

東本願寺御影堂門の立体解析モデルによる地震応答解析

Earthquake Response Analysis of Goei-do Mon in Higashi-honganji Based on 3D Analytical Model

吉富信太¹・栗田駿平²・向坊恭介³・鈴木祥之⁴

Shinta Yoshitomi, Shunpei Kurita, Kyosuke Mukaibo and Yoshiyuki Suzuki

¹立命館大学准教授 理工学部建築都市デザイン学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Associate Professor, Ritsumeikan University, Dept. of Architecture and Urban Design

²滋賀県庁 (〒520-8577 滋賀県大津市京町4-1-1)

Shiga Prefectural Office

³立命館大学助教 理工学部建築都市デザイン学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Assistant Professor, Ritsumeikan University, Dept. of Architecture and Urban Design

⁴立命館大学教授 衣笠総合研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Associate Professor, Ritsumeikan University, Kinugasa Research Organization

Japan is predicted to have major earthquake in the near future and it is required to estimate the earthquake resistant performance of existing traditional wooden structures. There have been many researches to propose mechanical models of traditional wooden joints. However, the validity of whole structural model that consists of such mechanical models is not examined sufficiently. In this paper, 3D frame structural model of the traditional wooden gate structure, Higashi-honganji Goei-do Mon, is constructed and the structural performance of the gate is evaluated through eigen value analysis, static response analysis and earthquake response analysis.

Keywords : 3D-frame structural model, traditional wooden structure, crosspoint joints

1. はじめに

近年発生が予想される巨大地震に対して、歴史的価値のある伝統木造建築の耐震化を行うことは重要な課題である。これまでに、伝統木造建築の構造モデル化に関して、貫、柱などの建物の部分の詳細なモデル化の研究は多く行われているが^{例えば¹⁾}、建物全体モデルに関する検討例は十分になされているとは言えない。小屋組みや桔木の構造的特性について検討した研究^{2,3)}もあるが、梁、束、貫など多くの部材で構成される屋根を軸組に比べて剛性の高い一体構造として仮定し、1質点系として扱うことが一般的である⁴⁾。全ての部材を線材置換し、調査・試験に基づいて材料物性値や各接合部の拘束状況などを設定した解析モデルを構築した研究⁵⁾では、現地で観測された柱の内倒れや組物の回転等の現象の原因を検討している。東本願寺阿弥陀堂を対象とした立体架構モデルを用いた研究⁶⁾では、柱の傾斜復元力特性や柱梁接合部のバネを考慮しない弾性モデルを用いて、常時鉛直荷重だけでなく地震時にも桔木特有の荷重伝達により、柱に内倒れを助長する作用が生じることを定性的に明らかにしているが、実測データとの定量的な比較検証は十分ではない。本稿では、東本願寺御影堂門を対象として、柱の傾斜復元力特性や接合部の非線形力学特性を考慮した立体解析モデルを構築し、解析結果と実測データを比較することでモデルの精度を検証し、常時荷重や地震時挙動の把握を行うことを目的とする。また、ゴムダンパーによる耐震補強を想定して、構築したモデルを用いて応答低減効果について検討する。

2. モデル化

(1) 架構モデル

任意形状立体フレームの動的弾塑性応答解析を実施可能な汎用構造解析ソフト SNAP を使用し、全体架構モデルを作成する。柱梁を線材置換した構造要素で構成される骨組モデルに、柱梁接合部の回転バネ、壁等の耐力要素を表す水平バネを設置したモデルとする。骨組部材を図面（図 1、2）に基づきモデル化する。

伝統木造建物は鉄骨造や RC 造と異なり、柱梁接合部は剛接合ではなく仕口のめり込みを利用して荷重に抵抗する。また直交する梁や束のように、部材を積み重ねる工法も伝統木造の特徴である。このように大きさのある部材の接触を線材で表現するために、接触する両部材に接触点を表す節点を設け、両節点の自由度を関連付けるかあるいは、柱梁接合部の場合、両節点間に回転抵抗を表す回転バネを設置する（図 3）。

柱梁以外の耐力要素として、板壁・飾り欄間等の壁面は水平方向に作用するせん断バネを設置する。多数の部材で構成される組物部分の一つの剛体として置換する。天井、床、屋根板等の水平構面については、屋根板の面内剛性のみ考慮する。柱脚はピン接合とする。作成された全体架構モデルを図 4 に示す。節点数は約 4500、部材数は約 4000 である。下層屋根桔木、上層屋根桔木、建物頂部の解析モデル上の高さはそれぞれ 10.5m、18.7m、24.5m である。

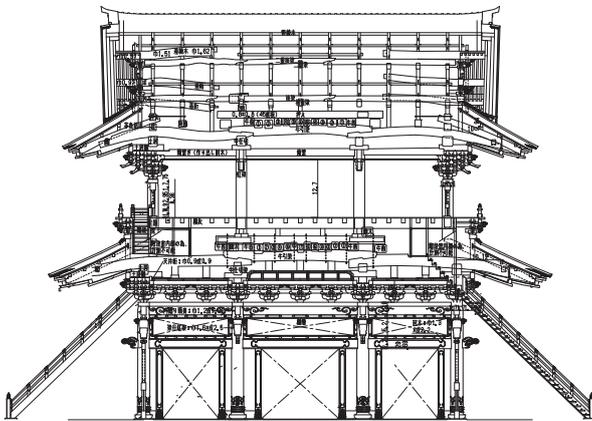


図 1 立面図（長辺方向）

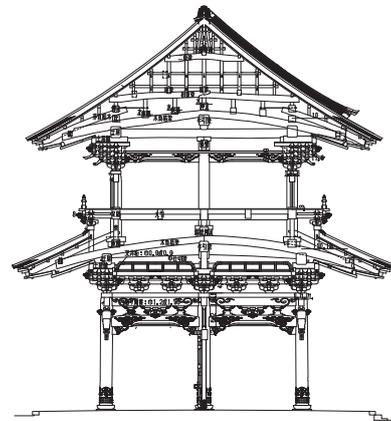


図 2 立面図（短辺方向）

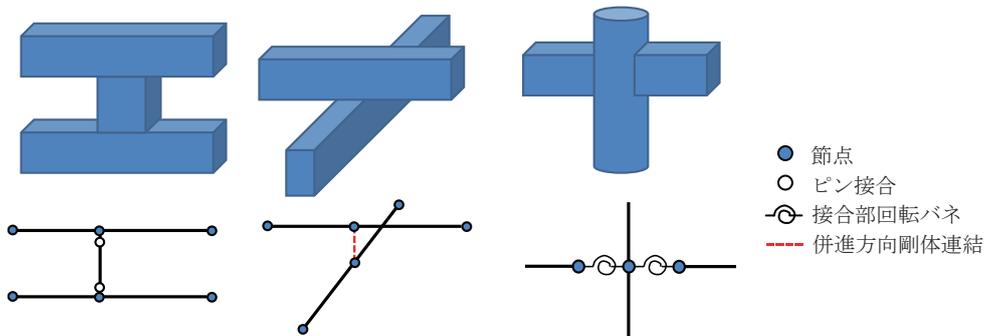


図 3 線材モデルによる接合部のモデル化

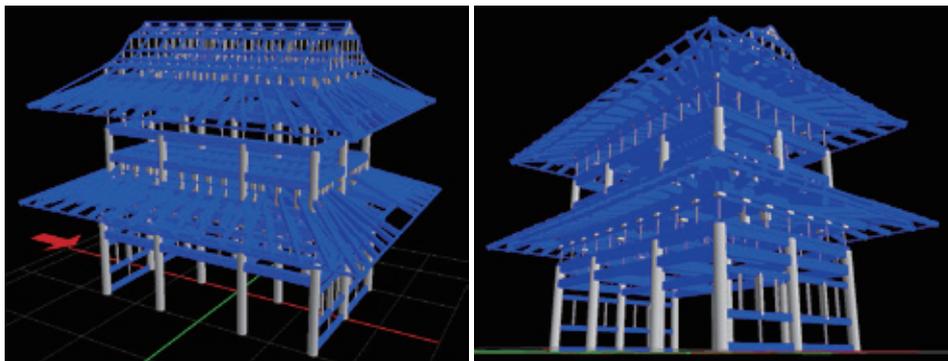


図 4 御影堂門の立体架構モデル

(2) 材料及び部材の力学特性

使用する材料として劣化したケヤキを想定し、ヤング係数 9000N/mm^2 、せん断弾性係数 8000N/mm^2 、単位容積重量 4.9kN/m^3 とする。下層及び上層の各部材の断面寸法は、表 1 のように部材の種類により統一する。ここで SR は円柱、SB は直方体を表し、SR の寸法 1 は直径、SB の寸法 1、寸法 2 は幅とせいの寸法である。

考慮した各要素の復元力特性を図 5 に示す。傾斜復元力特性は非線形弾性要素とする。板壁、飾り欄間は枠材に要素を組み込んだ面状試験体の水平載荷試験に基づいて設定したスリップバイリニアモデルとする。虹梁、頭貫、足固め、墓股は実験データがないため、接合部の回転時のめり込み抵抗メカニズム¹⁾に基づく荷重変形関係を近似したスリップバイリニアモデルとする。減衰定数は、瞬間剛性比例減衰とする。

表 1 部材断面寸法一覧

下層	形状	寸法1(mm)	寸法2(mm)	上層	形状	寸法1(mm)	寸法2(mm)
虹梁	SB	480	714	足固め	SB	510	660
冠木	SB	390	660	大引き	SB	360	570
頭貫	SB	360	570	根太	SB	240	318
台輪	SB	714	270	台輪	SB	660	225
土居桁	SB	630	720	土居桁	SB	660	690
中仕切梁	SB	570	570	中仕切梁	SB	600	600
牛引梁	SB	630	720	木負桔梁	SB	450	480
木負桔梁	SB	450	600	茅負桔木枕	SB	435	444
牛首	SB	510	570	牛引梁	SB	660	660
木負桔梁押え	SB	570	540	茅負桔木	SB	300	390
束踏	SB	540	510	茅負桔木押え	SB	405	420
茅負桔木	SB	270	420	木負桔木押え	SB	480	480
枕	SB	300	300	初重梁	SB	285	360
腰貫	SB	300	480	束踏み	SB	420	420
内法貫	SB	225	405	挟梁	SB	270	360
地覆	SB	300	510	初下貫	SB	42	150
柱	SR	792	0	二重梁	SB	240	360
土居盤	SB	510	630	野棟木	SB	150	150
茅負桔木受け	SB	420	285	頭繫上	SB	363	402
壁束	SB	480	240	天井桁	SB	270	270
				丸桁	SB	288	414
				柱	SR	705	0
				土居盤	SB	660	420
				束	SB	240	240
				母屋束	SB	150	150

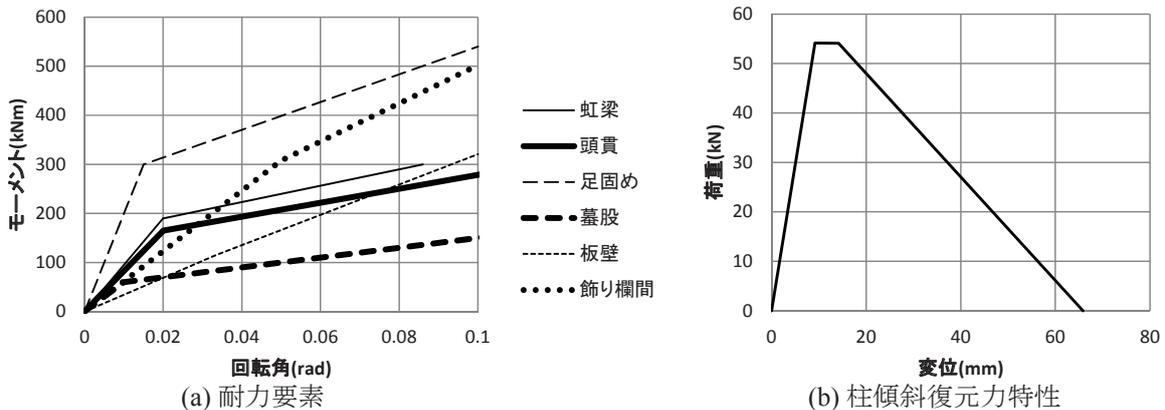


図 5 各種要素の荷重変形関係

(3) 荷重

荷重として部材自重及び屋根荷重を考慮する。屋根荷重は表 2 の 2 種類に分類し、図 6 の①部分に屋根 1 荷重を②部分に屋根 2 荷重を設定する。屋根 1 荷重は、野地板、葺き土、瓦を含み、屋根 2 荷重は軒天井分の荷重を屋根 1 荷重に加えたものである。地震応答解析時には、荷重を各節点の質量に置換する。

表 2 屋根荷重

	屋根 1	屋根 2
単位荷重(kN/m^2)	4.4	4.8

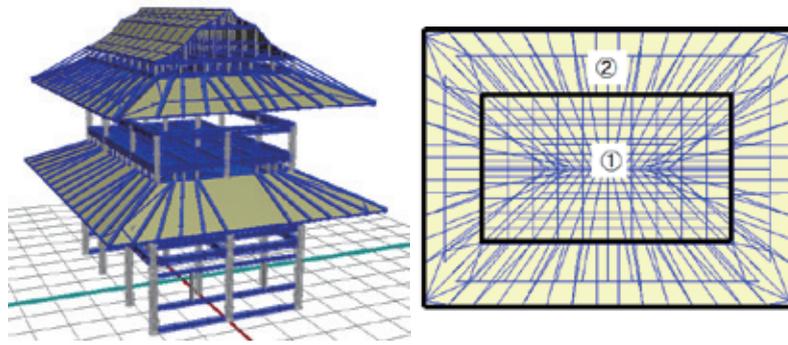


図6 屋根荷重設定範囲

3. 実測データを用いたモデル化の妥当性検証

2章で作成したモデル化の妥当性を検証するために、東本願寺御影堂門で2013年4月13日に実測された地震波形（図7）を用いた時刻歴応答解析を行い、シミュレーションと実測での応答加速度波形との比較を行う。御影堂門の下層屋根桔木、上層屋根桔木、小屋裏に設置されている地震計（設置高さ10.5m、18.7m、23.6m）と対応する位置の応答を評価する。モデルの条件を変えた下記の3ケースの結果を示す。

- ・ケース1：1次減衰定数 $h=0.15$ としたモデル
- ・ケース2：ケース1の1次減衰定数を $h=0.03$ に変更したモデル
- ・ケース3：ケース1の臺股の耐震性能を考慮しないモデル

ここでケース1の1次減衰定数は、上記地震時に計測された応答データのフーリエ振幅のグラフから $1/\sqrt{2}$ 法を用いて算出したものである。ケース2は減衰の変化による影響を検討するためのものである。ケース3は下層柱上部の頭貫と虹梁の間に設置される臺股の剛性を変化させたときの影響を検討するためのケースである。伝統木造建物では臺股以外にも未解明な機構を多く含むが、本建物は下層の水平変位が大きいため、下層柱剛性に影響があると考えられる臺股に着目する。

図7の実測地動加速度を長辺方向に1方向入力した立体モデルの時刻歴応答解析を行い、実測データと各ケースの解析結果の小屋裏レベルの長辺方向加速度の変化のグラフ（最大応答の見られた80秒まで）を図8に、最大加速度と最大相対変位を図9、10に示す。なお、本モデルは立体モデルであるが、ねじれはほぼ生じないことを確認している。

ケース1、ケース3に関しては、最大値をとる時刻は多少異なるものの、応答波形の傾向は実測データとよく対応しており、最大応答については変位、加速度とも実測データとよく対応している。ケース1、3の応答がほぼ同じであることから、臺股を考慮する影響は小さいといえる。臺股により梁の変形を拘束しても、比較的剛性の小さい接合部バネにより全体の特性が決まるためだと考えられ、適切な接合部バネの設定が重要であることが分かる。

ケース2に関しては、他のケースに比べて応答が2倍程度に増えており、最大応答に対して減衰が大きく影響を及ぼすことが分かる。これらより実測データに基づいて設定した減衰定数15%が妥当であったといえる。実測データでは微動では減衰が小さく応答レベルが大きくなるほど減衰が大きくなる傾向が観察されており、実際の減衰は各部位の塑性化等の非線形挙動によるものと考えられる。一方、図5より、モデル上は 0.01rad 以下の応答では各部位は弾性であり、図10の応答レベルではほとんどの要素が弾性であることが分かる。従って、本来なら塑性化によって消費されるべきエネルギーを減衰定数に読み替えていると考えられる。種々の応答レベルに対して応答評価精度を確保するためには、適切な降伏変位の設定が重要であるといえる。

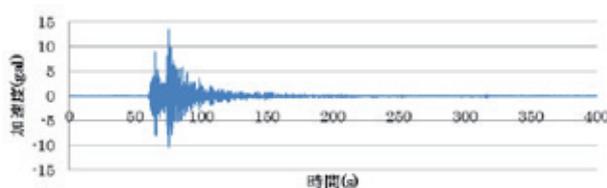


図7 記録地震波（2013年4月13日）

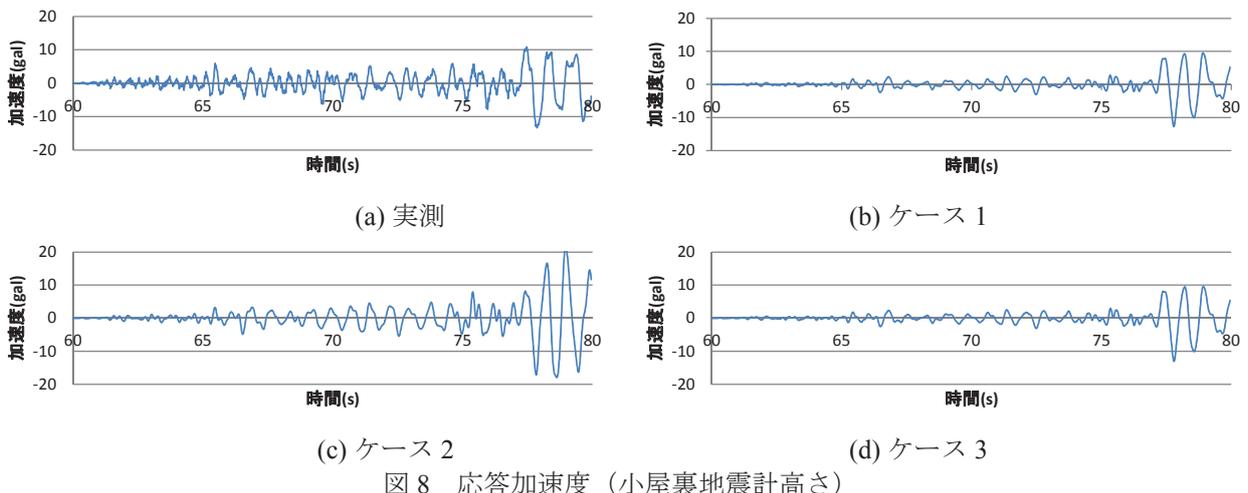


図 8 応答加速度 (小屋裏地震計高さ)

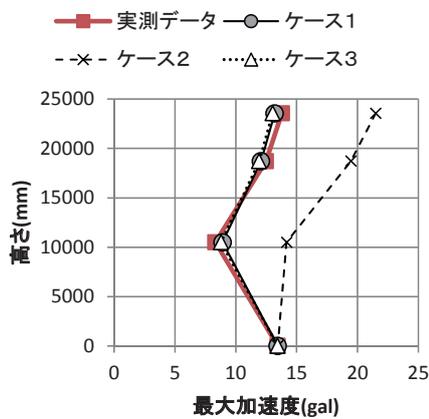


図 9 最大応答加速度

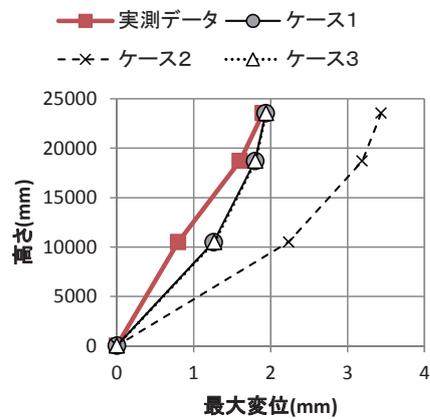


図 10 最大水平変位

4. 静的応答解析結果

建物の自重及び屋根荷重を考慮した静的応答解析による全体架構の曲げモーメント図を図 11 に示す。屋根面の桔木に大きな曲げモーメントが生じていることが分かる。特に、柱直上の桔木には大きな曲げモーメントが生じていることが分かる。これは、桔木にてこの原理で下層柱位置が支点となるためである。

御影堂門の下層桔木には一部亀裂が観察されている。図 12 に下層屋根のみを取り出した曲げモーメント図を示す。図 12 のように桔木と領域の番号を付けると、ひび割れが発見されたのは 3-B であり、この位置における曲げモーメントが他の部材より大きいことが分かる。また、対称な位置にある 11-B にも同じ現象が起こっていることが分かる。

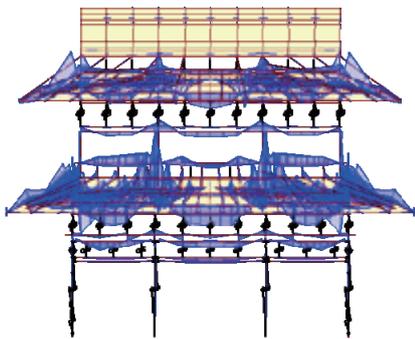


図 11 曲げモーメント図

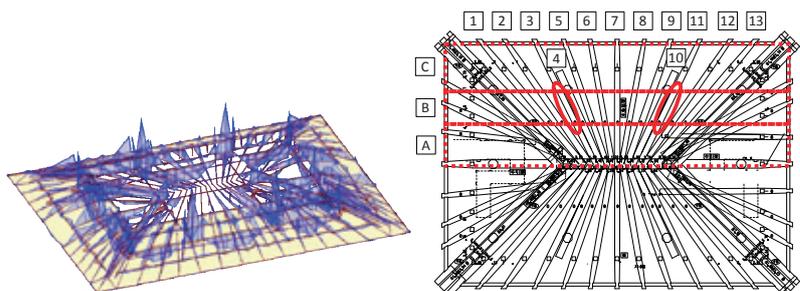


図 12 下層桔梁平面図

5. 固有値解析結果

本章では固有値解析の結果を示す。図 13 に全体の 1 次モード（固有周期 0.831s）および全体の 2 次モード（固有周期 0.83s）の形状を示す。全体の 1 次モードは長辺方向の 1 次モード、全体の 2 次モードは短辺方向の 1 次モードに対応しているといえる。いずれもねじれがほとんど見られず水平振動成分が卓越しているが、長辺方向 1 次モードでは屋根面の鉛直振動成分も含まれていることが分かる。一方、実測データに基づく 1 次固有周期は、長辺方向で 0.94s、短辺方向で 1.11s であり、解析より周期が長い。これは、解析では初期剛性を用いているためであり、塑性化等の非線形性を解析で考慮すると周期は長くなると考えられる。また長辺、短辺方向の接合部の数と、壁要素の数が異なるため、両者のモデル化によって、短辺、長辺のいずれの周期が長くなるかが影響されると考えられる。

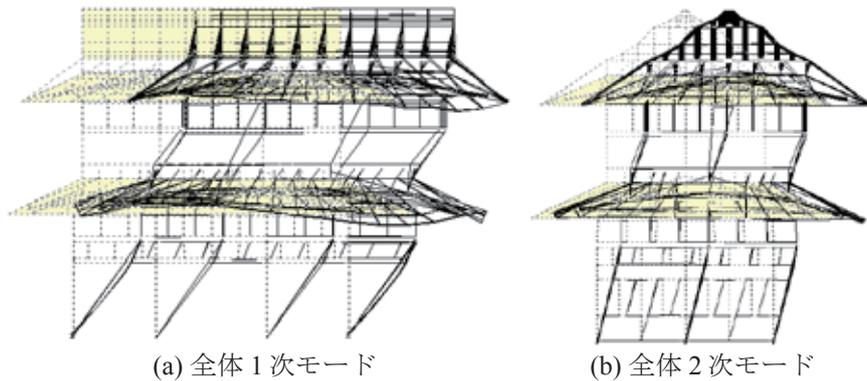


図 13 固有モード形状

6. 地震応答解析結果

(1) 現状の耐震性能評価

本節では時刻歴解析により、御影堂門の地震時挙動について検討する。応答解析に用いる入力地震波は、BCJ-L2、JMA 神戸 NS 波、JMA 神戸 NS 波の位相特性を有する告示波の 3 波とする。図 14 に 3 波の加速度時刻歴波形を示す。長辺方向に地震波を 1 方向入力した場合及び短辺方向に地震波を 1 方向入力した場合の解析を行い、各地震波に対する地震動入力方向の最大水平変位を図 15 に示す。

図 15 より、下層の変形が支配的であり、上層はほとんど変形していないことが分かる。これは御影堂門では通し柱がなく上層と下層で柱が独立していることによると考えられる。平均的にみると長辺方向の応答がやや大きくなっているが、いずれの地震動に対しても、下層の層間変形角は約 1/20 程度となっている。長辺方向と短辺方向で各地震時応答の大小関係が逆転しているが、これは建物周期と地震動との関係によるものと考えられる。

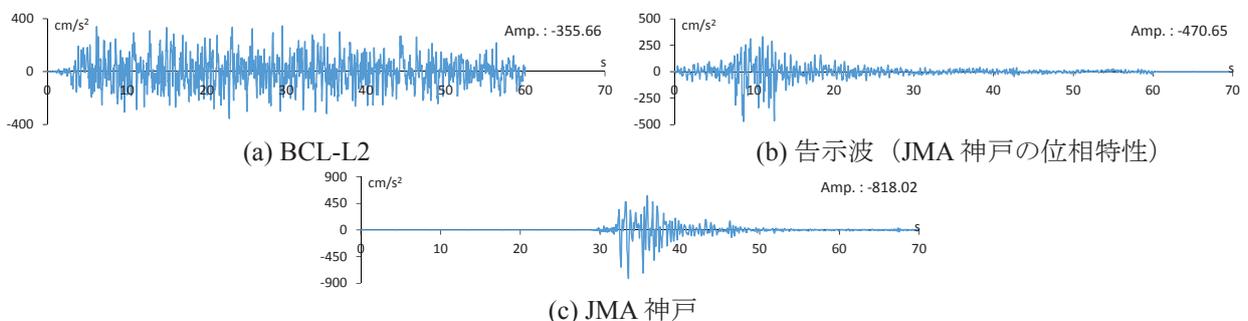
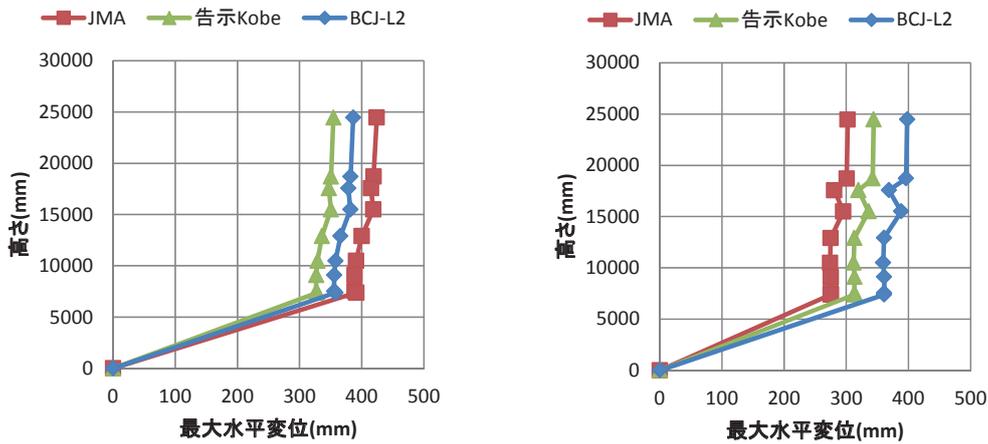


図 14 応答解析使用地震波



(a) 長辺方向入力時の長辺方向最大応答 (b) 短辺方向入力時の短辺方向最大応答

図 15 地震時最大水平変位

(2) ゴムダンパーによる耐震化工事後の耐震性能評価

本節では、階段を利用したゴムダンパーによる耐震改修工事を想定し、御影堂門の補強工事後の応答解析を行う。図 16 の○で囲まれた階段の接地部分にゴムダンパーを設置し応答解析を行う。ゴムダンパーとして、厚さ 300mm、一辺 1000mm の正方形断面の住友ゴム工業の高硬度ゴムを各階段の下に設置した。ダンパー1か所の荷重変形関係を図 17 に示す。ダンパー設置時の固有値解析の結果、固有周期は 1 次が 0.631s、2 次が 0.63s となり、階段ダンパーなしの場合の 0.83s と比べて固有周期が約 3/4 に低減していることから、剛性が 2 倍程度に増大しており剛性付与効果は高いといえる。これは、固有値解析が初期剛性を用いているためであり、図 17 より分かるように本ダンパー剛性は強いひずみ依存性があり、割線剛性は初期剛性と比べて非常に小さいため、実際の固有周期の変動はここまで大きくはないと考えられる。

図 18 に、長辺方向地震波入力時の長辺方向の最大水平変位について、補強後の最大応答を補強前の最大応答で除した応答比を示す。応答比は補強前の応答に対する補強後の応答の比率を表し、1 より小さければ、補強により応答が低減したことを意味する。JMA 神戸波の場合、ダンパーを設置しても最大応答はほぼ変わらないが、図 19 の花折断層波では応答が大幅に低減する場合もある。ここで花折断層波は、京都市における花折断層の活動時を想定して、東本願寺に該当するエリアに対して生成した地表面の地震波である。このようにダンパー設置により剛性が大幅に変動する場合は、地震動の卓越振動数によっては応答低減しない場合やかえって応答が増大する場合がある。従って補強計画においては、剛性の付与のみならず必要な減衰を付与できるようにダンパー設置量の設定を適切に検討する必要がある。

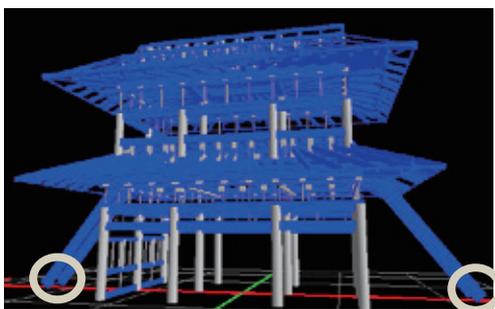


図 16 階段ダンパー設置位置

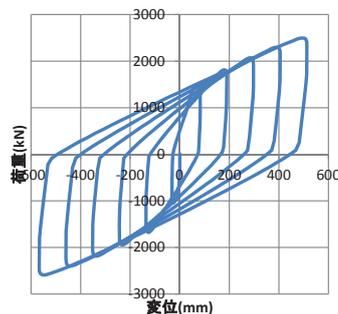


図 17 ダンパー荷重変形関係

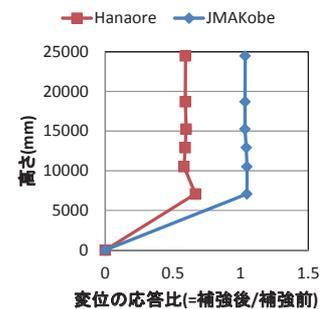


図 18 応答低減効果

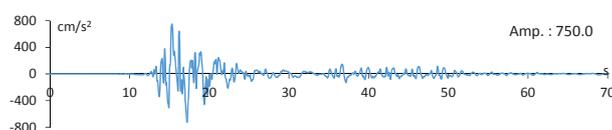


図 19 花折断層波

7. まとめ

- (1) 東本願寺御影堂門を対象として、柱梁を線材置換した骨組モデルに接合部を考慮した回転ばねや耐震要素を考慮したせん断ばねを付加した立体架構モデルを構築した。
- (2) 構築した立体架構モデルの妥当性検証のため、東本願寺御影堂門の地下及び下層、上層に設置してある地震計によって過去に計測された加速度データに基づく比較を行った。観測された応答レベルでは解析モデル上は弾性であり、解析上の固有周期は実測よりも短くなる。また、塑性化によるエネルギー消費がないため、代わりに等価な減衰を付与することにより、変位、加速度とも実測データと概ね対応することが示された。
- (3) 鉛直方向の自重及び屋根荷重を考慮した静的応答解析の結果、屋根を支える梁材に応力が集中しており、特に現地で観測された下層屋根の桔木の折損箇所と概ね対応した個所の応力が大きくなっており、解析と実現象が対応することが示された。
- (4) 時刻歴応答解析の結果、変形は下層に集中し、一般的に用いられる極稀に起こるレベルの地震波に対しては、概ね下層の最大層間変形角が 1/20 程度となることが示された。
- (5) ダンパーを用いた耐震補強を想定して長辺方向の階段柱脚部分に高硬度ゴムダンパーを設置したモデルの地震時応答解析を実施した結果、応答低減効果は地震動によって異なることが示された。これは採用したダンパー量では層剛性が 2 倍程度に増加し固有周期の変動が大きいことが原因と考えられる。耐震補強により剛性を付与する場合は、周期の変動と付与される減衰のバランスに配慮して、補強計画を行うことが必要である。

謝辞：本研究は、東本願寺耐震調査研究委員会のもとで実施した。本研究を進めるにあたり必要な図面及び建物情報を日建設計より提供頂いた。また各要素の荷重変形関係の情報を立命館大学棚橋秀光教授より提供頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 棚橋 秀光・鈴木 祥之：伝統木造仕口の回転めり込み弾塑性特性と十字型通し貫仕口の定式化，日本建築学会構造系論文集，76(667)，1675-1684，2011.9
- 2) 堀田真宏・西川英佑・西澤英和：伝統的社寺建築の小屋組の構造特性に関する研究～大分県四日市別院本堂を事例に～，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.339-340，2009.7
- 3) 片岡靖夫・小川晃司・大丸隆：桔木の構造的考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.255-256，2002，8
- 4) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法，学芸出版社，2004
- 5) 奈良県教育委員会事務局 文化財保存事務所：国宝唐招提寺金堂修理工事報告書[色彩調査・構造補強調査編]，奈良県教育委員会，2009.12
- 6) 吉富信太・尾崎訓応・向坊恭介：伝統木造建築物の全体架構モデルに関する研究，歴史都市防災論文集，Vol.7，pp.105-108，2013.7