

# 山麓斜面上に位置する木造建造物の 周辺地盤との相互作用を考慮し た地震応答特性

土岐 憲三\*・伊津野 和行\*\*・深川 良一\*\*

Earthquake response of Japanese traditional wooden  
structure on hillside considering interaction  
between surrounding grounds

Kenzo TOKI\*, Kazuyuki IZUNO\*\* and Ryoichi FUKAGAWA\*\*

## Abstract

Kiyomizu temple is one of the most famous cultural heritages in Kyoto, Japan. The main building is a Japanese traditional wooden structure, and is located at steep hillside. This paper reported the earthquake response of the structure due to predicted strong earthquake motion considering its surrounding grounds. The main building was modeled using 3,865 elastic beam elements and the surrounding grounds were modeled using 97,196 inelastic solid elements. The results confirmed the safety of the main building of Kiyomizu temple even though it lifted up sometimes during the earthquake motion.

キーワード：文化遺産防災，木造建造物，構造物－地盤相互作用，非線形地震応答解析

Key words：Cultural Heritage, Wooden Structure, Structure-Ground Interaction, Inelastic FEM

## 1. はじめに

著者らは2004年度より，京都盆地に点在する歴史的な文化遺産に対する防災対策を目的に，花折断層を想定震源域とした京都盆地全域の強震動予測を三次元弾塑性有限要素解析により行ってき

た<sup>1)</sup>。また，清水寺本堂の耐震性評価を行うため，非破壊検査などの現地調査や骨組構造解析による検討を進めてきた<sup>2-5)</sup>。さらに，清水寺境内における地盤調査や継続的な地盤状況モニタリングにより，地盤災害防止に努めてきた<sup>6-10)</sup>。その

\* 立命館大学歴史都市防災研究所  
Institute of Disaster Mitigation for Urban Cultural  
Heritage, Ritsumeikan University

\*\* 立命館大学工学部都市システム工学科  
Department of Civil Engineering, Ritsumeikan University

本論文に対する討論は平成25年11月末日まで受け付ける。

一方で、地震時における地盤から構造物までの全体系を対象とした解析は実施されてこなかった。一般的に、構造物を専門とする研究者と、地盤を専門とする研究者とは、それぞれ個別に災害時の安全性について検討することが多い。しかし、文化遺産を災害から守るためには、構造物単体の安全性を評価するだけでは不十分であり、周辺地盤の影響も含めた広い範囲を対象とした検証が必要だと考えられる。そこで本研究では、清水寺本堂の周辺地盤との連成を考慮した地震応答特性について検討することとした。個々の要素技術を統合化し、歴史都市の防災に寄与することを目指したものである。

清水寺は京都市の東山連峰の裾に位置し、急な斜面に舞台が張り出された懸け造り形式の本堂を有する。現存する本堂は、1629年の火事の後で、1633年に徳川家光によって再建されたものである<sup>1)</sup>。花折断層を震源域とする巨大地震（以降、推定花折地震とする）が発生した場合、清水寺境内では震度6弱になると推定されている<sup>1)</sup>。地盤を固定として考えた本堂単体の解析では、推定花折地震に対して、一部柱が浮き上がったり、部材の損傷があったりするが、倒壊には至らないと考えられている<sup>4)</sup>。

清水寺の周辺地盤に関しては、建築研究協会によるボーリング調査<sup>12)</sup>や、欽田らによるPS検層試験<sup>3)</sup>、酒匂らによるスウェーデン式サウンディング試験<sup>9)</sup>が行われている。欽田らの調査により、清水寺周辺では厚い堆積層はなく表層に薄く風化土が堆積しており、その下層はせん断波速度200 m/s以上の比較的強固な地盤であると報告されている<sup>13)</sup>。しかしながら、本堂および舞台下部の地盤では盛土とみられる土層が存在し、換算N値は3から8と必ずしも強固な地盤ではない<sup>12)</sup>。また急崖上に造られているため強震動による基礎地盤の変形が懸念される。

よって、本堂のみならず地盤を含めた構造物-周辺地盤系を対象として地震応答解析を行うこととした。また本堂・舞台柱脚と基礎の間には構造的な特徴として、柱脚が礎石に載っている状況がある。したがって、強震時には浮き上がりや柱脚

と礎石間のずれが生じることも考えられる。そこで、柱脚と礎石の間には摩擦および浮き上がりを考慮できる要素を用いることとした。以上のことを考慮し、強震動予測により得られた想定地震動波形を用いて、全体系の有限要素法による時刻歴応答解析を行った。

## 2. モデル化の概要

### 2.1 地盤のモデル

まず、図1に示すように平面分割を行った。中心部分は上部に清水寺本堂を配置するために約1 m間隔とし、周辺に向かって粗く分割を行った。境界までの範囲は、清水寺本堂を中心に東西、南北に200 mとした。次に、国土地理院が刊行する数値地図50 mメッシュ標高<sup>14)</sup>と、著者らが作成した清水寺構造モデル<sup>2)</sup>の基礎標高から逆距離加重(Inverse Distance Weighted)法を用いて、要素分割された平面座標位置で補間を行い、当該地点での地表面標高を算出した。以上から作成した清水寺地表面を図2に示す。

清水寺本堂下の斜面および周辺における地質構造は、清水寺敷地内における地盤調査結果<sup>9)</sup>およびサンプリングした土の強度試験結果<sup>10)</sup>、清水寺周辺のボーリング調査結果<sup>12)</sup>と地表面探査結果<sup>13)</sup>から、図3のように推定した。詳細は次の通りである。

表層は盛土からなる堆積層であり、本堂下部で

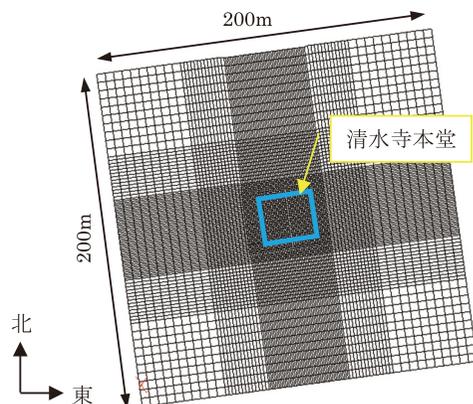


図1 平面要素分割

は約 1 m の層厚がある。また、斜面に沿って舞台の下部となる法尻部では堆積層は厚く、スウェーデン式サウンディング試験からも 6 m 程度の堆積層が存在すると考えられる。さらに、堆積層下部は既往のボーリング調査から、約 1 ~ 2

m の層厚でシルト質、砂礫質細砂が互層で見られる(以下混合層と呼ぶこととする)。さらに、その下部には 5 m 前後の層厚のシルト層、砂礫層の互層となり、表層より 15m 以深に工学的基盤層と判断される地層が見られる。また、本堂下の斜面における堆積層で、西側中腹、中央法先、東側中腹において土質試料が採取され、湿潤密度等の物理試験が行われている<sup>10)</sup>。その結果、西側中腹と東側中腹では類似性があり、中央法先部では盛土された土であることが報告されている。基礎的な地盤の物性を表 1 に示す。

以上を勘案し、地盤 FEM モデルの鉛直方向の分割は、地表面より 6 m までは 1 m 間隔、6 ~ 12m では 2 m 間隔とした。さらにその下層として 3 m、5 m の計 20m とした。図 4 に要素分割の全体図を示す。図 3 より、各地点の工学的基盤ま

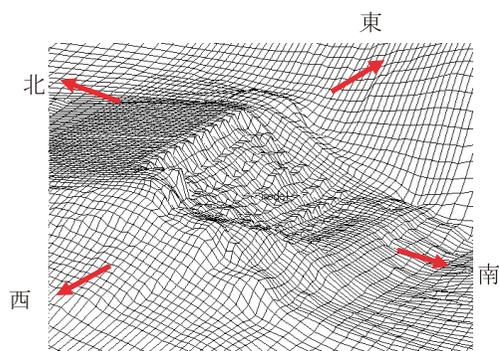
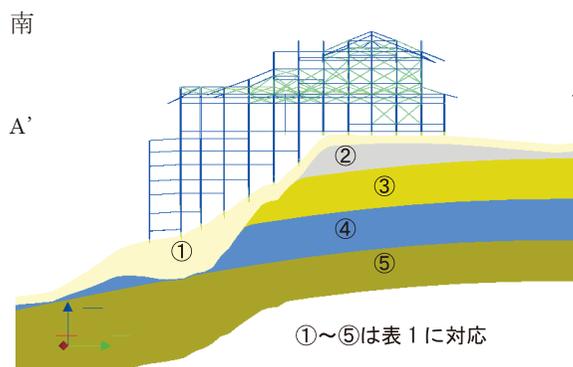


図 2 地表面の標高



①~⑤は表 1 に対応

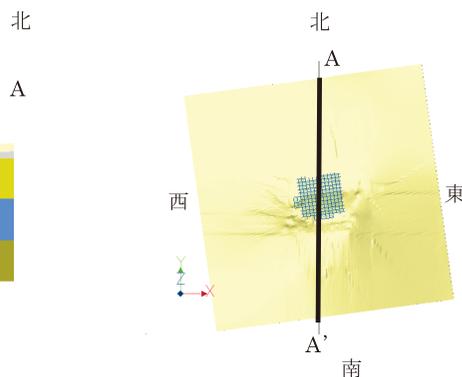


図 3 推定した地層構造

表 1 地盤の物性<sup>10)</sup>

図 3 の番号	地層	N 値	弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	S 波速度 Vs (m/s)	ポアソン比	密度 (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ (°)
①	堆積層	5	14000	140	0.33	15.0	13.7	28.7
②	混合層	21	59000	220	0.33	18.0	23.0	33.0
③	砂礫・砂層	50	140000	300	0.33	18.0	0.0	30.0
④	シルト層	20	56000	270	0.33	18.0	125.0	0.0
⑤	砂礫・砂層	50以上	14000	400	0.33	18.0	0.0	30.0

での深さはほぼ等しいと考え、図4のように各地点の深さ方向を一定とした六面体アイソパラメトリック要素でモデル化した。なお、地盤の降伏条件式である降伏基準としては、式(1)に示すDrucker-Pragerの降伏基準を採用した。

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k \quad (1)$$

ここに、 $I_1$ および $J_2$ は応力の第1不変量、偏差応力の第2不変量を表し、 $\alpha$ と $k$ はMohr-Coulombの破壊基準と2次元 $\pi$ 平面で内接するよう式(2)で設定した<sup>1)</sup>。

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}\cdot(3-\sin\phi)}, \quad k = \frac{6C\cdot\cos\phi}{\sqrt{3}\cdot(3-\sin\phi)} \quad (2)$$

ここで、 $C$ と $\phi$ はそれぞれ、土の粘着力と内部摩擦角を表す。

### 2.2 本堂のモデル

図5(a)に示す清水寺本堂の構造モデルは線形梁部材および接合部の線形ばねにより構成した。これまで著者らは、清水寺本堂の貫構造に非線形ばねを考慮したモデルで解析を行ってきた<sup>4)</sup>が、周辺地盤との連成をも考慮するにあたり、解析容量の制限もあって、本堂の構造モデルは線形とした。ただし、この建物は基部が固定されておらず、柱脚が礎石に載っている状態である。このことから、柱脚と礎石の間には摩擦および浮き上がり(剥離)などを考慮できる要素を配置することとした。

モデルの概略図を図6に示す。柱脚-礎石間に設定した要素(ジョイント要素)は、図6(c)(d)に示す鉛直バネと水平バネから構成される。鉛直方向に関しては、剥離した場合には力の伝達は行われず、接触している場合には十分剛な線形バネ

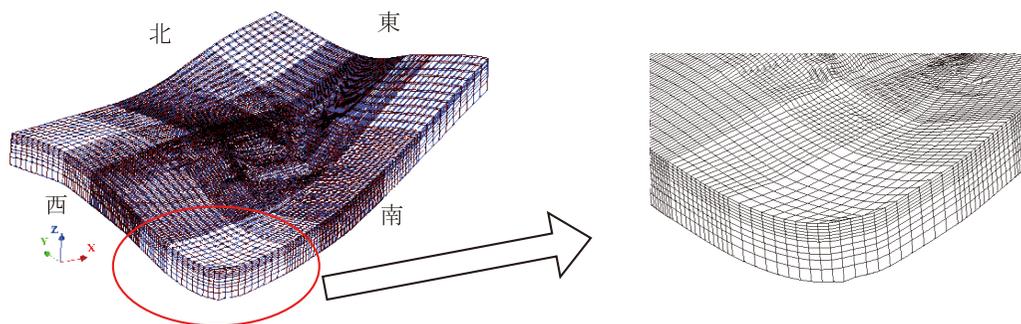


図4 要素分割

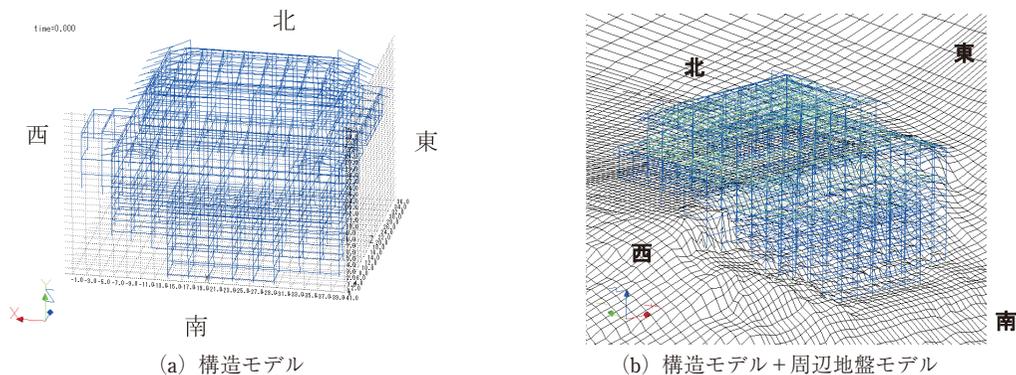


図5 清水寺本堂の構造モデル+地盤モデル

と考える。水平方向に関しては、摩擦係数による剛塑性の骨格曲線を有するバイリニア型のバネとした。柱脚（木材）と礎石間の静止摩擦係数は1.0を仮定した<sup>4)</sup>。静止摩擦係数の値による影響は今後の課題としたいが、本堂の保有水平耐力はベースシア1.2以上だと考えられ<sup>3)</sup>、自重以上の水平力で滑るモデルとした。鉛直方向に剥離（浮き上がり）が生じた場合には、水平力も伝達されないモデルとした。前節で述べた周辺地盤モデルの上に置いた図を、図5(b)に示す。

重量の仮定は文献3)と同じもの（参拝客の荷重も含め総重量約9.4MN）とし、各部材接合部節点に分配して与えた。

### 2.3 本堂一周辺地盤の全体モデル

図5の全体モデルは、節点数112135、ソリッド要素数97196、梁部材数3865となる。モデル底面は粘性境界、側方は自由境界とした。

地盤の減衰は文献1)で用いた値を採用することにした。概要を述べると以下ようになる。

京都盆地の地下構造に関する調査<sup>15)</sup>では、堆積層のQ値を2001年8月25日に発生した地震を対象にしてシミュレーションを行って推定し、 $Q = V_s/15 \sim V_s/30$ とした場合によく対応していると報告している。ここで $V_s$ はS波速度である。よって本解析では、堆積層のQ値(=1/2h)をS波速度の1/30に設定した。ここで、 $V_s = 300 \text{ m/s}$ で減衰定数hは5%となる。またRayleigh減衰を用い

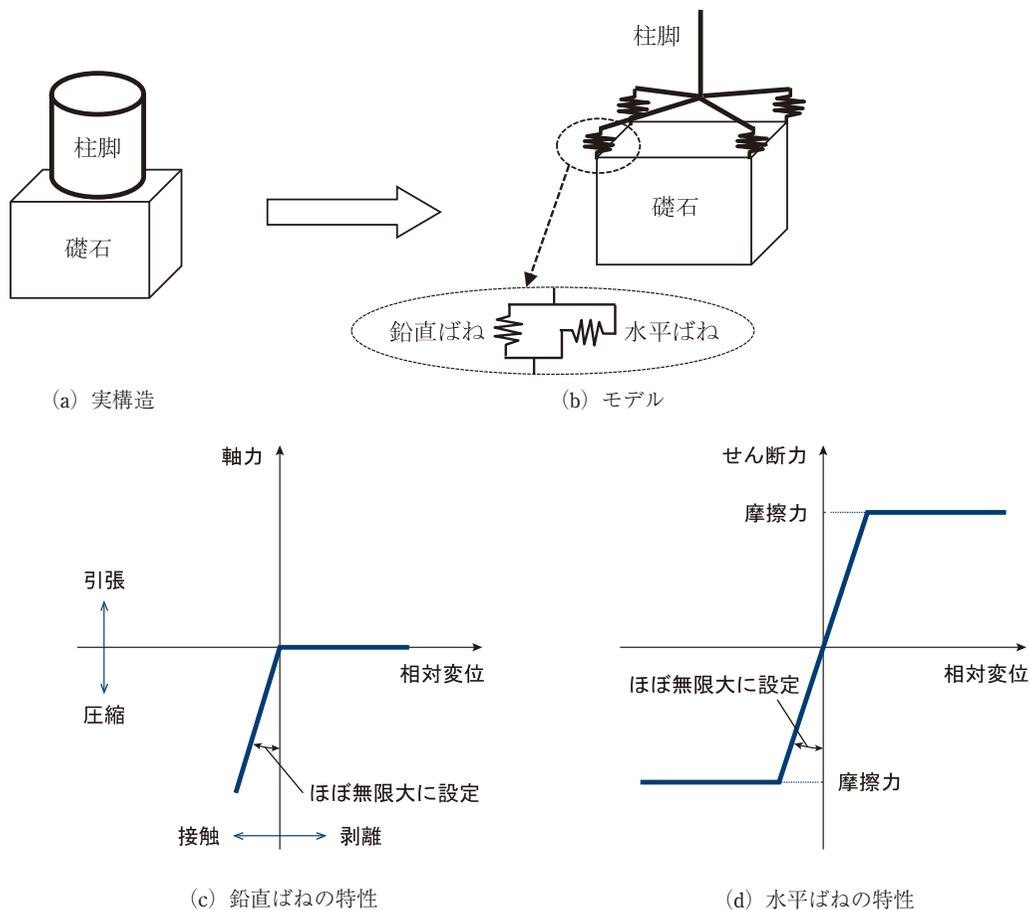


図6 柱脚基部のモデル

るため、1Hz～10Hzで減衰が5%前後になるように、2つの基準振動数として1.5Hzと6Hzを選んで、その減衰定数を5%に設定した。

本堂の減衰定数は、構造物の応答を安全側に見積もることを鑑み、かつ地盤よりも大きな値にならないよう $h = 5\%$ を仮定した。以前の著者らの研究<sup>4)</sup>では、同じく減衰定数を5%とした非線形モデルを用いて、地盤との相互作用を考慮しない解析を行った。その結果と比較すると、構造物の変位応答は大きくなることが予測される。3章で、この従来研究との比較も行う。

入力地震波は、図7に示す文献1)の手法で得られた想定花折地震の当該地点での推定波形を用いた。京都盆地で想定される地震のうち、清水寺近辺にもっとも大きな影響を与える地震である。なお、文献1)の図に示されている波形とは参照点が異なる。清水寺本堂直下における工学的基盤面における波形を計算して、それを全体モデル底面に入力した。

時刻歴応答解析においては、運動方程式の解法にNewmarkの $\beta$ 法( $\beta = 1/4$ )を用い、非線形方程式の解法には荷重伝達法を用いた。時間刻みは0.002秒、解析ステップを5000ステップ、継続時間10秒の解析を行った。なお、1ケースの計算に要する時間は一般的なPCを用いて約144時間(6

日)であった。

### 3. 解析結果

#### 3.1 地盤地表面の応答

本堂中央位置における地表面絶対加速度は、最大値が東西方向で $6.3\text{m/s}^2$ 、南北方向で $5.6\text{m/s}^2$ であった。入力地震波の最大値がそれぞれ $5.9\text{m/s}^2$ と $4.7\text{m/s}^2$ であることから、増幅率は1.1～1.2にすぎない。代表的な地点として、図8(a)に示す5箇所における東西方向加速度波形を、図8(b)～(f)に示す。清水寺本堂への入力として考えた場合、東と南における入力加速度は、北側より7%ほど小さいことがわかる。本堂北における波形は、短周期成分が中央などより卓越していることもわかる。地形的な要因の他、本堂の周辺部は後述のように浮き上がりが生じるなど、構造物と地盤の相互作用が影響したものと考えられる。

図9に本堂中央位置における地表面の変位応答時刻歴を示す。なお、ここでの変位応答は、同じ平面座標にある底面からの相対変位である。東西方向に最大で1.1cm、南北方向で最大1.5cm、解析終了時には0.6cm程度の変位が南に向かって残っている。よって、斜面に沿って下る方向(南東方向)に変位が残る結果となる。また図10に示すとおり、水平での軌跡からも始点から南東方向

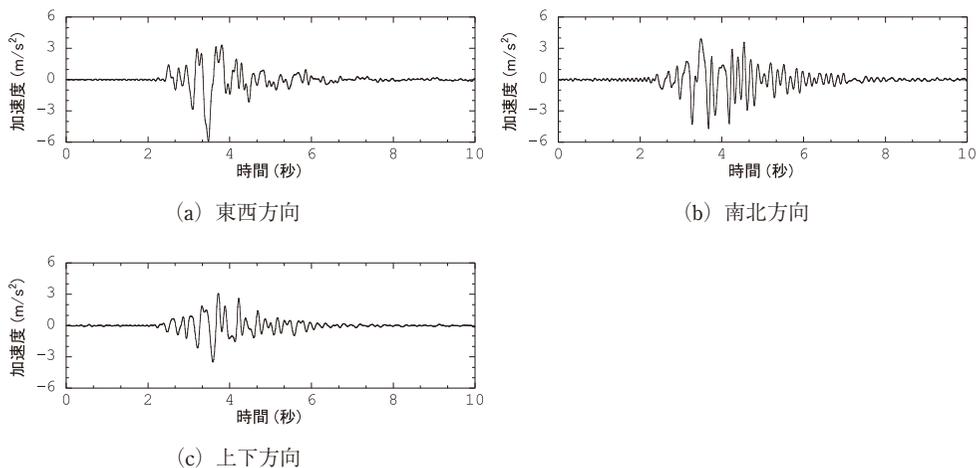


図7 入力地震波 (想定花折地震波形)

へ向かって変位が見られる。しかし、最大変位も残留変位も小さい。

### 3. 2 清水寺本堂の応答

本堂の1次固有振動は1.7Hzで南北方向への揺

れ、2次固有振動は1.8Hzで東西方向への揺れである。図11に示す位置の舞台と本堂大屋根における絶対加速度応答の時刻歴を図12と図13に示す。加速度応答の最大値は、舞台で東西方向に12.4 m/s<sup>2</sup>、南北方向に8.0 m/s<sup>2</sup>、上下方向に3.9 m/s<sup>2</sup>と

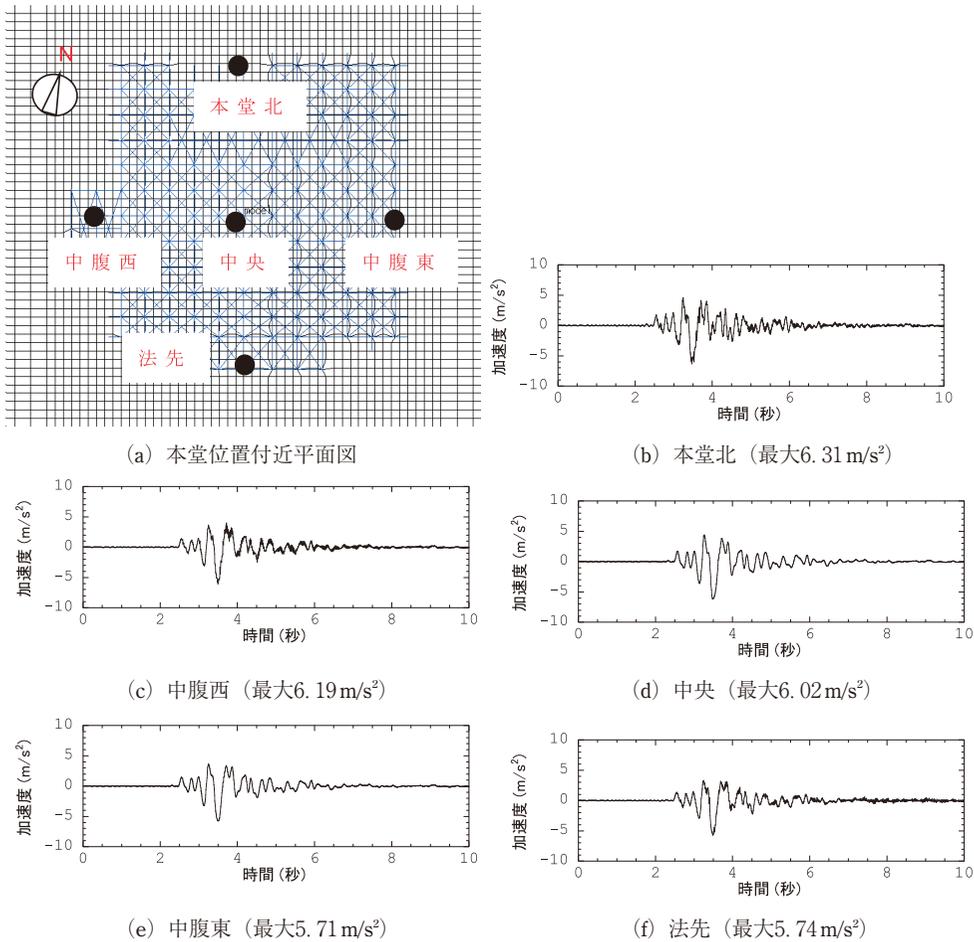


図8 地表面の加速度応答

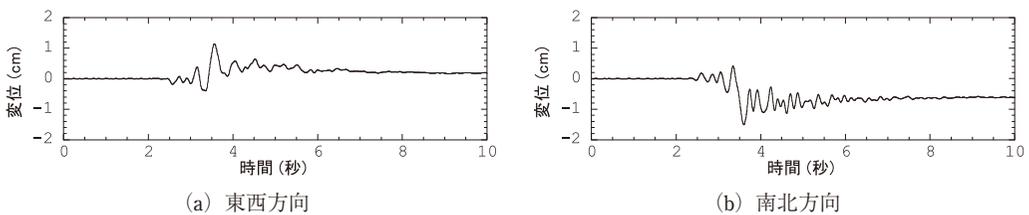


図9 地表面の変位応答

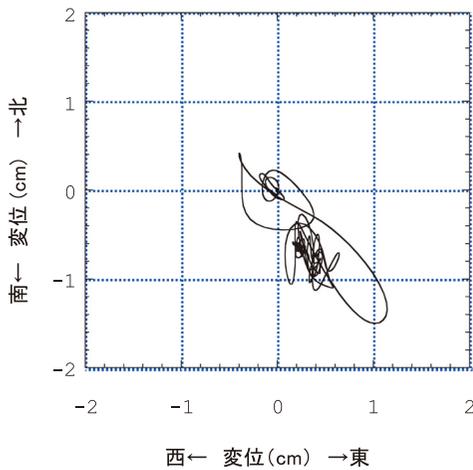


図10 地表面変位の軌跡

なった。本堂の大屋根では、東西方向に $14.3 \text{ m/s}^2$ 、南北方向に約 $13.6 \text{ m/s}^2$ 、上下方向に $4.1 \text{ m/s}^2$ の最大応答値となった。入力地震波に対する増幅率は舞台で1.4~2.0倍、大屋根で2.3~2.4倍となる。

図14と図15に、舞台と本堂大屋根での変位応答時刻歴を示す。ここでの変位応答は真下にある脚基部からの相対変位を表す。舞台では東西方向に3.5cm、南北方向に0.3cm、本堂大屋根では東西方向に12.9cm、南北方向に7.8cmの最大変位となった。なお図15には、後での説明に使うため、図9の地表面変位応答を10倍した波形も参考として書き込んである。

次に、各構面のもっとも揺れた柱の変形角を求めた。変形角は、頭貫位置の水平変位を頭貫高さで除したものとした。建築基準法<sup>16)</sup>(限界耐力計算法)に準拠し、比較的頻度の高い大地震における伝統構法による木造軸組建物の損傷限界変形角は、1/120とした。また、重要文化財(建造物)耐震診断指針<sup>17)</sup>に準拠し、きわめて稀な破壊的地震における伝統構法による木造軸組建物の安全限界変形角を1/30とした。各構面(図16)における地盤を固定したモデル<sup>4)</sup>の結果と、本研究の結果とを比較したグラフを図17に示す。ここで示した地盤を固定したモデルは地盤との相互作用を考えないモデルであるが、貫部分に非線形ばねを

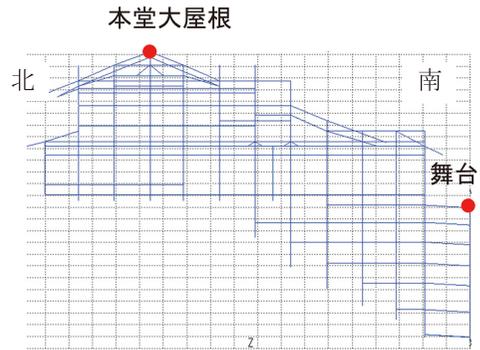
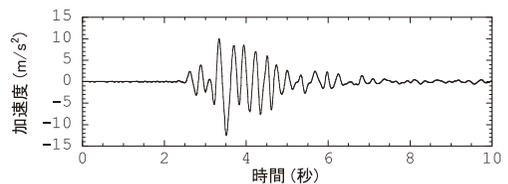
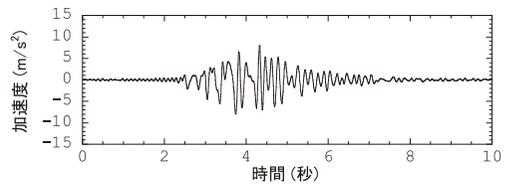


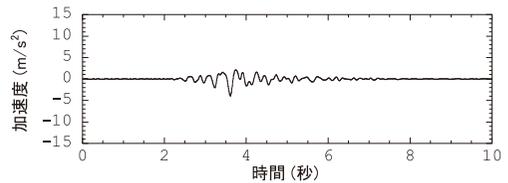
図11 応答値の抽出位置



(a) 東西方向



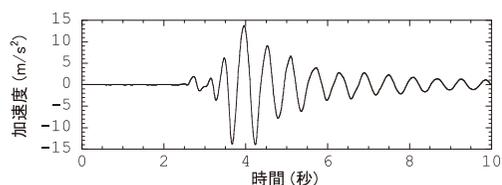
(b) 南北方向



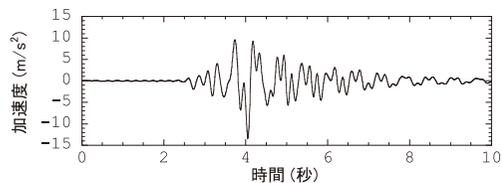
(c) 上下方向

図12 舞台の加速度応答

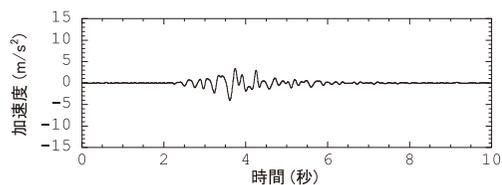
入れて構造物の非線形応答を考慮した結果であり、参考値として示したものである。いずれのモデルでも、損傷限界を超える構面があるものの、安全限界に達する構面はない。最大変形角は本堂の柱の東西方向で1/70と、地盤を固定したモデルの約1/50という最大応答変形角より小さい。地盤



(a) 東西方向

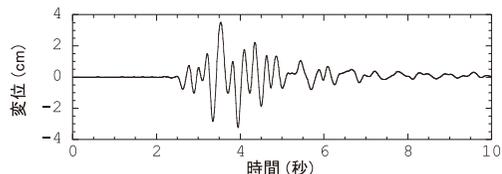


(b) 南北方向

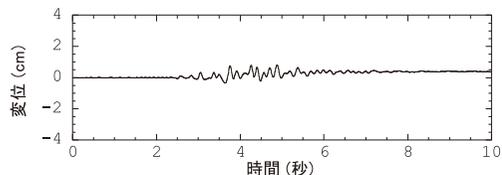


(c) 上下方向

図13 大屋根の加速度応答



(a) 東西方向

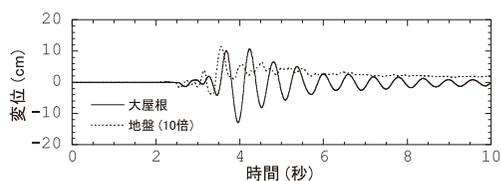


(b) 南北方向

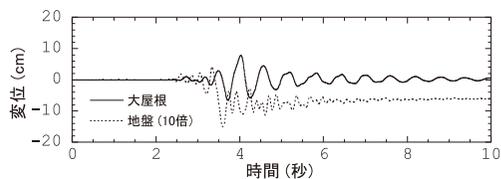
図14 舞台の変位応答

を固定したモデルより、東西方向（図17a）ではすべての構面で応答が小さくなり、南北方向（図17b）でも大半の構面で1割ほど小さくなった。

文献4）は構造物の非線形解析結果であり、本



(a) 東西方向



(b) 南北方向

図15 大屋根の変位応答

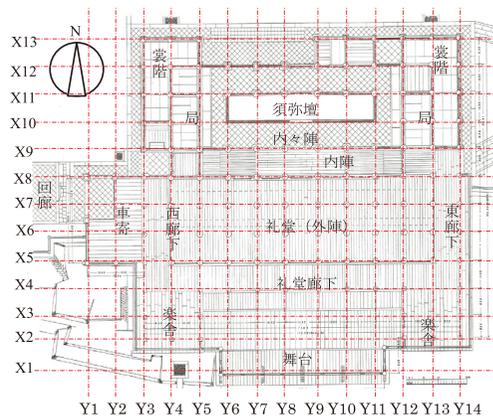


図16 清水寺本堂平面図

研究の結果と直接の比較はできないが、それらの違いは方向により傾向が異なる。周辺地盤と一体となって揺れることからこの結果は予想されるものの、東西方向でその影響はより大きい。舞台先端部（図17aの最下部・通り名X1）で、地盤を固定したモデルでは局所的な共振が生じて応答が大きくなっていたが、周辺地盤を考慮したモデルではそのような応答は見られない。図15(a)の東西方向では、地表面の揺れと構造物の揺れの位相が合っており、基部と柱頭において構造物の1次振動モードによる揺れが卓越したためだと考えられる。一方図15(b)の南北方向は、地表面の揺れに

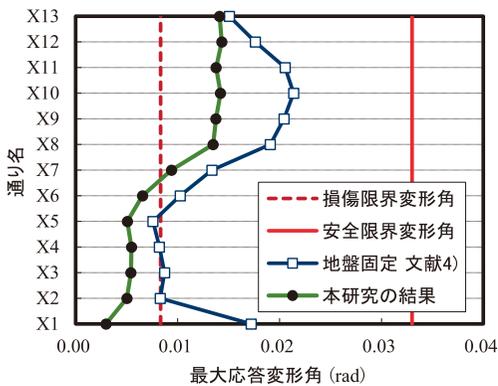
短周期成分が多く含まれており、構造物の揺れとは異なる周期帯域が卓越している。そのため、地盤を固定したモデルとあまり最大値が異ならなかったものと考えられる。周波数特性を明示するため、図18に地表面と大屋根における変位応答のパワースペクトルを示す。なお、地表面の変位は大屋根の変位に比べて小さいため、地表面の値を500倍したものをグラフに示し、両者の卓越振動数を比較しやすくした。

### 3.3 地表と柱脚の変位

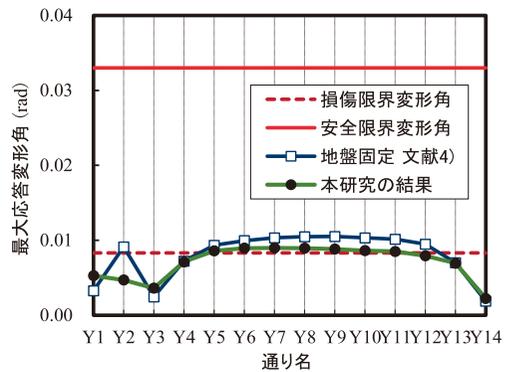
図19に応答終了後の変位ベクトルを示す。図19(a)は地表面での動きを矢印で表し、変位の大きさを記入したものである。ここでの変位は、同じ

平面座標を持つ底面グリッドからの相対変位である。東側においては、東から西へ向かって変位が見られる。これは、東端の山から、本堂東横の谷へ向かう変位である。一方、東側以外では全体的には斜面にそって南側へ0.5cm前後の変位が見られる。

図19(b)は礎石に対する柱脚下端の相対変位であり、地表面とはほぼ同様の動きを示している。変位量は全体的に1cm以内であるが、本堂西側斜面には最大で1.6cmの変位が見られる(図中の赤い矢印)。柱の直径は約60cmであり、この残留変位が構造物へ与える影響は小さいと考えられる。

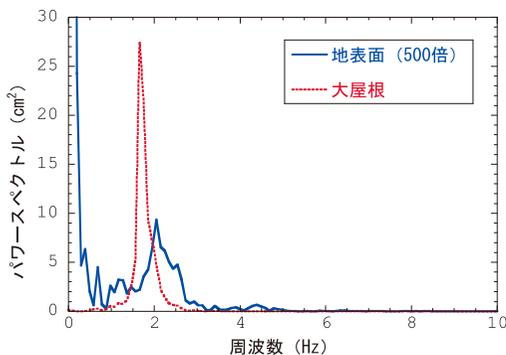


(a) 東西方向

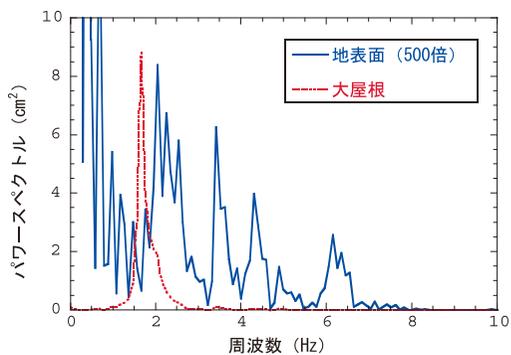


(b) 南北方向

図17 最大応答変形角



(a) 東西方向



(b) 南北方向

図18 パワースペクトル

### 3.4 柱脚と礎石の接触状態

図20は地震時における柱脚と礎石の接触状態であり、地震継続時間を通して一度でも浮き上がったことを示す。図20(a)が本研究の結果、図20(b)が地盤固定とした文献4)の結果である。

本研究では柱脚基部をモデル化するにあたり、図7に示したとおり1本の柱脚に4点の接触要素を配置している。図20(a)において、赤色の大円は4点とも完全に浮き上がった状態を示しており、黄色の大円は3点、緑色の中円は2点、水色の小円は1点の浮き上がりを表す。図のように、地震時においては柱脚の浮き上がりが生じる箇所が存在するが、最終時刻では完全に浮き上がった

柱脚は存在しなかった。図20(b)においては、文献4)のモデルが柱下に1点しか接触要素を配置していないため、青の円で浮き上がりを示した。構造物全体として剛体的な動きを示し、端部で浮き上がりが生じている。入力地震動が東西方向に加速度が大きいこともあり、図20(a)も(b)も東西端で多く浮き上がりが見られる。しかし、舞台を支える南側の柱(図の下部分)では、本研究の図20(a)で浮き上がりが見られない。図14(b)では0.4cm程度の残留変位が見られることより、浮き上がりせずに滑ったと考えられる。

図21は、図20の(a)でも(b)でも浮き上がりが生じた北東隅柱のせん断力と東西方向変位(地盤

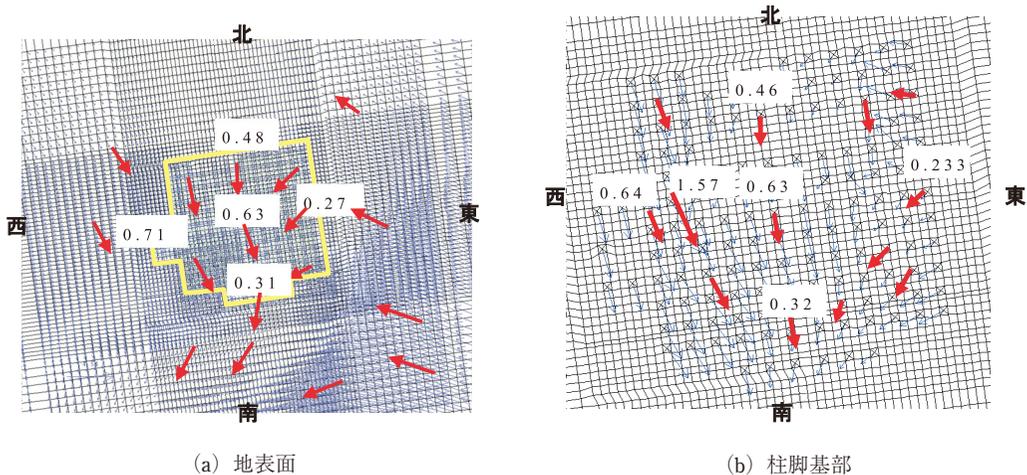


図19 地震応答終了後の残留変位 (単位: cm)

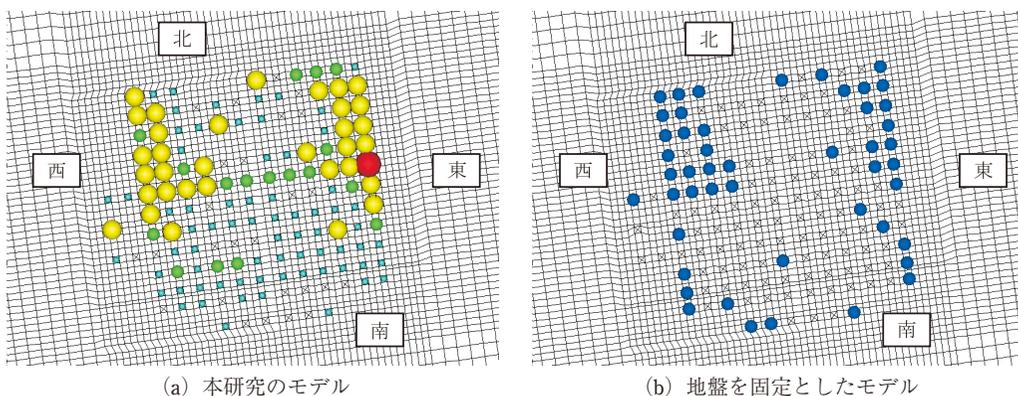


図20 柱脚と基礎の接触状態

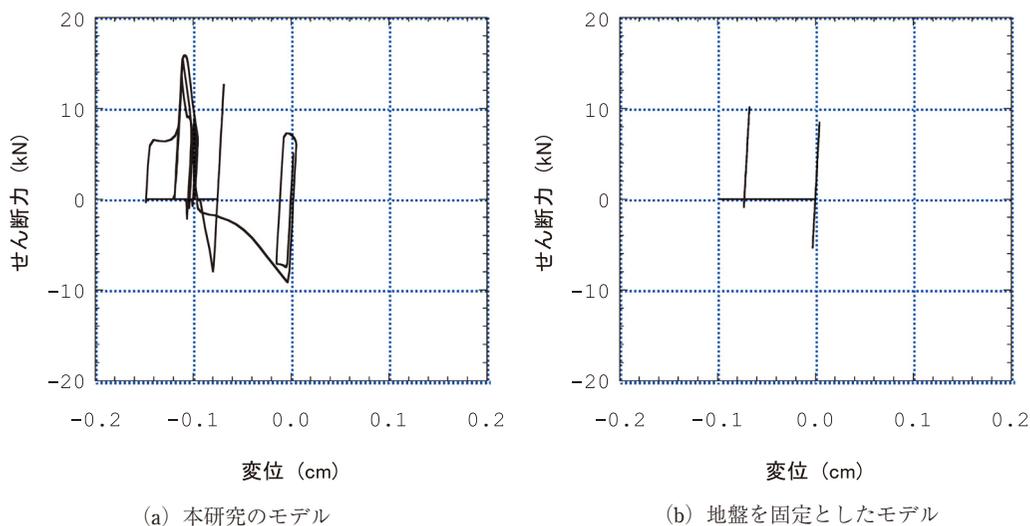


図21 柱基部の変位とせん断力

に対する相対変位)を表したグラフである。図21(a)が本研究のモデル、図21(b)が地盤を固定して考えた文献4)のモデルである。いずれのグラフでも、浮き上がりが生じてせん断力がゼロになった状態において、大きな変位が生じている。地盤変位を考慮した図21(a)の方が、地震応答中に地盤と柱が接触を繰り返すため、複雑な応答曲線を示している。直径60cmの柱寸法と比較すれば、最大2mm程度と十分小さな変位である。

#### 4. おわりに

本研究では、山麓部に位置する文化遺産建造物である清水寺本堂の耐震性を評価するにあたり、周辺地盤もモデル化して地震応答解析を行った。本研究において当該地点で予測される内陸直下型地震動に対する応答を計算した結果、以下のような結論が得られた。

(1) 地表面での絶対加速度応答は、基盤に対して1.2倍程度の増幅率であった。それに対し、構造物の大屋根部分では2.4倍程度になった。地表面における加速度は、場所によって本堂の柱脚位置において約7%の違いが生じる。

(2) 本堂中央位置における地表面の変位応答は、東西方向に最大で1.1cm、南北方向で最大

1.5cm、解析終了時には0.6cm程度の変位が南に向かって残り、斜面に沿って下る方向(南東方向)に変位が残る結果となった。しかし、最大変位も残留変位も小さい。

(3) 本堂の柱の最大変形角は1/70であった。損傷限界を1/120、安全限界を1/30と考えると、損傷はしても崩壊には至らないと判断できる。ただし、本論文で用いた条件のもとでの結果であり、無条件に安全だと結論づけるものではない。

(4) 応答終了後の柱脚下端の変位は、地表面とはほぼ同様の動きを示している。変位量は全体的に1cm以内であるが、本堂西側斜面には最大で1.6cmの変位が見られた。柱の直径は約60cmであり、この残留変位が構造物へ与える影響は小さいと考えられる。

(5) 地震時においては柱脚の浮き上がりが生じる箇所が存在するが、最終時刻では完全に浮き上がった柱脚は存在しなかった。構造物全体として剛体的な動きを示し、端部で浮き上がりが生じた。入力地震動が東西方向に加速度が大きいこともあり、東西端で多く浮き上がりが見られた。しかし、舞台を支える南側の柱では、地盤を固定とした場合と異なり浮き上がりが見られなかった。

## 謝 辞

本研究は、立命館大学グローバル COE プログラム「歴史都市を守る『文化遺産防災学』推進拠点」の活動として実施された。研究を行うにあたって、多大な協力を頂いた清水寺に深く感謝の意を表す。また、計算にあたっては、日本コンピュータコンサルタンツ株式会社の岸本英明氏および古川秀明氏の協力を得た。

## 参考文献

- 1) 土岐憲三・岸本英明・古川秀明・酒井久和：花折断層による京都盆地の3次元非線形有限要素法による強震動予測，日本地震工学会論文集，第7巻，第5号，pp.45-59，2007.
- 2) 鈴木隆志・石原透・阪本大祐・伊津野和行・土岐憲三：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，社会技術研究論文集，Vol.3，pp.175-185，2005.
- 3) 鈴木隆志・伊津野和行・土岐憲三：懸造形式を有する伝統木造建築物の保有水平耐力と地震応答，構造工学論文集，日本建築学会，Vol.52B，pp.477-490，2006.
- 4) 森悠介・鈴木隆志・伊津野和行・土岐憲三：柱の軸力変動が懸造形式伝統木造寺院建築の地震応答に及ぼす影響，日本地震工学会論文集，第7巻，第1号，pp.14-26，2007.
- 5) 鈴木隆志・倉形雅之・伊津野和行・土岐憲三：懸造形式を有する伝統木造建築物の地震応答に舞台が与える影響，日本地震工学会論文集，第7巻，第5号，pp.15-30，2007.
- 6) 酒匂一成・深川良一・岩崎賢一・里見知昭・安川郁夫：降雨時の斜面災害防止のための重要文化財周辺斜面における現地モニタリング，地盤工学ジャーナル，Vol.1，No.3，pp.57-69，2006.
- 7) 深川良一・酒匂一成・浅田信仁・安川郁夫・仲矢順子・石田優子・里見知昭・関目季亮：歴史的建造物後背斜面の安定性評価のための強度定数に関する基礎的研究，歴史都市防災論文集，Vol.1，pp.183-190，2007.
- 8) 深川良一・酒匂一成・里見知昭・石田優子・仲矢順子・安川郁夫：降雨時斜面災害防止のための重要文化財周辺斜面における現地多点モニタリング，歴史都市防災論文集，Vol.2，pp.99-104，2008.
- 9) 酒匂一成・深川良一・安川郁夫・里見知昭・Ha Bui Hong・仲矢順子：清水寺敷地内斜面における地盤調査結果，歴史都市防災論文集，Vol.3，pp.105-110，2009.
- 10) 安川郁夫・酒匂一成・関目季亮・深川良一・仲矢順子・石田優子・里見知昭：文化財背後斜面の安定計算に用いる強度定数について－室内実験による基礎的研究－，歴史都市防災論文集，Vol.4，pp.69-76，2010.
- 11) 横山正幸：ガイドブック清水寺，法蔵館，1996.
- 12) 建築研究協会：国宝清水寺本堂ほか八棟現況調査報告書，2007.
- 13) 湊田泰子・山崎修一・高田至郎・土岐憲三・砂坂善雄：文化財地区の消火用水道管路の耐震性評価，歴史都市防災論文集，Vol.3，pp.129-134，2009.
- 14) 国土地理院：数値地図50mメッシュ（標高），2000.
- 15) 京都市：京都盆地の地下構造に関する調査成果報告書，2003.
- 16) 国土交通省：建築基準法施行令，第3章，第8節，第82条の6，2005年改定.
- 17) 文化庁文化財部：重要文化財耐震診断指針，2001.

(投稿受理：平成24年12月15日)

訂正稿受理：平成25年3月22日)