結果の振動モードは, 固有値解析結果とほぼ一致した。高次モードでは若干固有振動数が異なるものの, 主要な1~3次モードでは固有振動モードならびに固有振動数が概ね近似できた。偏心率は両方向とも0.15以下である。

本研究では, 歴史都市の防災に向けた取り組みの端緒として 懸造寺院の振動性状を把握することから始めた。今後, 保有水平耐力と崩壊メカニズムの確認, 時刻歴地地震応答解析による耐震性能評価を行う予定である。

さらに, 伝統木造建築物の耐震性能評価手法と, 建物性能を十分確保するのに有効な保守要領を確立し, 文化遺産を後世に継承することに努める予定である。

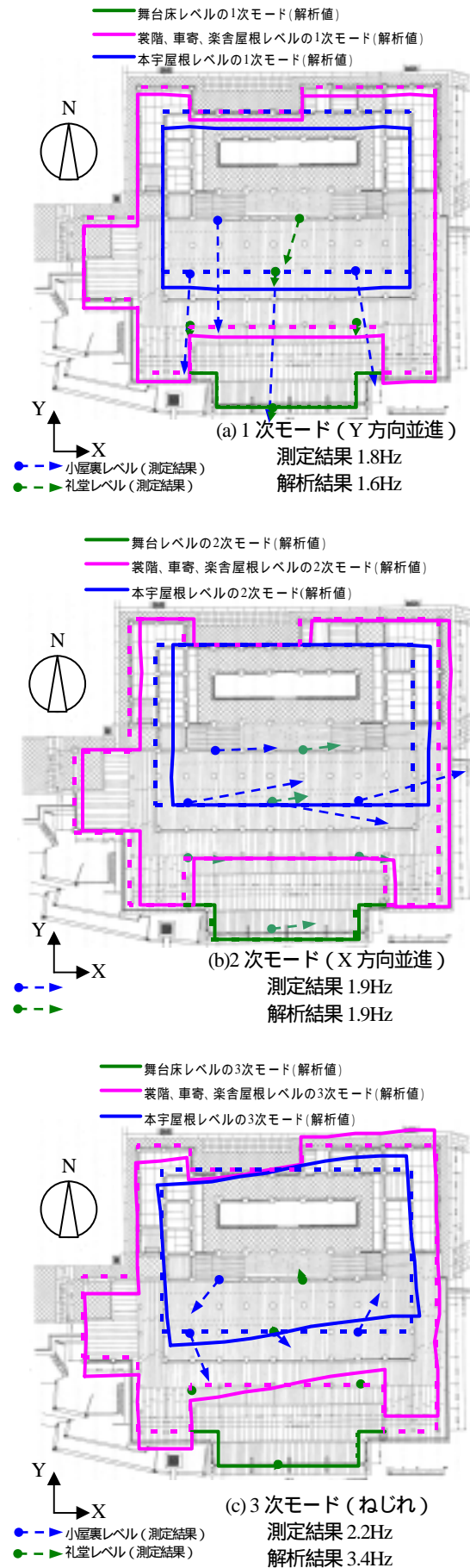


Fig.24 振動モードの比較

## 参考文献

- 1) 稲山正弘(1995)「めり込み抵抗接合の設計(貫構造)」『建築技術 No. 547』(pp. 106-111).
- 2) 河合直人(1993)「古代木造建築の柱傾斜復元力と耐力壁の効果に関する実大実験」『日本建築学会大会梗概集』(pp. 1021-1022).
- 3) 河合直人(1995)「土塗り壁の設計」『建築技術 No.547』(pp. 118-121).
- 4) 藤田香織(2001)「静的水平加力試験に基づいた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』(pp. 121-127).
- 5) 京都府教育文化庁文化財保護課(1967)『国宝清水寺本堂修理工事報告書』.
- 6) 雨宮昭二(1963)「杭の被害程度を評価する方法」『林業試験場研究報告書 150号』(pp. 144-156).
- 7) 長瀬 正(2000)「唐招提寺金堂の常時微動測定」『日本建築学会大会学術講演梗概集』(pp. 131-132).
- 8) 文化庁文化財部(2000)『重要文化財耐震診断指針』.
- 9) 花里利一(1999)「木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討 その 7」『日本建築学会大会学術講演梗概集』(pp. 173-174).
- 10) 日本建築学会(2002)『木質構造設計規準・同解説』.
- 11) 保坂貴司(2003)「木造住宅の腐朽菌・シロアリによる被害の実態」『建築知識 地震に強い「木造住宅」パーフェクトマニュアル』(pp. 196-201)
- 12) 高橋旨象(1989)『きのこ木材』(pp. 66)

## 謝辞

本研究の遂行にあたって清水寺の多大なる協力を得た。研究推進においては、2004年度立命館大学理工学部4回生の倉形雅之氏、渋谷久美子氏、戸田瞬氏、森悠介氏に協力を得た。常時微動測定の実施は、鹿島技術研究所の支援を得た。記して謝意を表す。

---

 STATIC AND DYNAMIC CHARACTERISTICS OF JAPANESE TRADITIONAL WOODEN TEMPLE STRUCTURE WITH STAGE

Takashi SUZUKI<sup>1</sup>, Toru ISHIHARA<sup>2</sup>, Daisuke SAKAMOTO<sup>3</sup>, Kazuyuki IZUNO<sup>4</sup>, and Kenzo TOKI<sup>5</sup>

<sup>1</sup> M.Eng. Kajima Corporation(Ritsumeikan Univ. Visiting Researcher) (E-mail: tsv23034@se.ritsumeikan.ac.jp)

<sup>2</sup> Graduate Student, Ritsumeikan University (E-mail: rd000019@se.ritsumeikan.ac.jp)

<sup>3</sup> Niws Co.,Ltd

<sup>4</sup> Dr.Eng. Professor, Ritsumeikan University (E-mail: izuno@se.ritsumeikan.ac.jp)

<sup>5</sup> Dr.Eng. Professor, Ritsumeikan University (E-mail: toki-k@se.ritsumeikan.ac.jp)

The role of cultural heritage is immeasurably important in human lives and societies. However, invaluable treasures have been damaged or lost due to natural disasters such as earthquakes. This paper studied fundamental properties of Japanese traditional wooden structure: Kiyomizu temple in Kyoto which is famous for its high stage structure. First, aging change of the building was investigated using measurement of moisture content. All the columns had no severe aging change, and the moisture content was less than 20%. Then, the micro tremor was measured to evaluate the natural frequency and damping factor. The results showed the fundamental natural frequency was 1.8Hz and the damping factor was 7%.

**Key Words:** Japanese traditional wooden structure, eigenvalue analysis, micro tremor, aging change