

周辺地盤の影響を考慮した清水寺本堂の地震応答解析

Earthquake Response of Kiyomizu Temple Considering Surrounding Grounds

土岐 憲三¹・深川 良一²・伊津野 和行²

Kenzo Toki, Ryoichi Fukagawa and Kazuyuki Izuno

¹立命館大学教授 グローバルイノベーション研究機構 (〒603-8341 京都市北区小松原北町58)

Professor, Ritsumeikan University, Global Innovation Research Organization

²立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Professor, Ritsumeikan University, Dept. of Civil Engineering

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.

Keywords : *earthquake, response, traditional wooden structure, FEM*

1. はじめに

本報告は、立命館大学G-COEプロジェクト「歴史都市を守る『文化遺産防災学』推進拠点」の一環として、歴史的建造物の一つである京都東山にある国宝清水寺について耐震の検討を行った結果をまとめたものである。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、花折断層を想定地震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¹⁾。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²⁾⁻⁵⁾。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⁶⁾⁻¹⁰⁾。その一方で、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。立命館大学G-COEでは、種々の専門を有する研究者が合同で研究プロジェクトを推進してきており、本検討もその一環として実施された。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である。まだ詳細な考察が行われていない段階であるため、報告として結果を公表する次第である。

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。花折断層を震源とする巨大地震（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¹⁾。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も、一部柱の浮き上がりがあったり、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⁴⁾。

清水寺の周辺地盤に関しては、文化庁によるボーリング調査や、鉾田らによるPS検層試験¹¹⁾、酒匂らによるスウェーデン式サウンディング試験⁹⁾が行われている。鉾田らの調査により、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200m/s以上の比較的強固な地盤であると報告されている¹¹⁾。しかしながら、清水寺（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。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崩壊が懸念される。

よって、本堂のみならず地盤を含めた構造物一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である。このことは、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。よって、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

(1) 地盤のモデル

まず、図2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を配置するために約1m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、清水寺を中心に東西、南北に200mとした。次に、国土地理院が刊行する数値地図50mメッシュ（標高）（図1）と清水寺構造モデルの基礎標高からIDW法（Inverse Distance Weighted）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⁹⁾およびサンプリングした土の強度試験結果¹⁰⁾、清水寺周辺の地表面探査結果¹¹⁾から、図3のように推定した。

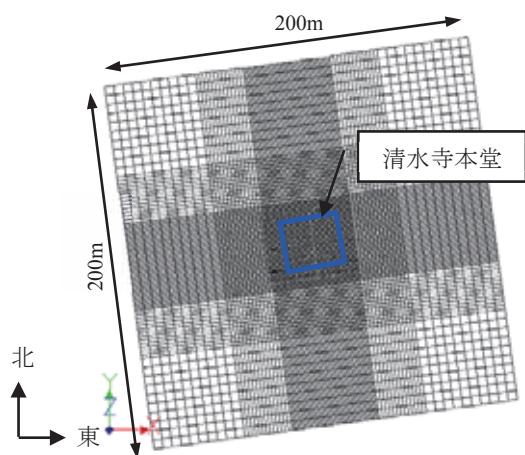


図1 平面要素分割

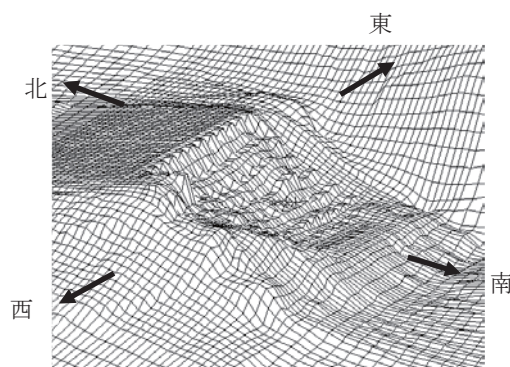


図2 地表面の標高

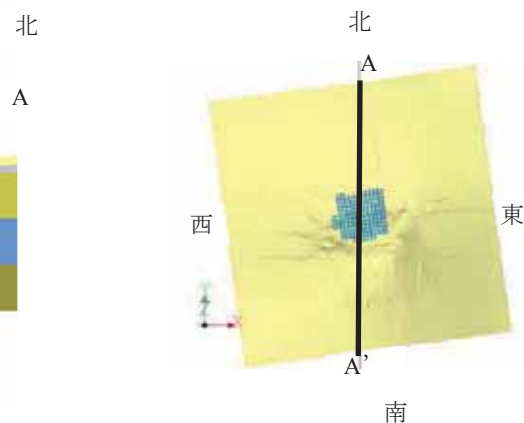
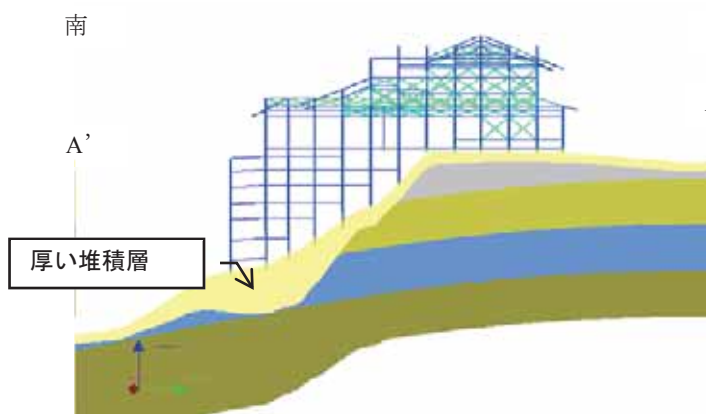


図3 推定した地層構造

表層は盛土からなる堆積層であり、本堂下部では約1m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、NSWS調査からも6m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1~2m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5m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¹⁰⁾。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6mまでは1m間隔、6~12mでは2m間隔とした。さらにその下層として3m、5mの計20mとする。図4に要素分割の全体図を示す。なお、地盤の降伏条件式である降伏基準としては、Drucker-Pragerの降伏基準を採用した。

(2) 本堂のモデル

清水寺本堂の構造モデル（図5）は、線形梁部材として取り扱った。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。

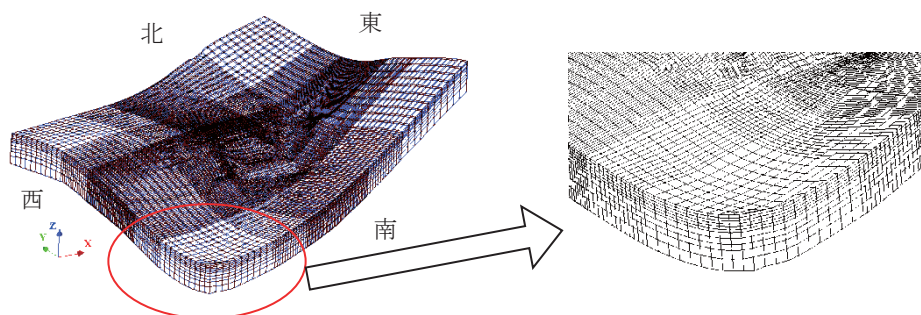


図4 要素分割

表1 地盤の物性

	N 値	弾性係数 (kN/m ²)	S 波速度 Vs (m/s)	ポアソン比	密度 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)
堆積層	5	14000.0	140.0	0.33	15.0	13.7	28.7
混合層	21	59000.0	220.0	0.33	18.0	23.0	33.0
砂礫・砂層	50	140000.0	300.0	0.33	18.0	0.0	30.0
シルト層	20	56000.0	270.0	0.33	18.0	125.0	0.0
砂礫・砂層	50 以上	14000.0	400.0	0.33	18.0	0.0	30.0

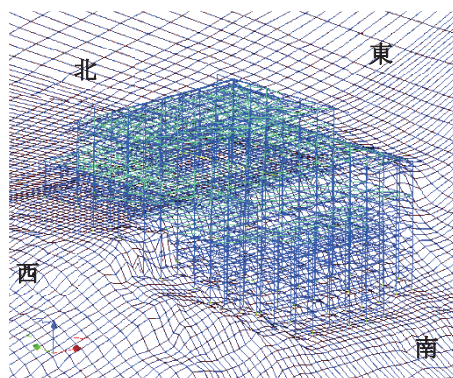


図6 清水寺本堂の構造モデル+地盤モデル

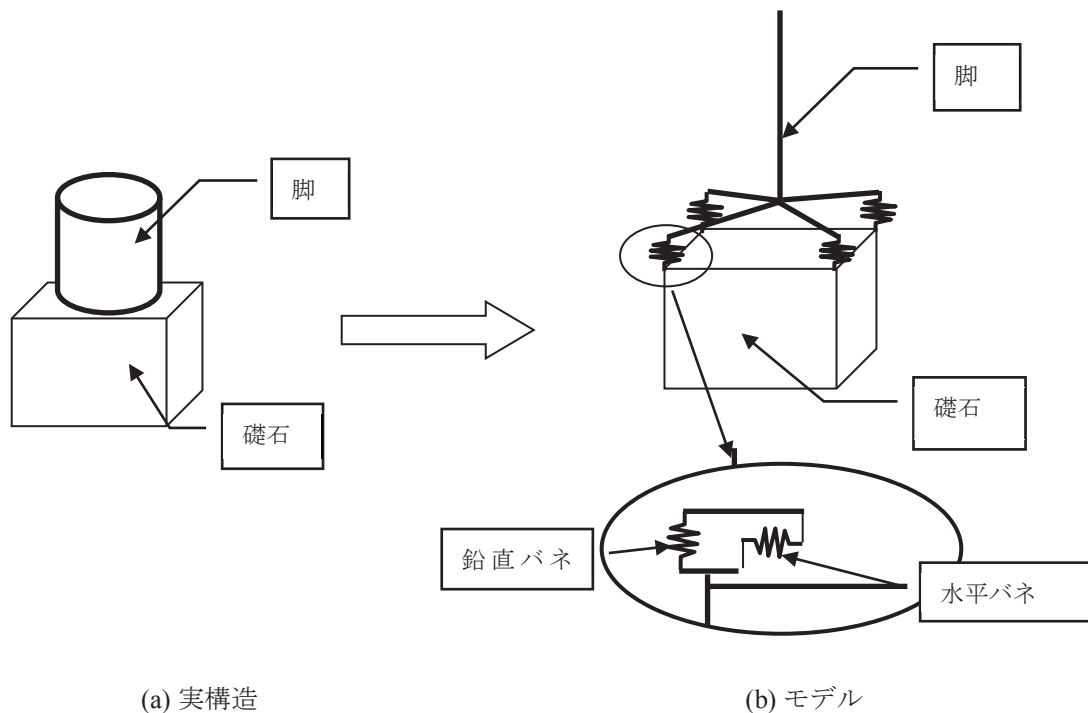


図7 柱脚基部のモデル

モデルの概略図を図7に示す。柱脚-礎石間に設定した要素（以下ジョイント要素と呼ぶ）は、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が行われず、接触している場合には十分剛な線形バネと考える。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パネとした。柱脚（木材）と礎石間の静止摩擦係数は1.0を仮定した⁴⁾。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。

(3) 本堂-周辺地盤の全体モデル

図6の全体モデルは、節点数112,135、ソリッド要素数97,196、梁部材数3,865となる。モデル底面は粘性境界、側方は自由境界とした。

本堂の減衰定数は $h=5\%$ を仮定した。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¹³⁾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ている。その結果、 $Q=Vs/15 \sim Vs/30$ の場合によく対応していると報告されている。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、 $Vs=300\text{m/s}$ で減衰定数 h は5%となる。またRayleigh減衰を用いるため1Hz~10Hzで減衰が5%前後になるように1.5Hz、6Hzで5%に設定した。

入力地震波は、図8に示す文献1)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。図9に加速度応答スペクトルを示す。

時刻歴応答解析においては、運動方程式の解法にNewmarkの β 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。

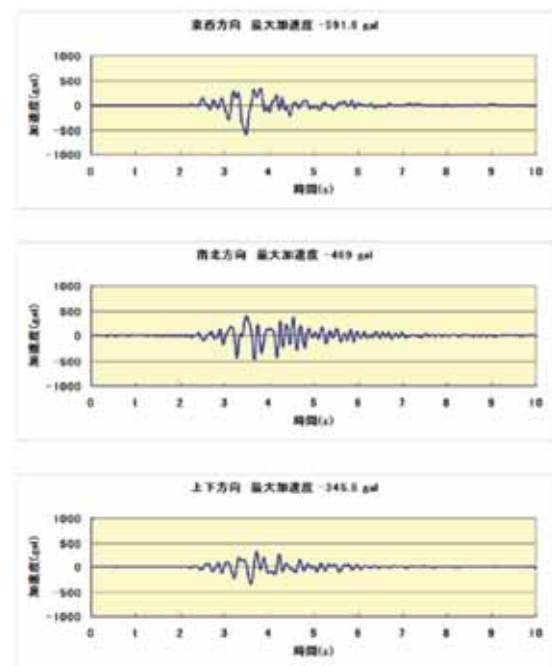


図8 入力地震波（想定花折地震波形）

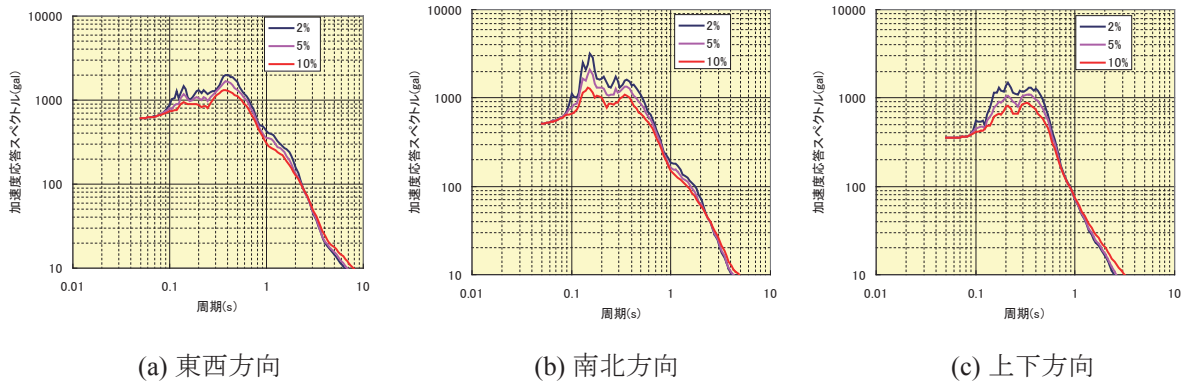


図9 入力地震波の加速度応答スペクトル

3. 解析結果

(1) 地盤地表面の応答

まず、地表面での応答加速度は、最大値が東西方向で631gal、南北方向で556galである。入力地震波の最大値がそれぞれ591galと469galであることから、増幅率は1.1~1.2にすぎない。

図10に本堂中央位置における地表面の応答変位を示す。なお、ここでの応答変位は、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。このことは、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11に示すとおり、水平での軌跡からも始点から南東方向へ向かって変位が見られる。

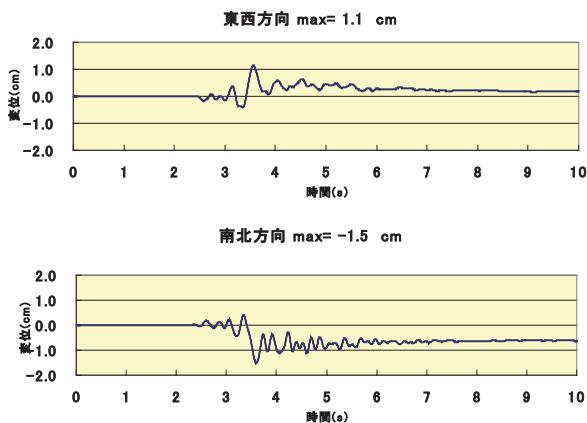


図10 地表面での応答変位

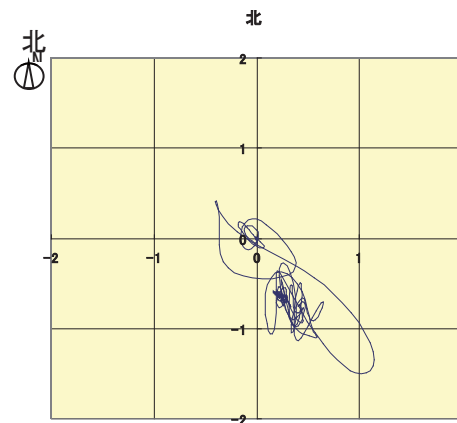


図11 地表面変位の軌跡

(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12に示す舞台先端と本堂大屋根における応答加速度を図13に示す。応答加速度の最大値は、舞台先端で東西方向に1366gal、南北方向に799gal、上下方向に409galとなった。本堂の大屋根では、東西方向に1433gal、南北方向に約1358gal、上下方向に406galの最大応答値となった。

図14に、舞台先端と本堂大屋根での応答変位を示す。ここでの応答変位は真下にある脚基部からの相対変位を表す。舞台先端では東西方向に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の最大応答変位となった。

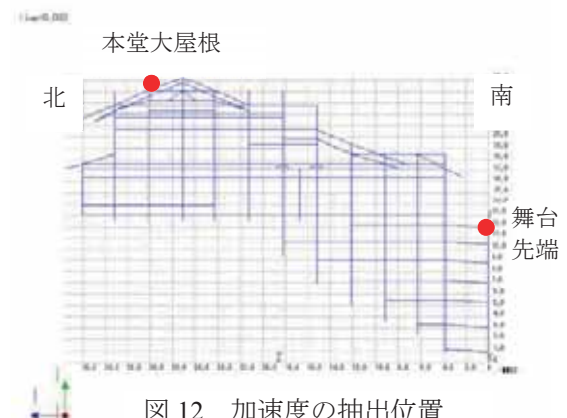


図12 加速度の抽出位置

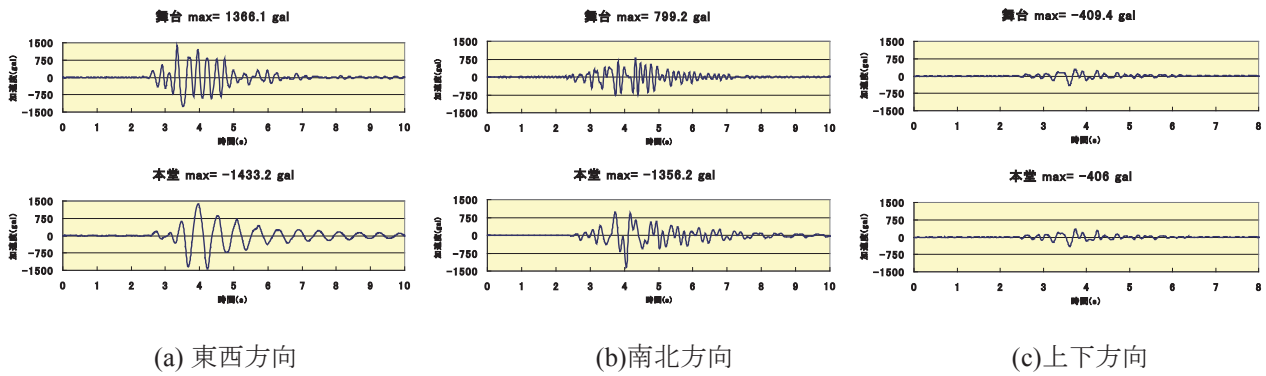


図13 舞台先端と本堂大屋根の応答加速度

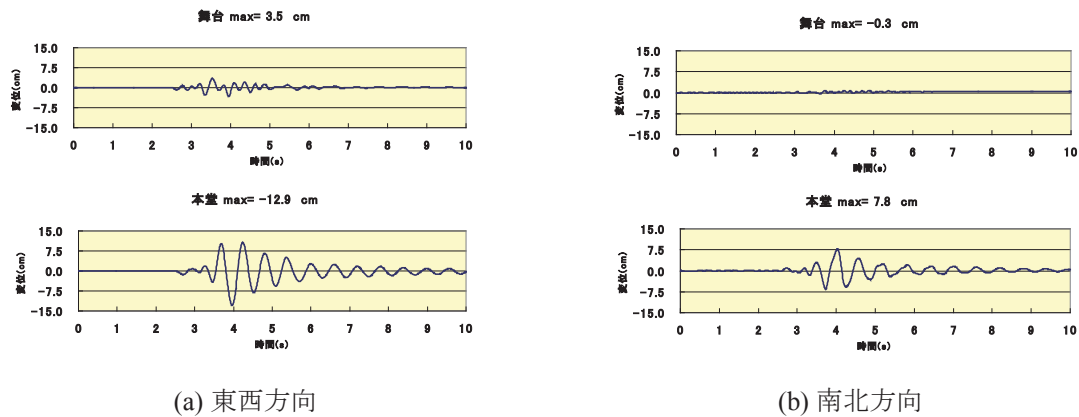


図14 構造物の応答変位

(3) 地表と柱脚の変位

図15に応答終了後の変位ベクトルを示す。図15(a)がモデル全体の变位、図15(b)は図15(a)の本堂付近を拡大し、変位の大きさを記入したものである。ここでの変位は、平面座標が同じ底面からの相対変位である。図15(a)の地表面の動きでは、東の山から西へ向かって変位が見られる。ただし、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結果となる。

図15(c)は柱脚下端の変位であり、地表面と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。

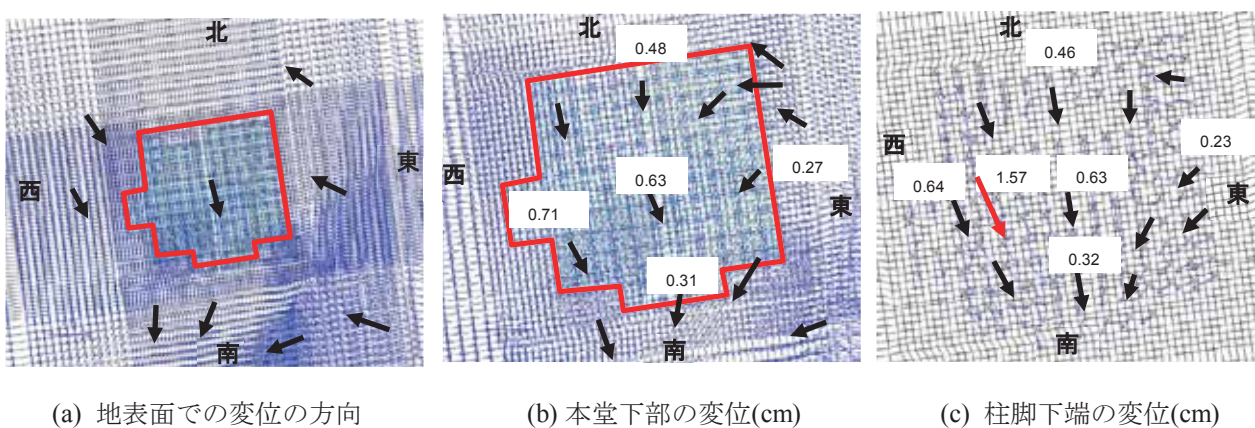


図15 解析終了時刻の地表と柱脚下端の変位

(4) 柱脚と礎石の接触状態

図16に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。また、図17に解析終了時刻における柱脚と礎石との接触状態を示す。ここで、柱脚基部のモデルは図7に示したとおり、1本の柱脚には4点の接触要素を配置している。赤色の大円は4点とも完全に浮き上がり（剥離）の状態を示しており、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。地震時には柱脚の浮き上がりが生じる箇所も存在するが、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。

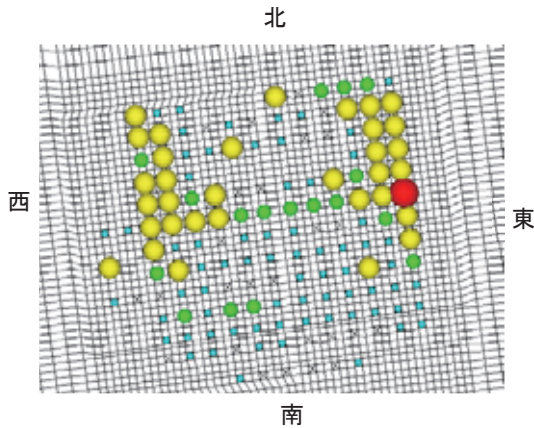


図16 地震時の柱脚と基礎の接触状態

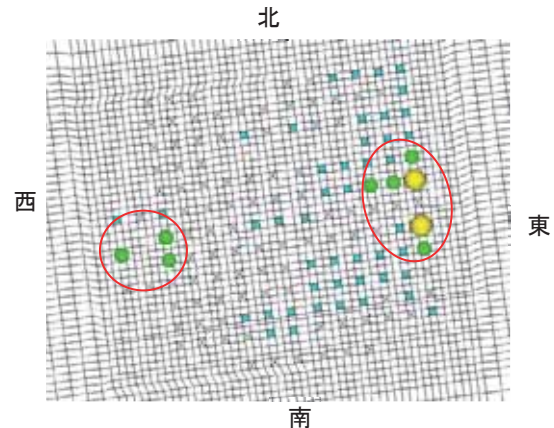


図17 解析終了時刻の柱脚と基礎の接触状態

4. おわりに

本検討により本堂下部では斜面に沿って変動を示すも、地盤は崩壊につながるような大きな変動は見られなかった。また、本堂東側での応答変位は、東山側からの影響を受けることがわかった。さらに柱脚、礎石間では地震時には浮き上がりが生じる箇所も存在するが、地震終了時には完全に浮き上がる箇所は存在せず、ズレも1cm以内であり、本堂に大きな影響を及ぼすものではないことが考えられる。

なお、本研究での結果は、現時点で最も影響が懸念される想定花折地震動に対する応答であり、今後とも、新たな知見をその都度適切に取り入れ、さらに慎重に検討を進めていくことが必要であると考えている。

なお、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。

謝辞： 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。本検討は、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。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) 楯田泰子・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.
- 12) 酒井久和・田尾徹郎・速水喜裕・三村誠：清水寺参道の石積み擁壁の耐震性評価，歴史都市防災論文集，Vol. 4, pp. 77-81, 2010.
- 13) 地震調査研究推進本部事務局：京都盆地の地下構造に関する調査成果報告書，文部科学省研究開発局地震・防災研究課，2003 (<http://www.hp1039.jishin.go.jp/kozo/KyotoCty7frm.htm>) 2012/5/1 閲覧.