

瑞雲院本堂の構造調査

井上 年和*・清水 秀丸**・鈴木 祥之***

はじめに

瑞雲院は浄土宗鎮西派に属し、京都市上京区作庵町に所在する。

境内には山門、本堂、庫裡、書院等が立地し、この内本堂は享保15年(1730)に発生した「享保の大火」(西陣焼け)で類焼した後、宝暦から明和年間に再建された近世寺院建築である。

本堂は、その再建の経緯が各史資料により追跡でき、また、京都市街の大半が被災した「天明の大火」(天明8年・1788)では被災を免れ、今日も現存する貴重な文化遺産であると言える¹⁾。

本稿では、所有者からの依頼により平成23年6~7月にかけて実施した構造調査を基に、各部の改修履歴や現在の破損状況、耐震性について言及し、このような貴重な文化遺産を保存・継承していくための一助とする資料を提供したい。

I 本堂の構造的特徴

平面は東側を正面とし、外陣の西に内陣とその両脇には脇陣を配し、正側面の三方に縁を廻して、内陣背面には後堂を接続する。

外陣は間口五間、奥行三間で、三室により構成され、中央は間口二間、両脇は一間半ずつとする。

内陣は、間口三間、奥行三間で、来迎柱背面を突出させ、宮殿を安置する。

脇陣は、内陣の両脇に配され、間口一間、奥行一間半で、奥に仏壇を備える。外陣との境には結界が設けられていたようであるが、現在は撤去されている。

後堂は、間口三間、奥行二間で奥に仏壇を備える。

軸部は、柱をコンクリート製独立基礎の上に建て、足

固、小壁貫、頭貫で固め、柱上には台輪を廻し、絵様肘木と中備の慕又で軒桁を受けている。

地垂木の上には径170mm程の土居桁が載せられているが、小屋梁はこの土居桁の上に架けられ、小屋組を支持している。

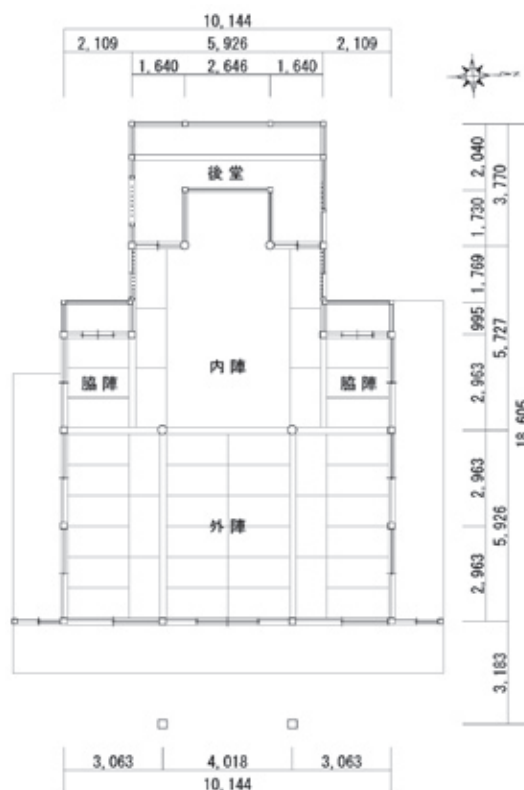


図1 瑞雲院本堂平面図

II 各部の改修履歴と破損状況

1 基礎

外周の犬走りでは、葛石は花崗岩で、正面は大きさを揃え、通りを整えているが、側面では違う大きさのものが並べられ、通りがずれている箇所がある。

土間は、黒モルタル塗りであるが、亀裂を生じ、表面が剥落している箇所がある。

亀腹は外陣、内陣、脇陣下に設けられているが、表面の漆喰が剥落している箇所がある。礎石は撤去され、1m角

* 財団法人建築研究協会・主席研究員

** 財団法人建築研究協会・研究員

*** 立命館大学グローバル・イノベーション機構・教授

程度のコンクリート製独立基礎が設置されて、柱を直接支持している。これは、床組及び柱の底面を補修した際に、施工したものと考えられる。

2 床組

外陣及び内陣部分は、後世に全面的に補修され、新材に取り替えられている。恐らく、前回の修理時には破損が進行していたためと考えられる。

内外陣境には当初の足固貫を残すが、北端の足固貫は虫害跡がみられる。

外周には旧の足固めが軸部に組み入れられているが、内陣南側のものは虫害が顕著である。

また、柱足元は後世の補修でコンクリート製独立基礎を設置したときに切断されており、防腐処理が施され、土間にも石灰等の防湿材が撒かれたようである。

外陣の南北と脇陣下には換気口が設けられているが、外陣の南北では、床下の湿度環境を良質に保全するには開口が小さい。また、脇陣下のもは外気と接しておらず、換気が見込めない状況である。

床組は、近年に大規模な改修がなされていることから、当時既に破損が進行していたものと推測される。

防湿剤を散布した痕跡は認められるものの、換気が悪く虫害痕や虫害や腐朽による木部の劣化も見られる（図2）。



図2 床下の状況 コンクリート基礎が設置され、足固貫には腐朽がみられる。

3 軸部

柱はコンクリート製独立基礎の上に建ち、床高では足固貫で繋ぐ。頂部は粽状として頭貫で繋ぎ、台輪を廻す。柱上部分では絵様肘木を組み、中備は藁又として軒桁を受けている。

不陸測定では、外陣北側で最大 23 mm の沈下が見られるが、全体的に大きな不陸は認められない（図3）。

傾斜測定では、全体的に北西に傾斜する傾向が見られるが、外陣両脇の中央部分では、外側に開く傾向がみら

れる（最大 1/50）（図4）。

また、外陣両脇の中央部分では台輪が外側に開き、絵様肘木、軒桁の傾斜が約 1/3 と内側に大きく転んでいる（図5、図6）。

これは、屋根や妻廻り、軒廻りの荷重が土居桁に伝わり、内側へ傾斜させる力が作用していることや、台輪に継手が設けられていること、柱と台輪、絵様肘木との仕口が不十分であること等が考えられる。また、傾斜は現在も進行している可能性があり、このまま放置すれば益々傾斜が増大する可能性が指摘される。

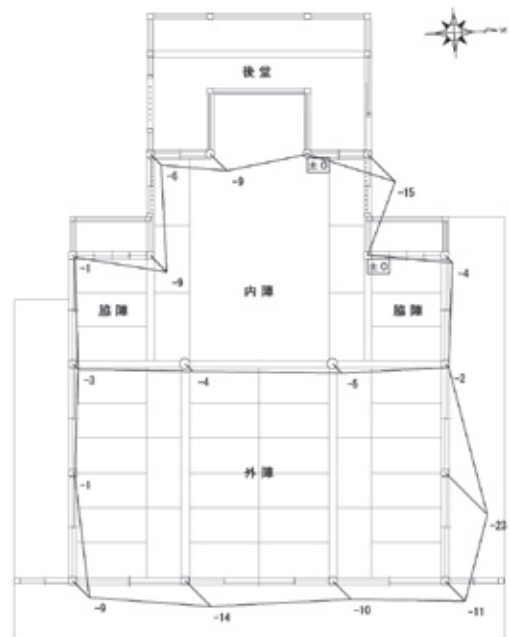


図3 不陸測定図(向背は省略)

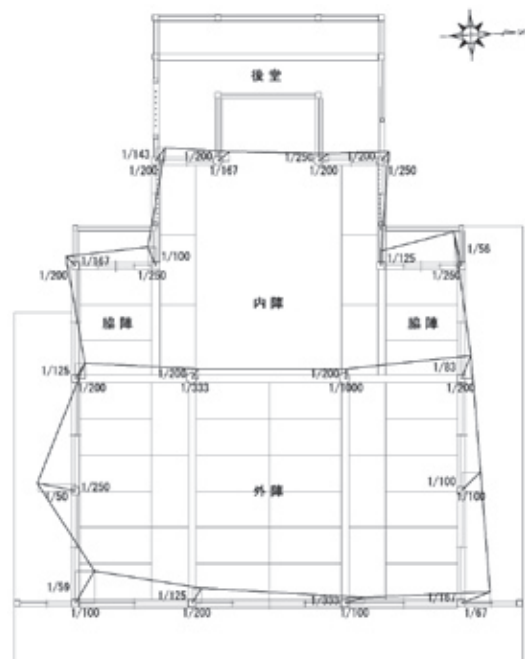


図4 柱傾斜測定図(向背は省略)

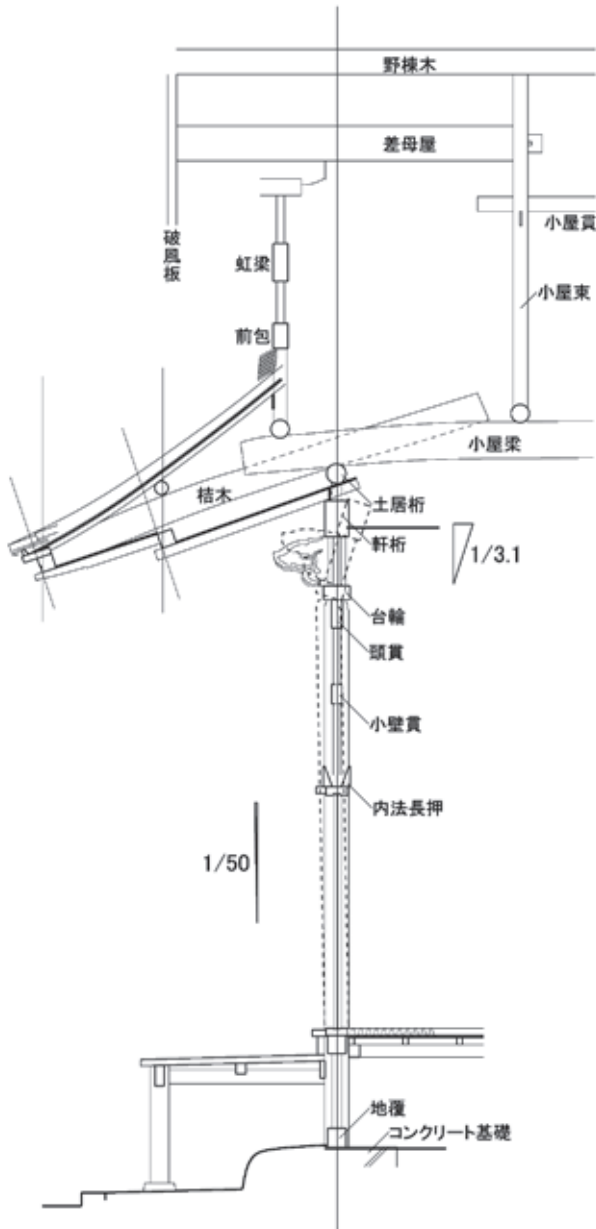


図5 外陣南側中央矩計図・傾斜測定図



図6 台輪・絵様肘木・軒桁 内側に大きく転んでいる

4 小屋組

外陣では、四周に土居桁を廻し、小屋梁は土居桁の上に組まれる（図7）。小屋束は約5尺ピッチで建てられ、小屋貫により固められる。棟筋では桁行方向に筋違を設ける。

外陣両妻面は桁行に架かる小屋梁の桔出し部分により妻受梁を受け、支持している。

野垂木は古材の横に新材を添え、野地を補強している。

野地板は前回の屋根替工事で全面的に張り替えられている。

内陣も土居桁上に小屋梁を架け渡し、小屋束のピッチも内陣とほぼ同様である。

後堂の小屋組は、近年に撤去され、現在は小屋梁が鉄骨製トラスに取り替えられ、小屋束、母屋、垂木、野地等は全て新しい材料となっている（図9）。

破損状況については、外陣北側の妻面に雨漏りによる白色腐朽がみられる他、内外陣境南部の土居桁、内陣西部の小屋梁に圧壊がみられる（図8）。

小屋組は、部分的に腐朽がみられるが、後堂部分以外は、古材をよく残し、比較的健全な状態であるといえる。

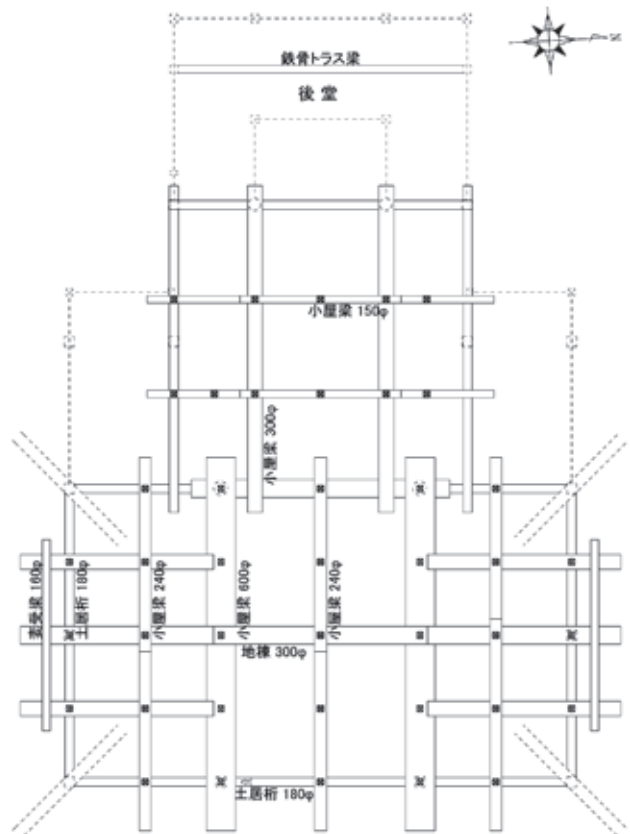


図7 小屋伏図

5 屋根

入母屋造、棧瓦葺で、内陣部分には、これと直行方向に棟を設け背面を切妻とし、後堂部分は屋根を一段下げて鉄板葺きとしている（図10）。

大棟の棟積は、葺唐草に肌熨斗一段、割熨斗九段に伏間瓦を伏せる。下り棟は、肌熨斗一段、割熨斗五段に角棧付伏間瓦伏で、隅棟は、肌熨斗一段、割熨斗四段に角棧付伏間瓦伏とし、妻面には妻降棟を設ける。

内陣は、肌熨斗二段、割熨斗六段、伏間瓦伏。後世の改修により、屋根は全面的に葺き替えられたようであるが、西側背面に古い瓦を、東側正面に新しい瓦を用いたようである。

役物瓦はほとんど全てが再利用されたようで、鬼瓦には制作者の名前（深草瓦師 平岡作兵衛と作成年号（明和3年・1766））が記されている。

東面北側平葺きの一部に波打、熨斗瓦の抜け落ち、北側鬼瓦に亀裂がみられるが、大きな破損は認められない。

6 壁

内陣、外陣廻りは、近年の修理により目立った損傷は認められないが、軸部の変形に伴い部分的にチリ廻りの亀裂がみられる（図11）。

後堂では、軸部の変形に伴い、北面、南面とも上部の小壁にたわみが発生している。

また、外壁は仮設的に鉄板により覆われているが、鉄板の下にある本来の土壁が剥落しているのが散見され、建物の保存に影響を与えている。

7 改修履歴と破損状況のまとめ

現在の本堂は、宝暦から明和頃の再建と考えられるが、近年の改修により後堂の小屋組・屋根形式や内外陣の基礎、床組が変更されている他は大きな改造はなく、再建当時の部材をよく残していると考えられる。

しかし、床組や小屋組の木材が一部腐朽し、軸部は構造的な欠陥を有することにより、損傷が進行していることが明らかとなった。

また、後堂は、近年に仮設的な改修により形式を大きく変更しており、建物の価値を減じている他、軸部の変形や外壁の劣化等、保存にも影響を与えている。

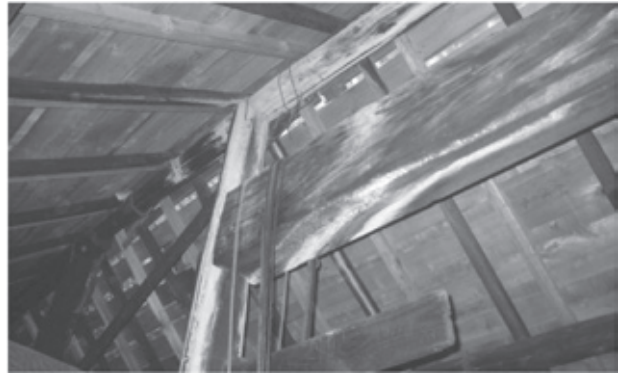


図8 北妻面 差棟木、野棟木、棟東に白色腐朽がみられる。



図9 後堂見上げ 小屋梁が鉄骨製トラスに取り替えられている。



図10 屋根全景(北西より) 北側は古い瓦が用いられ、後堂は鉄板葺きとなっている。



図11 内陣北面東端小壁 亀裂が生じている。

Ⅲ 耐震診断

1 耐力-変形角関係

調査建物の耐震性能を、木造建物の限界耐力計算に用いられる耐力算定手法から評価した。この際、建物の耐力は、桁行、梁間方向ごとの耐力-変形角関係を剛床と仮定して、図12のように加算した。桁行方向とは南北方向、梁間方向とは東西方向である。加算の方法は、各耐震要素で設定された規則によって行い、所定の層間変形角(1/120rad、1/60rad、1/30rad、1/15rad)における建物の耐力を算出した。

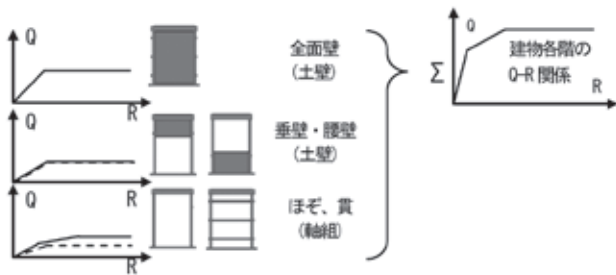


図12 木造建物の限界耐力計算に用いられる耐力算定手法の概要

各耐震要素の耐力の加算則を以下に例示する。土壁などの全面壁の耐力は、壁材のせん断耐力によって耐力-変形角関係が決まるとし、柱スパン距離を基準柱スパン距離(1820mm)で除した値に基準耐力を乗じることで求めた。土壁の厚みは80mmであり、耐力は基準壁厚(60mm)に対する補正を行うが、階高による補正は行わない。

垂壁・腰壁の耐力は、柱の曲げ変形によって耐力-変形角関係が決まるとし、壁材に関わらず柱スパン数による比例倍とし、壁長・壁厚による補正は行わない。

軸組などの貫、柱ほぞの耐力は、木材のめり込み面積によって耐力-変形角関係が決まるとし、基準柱高さ(2730mm)を対象建物各階の柱長さで除することで補正した。貫は3段貫と仮定し、横方向の貫のみ考慮した。柱ほぞの形状は調査から確認出来なかったが、柱断面が概ね200mm角程度のため、長ほぞと仮定して耐力を求めた。

各耐震要素の個別荷重-変形角関係のうち、本堂と標準的なそれを図13~17に示す。全面壁(土壁)は、本堂の壁厚が80mmのため、標準よりも耐力が高く評価された。垂壁、腰壁は標準耐力-変形角関係より低い値となった。これら、土壁の耐力-変形角関係からは、貫、柱ほぞの耐力を減じている。長ほぞ、貫の耐力は、標準値より小さい。これは、建物の階高による補正が大きく影響している。

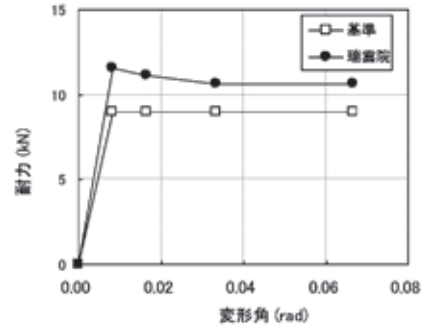


図13 全面壁(土壁)

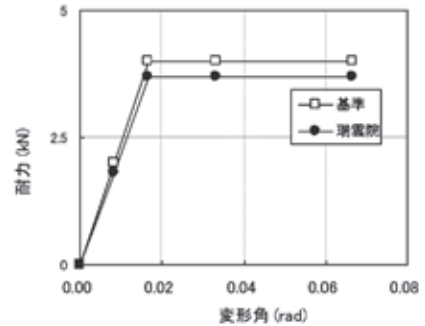


図14 垂壁(土壁)

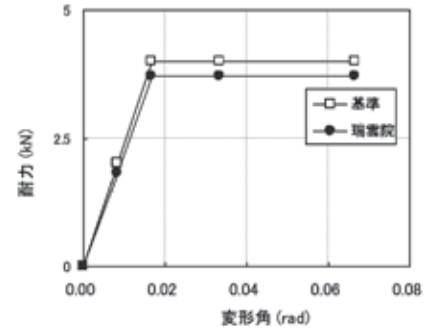


図15 腰壁(土壁)

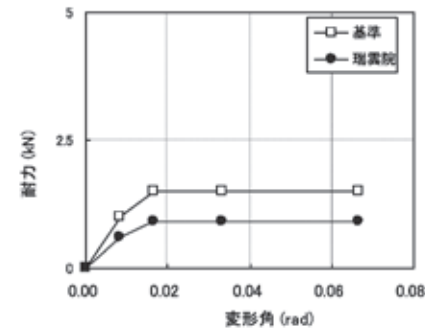


図16 長ほぞ(軸組)

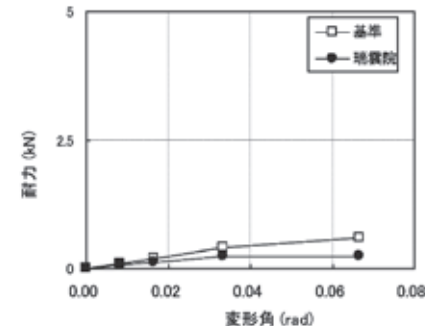


図17 貫(軸組)

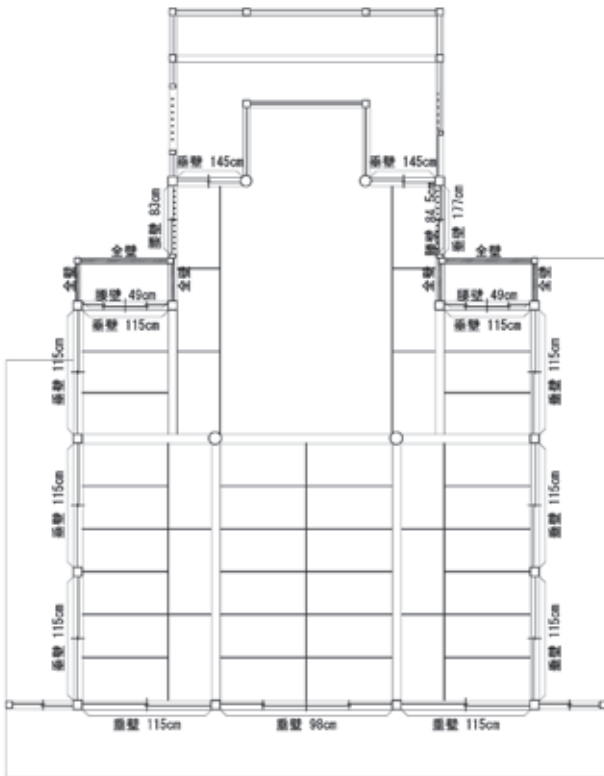


図 18 瑞雲院本堂構造平面図（向背は省略）

本堂の耐震性能を把握するため、耐力-変形角関係と層間変形角 1/30rad における各耐震要素の耐力割合を求めた。所定の層間変形角における桁行・梁間方向の耐力-変形角関係を図 19 に示す。図 20 では、主要な耐震要素として、全面壁（土壁）、垂壁・腰壁（土壁）、軸組（長ぼぞ、貫）の 3 種類に分類した。図 20 より、1/30rad 時の本堂耐力は、桁行方向 68.1kN、梁間方向 67.4kN となった。耐力に対する各耐震要素の割合は、全面壁が約 3 割、垂壁・腰壁が約 5 割、軸組が約 2 割となり、全面壁とともに垂壁・腰壁が重要な耐力要素となっていることがわかる。

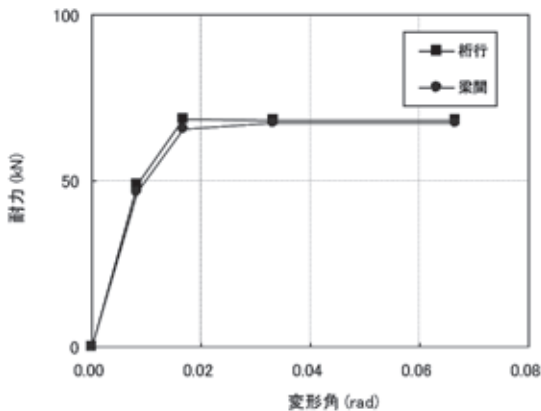


図 19 瑞雲院本堂の耐力-変形角関係

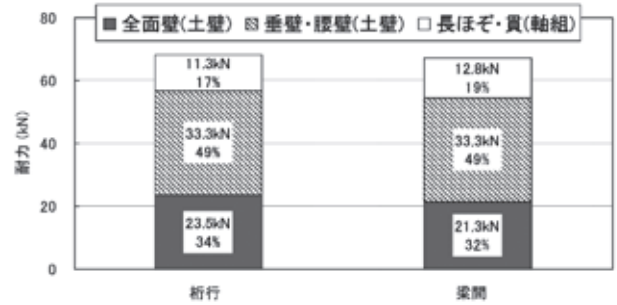


図 20 層間変形角 1/30rad 時の桁行、梁間方向耐力と各耐震要素の割合

2 建物重量

建物の質点系重量を、固定荷重から求める。固定荷重は、建築基準法施行令第 84 条に定められる単位面積当たりの値から算出した。具体的には、屋根重量は、前回の改修において葺き土が撤去されていたため、瓦の葺き土無しとして、屋根勾配 (6.5 寸) や軒の出 (約 2.6m など)、妻面の土壁も考慮して算出した。土壁の重量は、壁厚 80mm とし、「木造の建築物の小舞壁」の値 830N/m² が壁厚 60mm であるとして補正した。なお、柱頭から桁までの耐震要素としなかった土壁も重量として考慮した。

本堂の質点系重量は 295.8kN、単位床面積重量で 2.56kN/m² となった。重量の内訳は、屋根の固定荷重が 185.9kN (63%)、壁や軸組の固定荷重が 109.9kN (37%) となり、一般的な寺社建築物と同様に、本堂でも屋根の瓦および妻面の土壁の重量が支配的であった。また、前回の改修において瓦下の葺き土を無しとしたため、寺社建築としては、比較的軽量の単位床面積重量である。

表 1 建築基準法施行令第 84 条に示される固定荷重

建築物の部分	種別	単位面積当たり荷重 (N/m ²)	備考
屋根	瓦ぶき	ふき土がない場合 640 ふき土がある場合 980	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
	波形鉄板ぶき	もやに直接ぶく場合 50	もやを含まない。
	鋼鉄板ぶき	200	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
	ガラス屋根	200	鉄線枠を含み、もやを含まない。
	厚形スレートぶき	440	下地及びたるきを含み、もやを含まない。
	木造のもや	もやの支点間の距離が 2 m 以下の場合 50 もやの支点間の距離が 4 m 以下の場合 100	
天井	さお縁	100	つり木、受木及びその他の下地を含む。
	鋼鉄板張、打上げ板張、合板張又は金属板張	150	
	木モメント板張	200	
	格縁	200	
	しつくい塗	300	
	モルタル塗	500	
	床	木造の床 板張 150 畳敷 340 床張り 100 張り間が 4 m 以下の場合 170 張り間が 6 m 以下の場合 250 張り間が 8 m 以下の場合 200	床面につき
壁	コンクリート造の床の仕上	フロアリングブロック張 150 モルタル塗、人造石塗及びタイル張 200	根太及び大引を含む。 仕上り厚さ 1cm ごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。
	木造の建築物の壁の軸組	150	柱、間柱及び帯筋を含む
	木造の建築物の壁の軸組	100	下地を含み、軸組を含まない。
	木造の建築物の壁の仕上り	木ずりしつくい塗 340 鉄網モルタル塗 640	
	木造の建築物の小舞壁	830	軸組を含む
	コンクリート造の壁の仕上り	しつくい塗 170 モルタル塗及び人造石塗 200	仕上り厚さ 1cm ごとに、そのセンチメートルの数値を乗ずるものとする。
	タイル張	200	

3 偏心率

調査建物の床構面を剛床と仮定して、建物の偏心率を算出する。まず、建物各通りの耐力から1/30radの割線剛性を算定し、桁行、梁間の各方向の剛心を求めた。次に、建物の重心を求めた。算定事例として、剛心と重心位置を図21に示す。各方向の剛心と重心から、偏心距離、ねじり剛性、弾力半径を求め、偏心率を算出した。

本堂の偏心率は、桁行方向0.40、梁間方向0.03となり、梁間方向よりも桁行方向の偏心率が大きい。平成12年建建設省告示第1352号より、木造建物の偏心率は0.30以下とすることが求められていることから、桁行方向の偏心率が大きく、地震時の建物応答では、建物東側が南北に大きく振られると考えられる。

建物の東側が大きく振られる概念図を図21に示す。図は、桁行方向における各通りの1/30radの割線剛性から応答変位を算出した。応答変位は、脇陣土壁の変位を基準とし、各通りの変位比とした。

外陣東隅の通りが最も大きく振られる様子が見てわかる。また、傾斜測定において最大1/50radの傾斜が確認された柱も大きく振られると考えられる。

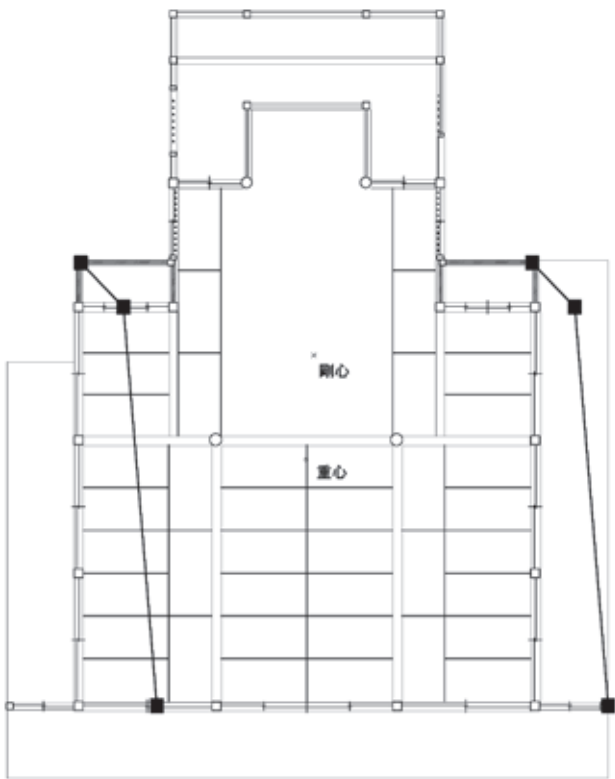


図21 重心位置と剛心位置及び地震時の偏心応答変位概念図(向背は省略)

4 入力地震動

耐震診断に用いる入力地震動の加速度応答スペクトルは、平成12年建建設省告示第1461号で示された解放工学的基盤を用いる。解放工学的基盤で与えられる(減衰定数) $h=5\%$ における加速度応答スペクトルは図22に示す通りであり、表層地盤による加速度増幅率 G_s を用いて地表面まで増幅させる。表層地盤による G_s の算定は、平成12年建建設省告示第1457号の第7に示された簡略計算を用いた。瑞雲院本堂の表層地盤は、第2種地盤の上に建物があると仮定した。この地域の表層地盤は主に砂礫質台地で構成され、30m平均S波速度は456m/s、地盤増幅率 ($V_s=400 \sim$ 地表) は0.9である。入力地震動のレベルと構造に対する要求性能を表2に示す。

表2 入力地震動のレベルと構造に対する要求性能

要求性能	地震動レベル	構造の要求性能
損傷限界(中地震時)	建設地において建物供用期間中に1度以上遭遇する事を想定する地震(再現期間概ね数10年から50年程度)。	地震力の作用後に構造安全性の維持に支障がある損傷を生じない。
安全限界(大地震時)	建設地における建築物の構造安全性への影響度が最大級のレベル。	人命の保護。地震動の作用時に階の崩壊・倒壊を生じないこと、即ち、人間が生存可能な空間を維持すること。

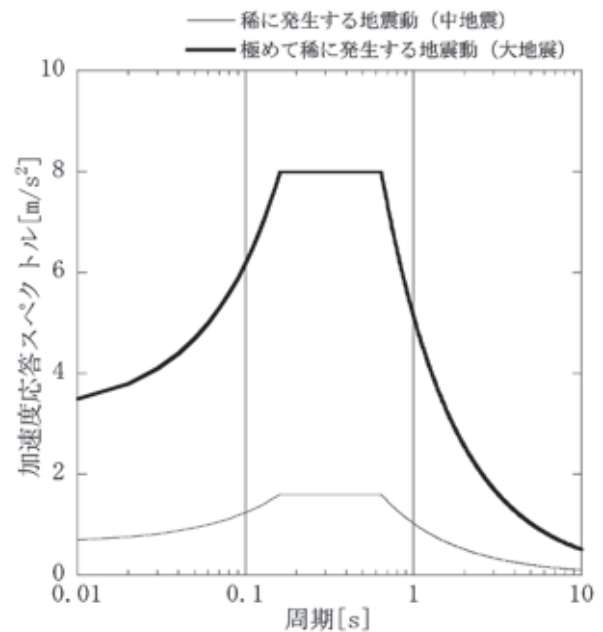


図22 解放工学的基盤上の加速度応答スペクトル ($h=0.05$)

5 限界耐力計算

調査建物の耐震性能を一質点系モデルに置き換え、地震時の応答変形角を検討する限界耐力計算により評価した。本堂は、土壁や貫などの伝統的な耐震要素が支配的であり、層間変形角と損傷状態には、表3に示すような良い対応関係を有する。

限界耐力計算では、これらを踏まえて稀に発生する地震動（中地震）に対する損傷限界変形角を1/120rad、極めて稀に発生する地震（大地震）に対する安全限界変形角は、建物の軸部に傾斜が見られるなどから、1/20radに設定する。

限界耐力計算法では建物の水平構面を剛体と仮定しているため、地震時に建物が一体となって挙動した場合の応答変形角が算出される。限界耐力計算の結果を図23、24に示す。

計算結果より、現況では稀に発生する地震動（中地震）に対する応答変形角が、けた行・張り間方向とも1/120radであった。極めて稀に発生する地震動（大地震）に対する応答変形角は、けた行・張り間方向とも1/19radであった。

本堂は、希に発生する地震（中地震）では、大きな修復を必要とする損傷は生じないが、極めて希に発生する地震（大地震）では、安全限界変形角を少し超える変形となり、大きく損傷する可能性が高い。

Ⅲ章3節の偏心率の検討でも指摘したように、桁行方向の偏心率が大きく、大地震時の建物応答では、建物東側が南北に大きく振られると考えられる。限界耐力計算の応答変形角は剛心位置の代表点の値であるため、建物東側の構面はさらに大きな応答変形角となることが容易に想像でき、安全限界変形角の1/20radを大きく超える変形角となることが考えられ、倒壊の危険性があり、耐震補強の必要性が認められる。

表3 層間変形角と損傷状況の関係

層間変形角	損傷状態
1/120rad	軸組にほとんど損傷がなく補修も必要ない（損傷限界）
1/60rad	再使用可能限界—若干の補修をすれば再使用できる
1/30rad	補修・再使用可能限界—土壁は大きなひび割れが生じ、軸組にも木材のめり込みによる損傷が生じるが、補修によって再使用が可能
1/20rad	大きな残留変形あり。これを越える応答変形では倒壊に対する安全性の保証ができない（安全限界）

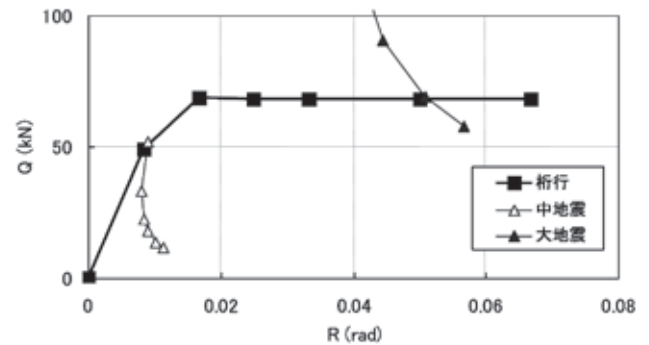


図23 けた行方向の限界耐力計算結果

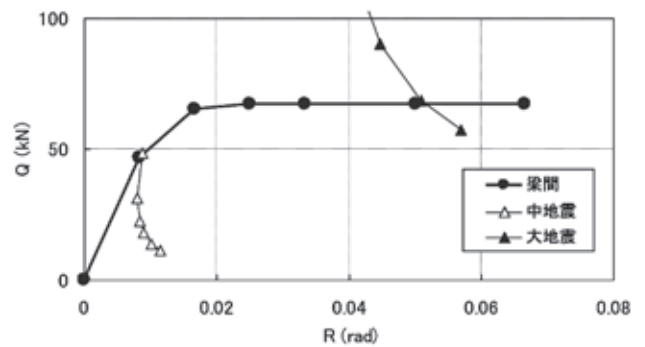


図24 張り間方向の限界耐力計算結果

IV 結び

以上、瑞雲院本堂の改修履歴と現在の破損状況、耐震診断について述べた。

その結果、各部の破損状況や構造的な欠陥による進行性の損傷、耐震性不足が判明し、早期に改修する必要性が認められた。

貴重な文化遺産を保存・継承していくためには破損部の補修や欠陥部の改修、耐震対策等の早急かつ適切な対応が求められる。

謝辞

瑞雲院・志水智則様には調査および本稿作成に関して、格別なご理解とご協力を頂きました。記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 瑞雲院本堂再建の経緯については本冊子の中村琢己、井上年和、吉越昭久『京都西陣の瑞雲院にみる「享保の大火」からの本堂再建』に詳述。