

平成 23 年度

修 士 論 文

東大寺法華堂仏像群および建造物の耐震安全性に関する研究

指導教員 花里利一 教授

三重大学大学院工学研究科
建築学専攻

藤田 悠貴

目次

第1章 序論	
1.1 概要	1
1.2 背景と目的	1
1.3 研究対象	
1.3.1 東大寺法華堂	2
1.3.2 仏像群	4
1.4 既往の研究	6
1.5 地震被害	7
第2章 仏像縮小模型による振動台実験	
2.1 概要	9
2.2 実験計画	
2.2.1 試験体概要	9
2.2.2 加振計画	11
2.2.3 測定計画	15
2.3 実験結果と考察	19
2.4 まとめ	27
第3章 仏像実大模型による振動台実験	
3.1 概要	28
3.2 研究対象	
3.2.1 研究対象概要	28
3.2.2 持国天立像の基礎振動特性	31
3.3 試験体の設計及び制作	
3.3.1 持国天立像の重心高さの算定	36
3.3.2 実物大模型の設計	38
3.3.3 実物大模型の転倒限界加速度	40
3.4 実験計画	
3.4.1 加振計画	41
3.4.2 測定計画	44
3.5 実験結果と考察	47
3.6 まとめ	54

第4章 東大寺法華堂の基礎振動特性	
4.1 概要	55
4.2 測定内容	
4.2.1 測定方法	55
4.2.2 測定項目	57
4.2.3 測定位置と測定成分	58
4.3 測定結果と考察	
4.3.1 固有振動数	70
4.3.2 減衰定数	81
4.3.3 ロッキング振動	84
4.4 まとめ	85
第5章 東大寺法華堂の耐震診断	
5.1 概要	86
5.2 基礎診断	
5.2.1 建物概要	86
5.2.2 基礎診断方法	87
5.2.3 必要耐震性能及び限界変形の設定	87
5.2.4 復元力特性の算定	88
5.2.5 建物重量の算定	90
5.2.6 入力地震動	91
5.2.7 基礎診断結果及び判定	92
5.3 専門診断	
5.3.1 東大寺法華堂のモデル化	96
5.3.2 接合部の仮定	97
5.3.3 固有値解析	103
5.3.4 時刻歴応答解析	106
5.3.5 静的増分解析	110
5.4 まとめ	112
第6章 結論	
6.1 研究成果のまとめ	
6.1.1 仏像群の耐震安全性	113
6.1.2 東大寺法華堂の耐震安全性	113
6.2 今後の課題	
6.2.1 仏像群の耐震安全性	114
6.2.2 東大寺法華堂の耐震安全性	114

謝辞115

参考文献116

付録118

第 1 章

序論

1.1 概要

東大寺法華堂は、東大寺の中でも最も古い建造物であり、1951年に国宝の指定を受けている。奈良時代の正堂に鎌倉時代の礼堂が並立した造りになっており、二棟を中の間および小屋組で繋いだ構造の建物である。正堂内陣に建築須弥壇、その上に八角二重の須弥壇を置き、本尊不空罽索観音像を中心に十六体の仏像が祀られている。これらの仏像の内、九体が乾漆造、五体が塑造、二体が木造であり、乾漆造および塑造の仏像は天平時代、木造の仏像に関しては鎌倉、室町時代に造られたものである。何れも国宝または重要文化財に指定されており、建物及び仏像共に歴史的、文化的な価値は非常に高いといえる。

本研究は、こういった歴史的、文化的価値の高い仏像の耐震安全性について調査、検討することを目的とする。また、仏像の地震時の安全性には、安置されている建物の耐震安全性も深く関わっていることから東大寺法華堂についても研究対象としている。

研究内容としては、初めに地震時の仏像の挙動および転倒条件を明確にするため、縮小模型を用い、一軸振動台による加振実験を行った。次に、その結果を基に、実物大の模型を用い、大型一軸振動台による加振実験を行っている。法華堂の耐震性に関しては、基礎的な振動特性である固有周期や振動モード、減衰定数を常時微動測定及び固有周期に合わせて行った人力加振後の自由振動の測定により算出を行っている。それに合わせて、文化庁の重要文化財(建造物)耐震診断指針に則り耐震診断を実施している。耐震診断を行うに当たり、図面の作成を行うため現地調査を二回実施している。耐震診断は、基礎診断と専門診断に分かれており、基礎診断では等価線形化法を用いた限界耐力計算、専門診断では三次元モデルによる弾塑性応答解析を行っている。

1.2 背景と目的

歴史的建造物の地震被害を低減するための研究は近年活発に行われているものの、安置されている美術工芸品等の文化財についての耐震性を考慮した研究例は少ないのが現状である。本研究で対象としている仏像、特に立像の転倒による破損被害は、決して少なくはなく、代表的な被害例として、1586年の天正地震の際に、京都府の蓮華王院三十三間堂で仏像 600 体が転倒したという記録も残っており、これまでに多くの仏像が地震で転倒し、損壊してきたと考えられる。東大寺法華堂や蓮華王院三十三間堂の様に密集して歴史的、文化的な価値のある仏像が安置されている場合、地震時に一体の仏像が転倒すると連鎖的に転倒する可能性もあり、その被害は計り知れない。また、東大寺法華堂に安置されている仏像の内、九体が乾漆造であり、この乾漆造の仏像は麻布と漆でできた外殻と木芯からなる構造で中身は空洞であるため、地震発生時に万が一転倒した際、修復不可能な破損のおそれがある。

東大寺のある奈良県北部には桜井市から京都府京都市までおよそ 35km に渡り南北に奈良盆地東縁断層があり、法華堂は歴史上、強地震動を幾度か受けている。また、奈良盆地

東縁断層で最も大きな活断層地震が起きた場合、最大加速度が 626Gal と推定されていることもあり、仏像の転倒防止対策は早急な課題であるといえる。しかしながら、東大寺法華堂の仏像群には過去に修理が行われた形跡があるものの、文書等記録がないため地震被害による修復であるかは定かではなく、また、現在に至るまで原型を留めているのも事実である。東大寺法華堂に関しても東大寺で現存する建造物で最も古い建物であり、奈良地域で多くの伽藍が倒壊した 1596 年の慶長地震などで強地震動を受けているが、地震で大きな被害を受けた記録はないとされている。これらのことから歴史的に見て東大寺法華堂及び仏像群は一定の耐震性を有していると考えられるがその耐震性評価には科学的な調査が必要となっているのが現状である。本研究では、東大寺法華堂及び仏像に関して、その耐震性を仏像の縮小模型実験及び実物大模型実験と建物の常時微動測定及び耐震診断より検証することを目的としている。

1.3 研究対象

1.3.1 東大寺法華堂

本研究の対象である東大寺法華堂は奈良県の北部、奈良市街の東に位置する華嚴宗大本山東大寺にある建造物の一つで 1951 年に国宝の指定を受けている建物である。法華堂は東大寺の建造物のなかでも最も古く、寺伝では東大寺の創建以前に存在したとされる金鐘寺の遺構とされているが、創立について幾多の説があり明確な解答をあたえるには至っていない。その一説に正倉院蔵の「東大寺四至図」に記された「絹索堂」が現法華堂の位置とほぼ符合することから、その創設を 749 年頃とするのが有力である。¹⁾ 当堂では旧暦 3 月に法華会が行われることから法華堂または三月堂とも呼ばれるようになったとされている。法華堂は現在の形状に至るまで幾度かの改築及び修復工事が行われており、もとは寄棟造りの正堂と礼堂が軒を連ねて建つ建物であったが、1264 年鎌倉時代の修理の際に礼堂を入母屋造りに改築し、中の間と小屋組みで二棟を繋いだとされている。この大規模な改築により礼堂は大仏様の特徴がみられる鎌倉時代の建築となっている。東大寺法華堂の天平建築と鎌倉建築が巧みに合わさった建築様式は、その構造とともに日本建築史上の貴重な遺構である。



写真 1.1 東大寺法華堂



図 1.1 東大寺法華堂南立面図

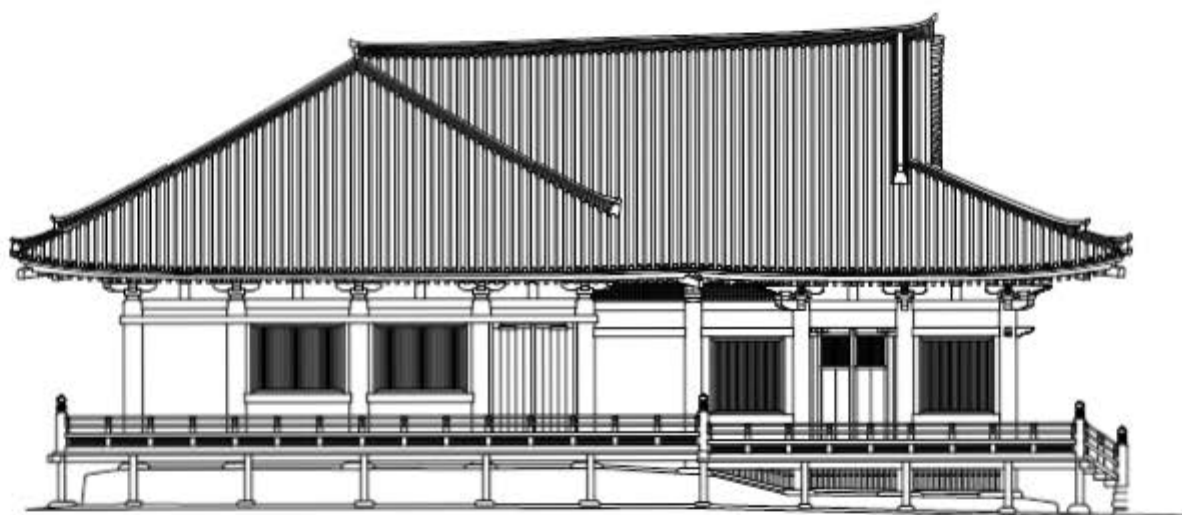


図 1.2 東大寺法華堂西立面図

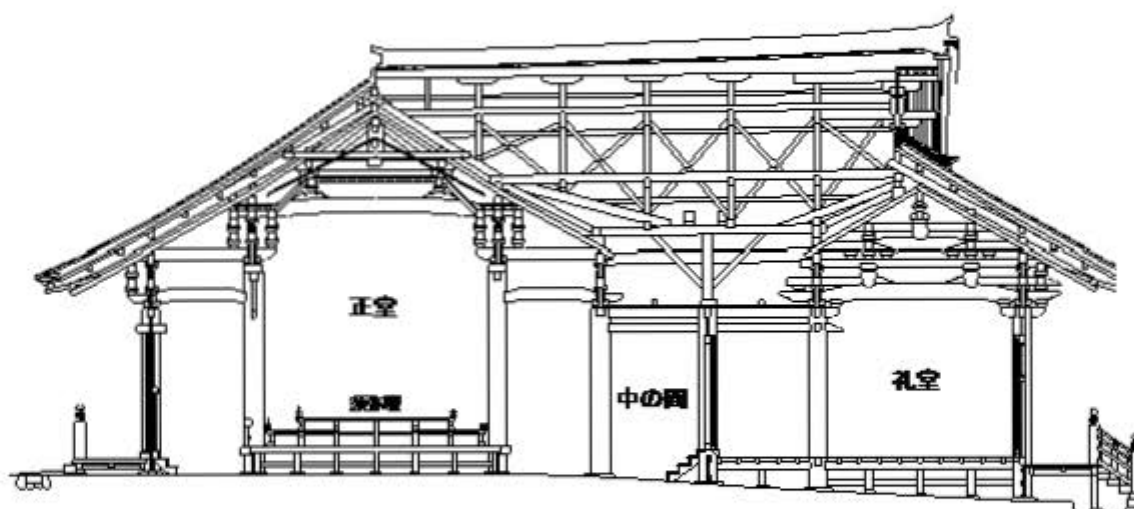


図 1.3 東大寺法華堂断面図

1.3.2 仏像群

東大寺法華堂の正堂内陣には建築須弥壇上中央に二重の八角須弥壇を置き、本尊である不空罽索観音を中心に十六軀の仏像が祀られている。法華堂に安置されている仏像の内、十二軀は国宝の指定を受けており、残る四軀も重要文化財の指定を受けている何れの仏像も歴史的、文化的価値は非常に高いといえる。表 1.1 に各像の像高、造り、制作時期等を示す。十六軀の仏像の内、比較的像高の高い九軀は麻布を漆で貼り合わせて制作した外殻を木造の骨格で支える乾漆造であり、五軀は塑造、二軀は木彫の仏像である。制作時期は木彫の二軀が鎌倉時代に制作されたもので、他の十四軀は天平時代に制作されたものであるとされている。当堂の尊像構成は他に類例をみないため、何れの像が法華堂の当初像であるかについては諸説あるが、材質や像高の違いから、本尊を含む乾漆造の仏像九軀が当堂本来の仏像であり、天平時代に制作された仏像の内、吉祥天、弁才天像は他の堂からの客仏であることが定説となっている。塑造の日光、月光菩薩像と併せて四軀が他の堂から移されたものとする説が有力である。これらの仏像の内、幾つかは修理した形跡があり、その際に重量や底面部の図面等の資料が残っているものもあるが、諸元が不明な像も幾つか存在する。現在、仏像群は平成 22 年 5 月から文化庁指導の下、始まった須弥壇修理事業のため、正堂内陣の須弥壇から移されており、幾つかの仏像は修復作業が行われている。

表 1.1 安置仏像一覧

		名称	像高	造り	制作時期
1	●	不空羼索観音像	362.0cm	乾漆造	天平時代
2	●	梵天像	402.0cm		
3	●	帝釈天像	403.0cm		
4	●	金剛力士像(吽形)	306.0cm		
5	●	金剛力士像(阿形)	326.4cm		
6	●	持国天像(四天王)	309.0cm		
7	●	増長天像(四天王)	300.0cm		
8	●	広目天像(四天王)	304.0cm		
9	●	多聞天像(四天王)	310.0cm		
10	●	執金剛神像(秘仏)	170.4cm	塑造	
11	●	日光菩薩像	207.2cm		
12	●	月光菩薩像	204.8cm		
13	○	吉祥天像	202.0cm		
14	○	弁財天像	219.0cm		
15	○	地藏菩薩像	84.3cm	木造	鎌倉 室町時代
16	○	不動明王像	86.5cm		

※●は国宝、○は重要文化財

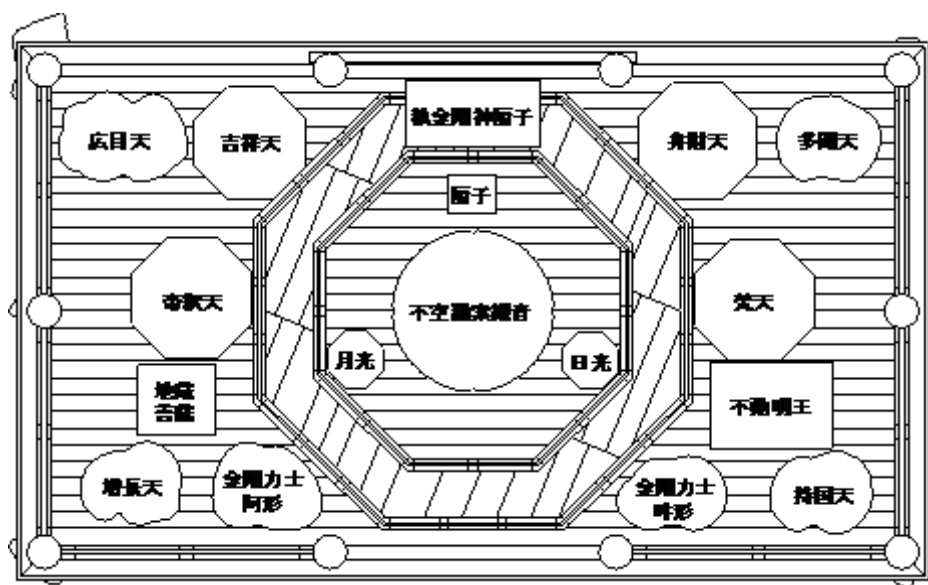


図 1.4 安置仏像配置図



写真 1.2 東大寺法華堂仏像群

出典：東大寺法華堂回覧資料より

1.4 既往の研究

本研究で対象としている仏像の転倒問題はおそらく初の試みであり、研究を進める上で参考とした文献は、剛体の転倒問題および家具などを剛体と仮定した研究成果を基にしている。以下に参考とした既往の研究から抜粋し、概要を示す。また、共同研究として東京文化財研究所の森井順之らが行った法華堂安置仏像群の三次元計測と仏像群の地震時転倒予測についてもその概要を示す。

石山祐二は物体を力学的に剛体であると仮定し、物体の転倒問題を主に解析的に検証を行っている。既往のほとんどの研究では地震時に物体はロッキング振動を起こし転倒に至ると仮定しているのに対し、物体が滑ったり飛び上がったりする運動も解析できるように式を導き、コンピュータプログラムを開発し、入力として正弦波と地震動についてシミュレーションを行い、転倒条件式を提案している。また、物体の転倒には加速度の他に速度もある値以上でなければならないことを振動台による振動数掃引実験を行い算出している。²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾

金子美香らは家具類の地震時転倒可能性を簡易に評価する手法を提案しており、地震動の最大加速度及び最大速度、建物の固有周期と減衰定数及び一次モード形状がわかれば、設置された家具の転倒可能性を大まかに推定できるとしている。また、剛体の転倒及び滑り量には摩擦係数に依存し、最大移動量に関しては剛体の形状には依存しないことを示している。さらに、他の研究では転倒危険性が生ずる最小の入力レベルである転倒限界に着目したものがほとんどであるが、金子らは地震時における剛体の転倒する確率を転倒率として求め、家具等剛体の転倒率推定方法を提案している。⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾

森井らは凸版印刷株式会社で開発中のステレオカメラを用いた小型装置による簡便な三次元形状情報及び色情報を取得する手法を用い東大寺法華堂の仏像群の三次元計測を行っている。当堂の仏像群は大小十六軀の仏像が非常に密集した状態で安置されており、従来のレーザーレンジスキャナ等の大型の形状計測機では計測不可能であった。本手法を用いることで仏像同士の干渉によるデータの欠落等の問題を解決し、須弥壇内にて安全かつ簡便に計測することが可能になったとしている。また、計測した三次元形状情報を基に、金子らが提案した家具等剛体の転倒率推定方法による仏像の地震時転倒予測を行っている。仏像の底面幅を $B(m)$ 、高さを $H(m)$ とすると、転倒する平均的な加速度 $A_{ave}(=\lambda)$ は、(1)式となり、仏像の転倒率 R は(2)式となる。

$$A_{ave} = \frac{B}{H} g \left(1 + \frac{B}{H} \right) \quad (1)$$

$$R = \alpha \cdot \Phi \left(\frac{\ln A_f - \lambda}{\zeta} \right) \quad (2)$$

ここで、 g :重力加速度、 α :仏像の滑りにくさを表現するパラメーター、 Φ :平均値 λ 、標準偏差 ζ の正規分布関数、 A_f :床応答加速度(cm/s^2)である。これを仏像形状に適用する際、仏像は密度一様の剛体として転倒予測を行うこととしている。また、高さ H は像高ではなく

三次元計測より算出された推定重心高さを二倍したものを採用した。本来の重心高さは推定よりも低くなることが想定されるが、これは本予測手法の安全率とし考慮することとしている。その結果、例えば乾漆金剛力士阿形像の場合、神戸海洋気象台で得られた兵庫県南部地震の地震波形(南北成分)については($A_{\max}=818\text{Gal}$ の場合)、転倒率 $R=0.123$ と算出され、また、奈良盆地東縁断層で最も大きな活断層地震が起きた場合の模擬地震波($A_{\max}=626\text{Gal}$ の場合)¹³⁾では、 $R=0.006$ と算出され、仏像が転倒する確率は低いとしている。¹³⁾



図 1.5 乾漆金剛力士阿形像の三次元計測による形状図

1.5 地震被害

研究対象である東大寺法華堂は過去に幾つかの強地震動を受けており、仏像群には修理した形跡があるものの、書面等の記録はなく地震による被害が過去に存在していたのかは定かではない。しかし、塑造である弁財天、吉祥天像は何らかの要因で転倒し、弁財天像に関しては後世に手を復元している。転倒原因は不明ではあるが、須弥壇内をかく乱する要因として、地震等の天災を想定してもよいだろう。仏像の転倒による被害例としては、1586 年の天正地震の際に、京都府の蓮華王院三十三間堂で仏像 600 躯が転倒するという記録がある。また、2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震でも多くの仏像が転倒又は移動により破損している。表 1.2 に奈良地方が受けてきた過去の代表的な強地震動の一覧¹⁴⁾を表 1.3 に東北地方太平洋沖地震で破損した仏像の被害報告の一覧を示す。

表 1.2 奈良地方が受けた強地震動一覧

発生年月日	地震名	地震規模	震度
684年11月29日	白鳳の南海東海地震	M8.25	
855年7月1日		不明	
887年8月2日	仁和の南海東南海地震	M8.0～8.5	
1070年12月1日		M6.0～6.5	
1096年12月17日	永長の東海地震	M8.0～8.5	
1099年2月22日	康和の南海地震	M8.0～8.3	
1185年8月13日	文治の京都地震	M7.4	
1361年8月3日	正平の南海地震	M8.25～8.5	
1449年5月13日		M5.75～6.5	
1494年11月19日		M6.0	
1498年9月20日	明応の東海地震	M8.2～8.4	
1586年1月18日	天正の飛騨美濃近江地震	M7.8	震度5程度
1596年9月5日	慶長の京都地震	M7.5	震度5～6
1605年2月3日	慶長の東海南海地震	M7.9	
1662年6月16日	寛文の琵琶湖西岸地震	M7.25～7.6	震度5程度
1707年10月28日	宝永地震	M8.6	震度6程度
1802年11月18日		M6.5～7.0	
1819年8月2日		M7.25～7.5	震度5程度
1854年7月9日	伊賀上野地震	M7.5	震度5程度
1854年12月23日	安政の東海地震	M7.6	震度5程度
1854年12月24日	安政の南海地震	M8.4	震度5～6
1899年3月7日	紀和地震	M7.0	
1936年2月21日	河内大和地震	M6.4	
1944年12月7日	昭和の東南海地震	M7.9	震度5程度
1946年12月21日	昭和の南海地震	M8.0	震度5程度
1952年7月18日	吉野地震	M6.8	震度5程度
1995年1月17日	兵庫県南部沖地震	M7.3	震度4程度

表 1.3 東北地方太平洋沖地震の仏像の被害一覧

県名	市町村	種別	被害物件	被害状況
岩手県	花巻市	有形文化財	毘沙門堂：伝阿弥陀如来立像	転倒による破損
	花巻市	有形文化財	安浄寺：阿弥陀如来立像	転倒による破損
	平泉町	有形文化財	白王院：観世音菩薩坐像	転倒、一部破損
	平泉町	有形文化財	寿徳院：阿弥陀如来坐像	転倒、一部破損
	住田町	有形文化財	光勝寺：阿弥陀如来坐像	一部破損
	住田町	有形文化財	光勝寺：観音菩薩坐像	一部破損
	住田町	有形文化財	光勝寺：勢至菩薩坐像	一部破損
	紫波町	有形文化財	称名寺：阿弥陀如来立像	落下し破損
	奥州市	有形文化財	木造神面	転倒による一部欠損
	奥州市	重要文化財	黒石寺：四天王立像	一部破損
	奥州市	重要文化財	黒石寺：僧形坐像	転倒による一部欠損
宮城県	栗原市	重要文化財	双林寺：二天王立像	転倒による一部欠損
福島県	いわき市	重要文化財	能満寺：木心乾漆虚空菩薩坐像	一部破損
	いわき市	重要文化財	阿弥陀如来及び両脇侍像	一部破損
	いわき市	重要文化財	願成寺：持國天及び多聞天立像	一部破損
茨城県	常陸太田市	重要文化財	西光寺：薬師如来坐像	一部破損
	城里町	重要文化財	薬師寺：薬師如来及び両脇侍像	一部破損
東京都	港区	重要文化財	瑞聖寺：須弥壇	転倒による一部欠損
	台東区	重要文化財	不動明王立像	一部破損

第 2 章

仏像縮小模型による振動台実験

2.1 概要

東大寺法華堂の仏像群における耐震性及び転倒による危険性の科学的検討は、その歴史的、文化的な価値及び、仏像における現在に至るまでの地震被害¹⁴⁾からも早急な課題であるといえる。そこで、本研究では、既往の研究^{1)~6)}における成果(剛体角柱の転倒条件)が仏像の様な複雑な形状の物体にも適用することが可能であるのか検討を行うため、仏像縮小模型を用いた一軸振動台加振による転倒実験を行うこととする。本実験での成果は、縮小模型の使用及び模型の構造等の条件から、必ずしも実現象を表したものではないといえるが、仏像の転倒特性を理解するための基礎資料として重要である。

2.2 実験計画

2.2.1 試験体概要

東大寺法華堂に安置されている十六軀の仏像は、表 2.1 に示す様にそれぞれ異なった造りと像高をしている。そこで、本実験で対象とする試験体(縮小模型)は、このうち類似した仏像が最も多く存在する脱乾漆造りの金剛力士阿形像を用いることとする。地震被害の調査では、塑像の転倒による被害が多く存在したが、本研究では、その構造から転倒した場合の損壊が激しく被害が甚大であるとされる乾漆像を対象とし、その耐震性について検証することとする。

試験体は東京文化財研究所と凸版印刷株式会社の共同研究¹³⁾である三次元計測より得た形状情報をもとに、3D Systems 社製の光造形機 SLA7000 を用いて制作された縮小模型(写真 2.1)である。表 2.1 に模型を制作する際に使用した材料 SL7870(透明エポキシ樹脂)の材料物性を示す。模型は縮尺が 1/10(10.0%)と 3/16(18.8%)の二種類を制作し、1/10 の模型を試験体 A、3/16 の模型を試験体 B とする。試験体及び実物の金剛力士阿形像の諸元を表 2.2 に示す。

表 2.1 材料物性表

樹脂名称		SL7870	
		UV硬化90分	80℃2時間 熱処理
樹脂特性		高靱性	
硬化物外観		透明	
硬度	MPa	シヨアD 86	シヨアD 87
曲げ弾性率	MPa	1900~2400	2000~2400
曲げ強さ	MPa	60~75	62~78
引張弾性率	MPa	1800~2400	1800~2400
引張強さ	MPa	36~51	39~51
引張破断伸び	%	10~20	10~14
アイゾット衝撃値	J/m	50~55	50~55
ガラス転移温度	℃	55	55
比重	g/cm ³	1.15~1.16	-



写真 2.1 金剛力士阿形像縮小模型

表 2.2 試験体諸元

	縮尺	体積 (cm^3)	高さ (mm)	重心高さ (mm)	質量 (kg)	質量 (kg)※
実物	1/1	879518.7	3409.3	不明	不明	—
試験体A	1/10	879.5	340.9	127.3	1.15	1.24
試験体B	3/16	5797.6	639.3	238.7	6.69	6.78

※加速度計を取り付けた状態での質量

本実験では、既往の研究^{1)~6)}の成果である剛体角柱の転倒条件が、仏像のように形状が複雑である物体の場合でも適用可能であるか検証することが目的である。従って、木芯に麻と漆でできた乾漆の外殻を木製の骨組みで支える構造の脱活乾漆造である金剛力士阿形像を対象としているが、縮小模型は写真 2.1 のように密度一様となっている。脱活乾漆造の仏像の挙動については次章で検討を行うこととする。

既往の研究では、物体の転倒はその物体と設置面に発生する摩擦が大きく影響している。また、密度一様の剛体角柱の高さ H と底面の幅 B によって求められる角柱の形状係数 B/H により振動数と転倒の可能性のある加速度における限界値の関係は求められている。本実験では、これらの転倒条件が適用可能であるかを検証することとし、仏像底面と須弥壇部にあたる床面との使用材料を変化させ、摩擦係数を調節している。また、入力波の振動数を変化させて検討を行うこととする。表 2.3 に実験に用いた仏像底面と床面の材料及び摩擦係数の一覧を示す。摩擦係数には静止摩擦係数と動摩擦係数が存在するが、木材や研磨紙のように表面に凹凸がある物体の静止及び動摩擦係数の計測は困難である。本実験を行うにあたり、幾つかの仏像底面と床面材料の組み合わせについては株式会社 DJK に依頼し、JIS 規格に則り計測を実施したが本章では、全ての組み合わせの条件を揃えるため、我々が行った測定値を使用している。また、参考までに株式会社 DJK による摩擦係数の測定結果を付録に掲載することとする。表 2.3 の摩擦係数は写真 2.2 に示すデジタルフォースゲージ(AD-4932-50N)のピーク値を測定する機能を用いて 5~7 回計測した荷重の平均値を試験片の質量で除した値を採用している。デジタルフォースゲージの仕様を表 2.4 に示す。静止摩擦係数を計測する場合、最大摩擦力の計測できるタイミングは極めて短い時間である。しかし、デジタルフォースゲージの測定周期が約 0.8 秒と長いことから、最大値を正確に計測することは困難である。そのため、表 2.3 の摩擦係数は、静止摩擦係数と動摩擦係数の間の値となっている。

表 2.3 使用材料及び摩擦係数一覧

床面	底面	摩擦係数 μ
スギ板	研磨紙#40	1.015
合板	研磨紙#400	0.989
スギ板	研磨紙#180	0.985
合板	研磨紙#180	0.862
合板	研磨紙#40	0.768
集成材	集成材	0.612
合板	合板	0.504
スギ板	合板	0.459
テフロン	テフロン	0.358

表 2.4 デジタルフォースゲージ性能表

名称	AD-4932-50N
測定精度	$\pm(0.2\%+1\text{digit})$ $23\pm5^{\circ}\text{C}$
測定範囲	5000g
表示分解能	1g
許容最大荷重	10kgf
最大変位	約0.2mm
測定周期	約0.8秒
動作温湿度範囲	0~50°C, 80%RH以下



写真 2.2 デジタルフォースゲージ

2.2.2 加振計画

既往の研究¹¹⁾により、剛体において転倒限界は上下動による影響は少ないとされている。従って、本実験の加振には三重大学構造実験室にある米国 MTS 社製水平一軸振動台(写真 2.3)を用いることとする。表 2.5 に振動台の仕様を示す。また、振動台には摩擦係数を調整するため床材として図 2.1 に示すような合板、集成材、スギ板の何れかを設置した状態で加振を行っている。また、テフロンシートを床材とした場合には、合板上に両面粘着テープを用いて貼り付けた状態で加振を行った。試験体は高靱性のエポキシ樹脂を用いて制作されているが、激しく転倒した場合や振動台から転落した場合に破損するおそれがあるため、写真 2.4 のように振動台上部から振動時の挙動に影響が表れない程度に余裕を持たせた紐を用いて繋いでいる。振動台には写真 2.3 に示すように転落防止の枠(内法約 800×800mm)を取り付けている。

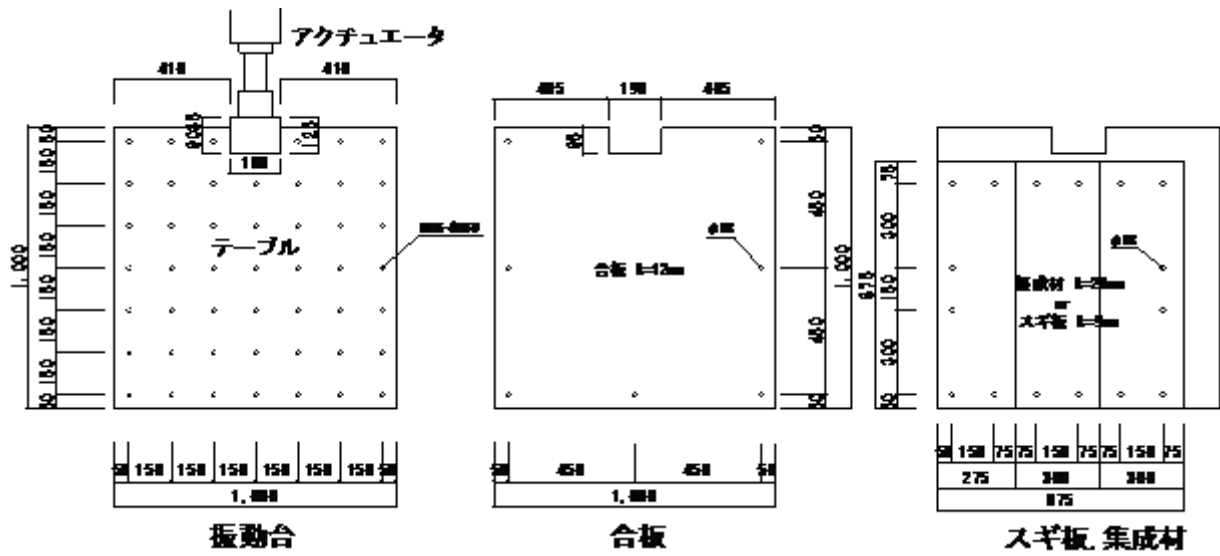


図 2.1 振動台及び床材図面



写真 2.3 水平一軸振動台



写真 2.4 試験体設置の様子

表 2.5 振動台の仕様

名称	米国MTS社製水平一軸振動台
油圧加振器	244.21型
油圧源	505.30型
最大起振力	50kN
最大ストローク	±125mm
テーブルサイズ	1000×1000mm
制御方法	変位制御
制御ソフト	Multi Purpose Test Ware

入力波には、調和正弦波、ランダム波、JMA Kobe NS 波、告示波(乱数位相)レベル 2 を用いている。加振一覧を表 2.6 に、入力波形を図 2.2 に示す。調和正弦波については、変位一定とした場合、速度一定とした場合、加速度一定とした場合の三通りについて振動数を 1~10Hz まで変化させ加振を行った。また、波の立ち上がり部分の過渡応答の影響を小さくするため、図 2.2 に示すように徐々に振幅を大きくし、定常状態で 15 秒間加振を行っている。ランダム波は、その振動数領域を 0.5~10.0Hz としたピンクノイズを用いている。また、表 2.6 のランダム波の振幅は標準偏差振幅である。JMA Kobe NS 波、告示波(乱数位相)レベル 2 については、縮小模型実験であることと振動台の性能の限界から、試験体 A については振幅 10%、時間 40%、試験体 B については振幅 20%、時間 50%に相似則に基づき縮小している。図 2.2 の JMA Kobe NS 波、告示波(乱数位相)レベル 2 については縮小していない波形を示している。

表 2.6 入力波一覧

	入力波	備考	
		変位一定	1.0~10.0Hz
試験体A	調和正弦波	標準偏差振幅A=5,10,15,20mm 振幅10%,時間40%	
	ランダム波		
	JMA Kobe NS波		
試験体B	調和正弦波	変位一定	1.0~10.0Hz
		速度一定	1.0~10.0Hz
		加速度一定	1.0~10.0Hz
	ランダム波	標準偏差振幅A=5,10,15,20mm 振幅20%,時間50%	
	JMA Kobe NS波		
	告示波(乱数位相)レベル2		

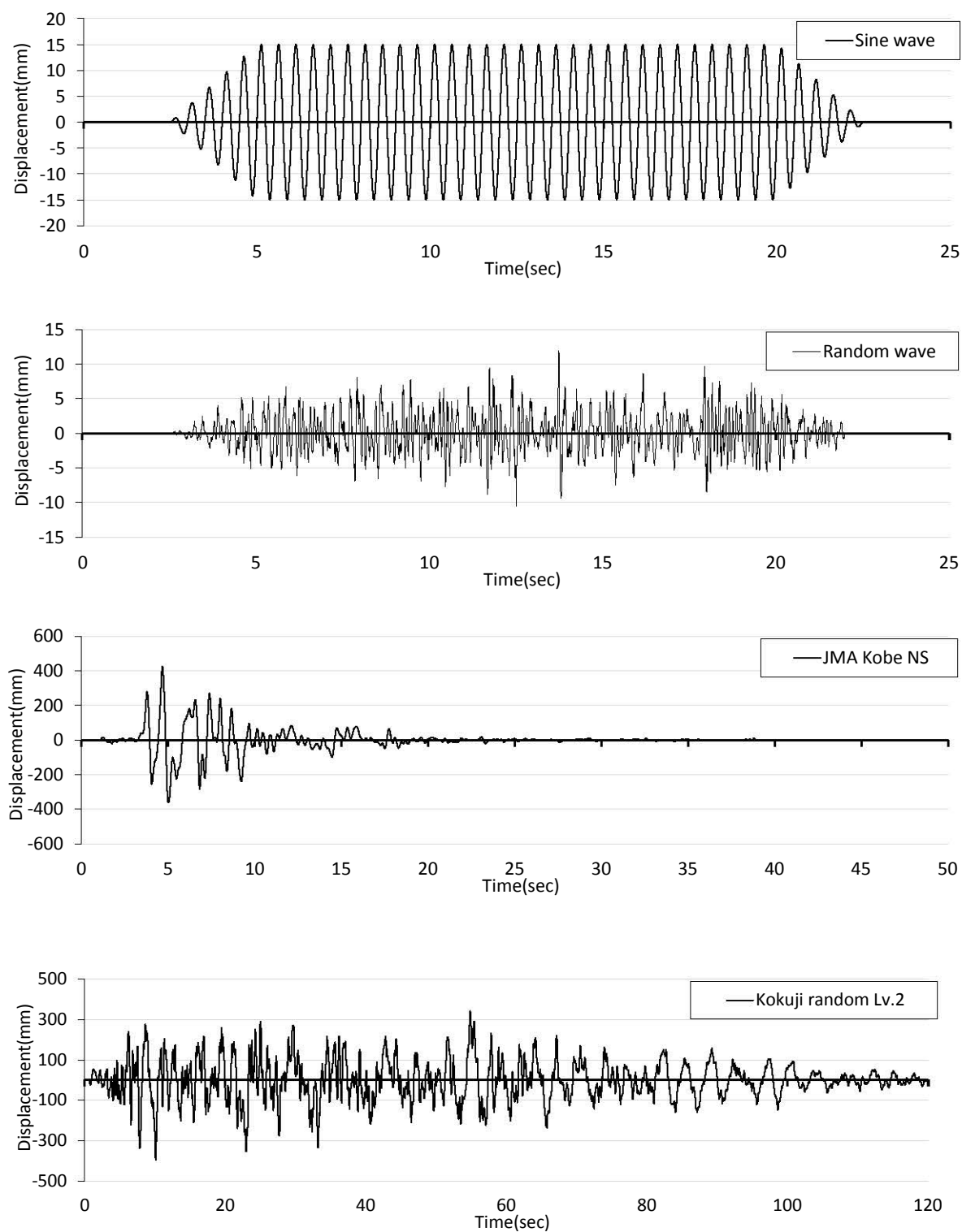


図 2.2 入力波形

2.2.3 測定計画

(1) 加速度の計測

本実験では、株式会社東京測器研究所の小型低容量加速度計 ARF-100A を使用し、加速度の計測を行った。図 2.3 に加速度計取り付け位置、図 2.4 に出力感度特性を表 2.7 に加速度計の性能表を示す。図 2.3 に示す加速度計において CH-2,4 は前後方向(前方を正)、CH-3,5 は左右方向(仏像の右側を正)、CH-6~9 は上下方向(上方を正)の計測を行っており、CH-1 は振動台に設置している。また、試験体には凹凸があり、直接設置した場合、計測方向を調節することが困難であったため、写真 2.5 のように紙粘土を用いて設置しているが、紙粘土が結果に影響しないことは予め確認している。サンプリング周波数を 100Hz に設定し計測を行った。

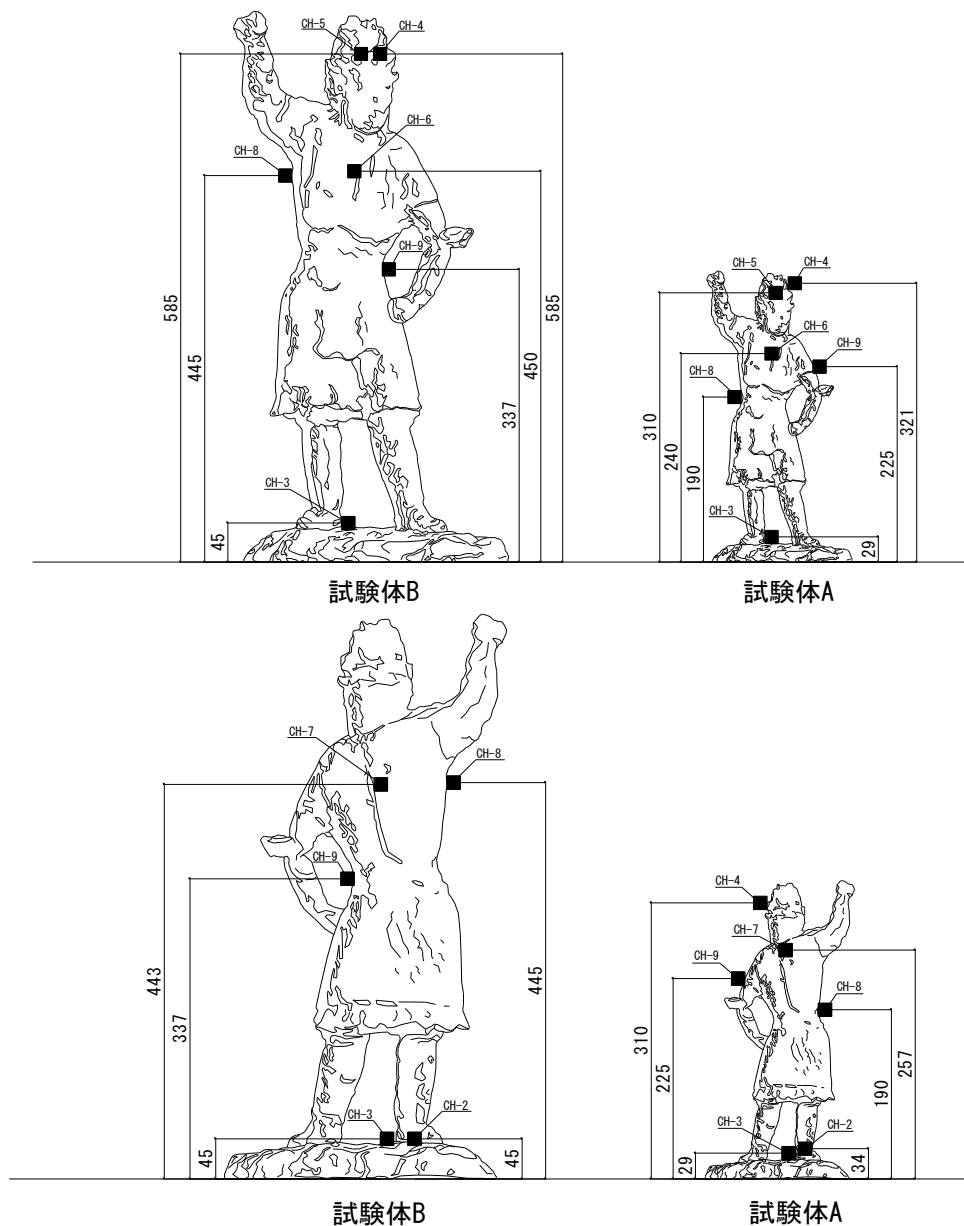


図 2.3 加速度計取り付け位置



写真 2.5 加速度計

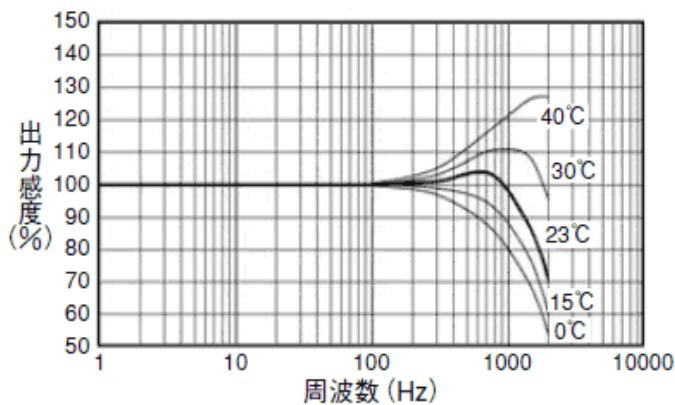


図 2.4 加速度計の出力感度特性

表 2.7 加速度計性能表

名称	小型低容量加速度計
型名	ARF-100A
容量	100m/s ²
定格出力	約0.5mV/V(1000×10 ⁻⁶ ひずみ)
許容温度範囲	-10～+50°C
許容過負荷	300%
質量	13g

(2) 移動量の実測と運動形態の記録

本実験では加速度計測の他に、図 2.5 に示すように加振終了時の最終的な移動量の実測、転倒の有無及び運動形態についても記録を行っている。また、全加振ケースについてビデオカメラによる録画を実施している。

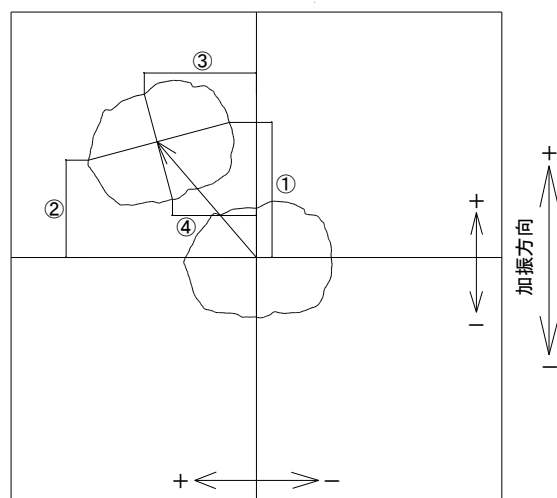


図 2.5 移動量の測定位置

(3) 三次元画像計測

本実験の一部の加振ケースにおいては三次元画像計測による変位測定を行っている。表 2.8 に三次元画像計測を行った加振ケースの一覧を示す。三次元画像計測は、試験体及び振動台に発光マーカー(LED)を設置し、加振時の発光マーカーの挙動を高感度カメラで多方向から撮影、記録を行い、記録データの解析により各マーカーの初期座標値からの差を変位として算出し、試験体の動的挙動を正確に把握する計測手法である。計測点は、模型の形を特徴づけるように図 2.6 のように、試験体に 9 箇所、振動台に 2 箇所、合計 11 箇所に設置した。

表 2.8 三次元画像計測実施加振ケース

No.	条件	入力波	振動数	振幅
			Hz	mm
1	台板-台板	速度一定 90mm/s	2.0	45.0
2			4.0	22.5
3			7.0	12.9
4			10.0	9.0
5		加速度 540mm/s ²	3.3	49.6
6			4.0	33.8
7			7.0	11.0
8			10.0	5.4
9		Random波	0.5~10.0	8.0
10				20.0
11				30.0
12	試験体B 台板-研磨紙#40	JMA Kobe NS波	振幅20%,時間50%	
13		告示波(乱数位相)レベル2	振幅20%,時間50%	
14		速度一定 45mm/s	2.0	22.5
15			5.0	9.0
16			10.0	4.5
17		速度一定 90mm/s	2.0	45.0
18			4.0	22.5
19			1.0	105.0
20		速度一定 105mm/s	3.0	35.0
21			7.0	15.0
22			10.0	10.5
23		速度一定 150mm/s	2.0	75.0
24			5.0	30.0
25			10.0	15.0
26		加速度一定 135mm/s ²	2.0	33.8
27			5.0	5.4
28			10.0	1.4
29		加速度一定 375mm/s ²	2.0	93.8
30			5.0	15.0
31			10.0	3.8
32		加速度一定 735mm/s ²	4.0	45.9
33			6.0	20.4
34			8.0	11.5
35		Random波	0.5~10.0	7.4
36				6.0
37				18.0
38		JMA Kobe NS波	振幅20%,時間50%	30.0
39				
40		告示波(乱数位相)レベル2	振幅20%,時間50%	

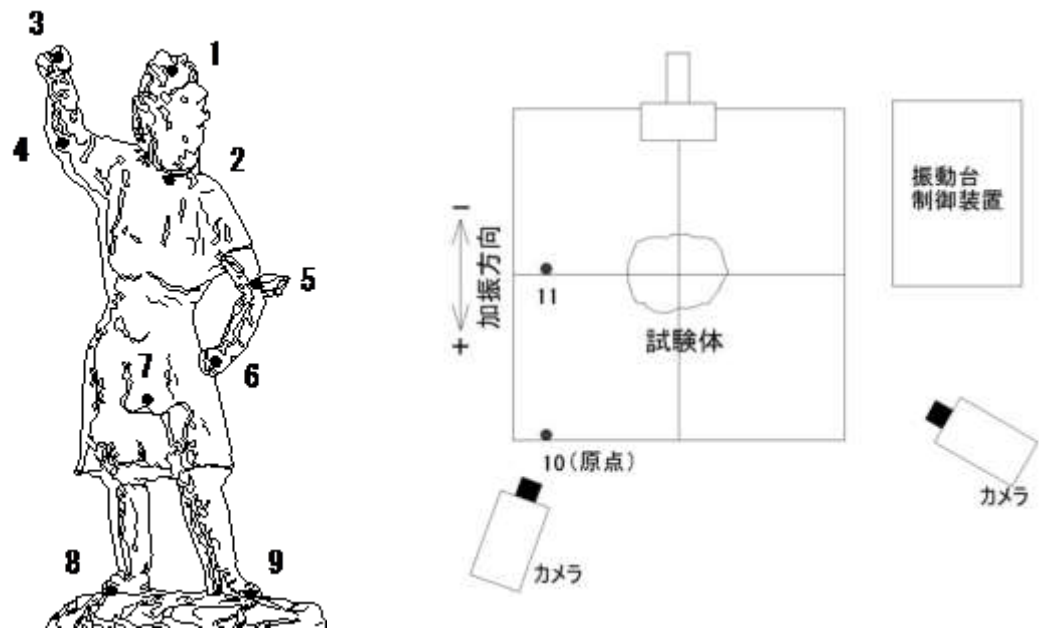


図 2.6 計測マーカ取付け位置



写真 2.6 試験体マーカ設置状況



写真 2.7 高感度カメラ

2.3 実験結果と考察

本実験では、縮尺の異なる試験体 A(縮尺 1/10)と試験体 B(縮尺 3/16)を用いて、スケール効果が転倒現象に及ぼす影響を検証することを目的としていたが、スケール効果による顕著な影響を得るには至らなかったため、主に試験体 B についての実験結果を示すこととする。図 2.7 にロッキング振動時の加速度時刻歴波形を抜粋して示す。図 2.8 は図 2.7 の振動時の試験体の前面上下方向(CH-6)の加速度時刻歴波形である。図 2.7 に繰り返し大きな加速度がみられるのはロッキング振動の際、床との接触による衝撃によって生じた加速度である。

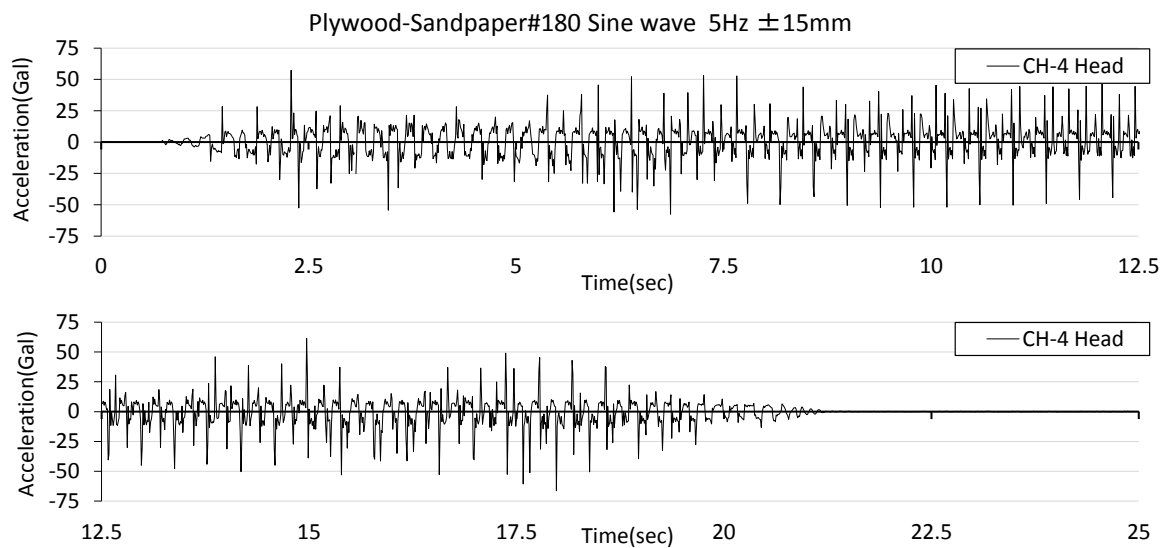


図 2.7 合板・研磨紙 # 180 調和正弦波 5Hz 振幅 ±15mm
頭部水平方向加速度時刻歴波形

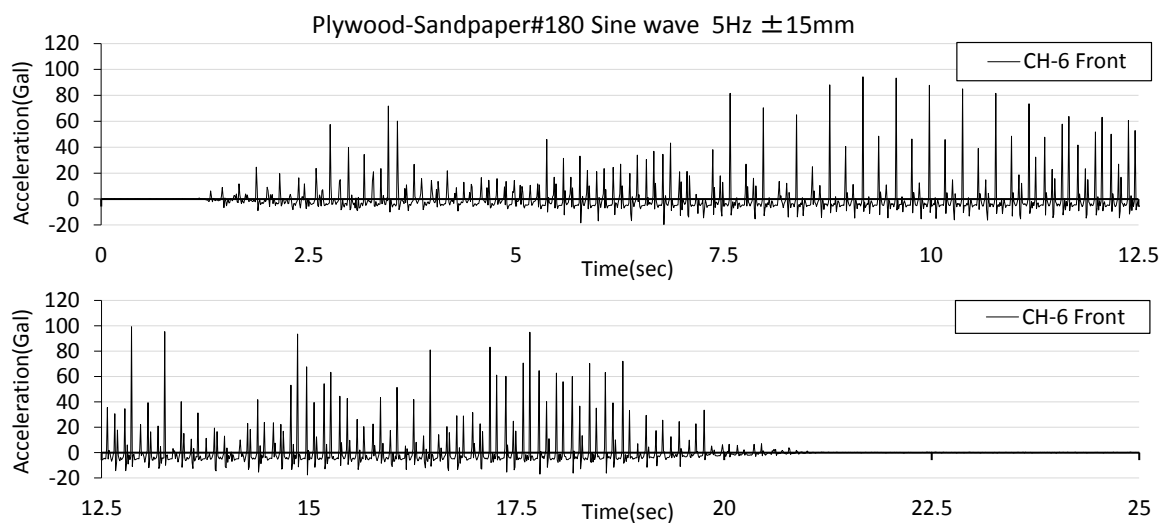


図 2.8 合板・研磨紙 # 180 調和正弦波 5Hz 振幅 ±15mm
前面上下方向加速度時刻歴波形

図 2.9 にランダム波 $\pm 20\text{mm}$ 、及び告示波(乱數位相)レベル 2 における振動台加振方向に対する頭部の前後方向の伝達関数を示す。ロッキング振動の固有振動数は調和正弦波の場合、入力波の振動数に大きく影響され、検出することが困難なため、広い振動数成分を含む告示波(乱數位相)レベル 2 やピンクノイズであるランダム波を用いている。参考までに図 2.10 にランダム波 $\pm 20\text{mm}$ 、告示波(乱數位相)レベル 2 の加速度応答スペクトル($h=0.05$)を示す。図 2.9 をみると $0.05\sim 2.76\text{Hz}$ にピークがみられ、この内の何れかがロッキング振動の固有振動数であると推測される。

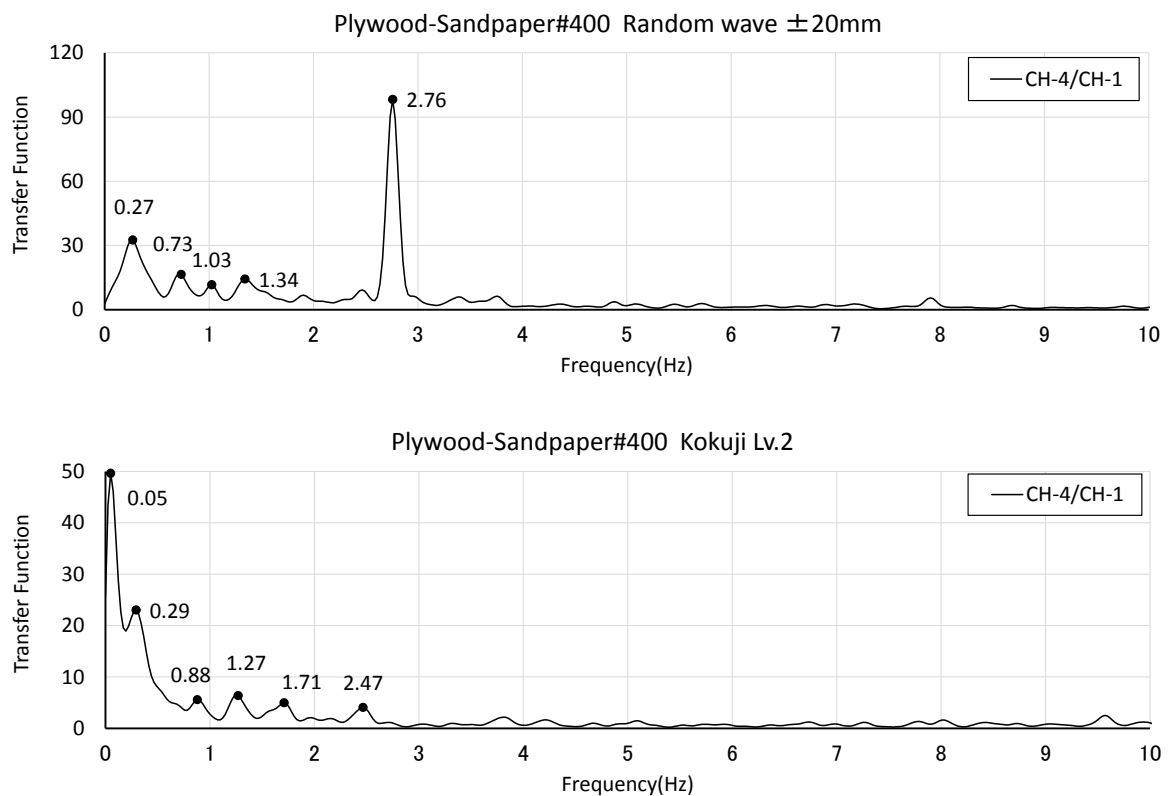


図 2.9 ロッキング振動の固有振動数

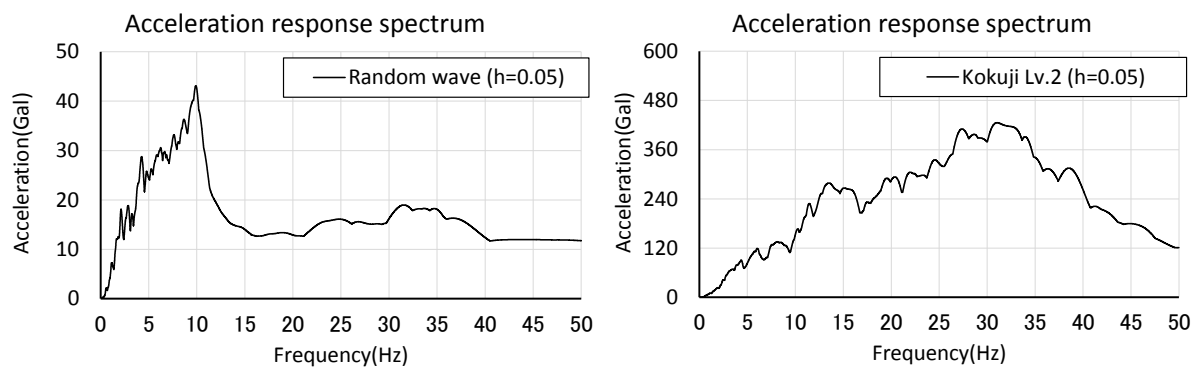


図 2.10 ランダム波・告示波(乱數位相)レベル 2 の加速度応答スペクトル($h=0.05$)

図 2.11 に試験体 B を振動台に固定し、前後方向(X 方向)及び左右方向(Y 方向)それぞれに矩形波(振幅 $\pm 0.5\text{mm}$, 振動数 0.1Hz)を入力した際の振動台に対する頭部の伝達関数を示す。計測の際のサンプリング周波数は 200Hz としている。X 方向では 12.7Hz 、Y 方向では 34.3Hz であり、ロッキングの固有振動数と比べて高く、試験体 B を剛体と仮定しても影響は少ないといえる。

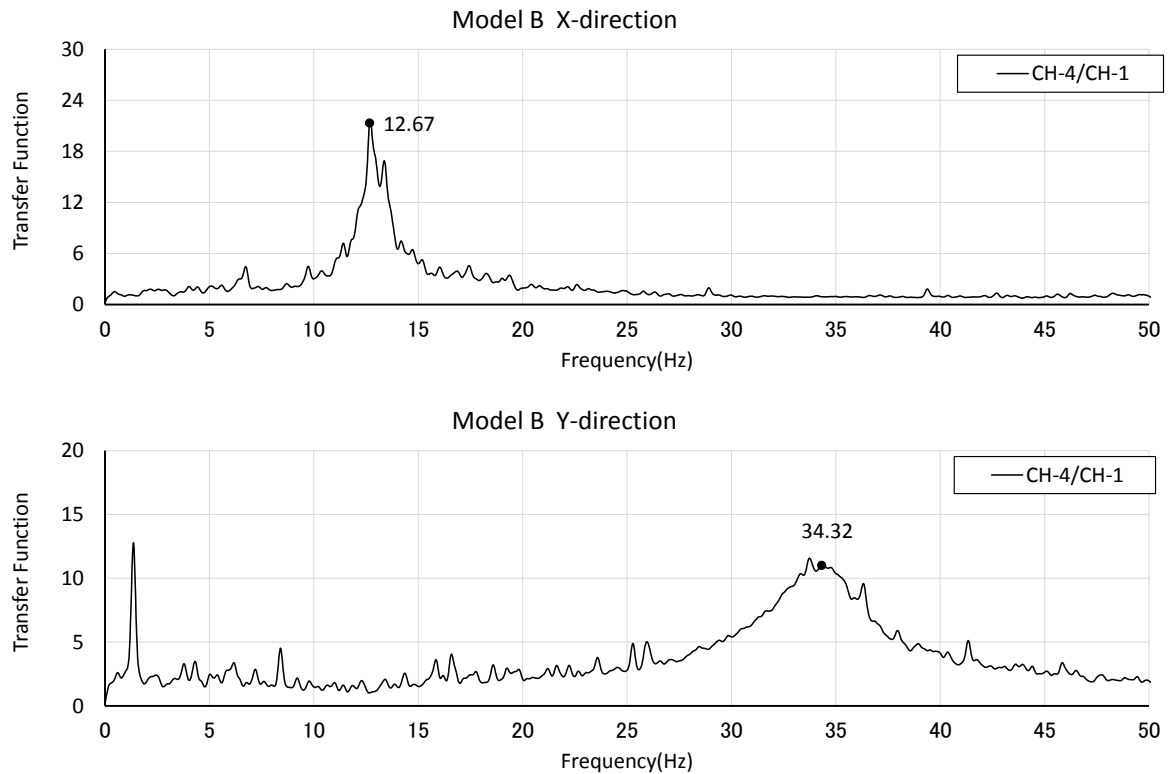


図 2.11 試験体 B の固有振動数

図 2.12 に調和正弦波で加振した場合の振動数と運動形態の関係を抜粋して示す。本実験では、試験体の前後方向(X 方向)を加振方向とした場合と左右方向(Y 方向)を加振方向とした場合について加振を行っている。図 2.12 に示すように、X 方向に比べ Y 方向に加振した場合のほうが、静止から滑動、滑動からロッキング振動、ロッキング振動から転倒といったように運動形態が変化する振動数は、若干高くなる傾向がみられた。既往の研究^{1)~6)}の剛体角柱に適用すると、この傾向は、剛体角柱の高さ H と底面 B の比である形状係数 B/H が大きくなったことが原因であるといえる。本試験体において底面 X 方向の幅 B_x に比べ、Y 方向の幅 B_y の方が大きいことから形状係数は大きくなったといえる。剛体の角柱において高さ H は全高であるが、これは密度一様の角柱において重心高さが全高の半分であることから、重心高さの 2 倍を H としたものである。よって本試験体においては重心の高さの 2 倍を H とする。図 2.13 に底面各方向の幅を表 2.9 に試験体の形状係数 B/H を示す。

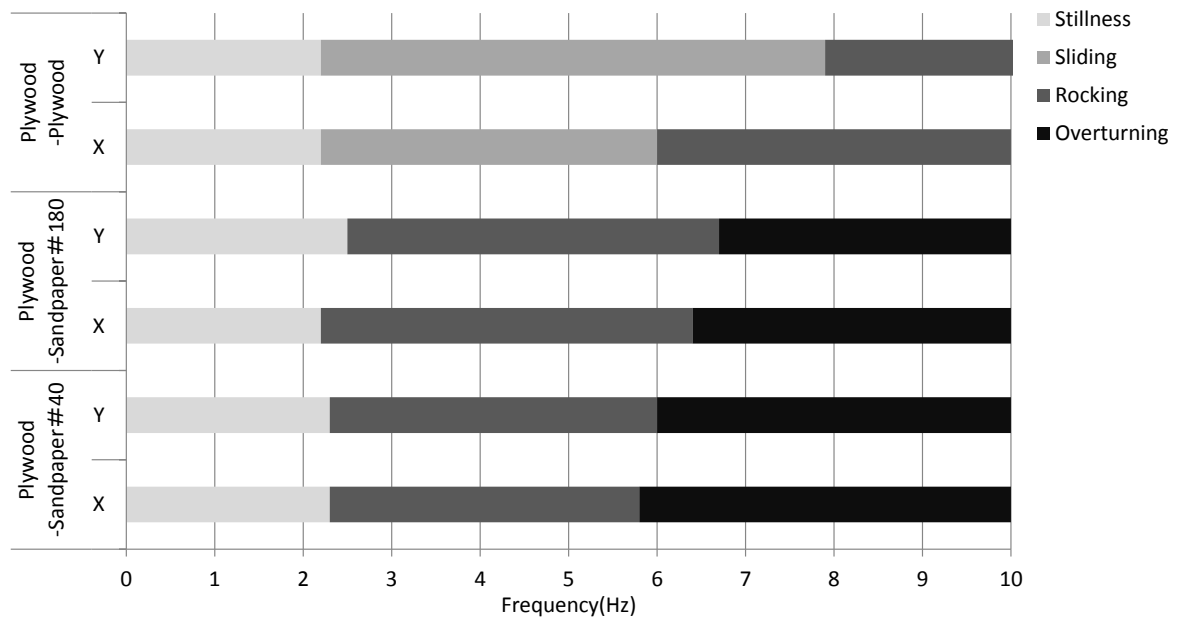


図 2.12 変位一定調和正弦波の運動形態

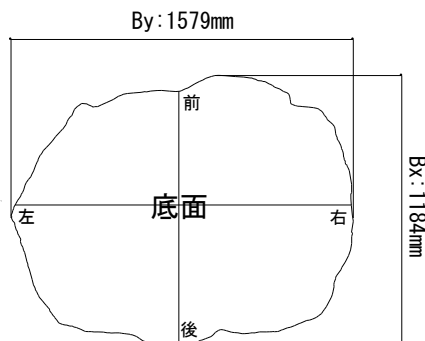


図 2.13 金剛力士阿形像底面図

表 2.9 仏像の形状係数

	縮尺	重心高さ (mm)	H (mm)	B_x (mm)	B_y (mm)	B_x/H	B_y/H
実物	1/1	—	—	1184	1579	—	—
試験体A	1/10	127.3	254.6	118.4	157.9	0.465	0.620
試験体B	3/16	238.7	477.4	222.0	296.1		

図 2.14 に摩擦係数と運動形態の関係を示す。既往の研究では、形状係数 B/H より摩擦係数が大きい場合に転倒の可能性がある、摩擦係数が小さい場合、滑動するとしている。図 2.14 をみると既往の研究¹¹⁾の成果に対応しているといえる。また、運動形態の違いによって、静止領域、スライド領域、ロッキング領域、転倒領域といったように、大まかではあるが領域分けが可能であるといえる。 B_x/H よりも高い摩擦係数において滑動しているが、摩擦係数の計測方法による影響であると思われる。また、本試験体では B_x と B_y とで大きく差があり、加振方向を X 方向とした場合でもロッキング振動の際、回転し Y 方向に転倒する加振ケースも多々見受けられた。本来の形状係数 B/H は B_x/H よりも大きいものと考えても差し支えないだろう。しかし、形状係数 B/H は転倒限界加速度の算出の際の係数となっており、 B/H が大きくなると転倒限界加速度が大きくなることが確かめられている。形状係数 B/H を実験結果と比較し、大きくしてしまうと危険側の評価になってしまうため、本研究では B_x を採用している。表 2.10 に摩擦係数と B_x/H 及び B_y/H を示す。

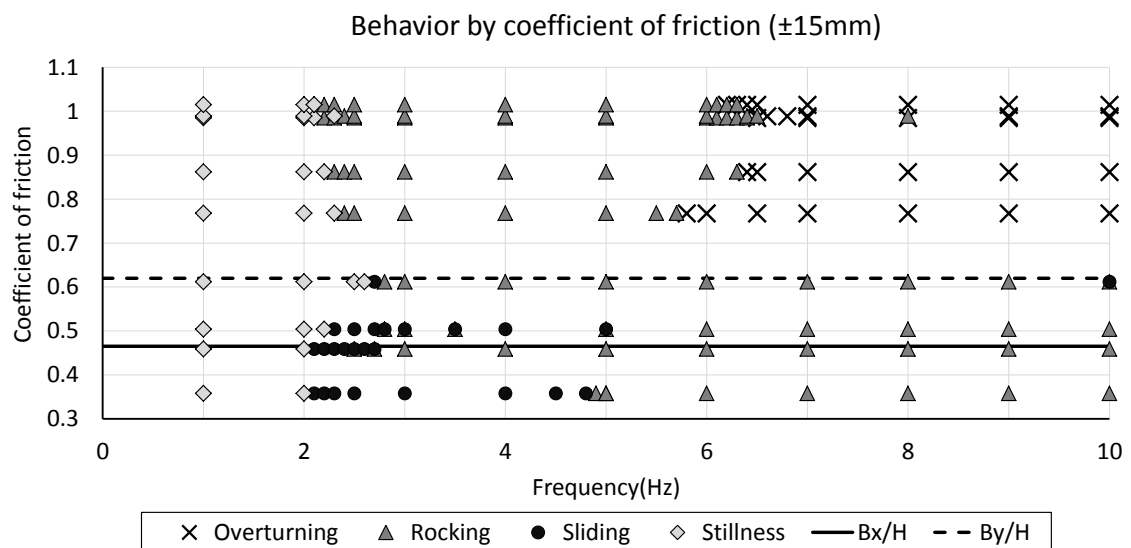


図 2.14 摩擦係数と運動形態の関係

表 2.10 摩擦係数と形状係数

床面	底面	摩擦係数 μ
スギ板	研磨紙#40	1.015
合板	研磨紙#400	0.989
スギ板	研磨紙#180	0.985
合板	研磨紙#180	0.862
合板	研磨紙#40	0.768
集成材	集成材	0.612
B_y/H		0.620
合板	合板	0.504
B_x/H		0.465
スギ板	合板	0.459
テフロン	テフロン	0.358

既往の研究¹¹⁾により、剛体角柱における転倒可能性のある加速度領域は、剛体角柱の形状(高さ H と幅 B の比)により求められている。振動数の低い領域においては静的な転倒限界である加速度一定の(1)式、振動数の高い領域においてはエネルギー一定則より算出される速度一定式に($2\pi f$)を乗じて加速度とした(2)式、以上であるとされている。図 2.15 に示す(1)式と(2)式との交点を境界振動数 f_0 とし、(3)式に示す。振動時の運動形態は、静止、滑動(スライド)、ロッキング振動、転倒とその組み合わせで表すことができる。また、ロッキング振動の種類には、1 次の固有振動である同位相ロッキング、2 次の固有振動である逆位相ロッキング、比較的安定しているサブハーモニック・ロッキングがある。^{2)~6)}図 2.15 において、低い振動数領域である領域 I では同位相ロッキングからの転倒、高い振動数領域である領域 II では逆位相ロッキングからの転倒が起こるとされている。

$$A_{cr1} = \frac{B}{H} g \quad (1)$$

$$A_{cr2} = V_{cr} \cdot (2\pi f) = 10 \frac{B\sqrt{H}}{H} (2\pi f) \quad (2)$$

$$f_0 = \frac{g}{20\pi\sqrt{H}} \approx \frac{15.6}{\sqrt{H}} \quad (3)$$

ここで、 A_{cr1} , A_{cr2} , V_{cr} は転倒限界加速度及び速度、 f は振動数、 g は重力加速度である。

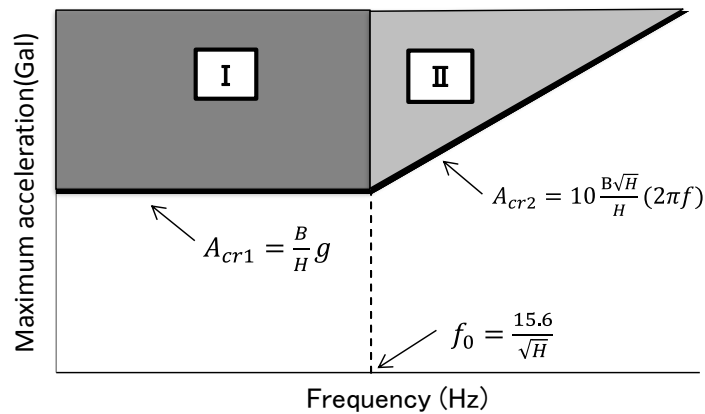


図 2.15 転倒限界加速度

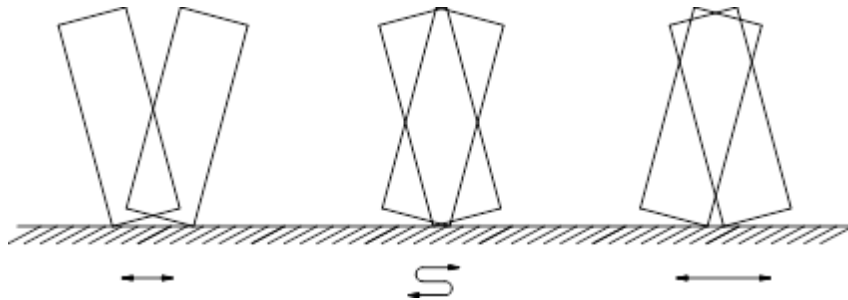


図 2.16 ロッキング振動の種類

(同位相ロッキング, サブハーモニック・ロッキング, 逆位相ロッキング)

図 2.17 は横軸に入力波(調和正弦波)の振動数、縦軸に入力波の最大加速度を取り、運動形態別にプロットしたものである。また、図中の 2 本の直線は(1),(2)式に示した転倒限界加速度を示したものである。転倒したすべての加振は転倒可能性のある領域内に収まっている。図 2.17 に示した低い振動数領域での加振において同位相ロッキングを、比較的高い振動数領域で観測されたサブハーモニック・ロッキングからの転倒を確認することもできた。本試験体のように複雑な形状であっても剛体と仮定することが可能であれば、底面の幅 B と重心高さの 2 倍を H として形状係数 B/H より、既往の研究¹⁰⁾¹¹⁾の成果に適合させることが可能であるといえる。

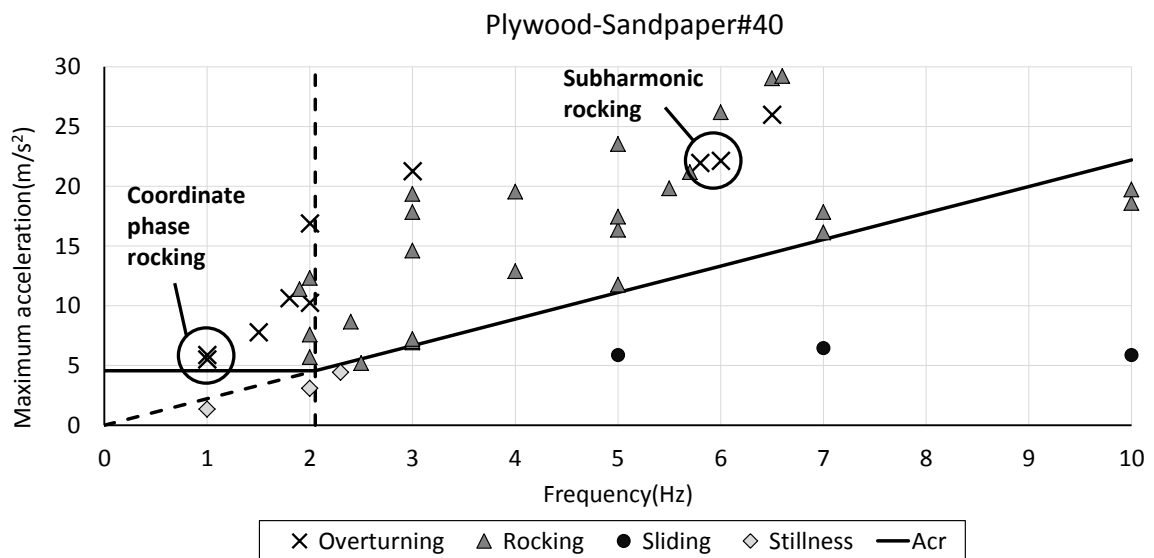


図 2.17 転倒限界加速度と運動形態の関係

図 2.18 に調和正弦波、変位振幅を 15mm に一定とした場合の加速度と試験体 B における転倒限界加速度を示す。調和正弦波(振幅±15mm)の転倒限界加速度(図 2.18 における二線の交点)の振動数 3.8Hz を図 2.14 の摩擦係数と運動形態の図にプロットしたものを図 2.19 に示す。形状係数 B/H と転倒限界加速度以上の領域について転倒しており、転倒する可能性のある領域を摩擦係数について整理することが可能であるといえる。転倒可能性のある領域と実際に転倒が起こった領域とに差があるように思えるがこれは形状係数を小さく見積もっていることが原因である。また、転倒はロッキング振動の後に起こる場合が多く、静止摩擦係数よりも動摩擦係数に相関があるといえ、本実験で使用している摩擦係数は動摩擦係数よりも大きな値となっているため、転倒の可能性のある領域に余裕ができたものと考えられる。

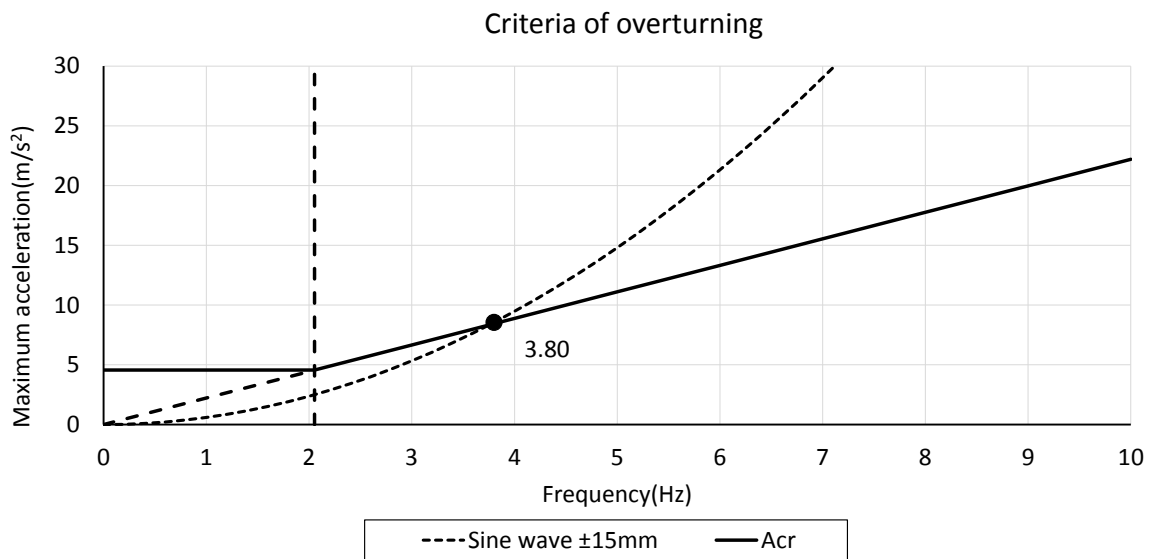


図 2.18 調和正弦波(振幅±15mm)の転倒限界加速度

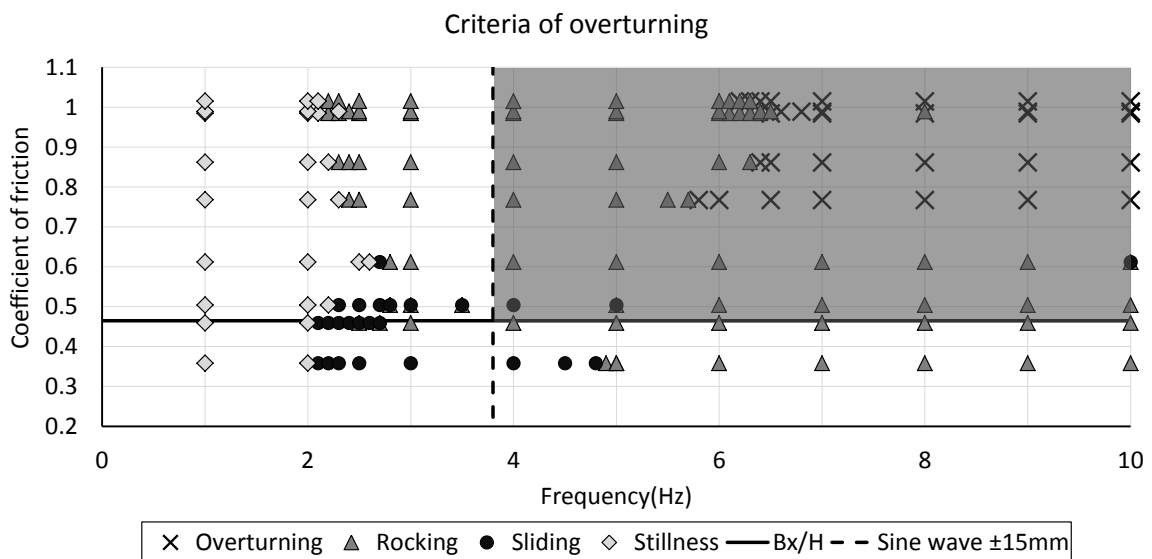


図 2.19 摩擦係数における転倒可能性のある領域

2.4 まとめ

本試験体のような形状が複雑な物体の転倒も、剛体であると仮定できれば剛体角柱同様に境界振動数以下では、静的な転倒限界である加速度一定の(1)式、境界振動数以上の領域においてはエネルギー一定則より算出される速度一定式に($2\pi f$)を乗じて加速度とした(2)式により転倒限界加速度を設定することが可能である。また、転倒限界加速度算出の際に用いる B は底面の幅、 H は全高ではなく重心高さの2倍を用いることで適合することができる。摩擦係数と転倒の関係においても、 B と H より算出される形状係数 B/H を用いて相関を得ることが可能であり、形状係数以下では滑動し、それ以上では転倒の可能性がある。また、想定する地震波の等価振動数(次章参照)、対象物の形状、摩擦係数がわかれば、ある程度転倒を予測できる可能性を指し示した。

第 3 章

仏像実大模型による振動台実験

3.1 概要

第2章で仏像の縮小模型を用いた振動台実験により剛体であると仮定することが出来れば複雑な形状であっても既往の転倒限界加速度より、ある程度の転倒予測が可能であることを指し示した。しかし、縮小模型での結果は相似則の問題^{15) 16)}もあり、必ずしも実現象を表しているとはいえない。また、本研究で対象としている仏像は脱活乾漆像であり、剛体の仮定をするには剛性が低いといえる。そこで、本章では脱活乾漆像を模写した実物大模型を制作し、大型一軸振動台を用いて転倒実験を行うことで、より実際に近い条件での仏像の転倒予測を行うこととする。

3.2 研究対象

3.2.1 研究対象概要

実験対象を選定するにあたり、本来は第2章で対象としていた脱活乾漆造の金剛力士阿形像を用いてスケール効果が及ぼす影響についても同時に検証することが望ましいが、対象物が国宝指定されている仏像ということもあり、質量や使用材料、構造などといった情報を測定により集めることが容易ではない。そこで、本実験ではある程度の資料が揃っており、類似した仏像が多く存在する乾漆持国天立像(写真 3.1)を対象とし実験を行うこととする。持国天立像は総高 350.4cm、総重量 231.5kg、乾漆厚およそ 5.0~6.0mm の乾漆像である。以下に図 3.1 に三次元計測¹³⁾により得られた画像、図 3.2, 3.3 に乾漆持国天立像の図面、写真 3.2 に仏像底面の写真、表 3.1 に各部の寸法を示す。



写真 3.1 乾漆持国天立像



図 3.1 乾漆持国天立像三次元画像

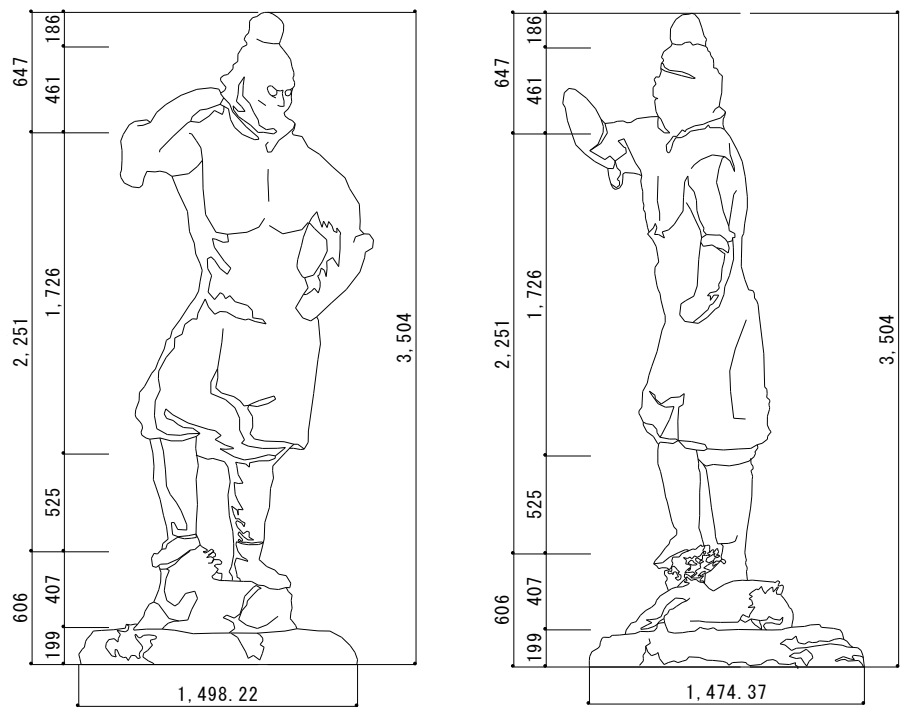


図 3.2 乾漆持国天立像立面図

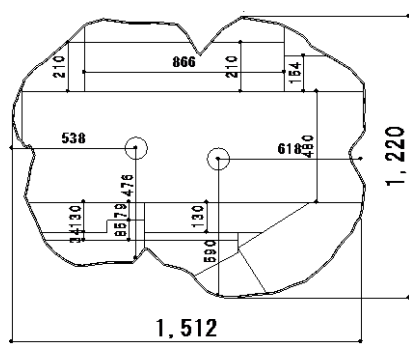


図 3.3 乾漆持国天立像底面図



写真 3.2 乾漆持国天立像底面

表 3.1 乾漆持国天立像各部寸法

総 高	350.4	(単位 cm)	
本 軀			
像 高	309.0	膝 張	83.8
頂上～顎	64.7	袖 張	159.0
髻 高	18.6	裾 張	98.9
髪際～顎	31.8	足先開き 内側	58.3
面 巾	30.0	足先開き 外側	75.9
耳 張	40.5	胸 奥	47.7
面 奥	37.7	腹 奥	44.6
臂 張	141.7		
台 座			
邪鬼最高(焰髪先端)	49.0	州浜座 高	19.9
邪鬼 最張	90.5	州浜座 張	151.2
邪鬼 最奥	80.0	州浜座 奥	122.0
立脚部 高	44.2		

持国天立像は脱活乾漆造の立像であり、麻布を漆で貼り重ねた外殻を木芯で支える構造となっている。図 3.4 に断面図を写真 3.3 に X 線を用いて撮影を行った画像を示す。¹⁸⁾これらからわかるように脱活乾漆像の内部はほとんどが空洞であり、薄い乾漆部の強度は高くはなく、転倒時の破損被害が甚大であることは明確である。¹⁹⁾

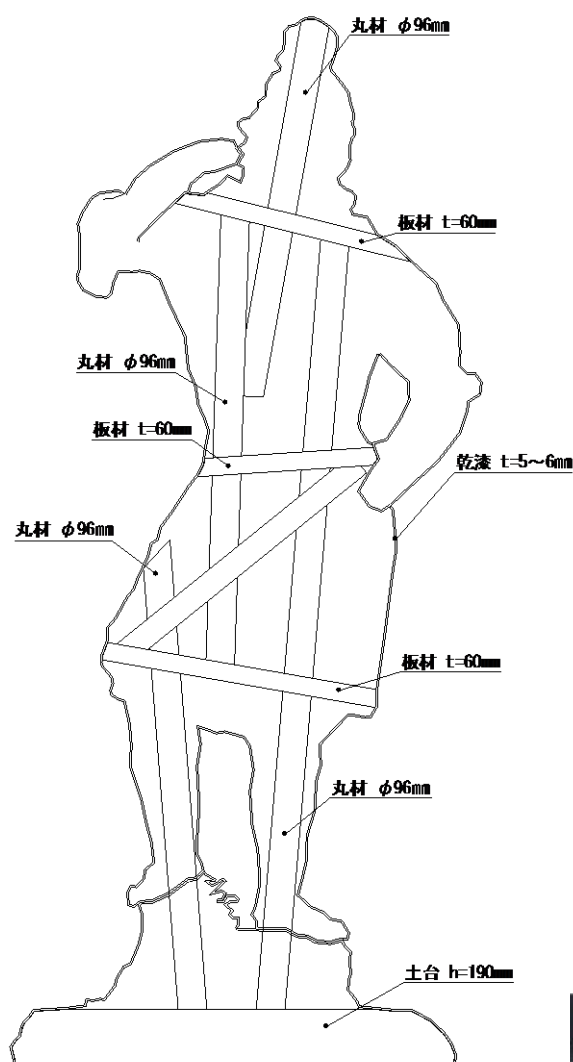


図 3.4 乾漆持国天立像断面図



写真 3.3 乾漆持国天立像 X 線画像

※東京文化財研究所撮影

3.2.2 持国天立像の基礎振動特性

乾漆持国天立像の模型を制作するにあたり、基礎的な振動特性を得る方法として常時微動測定及び自由振動の測定を行っている。常時微動測定は、仏像右肩と台座及び床等至高感度速度計を設置し仏像の前後方向と左右方向の測定を行った。その結果より、各方向の固有振動数の算出を行う。また、仏像台座に上下方向に二つの速度計が対称の位置になるように設置することで仏像が地震時転倒に至る大きな要因の一つであるロッキング振動を生じていないか検証を行った。現在、持国天立像は法華堂須弥壇の改修工事のため、東大寺法華堂から移されており、劣化箇所の修復を行っている。そのため、一時的に木製の台(170×138mm)の上に置かれており、その台の側面を写真3.4のように木槌で叩くことで自由振動の測定を行っている。打撃は測定開始後10秒と40秒の2度により加振を行う。測定機材及び計測方法は次章の東大寺法華堂の常時微動測定に使用したものと同一ものを使用している。以下に測定項目、測定位置及び測定成分、測定結果を示す。仏像右肩の速度計は写真3.5に示す木製の台を用い設置した。

Case1：前後方向の測定（後（+）、前（-）、上（+）、下（-））

表 3.2 Case1 速度計一覧

チャンネル番号	方向	位置
Ch1	前後	台
Ch2	上下	台座後
Ch3	前後	台座右
Ch4	上下	台座前
Ch5	前後	仏像右肩
Ch6	前後	床

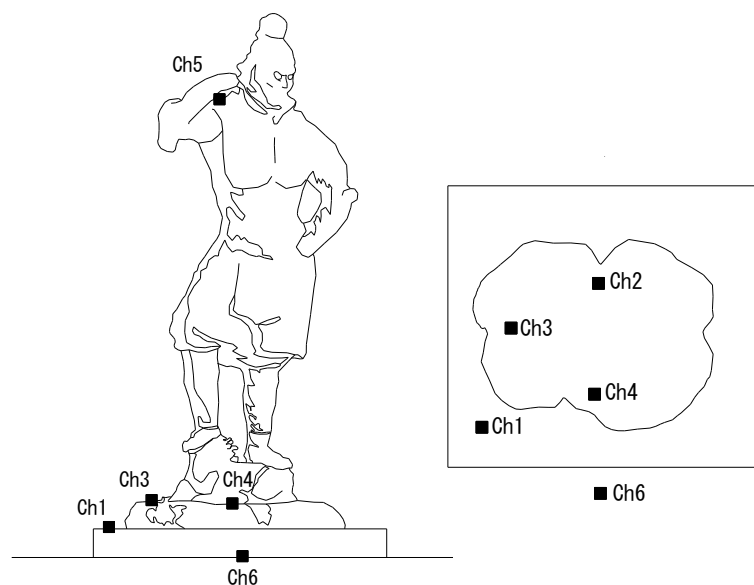


図 3.5 Case1 速度計配置図

Case2：前後方向の測定（右（+），左（-），上（+），下（-））

表 3.3 Case2 速度計一覧

チャンネル番号	方向	位置
Ch1	左右	台
Ch2	上下	台座右
Ch3	左右	台座前
Ch4	上下	台座左
Ch5	左右	仏像右肩
Ch6	左右	床

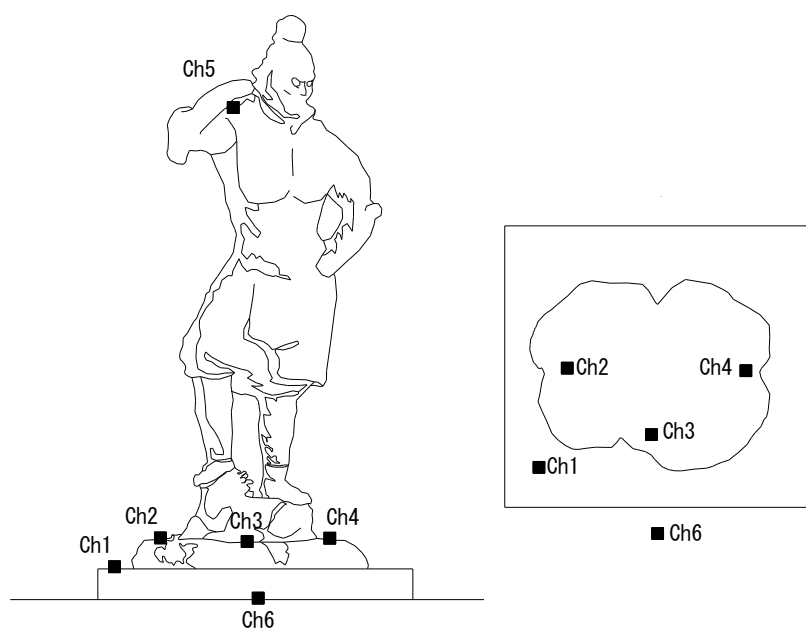


図 3.6 Case2 速度計配置図



写真 3.4 木槌による打撃の様子

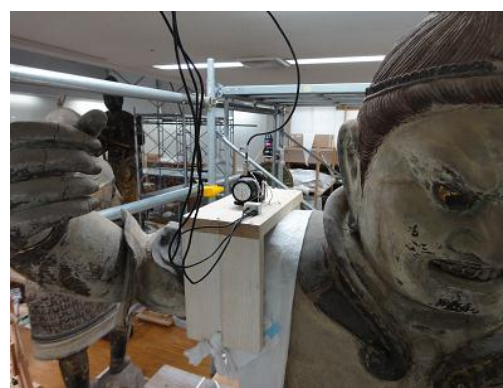


写真 3.5 仏像右肩の設置台

仏像前後方向及び左右方向における、床上(Ch6)、台上(Ch1)、台座上(Ch3)それぞれに対する仏像右肩(Ch5)の伝達関数を図 3.7, 3.8 に示す。両方向共におよそ 2.3Hz と 4.1Hz に顕著なピークがみられ、大小関係から前後方向の固有振動数は 2.3Hz、左右方向の固有振動数は 4.1Hz であると考えられる。

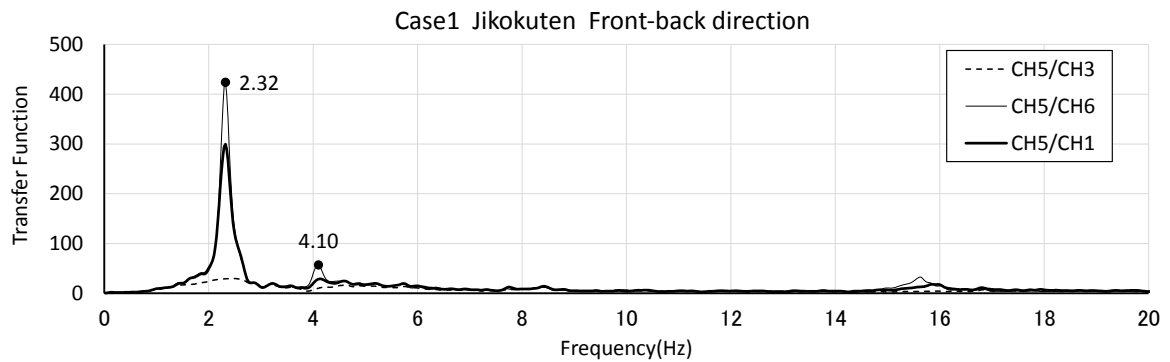


図 3.7 持国天立像前後方向の伝達関数

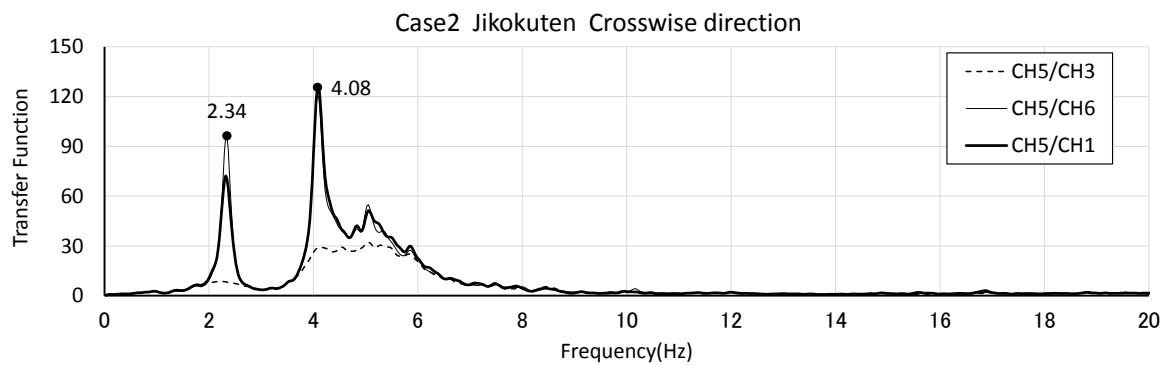


図 3.8 持国天立像左右方向の伝達関数



写真 3.6 速度計設置の様子

木槌による加振により得られた波形を図 3.9 に示す。図 3.9 では対数減衰率より減衰定数を算出することが困難なため、図 3.10 に示す、自己相関関数²¹⁾を用いて減衰定数の算出を行うこととする。表 3.4 に自己相関関数を基に算出した各方向の減衰定数及び各方向の固有振動数、固有周期を示す。

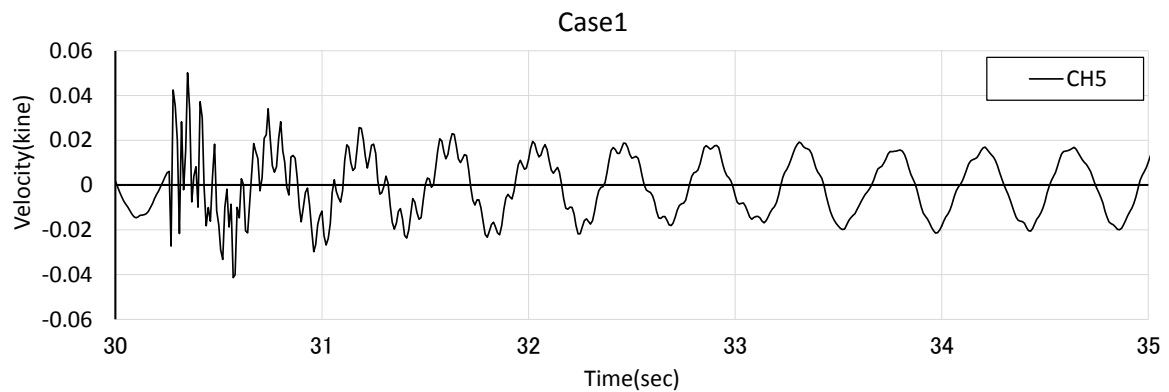


図 3.9 打撃時の仏像右肩前後方向の時刻歴波形

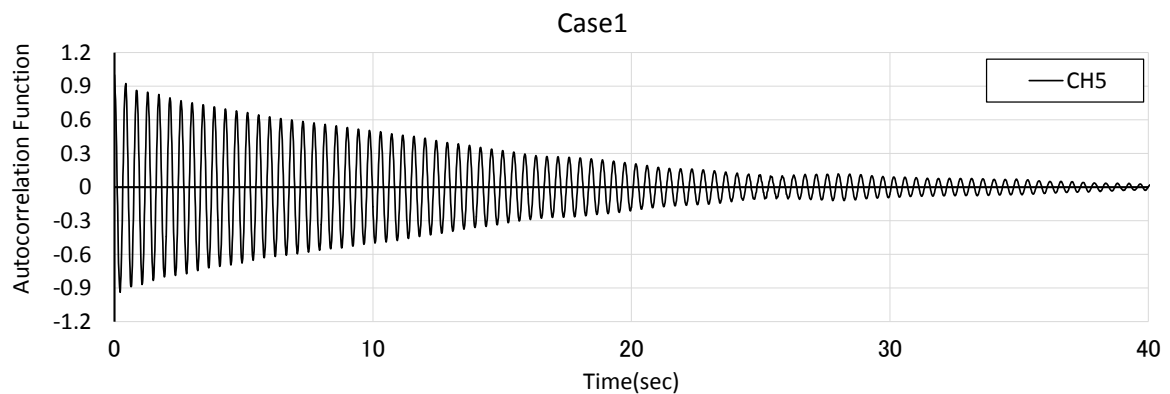


図 3.10 打撃時の仏像右肩前後方向の自己相関関数

表 3.4 持国天立像の基礎振動特性

	減衰定数 h		固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)
前後方向	0.0045	0.45%	2.3	0.435
左右方向	0.0120	1.20%	4.1	0.244

図 3.11 に仏像台座の上下方向の常時微動時刻歴波形を示す。前後及び左右方向共に位相が逆になっており持国天立像に関しては本体と台座は一体となってロッキング振動を起こしていると考えられる。次章で帝釈天台座についても計測を行っているが、帝釈天に関しては並進運動を起こしていた。これは仏像本体と台座が独立しているか須弥壇の影響ではないかと考えられる。

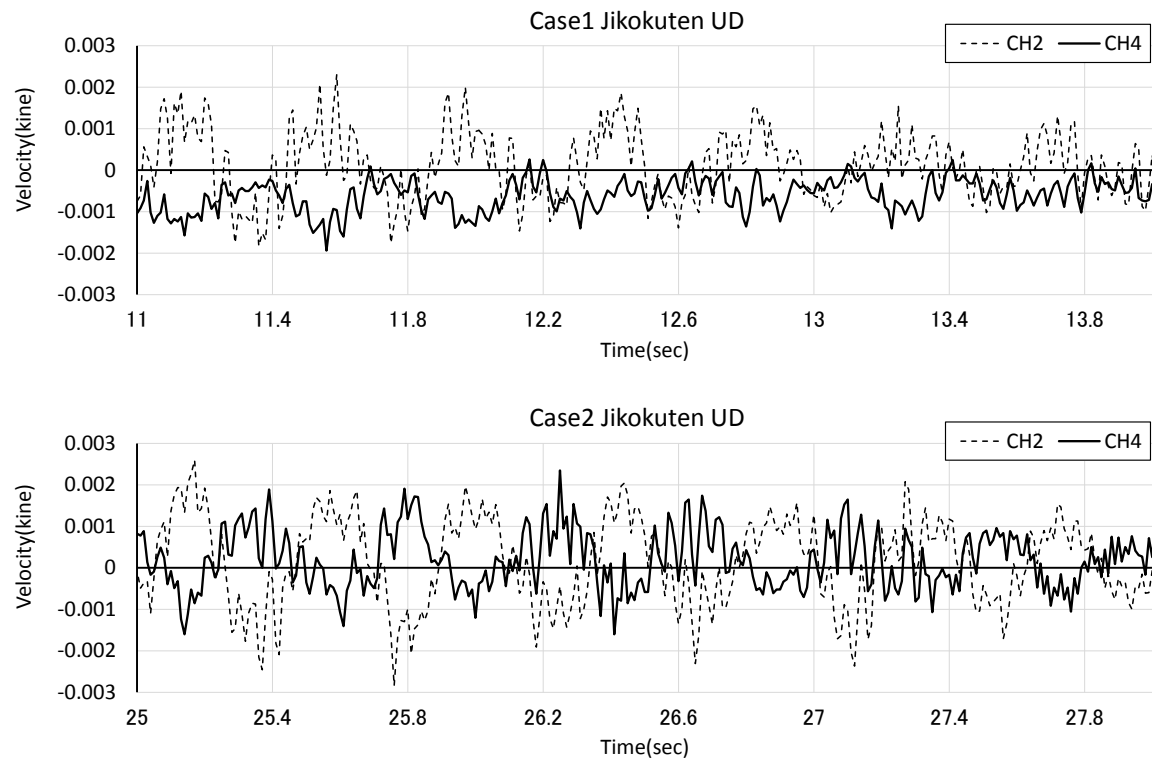


図 3.11 持国天立像における上下方向の常時微動時刻歴波形

3.3 試験体の設計及び制作

試験体を制作するにあたり、非常に複雑な形状である仏像を完全に模写することは不可能であるため、転倒条件に影響を及ぼすと思われる条件について実際の仏像と等価となるように設計を行うこととする。本試験体では、総重量、重心高さ、総高、底面の形状についての条件を実際の仏像と等価とする。

3.3.1 持国天立像の重心高さの算定

前章で転倒限界加速度は形状係数に相関があり、仏像の様な複雑な形状の場合、その形状係数は、底面の幅及び重心高さの2倍より算出されるとしている。乾漆持国天立像において重心高さの測定は行われておらず、測定も困難であることから重心高さの算定を行うこととする。算定方法を以下に示す。

- ① 図 3.12, 3.13 の様に仏像を高さ方向に 15 分割し、各断面に相当する質量を概算
- ② 次式により重心高さを算出

$$\sum_i m_i = M, \quad h_g = \frac{\sum_i m_i \times h_i}{M}$$

m_i : i 断面における質量, M : 全体重量, h_i : i 断面の高さ, h_g : 重心高さ

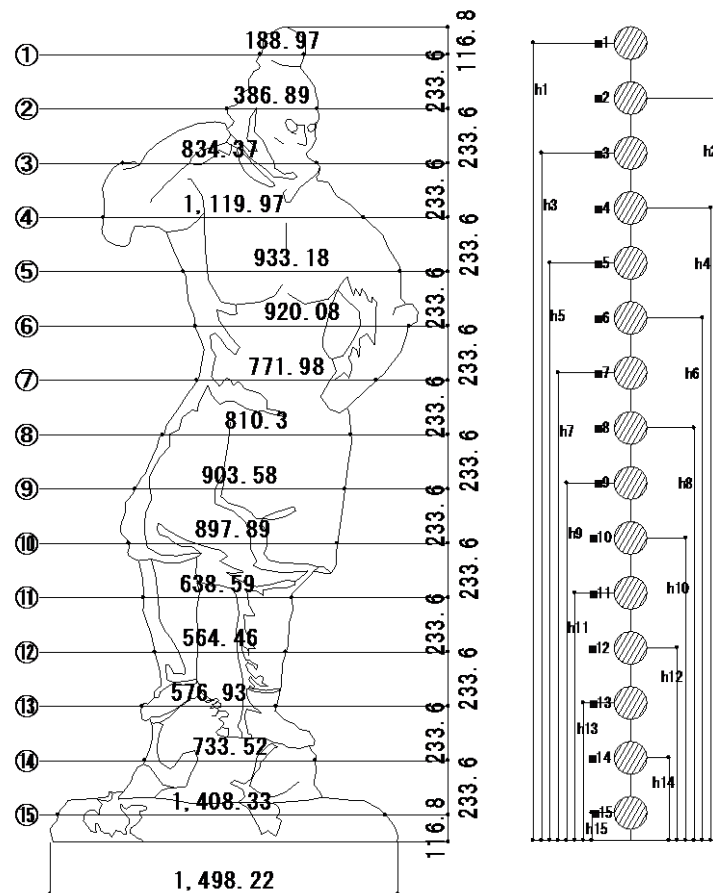


図 3.12 分割位置図

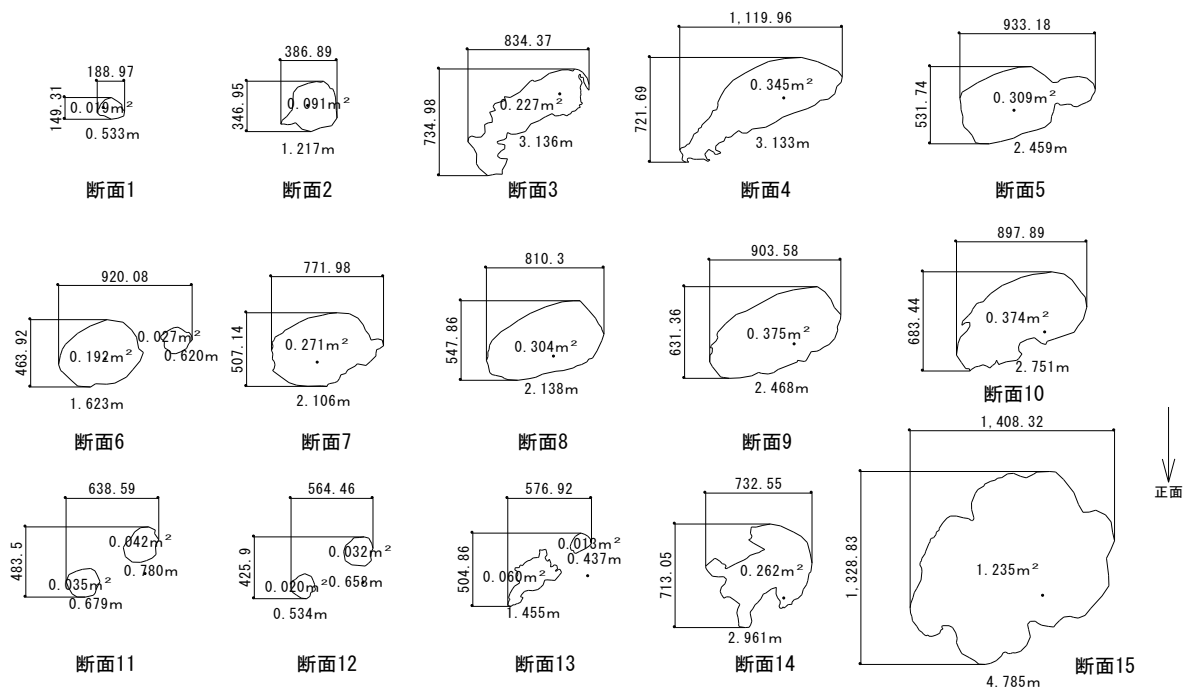


図 3.13 分割断面図

表 3.5, 3.6 に重心高さ算定結果を示す。乾漆厚：6.0mm、乾漆部比重：1.13g/cm³、ヒノキ比重：0.44g/cm³とする。算出された全体重量と実際の仏像の重量の比(1.15)から表面積を補正し、乾漆部重量を割り増している。

表 3.5 持国天立像の重心高さの算出

	高さ h_i (cm)	重量 (kg)	重量 補正後	モーメント $m_i h_i$	モーメント 補正後
断面1	338.72	1.59	1.71	538	581
断面2	315.36	2.67	2.96	842	934
断面3	292.00	5.71	6.46	1668	1885
断面4	268.64	10.50	11.25	2822	3021
断面5	245.28	6.13	6.71	1503	1646
断面6	221.92	10.28	10.81	2281	2400
断面7	198.56	5.57	6.07	1105	1205
断面8	175.20	5.62	6.13	984	1073
断面9	151.84	6.14	6.73	932	1021
断面10	128.48	15.89	16.54	2041	2125
断面11	105.12	3.80	4.15	399	436
断面12	81.76	3.38	3.66	276	299
断面13	58.40	4.48	4.93	262	288
断面14	35.04	6.18	6.88	216	241
断面15	11.68	131.34	133.47	1534	1559
合計	-	219.28	228.46	17405	18715

表 3.6 持国天立像の重心高さ

	実際値	算出値	
		補正前	補正後
底面積(m²)	1.476	1.476	1.476
表面積(m²)	11.87	10.50	11.86
乾漆部面積(m²)	10.39	9.03	10.38
全体重量(kg)	231.5	219.28	228.46
重心高さ(cm)	-	79.37	81.92

3.3.2 実物大模型の設計

算出された重心高さ、総重量、総高、底面の形状が実際の乾漆持国天立像と等価となるような実物大模型の設計を行う。図 3.14, 3.15 に設計した実物大模型の断面図及び底面図を示す。持国天立像は乾漆造りであるが、コスト面と施工性の問題から比較的加工が容易な紙粘土を代用品として用いることとした。また、強度不足を補うため、下地材として亀甲金網、針金を用い、表面の剥離やひび割れを抑制するためニス塗仕上げとしている。本来、接合部は鋳鉄製の釘などを用いているが、施工性を上げるため図 3.16 に示す取付け金物を用いている。重心高さの調整には鋼板 200×200mm 厚さ 9mm と 12mm を錘として 19 枚(64.26kg)使用した。

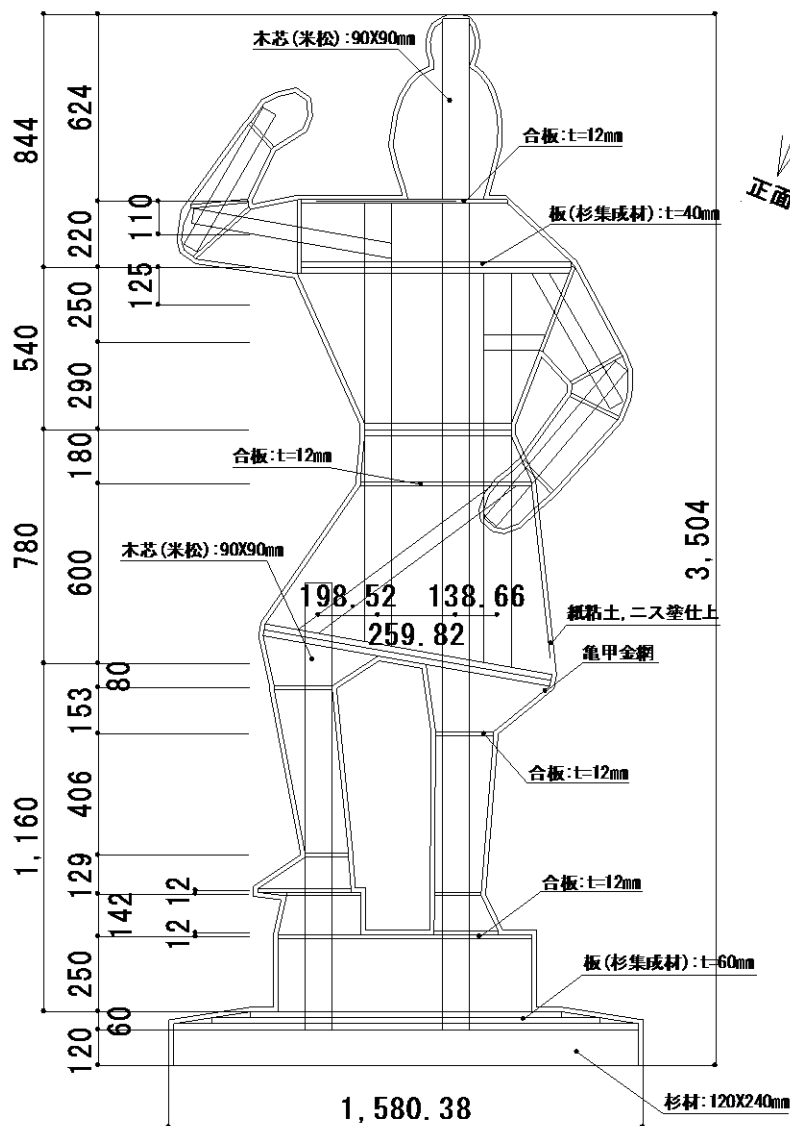


図 3.14 実物大模型断面図

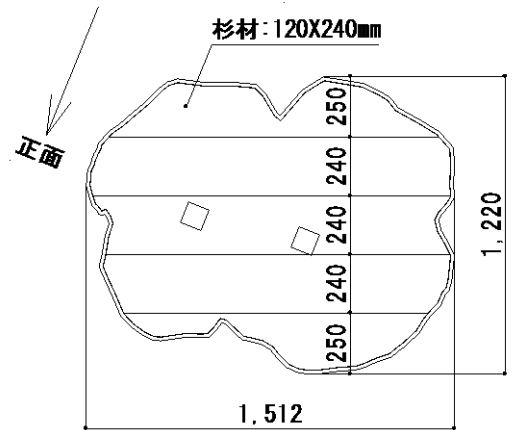


図 3.15 実物大模型底面図

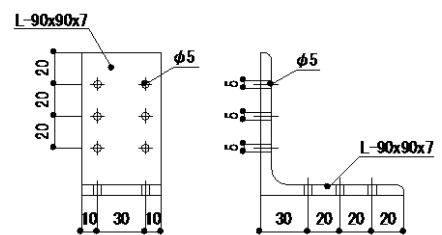


図 3.16 取付け金物

模型も持国天立像と同様にして重心高さの算定を行う。表 3.7, 3.8 に算出結果及び持国天立像の重心高さを示す。持国天立像の重心高さ(補正後)と模型の重心高さには 0.7mm の差しかなく、総重量についても 250g の差であり、実物大模型は持国天立像と等価であるといえる。この設計を基に制作を行った。(写真 3.7)

表 3.7 実大模型の重心高さの算出

	高さ h_i (cm)	重量 (kg)	モーメント $m_i h_i$
断面1	338.72	1.28	435
断面2	315.36	2.37	748
断面3	292	3.66	1069
断面4	268.64	12.16	3267
断面5	245.28	5.00	1226
断面6	221.92	6.55	1453
断面7	198.56	5.13	1018
断面8	175.2	4.47	783
断面9	151.84	25.06	3805
断面10	128.48	18.30	2351
断面11	105.12	3.02	317
断面12	81.76	2.72	222
断面13	58.4	3.54	207
断面14	35.04	17.79	623
断面15	11.68	120.21	1404
合計	-	231.25	18929

表 3.8 実物大模型の重心高さ

	実際値	算出値		模型
		補正前	補正後	
底面積(m ²)	1.476	1.476	1.476	1.476
表面積(m ²)	11.87	10.50	11.86	8.85
乾漆部面積(m ²)	10.39	9.03	10.38	7.38
全体重量(kg)	231.50	219.28	228.46	231.25
重心高さ(cm)	-	79.37	81.92	81.85



写真 3.7 実物大模型制作の様子

3.3.3 実物大模型の転倒限界加速度

前章で取り上げた既往の算定式である転倒限界加速度を図 3.17 に実物大模型の形状係数 B/H 及び境界振動数 f_0 を表 3.9 に示す。実物大模型の転倒限界加速度は最小でも 724Gal であり、少々振動では転倒しないといえる。また、境界振動数よりも低い振動数で起こるとされている同位相ロッキングからの転倒は、静的に考えると底面幅の半分($B/2$)以上の変位振幅(全振幅)が必要であるため、実物大模型の場合、61cm 以上変位する振動でないと同位相ロッキングからの転倒は起こらないこととなる。本試験体及び、持国天立像において危惧しなければならないのは、サブハーモニック・ロッキング及び逆位相ロッキングからの転倒であるといえる。^{2)~6)}また、振動数が高くなるに従い転倒限界加速度も大きくなることから、境界振動数付近の振動が最も危険であるといえる。

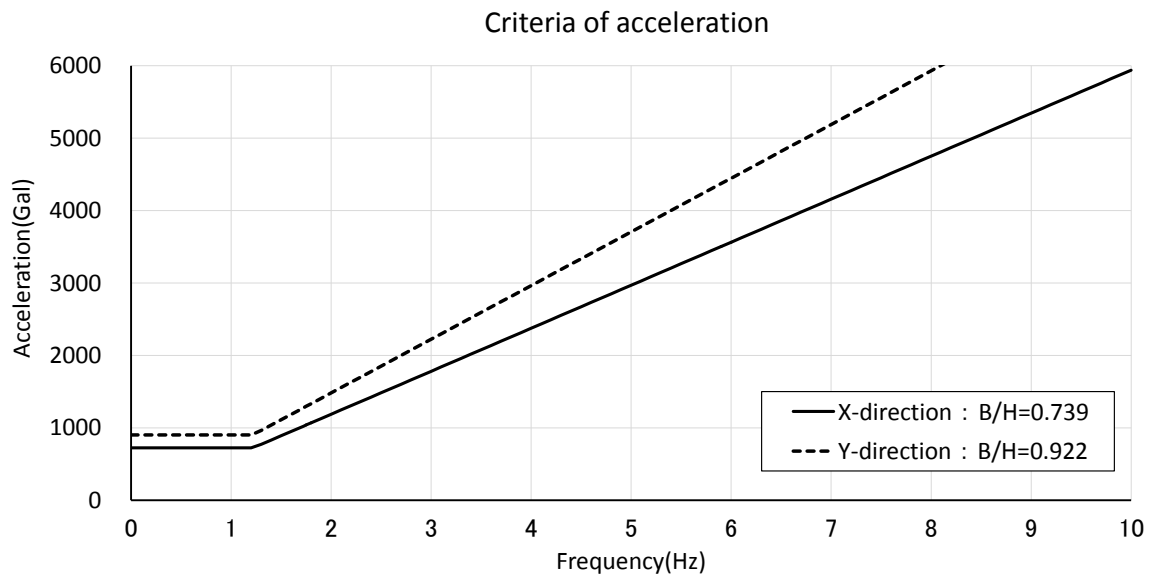


図 3.17 実物大模型の転倒限界加速度

表 3.9 形状係数及び境界振動数

振動数 (Hz)	最大加速度(Gal)	
	X方向 B/H=0.739	Y方向 B/H=0.922
0	724.2	903.6
1.0	724.2	903.6
1.72	1023.7	1277.5
2.0	1187.9	1482.4
3.0	1781.9	2223.7
4.0	2375.8	2964.9
5.0	2969.8	3706.1
6.0	3563.7	4447.3
7.0	4157.7	5188.5
8.0	4751.7	5929.8
9.0	5345.6	6671.0
10.0	5939.6	7412.2

3.4 実験計画

3.4.1 加振計画

本試験体は重心高さが低く転倒する可能性は低いですが、境界振動数付近において転倒の恐れがあるため、加振実験により検証を行うこととする。試験体が総高 3.5m、総重量 230kg と大きいため、それに合わせ茨城県つくば市にある防災科学技術研究所大型耐震実験施設の水平一方向加振振動台を用いて加振を行った。振動台の仕様を表 3.10 に示す。転倒条件の一つに試験体と設置面との摩擦が大きく関わることが確かめられているため、振動台上に合板を用いて簡易な床を作製し、その上で加振実験を行った。この床に使用した合板の摩擦係数は前章で用いた方法で算出を行うと 0.5～0.6 程度であった。摩擦係数は物体の重量と相関はないとされているが、本実験で使用した合板のように、表面に凹凸のある場合では、食込みの影響などにより、摩擦が働く物体の重量が増すほど大きくなる傾向がある。

表 3.10 振動台仕様

加振台サイズ	14.5 × 15m
駆動方式	電気油圧サーボ方式
振動台制御方式	変位制御
加振方向	水平一方向
加振機出力	3600N(900N × 4)
最大搭載質量	500t
最大振幅	±220mm
最大速度	75cm/sec
最大加速度	500Gal(500t), 940Gal(200t)
加振周波数範囲	DC～50Hz
加振波	正弦波, 不規則波, 地震波



写真 3.8 振動台上に設置した床の様子

加振の際に転倒した場合、破損するおそれがあるため、写真 3.9 のように振動台上部に設置されている可動式天井クレーンを用い、振動時の挙動に影響が表れない程度に余裕を持たせたワイヤーロープにより、試験体頭部を繋いでいる。

入力波一覧を表 3.11 に入力波形を図 3.18 に示す。本来は前章の縮小模型と同様に調和正弦波による検証が簡易ではあるが、振動台の性能や調和正弦波が伝播し易く周辺施設に影響を及ぼす恐れがあるため、転倒限界加速度以上の加振は地震波のみとなっている。調和正弦波については、転倒限界加速度以下であるため、転倒しないことを確認することとする。



写真 3.9 転倒防止のワイヤーロープの様子

表 3.11 入力波一覧

No.	入力波	最大加速度 (Gal)	振動数 (Hz)	振幅 (mm)	HPF (Hz)
1	STEP波	—	0.05	±0.5	—
2		—	0.025	±5	—
3	調和正弦波	500	3	±14.1	—
4		500	4	±7.9	—
5		500	5	±5.1	—
6		500	6	±3.5	—
7		500	7	±2.6	—
8		700	8	±2.8	—
9		700	9	±2.2	—
10		700	10	±1.8	—
11		400	2	±25.3	—
12		400	1	±101.3	—
13	JMA 神戸 NS波 (110%)	1029	—	200	0.1
14	K-NET 小千谷 EW波 (114%)	1357	—	187.4	0.5
15	JR 鷹取	1134	—	218.7	0.7

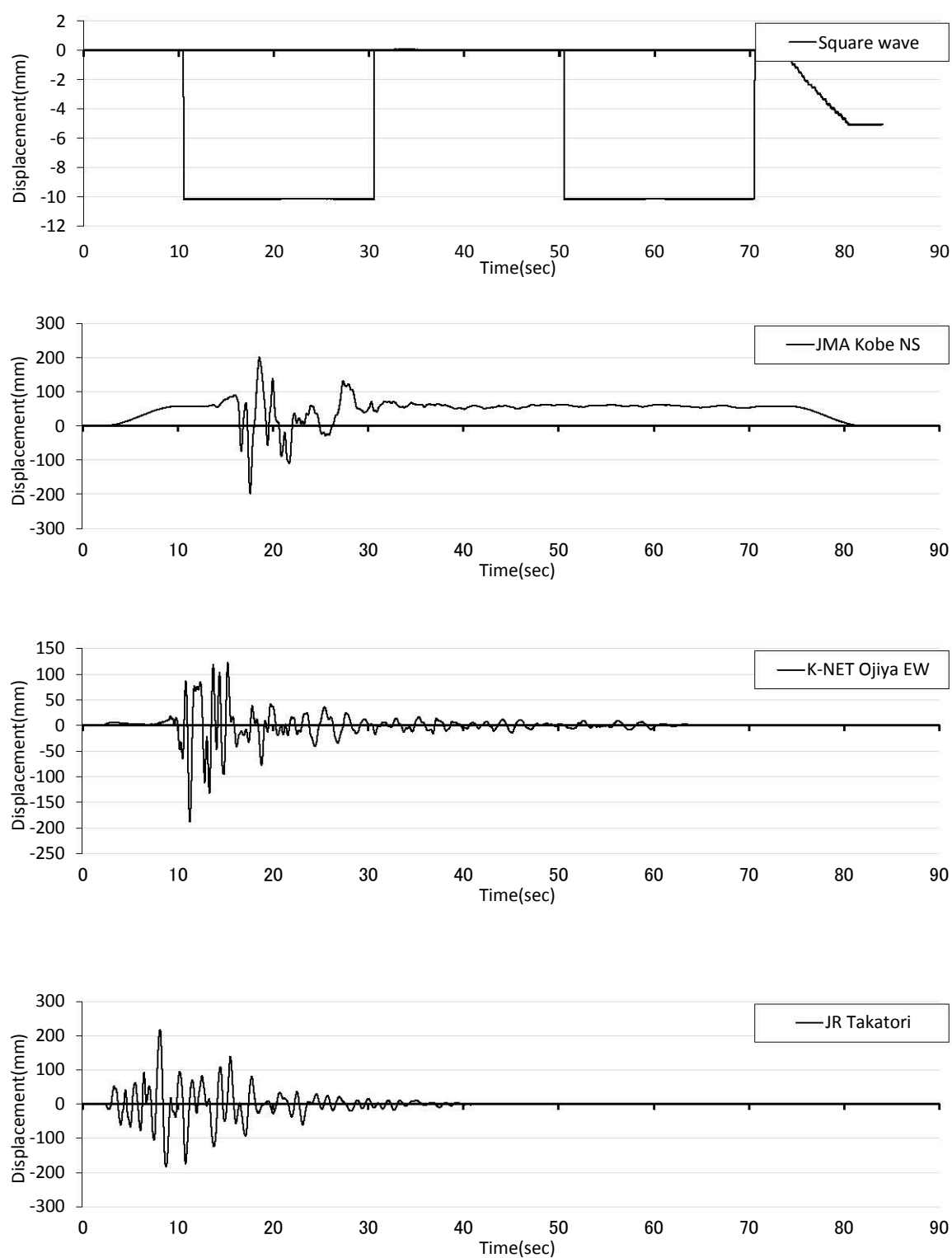


図 3.18 入力波形

3.4.2 測定計画

本実験の測定は加速度計による加速度の計測、最終的な移動量の実測、三次元画像計測による変位量の計測、ビデオカメラ 6 台による録画を行っている。

(1) 加速度の計測

本実験では、Akashi 製の加速度計 V403DT を用い加速度の計測を行った。加速度計の取付け位置を図 3.20 に示す。加速度計の測定成分は、試験体右肩(CH-1)、台座(CH-2)、は前後方向(加振方向を正)、台座前後(CH-3,4)は上下方向(上方を正)としている。また、床(CH-5)と振動台(CH-6)にも加速度計を設置している。サンプリング周波数を 100Hz とし、計測を行った。



写真 3.10 加速度計設置の様子

(2) 移動量の実測

本実験も前章と同様に加振後の最終的な移動量の実測を図 3.19 のように行った。

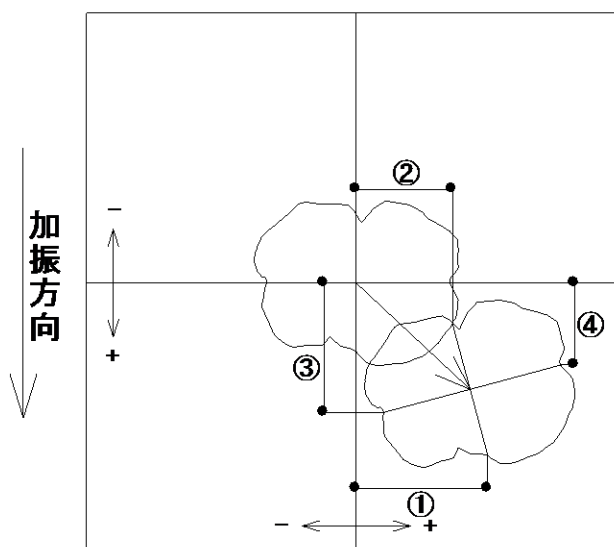


図 3.19 移動量の測定位置

(3) 三次元画像計測

三次元画像計測は、試験体、床及び振動台に発光マーカ(LED)を設置し、加振時の発光マーカの挙動を高感度カメラにより多方向から撮影、記録を行い、記録データの解析により各マーカの初期座標値からの差を変位として算出する計測手法である。これにより、動的な挙動も正確に把握することが可能である。図 3.20 に計測点及び加速度計の取付け位置を示す。

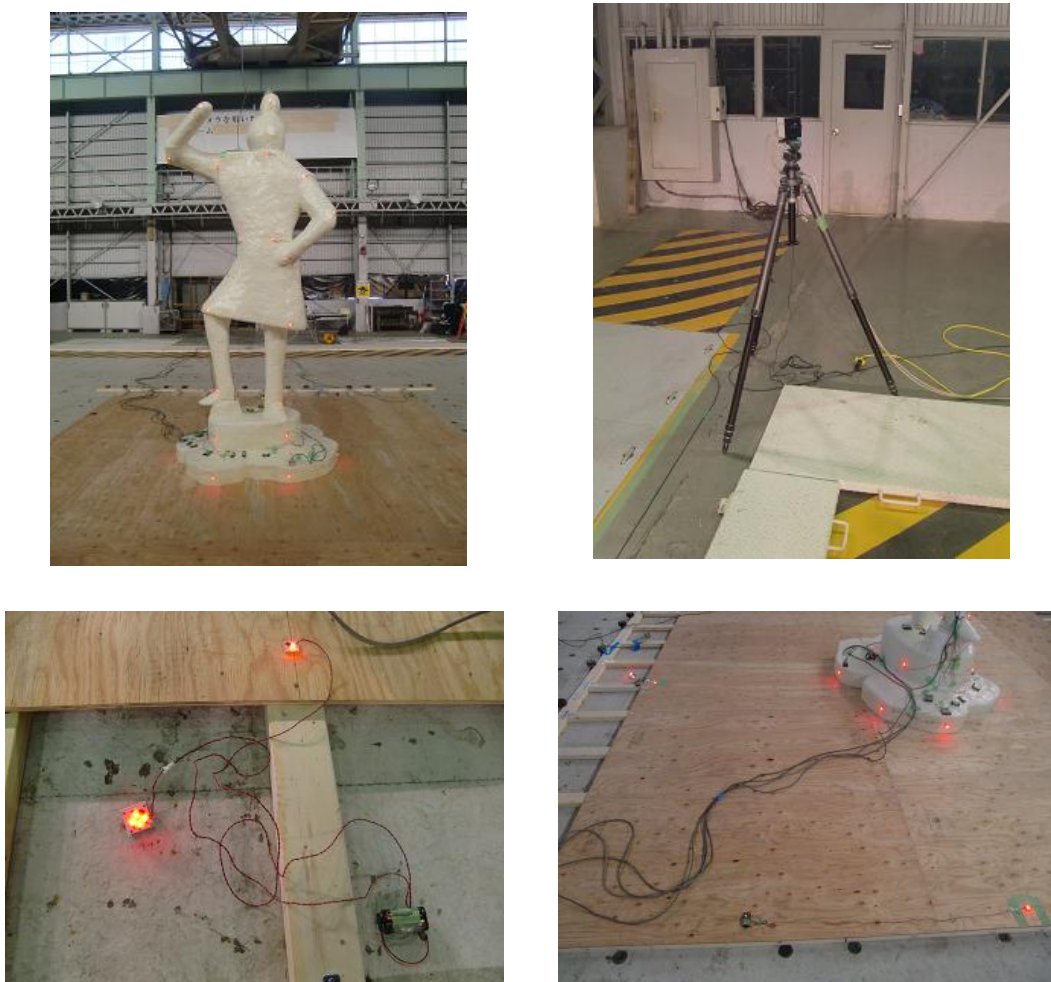


写真 3.11 発光マーカ及び高感度カメラ

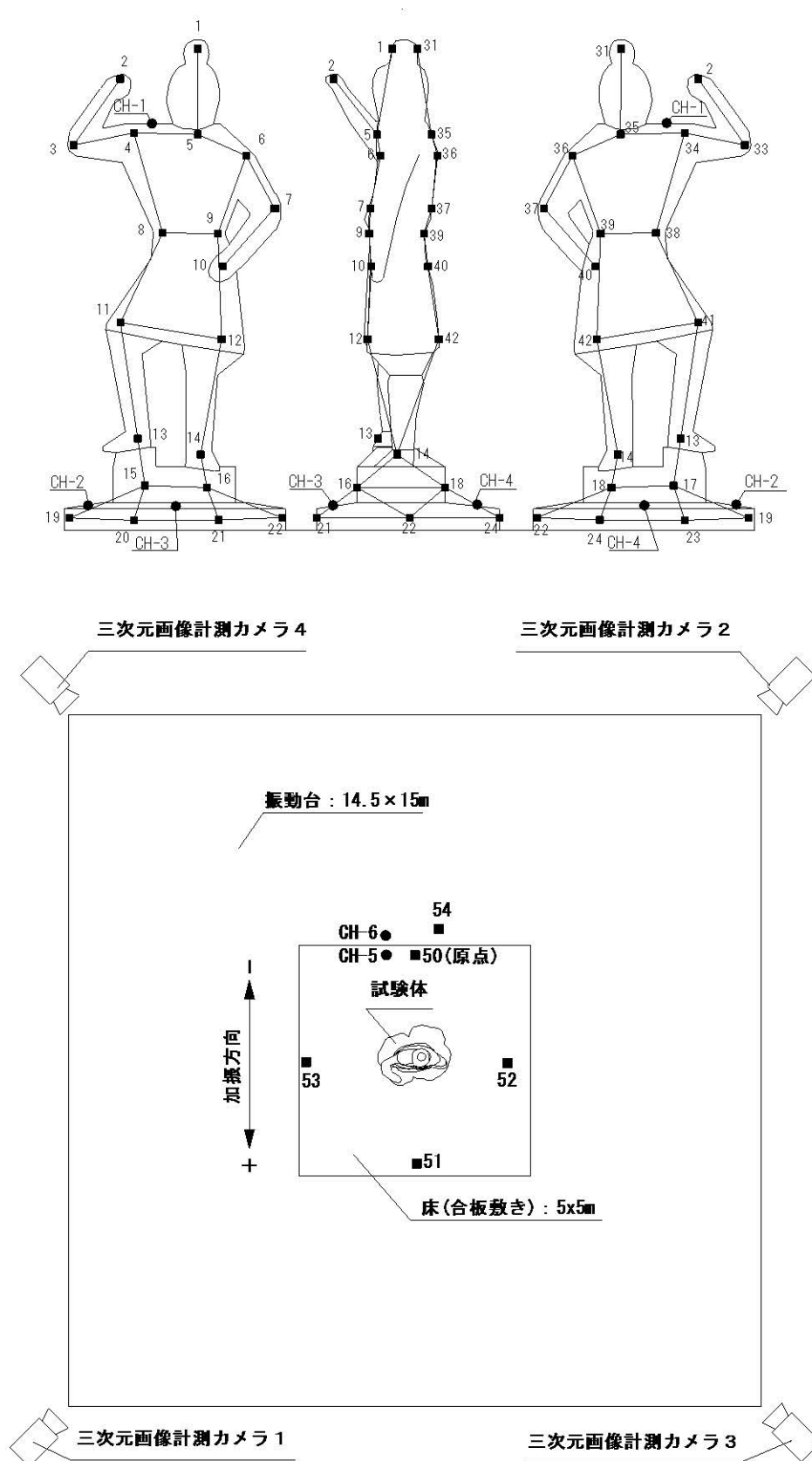


図 3.20 加速度計及び計測マーカ取り付け位置

3.5 実験結果と考察

本実験において試験体の振動特性を計測するため、STEP 波(矩形波)を用いて加振を行っている。図 3.21 に試験体右肩(CH-1)の加速度時刻歴波形を図 3.22 に振動台(No.54)に対する頭部(No.1)の前後方向の伝達関数を示す。また、前後方向(No.1)と上下方向(No.21)の減衰定数を対数減衰率より算出を行った結果を表 3.12 に示す。図 3.22 より 2.8Hz に顕著なピークがみられることから試験体の固有振動数は 2.8Hz であるといえる。持国天立像の常時微動計測より得られた固有振動数は、前後方向で 2.3Hz、左右方向で 4.1Hz であった。常時微動測定の結果は極めて小さい変形レベルの固有振動数であるため、実際はさらに固有振動数は低くなると考えられ、試験体の剛性は、持国天立像と比べて高いといえる。しかし、本試験体を剛体と仮定するには剛性が不足していることには相違ない。既往の研究^{2)~12)}では剛体と仮定した物体の転倒限界の検証しかされておらず、剛性が転倒条件に及ぼす影響は解明されていないのが現状である。そこで、本研究では剛性の低い物体であっても既往の転倒限界加速度算定式が適用可能であるか検証を行うこととする。

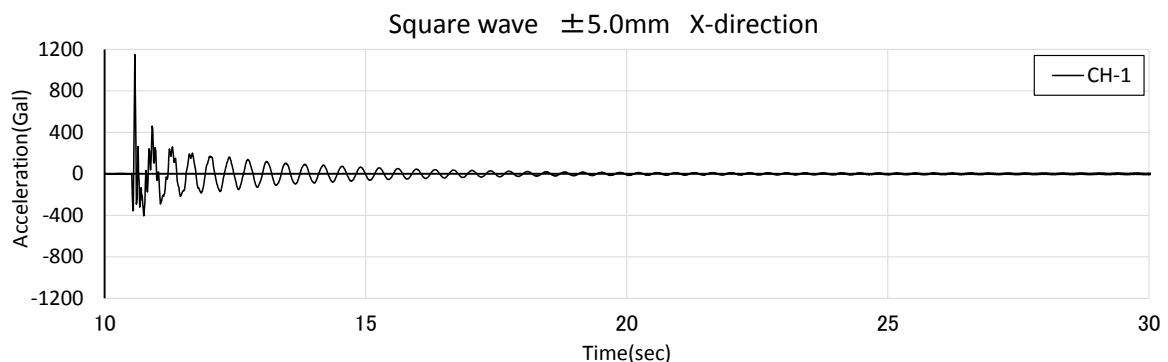


図 3.21 STEP 波(±5.0mm)入力時試験体右肩の加速度時刻歴波形

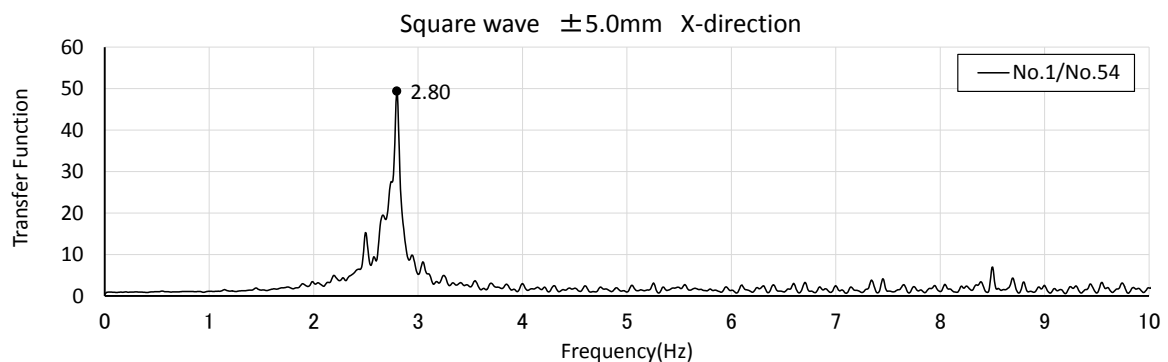


図 3.22 振動台に対する頭部の伝達関数

表 3.12 試験体の基礎振動特性

		減衰定数 h		固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)
常時微動	前後方向	0.0045	0.45%	2.3	0.435
	左右方向	0.0120	1.20%	4.1	0.244
STEP波	前後方向	0.0170	1.70%	2.8	0.357
	上下方向	0.0221	2.21%	5.9	0.169

調和正弦波による実験結果を図 3.23 及び表 3.13 に示す。本実験において調和正弦波に関しては転倒限界加速度以下の入力レベルであり、転倒しないことを確認することを目的として行った。図 3.23 に示すように転倒することはなく 1.0～5.0Hz においてもロッキング振動を生じているものの、回転角からわかるように転倒の危険はないといえる。表に示す転倒限界回転角は、試験体前後方向($B_x/H=0.739$)の静的な転倒限界時の回転角である。

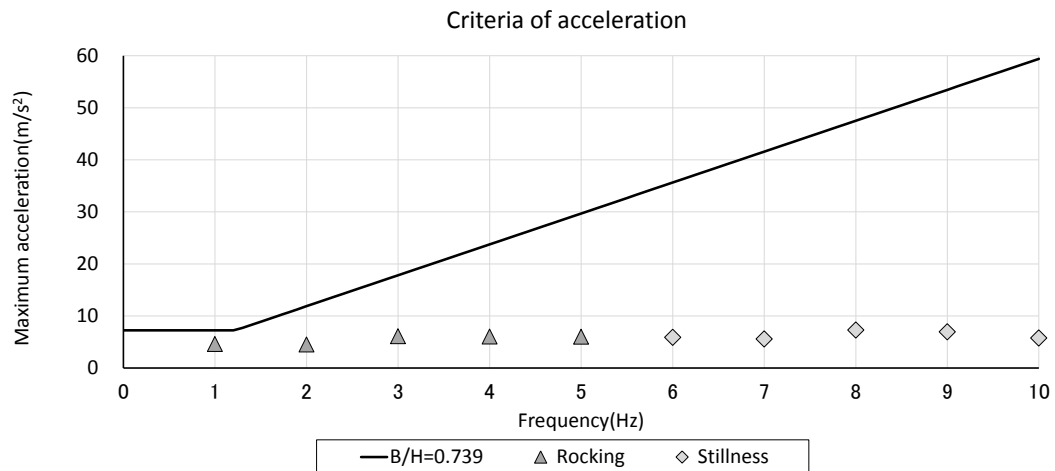


図 3.23 調和正弦波加振における最大加速度と転倒限界

表 3.13 調和正弦波加振における最大回転角

調和正弦波			
振動数 Hz	最大回転角		運動形態
	rad	°	
1.0	0.0143	0.819	ロッキング
2.0	0.0491	2.815	
3.0	0.0305	1.749	
4.0	0.0086	0.495	
5.0	0.0048	0.277	
6.0	0.0032	0.184	静止
7.0	0.0024	0.137	
8.0	0.0024	0.137	
9.0	0.0017	0.096	
10.0	0.0013	0.075	
転倒限界 回転角	0.6364	36.46	—

JMA 神戸 NS 波、K-NET 小千谷 EW 波、JR 鷹取における実験結果を図 3.24 及び表 3.14 に示す。図 3.24 は時刻歴波形であり、試験体の回転角を頭部(No.1)と足元(No.15)の変位量から算出した結果である。三波共にロッキング振動を生じたが転倒までには至らなかった。静的な転倒限界回転角は 36.46° であり、3 波のうち回転角が最大の JR 鷹取であっても最大回転角は 15.48° に留まっており、転倒の危険はないといえる。JR 鷹取における最大回転角時の様子を図 3.25 に示す。

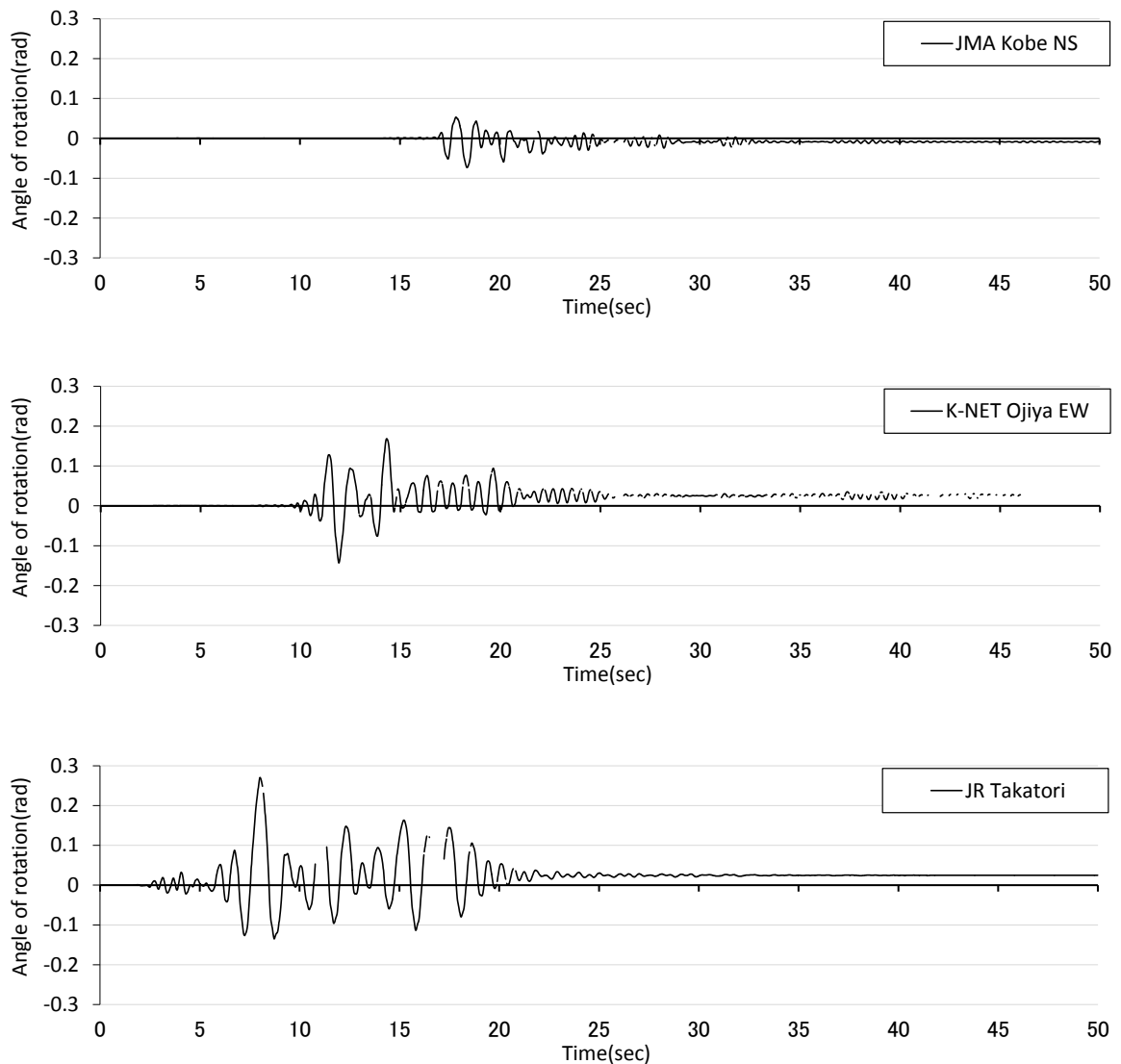


図 3.24 回転角時刻歴波形

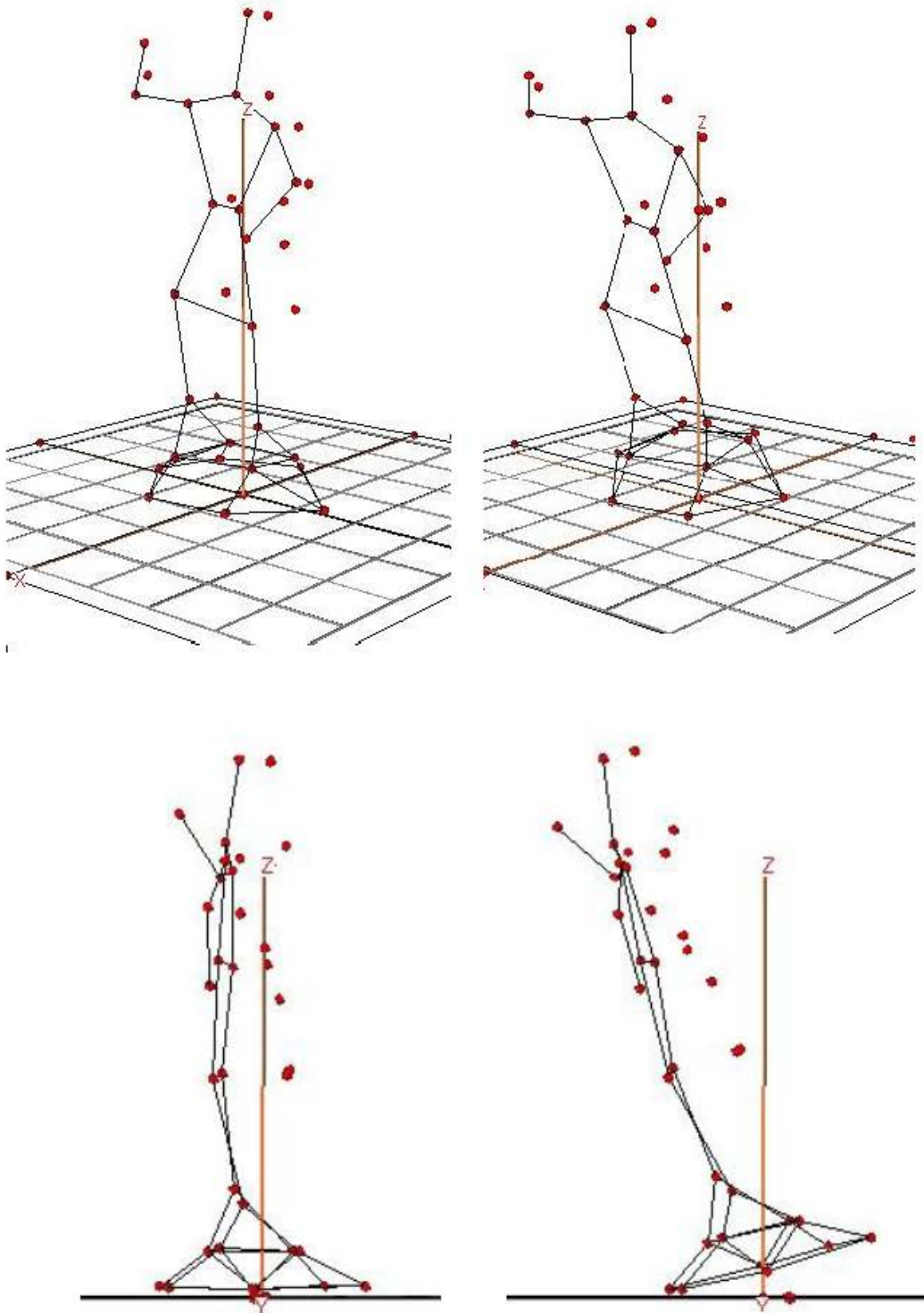


図 3.25 JR 鷹取における回転角最大の静止画像(左：加振前，右加振後)

本試験体は、剛体と仮定するには剛性が不足しているため、図 3.24 に示した回転角には部材による変形角が含まれているといえる。そこで、底面の剛性が本体の剛性と比べて高いことから、底面を剛体であると仮定して、本体の回転角を R_1 、底面の回転角を R_2 とし、その差分を変形角 D とする。図 3.26 に変形角 D に試験体の総高を乗じて頭部の変形量を算出した JR 鷹取における結果を示す。図 3.26 の波形では残留変形が生じている。これは、JMA 神戸 NS 波、K-NET 小千谷 EW 波の加振時も確認されているため、幾度による加振により接合部に緩みが生じていたことが原因であると考えられる。JR 鷹取の加振では、変形量は最大で 193.85mm、変形角ではおよそ $1/18\text{rad}$ であるが、純粋な部材の変形としてはさらに小さいと考えられる。しかしながら、この結果より、ロッキング振動時に接合部に生じる負荷は無視できるものではなく、木芯接合部の破損が懸念されるといえる。図 3.26 の波形をみると微小な振動がみうけられる。これは部材の変形によるものであると推測され、試験体が振動時に変形していることに相違なく、 R_1 は部材の変形角 D と接合部の緩みによる回転角を含んでおり、物体を剛体と仮定した場合より、剛性が低い本試験体は、回転角が大きくなっているといえる。回転角の増加が直接転倒と相関があることを裏付けるものはないが、転倒の可能性が大きくなると予想できるため、既往の転倒限界よりも安全側に限界値を設ける必要があるといえる。

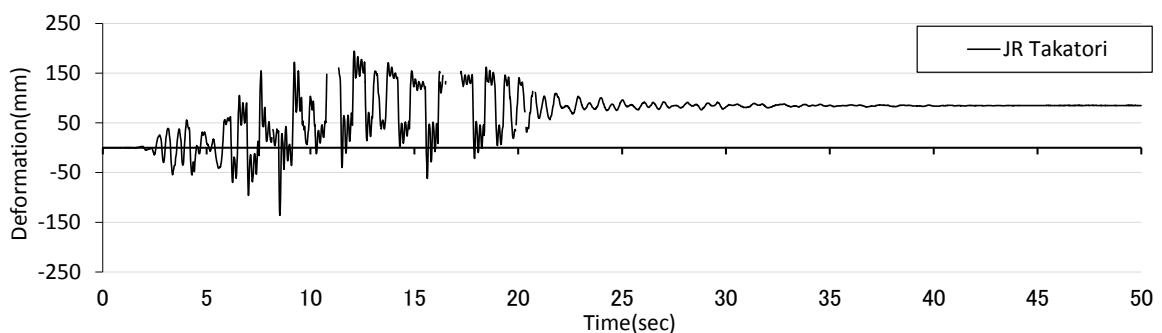


図 3.26 JR 鷹取における頭部変形量時刻歴波形

表 3.14 最大回転角一覧

		JMA Kobe NS		K-NET Ojiya EW		JR Takatori	
最大回転角 R_1	rad	0.0529	(3.03°)	0.1686	(9.66°)	0.2702	(15.48°)
最大回転角 R_2	rad	0.0417	(2.39°)	0.1411	(8.09°)	0.2607	(14.94°)
最大変形角 D	rad	0.0191	(1.09°)	0.0471	(2.70°)	0.0553	(3.17°)
最大変位 δ_{\max}	mm	66.9		165.1		193.9	

既往の転倒限界加速度と JMA 神戸 NS 波、K-NET 小千谷 EW 波、JR 鷹取の三波の比較を行うため、卓越振動数の設定を行う。波の卓越振動数を表す一つの指標である、最大加速度値 A_{\max} と最大速度値 V_{\max} から(1)式により算出される等価振動数 F_e を用いることとする。

$$F_e = \frac{A_{\max}}{2\pi \cdot V_{\max}} \quad (1)$$

表 3.15 に等価振動数及び最大加速度、図 3.28 に 3 波の加速度応答スペクトル($h=0.05$)を示す。加速度応答スペクトルのピークの値は等価振動数 F_e と完全に一致しないものの、地震波の卓越振動数と相関があるとされている。この等価振動数を用いて転倒限界加速度との比較を行った結果が図 3.27 である。三波共に転倒限界加速度を超えており、既往の研究^{2)~7)}では転倒の可能性はあるとされているが、回転角の余裕度から、本実験のように転倒確率を著しく上げるような要因(転落、衝突等)がない場合、転倒はしないといえる。

表 3.15 等価振動数及び最大加速度

	最大加速度 A_{\max}		最大速度 V_{\max}	最大振幅 D_{\max}	等価振動数 F_e	等価周期 T_e
	Gal	m/s^2	kine	mm	Hz	sec
JMA Kobe NS波	1029	10.29	105.03	200.0	1.55	0.65
K-NET 小千谷 EW波	1357	13.57	107.92	187.4	1.97	0.51
JR 鷹取	1134	11.34	106.68	218.7	1.69	0.59

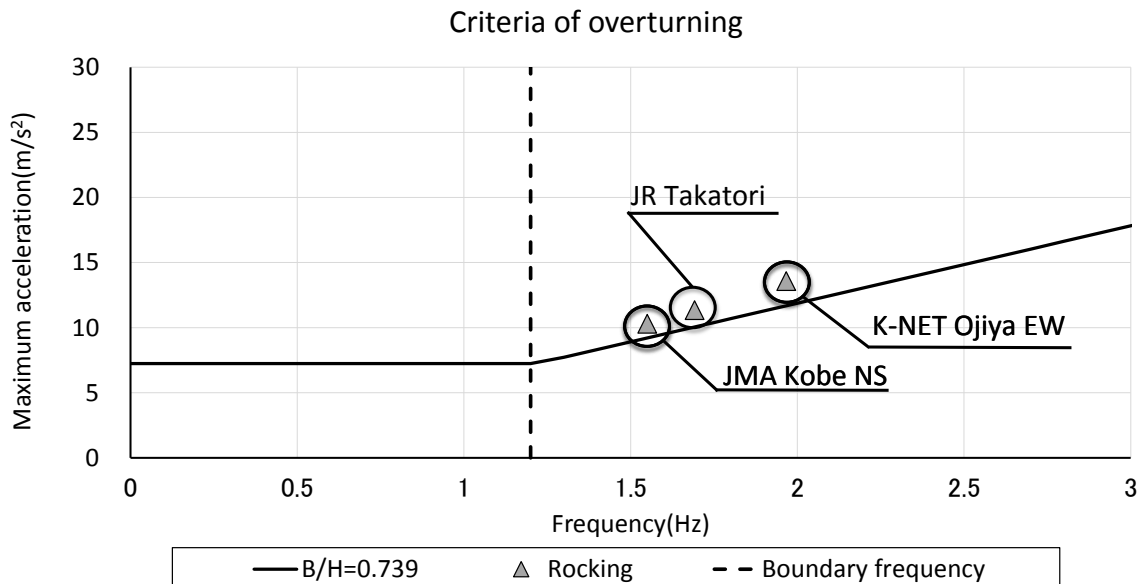


図 3.27 入力地震波における転倒限界加速度と運動形態

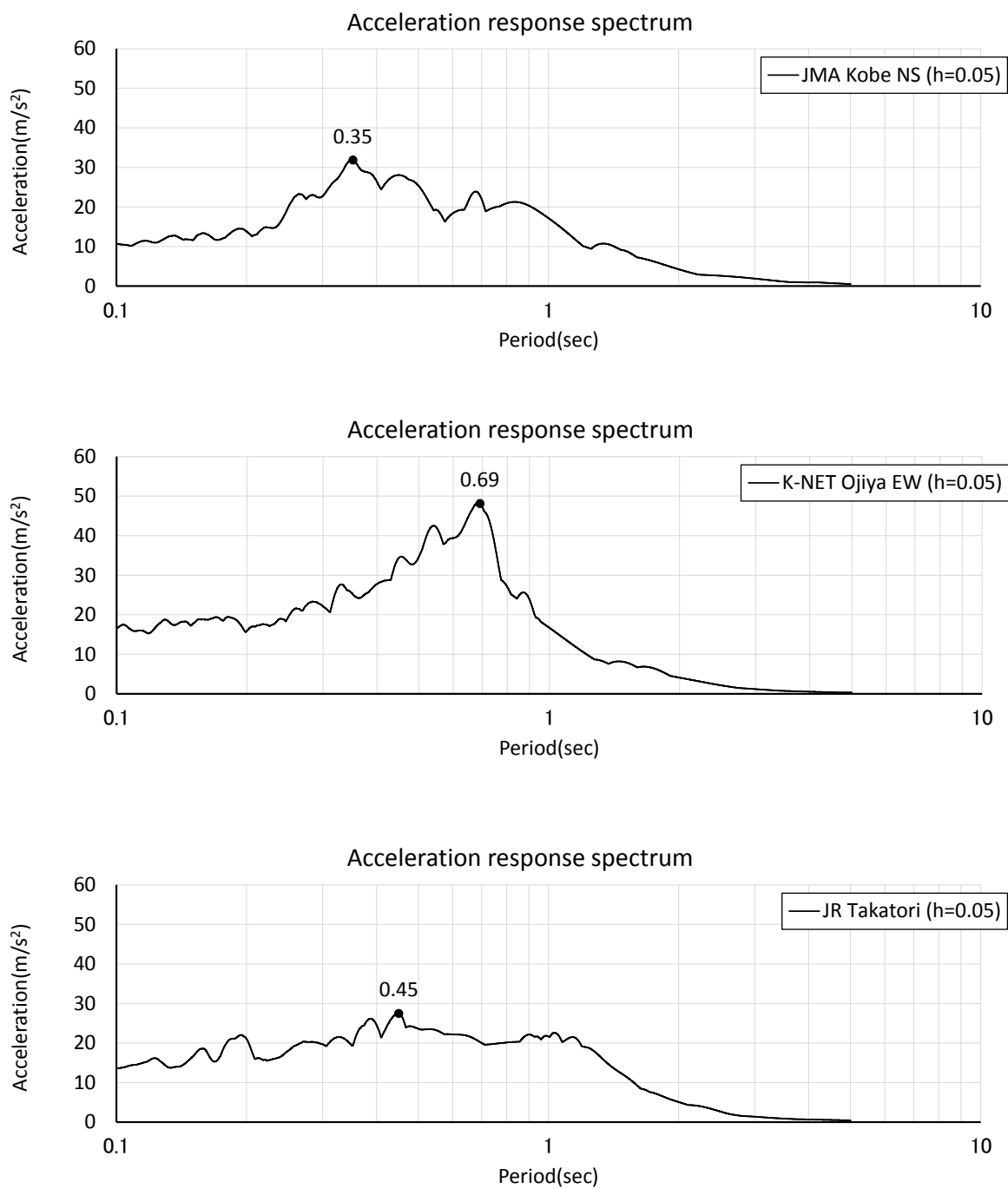


図 3.28 入力地震波の加速度応答スペクトル($h=0.05$)

3.6 まとめ

本実験により、東大寺法華堂の乾漆持国天立像は重心高さが低く安定しているため、最大加速度 1000Gal、最大速度 100kine を超えるような強地震動であっても、転落、衝突のような転倒確率を著しく上げるような要因がない限り、転倒しないといえる。また、この結果より、これに類似するような仏像についても形状係数に大きな違いがなければ転倒する可能性は低いと推測できる。危惧しなければならない要因としては、ロッキング振動を起こした際、木芯接合部に負荷がかかり、破損するおそれがあることと、仏像は剛体と仮定するには剛性が低く、ロッキング振動時に弾性応答することにより、回転角は剛体に比べ大きくなり、転倒の可能性が増す恐れがあることが挙げられる。実際の仏像の木芯接合部は試験体に比べてさらに弱く、剛性も低いことから本試験体よりも転倒する可能性は高いと思われる。本実験では試験体は、転倒限界加速度以上の入力地震動であっても転倒することはなく、既往の転倒限界は安全側に設定されており、適応可能であるといえるが、仏像の様な剛性の低い物体の転倒限界について、より理解を深めることが汎用性のある転倒防止対策へと繋がると思われる。

第 4 章

東大寺法華堂の基礎振動特性

4.1 概要

本研究では、東大寺法華堂の耐震性について調査する手法として常時微動測定及び人力加振試験による自由振動測定を行った。建物等の耐震性に関する基礎的な振動特性である固有周期や振動モード、減衰定数を得る手法として、常時微動測定は簡便で有用な方法である。建築須弥壇の測定については、仏像群が須弥壇上に安置されている状態と須弥壇改修工事のため仏像群及び正堂内陣中央の八角須弥壇が移動された状態(写真 4.3)の二度行っている。計測は、奈良県教育委員会及び東京文化財研究所の協力の下、実施された。

4.2 測定内容

4.2.1 測定方法

常時微動測定は、株式会社東京測振の携帯用振動計 SPC-51A(写真 4.1)を用い、センサーには高感度速度計 VSE-15D(写真 4.2,図 4.1)を使用した。感度特性曲線を図 4.2,4.3 に示す。サンプリング間隔は 100Hz、1 回あたりのサンプリング時間は 60 秒とし、それぞれの測定条件について、約 5 回の測定を実施した。



写真 4.1 携帯用振動計



写真 4.2 高感度速度計

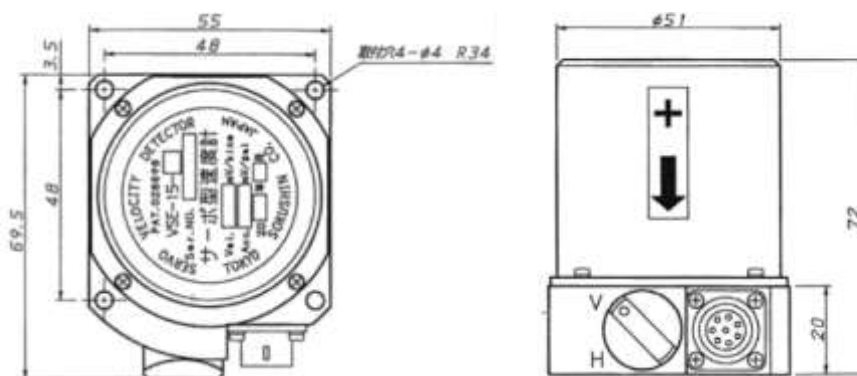


図 4.1 外形寸法 (単位:mm)

出典:株式会社東京測振ホームページ

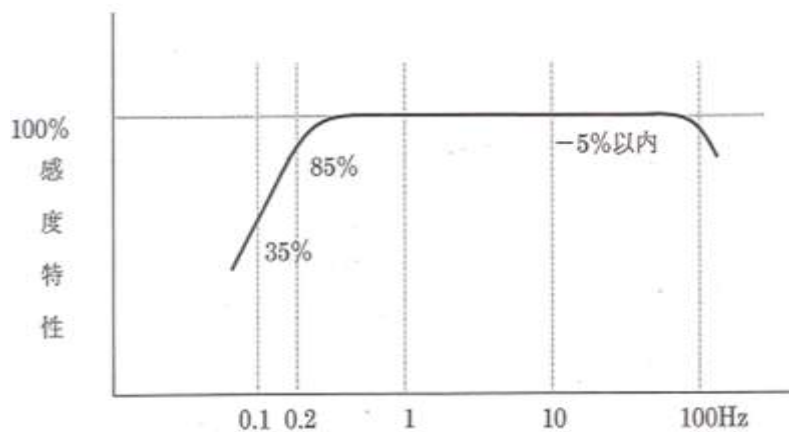


図 4.2 速度計の感度特性曲線

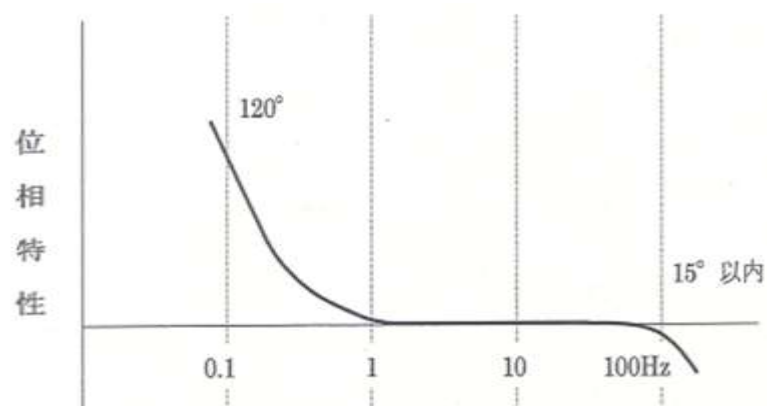


図 4.3 速度計の位相特性曲線



写真 4.3 仏像及び八角須弥壇異動後の建築須弥壇

4.2.2 測定項目

常時微動測定は下記の各項目を対象に実施した。(2) 須弥壇、(3) 仏像台座の測定は、仏像群の耐震安全性を検討するために実施した測定である。(1) 建物、(4) 地盤及び版築の測定は、建造物の耐震性能の基礎資料を得るためのものである。(1) 建物の測定では、常時微動のほか、減衰定数を得るために人力加振試験による自由振動測定を実施した。

(1) 建物

正堂および礼堂、それぞれに速度計を配置して、東西方向、南北方向の測定を行った。基礎地盤の速度計は正堂では版築、礼堂では地盤上に設置している。建物の速度計は小屋裏から梁上に設置した。建物の測定では、常時微動測定とともに、建物の固有振動数に合わせた人力加振後の自由振動測定を行っている。

(2) 須弥壇

正堂内陣にある須弥壇は、建築須弥壇と中央の八角須弥壇から構成され、八角須弥壇は建築須弥壇とは構造的に独立している。一方で建築須弥壇は、柱と接続しており建物の振動の影響を受けていると考えられる。須弥壇の微動測定では、建築須弥壇と八角須弥壇が独立した挙動を示すと想定し、東西方向と南北方向それぞれの方向で測定を行った。須弥壇の測定では、仏像群及び八角須弥壇が建築須弥壇上にある場合と建築須弥壇のみの場合(写真 4.3)で測定を行い、八角須弥壇と仏像群が建築須弥壇に及ぼす影響を調査することとする。また、建築須弥壇のみの場合においては上下方向の計測も行っている。

(3) 仏像台座

帝釈天像(乾漆造)の台座と須弥壇、基壇に速度計を設置し、仏像の耐震性に対して最も大きな影響要因のひとつであるロッキング運動の固有振動数を求めることを目的とし測定を実施した。

(4) 地盤及び版築

地盤の測定点は1箇所とし、H/V スペクトルを求めるため、3成分(EW,NS,UD)の測定を実施した。

4.2.3 測定位置と測定成分

速度計は計測ごとに指定の位置に設置し、各速度計とデータ収録装置(又は接続ボックス)を専用ケーブルで接続する。速度計の設置位置及び各測定成分を測定項目ごとに示す。データ収録装置(携帯用振動計)及び接続ボックスを置き、ステーションとしている。

(1) 建物

Case1-1: 東西方向の測定 (E (+), W (-))

表 4.1 Case1-1 速度計一覧

チャンネル番号	方向	位置
Ch1	EW	正堂基壇
Ch7	EW	小屋裏
Ch8	EW	梁上
Ch9	EW	梁上
Ch10	EW	梁上
Ch11	EW	梁上
Ch12	EW	梁上

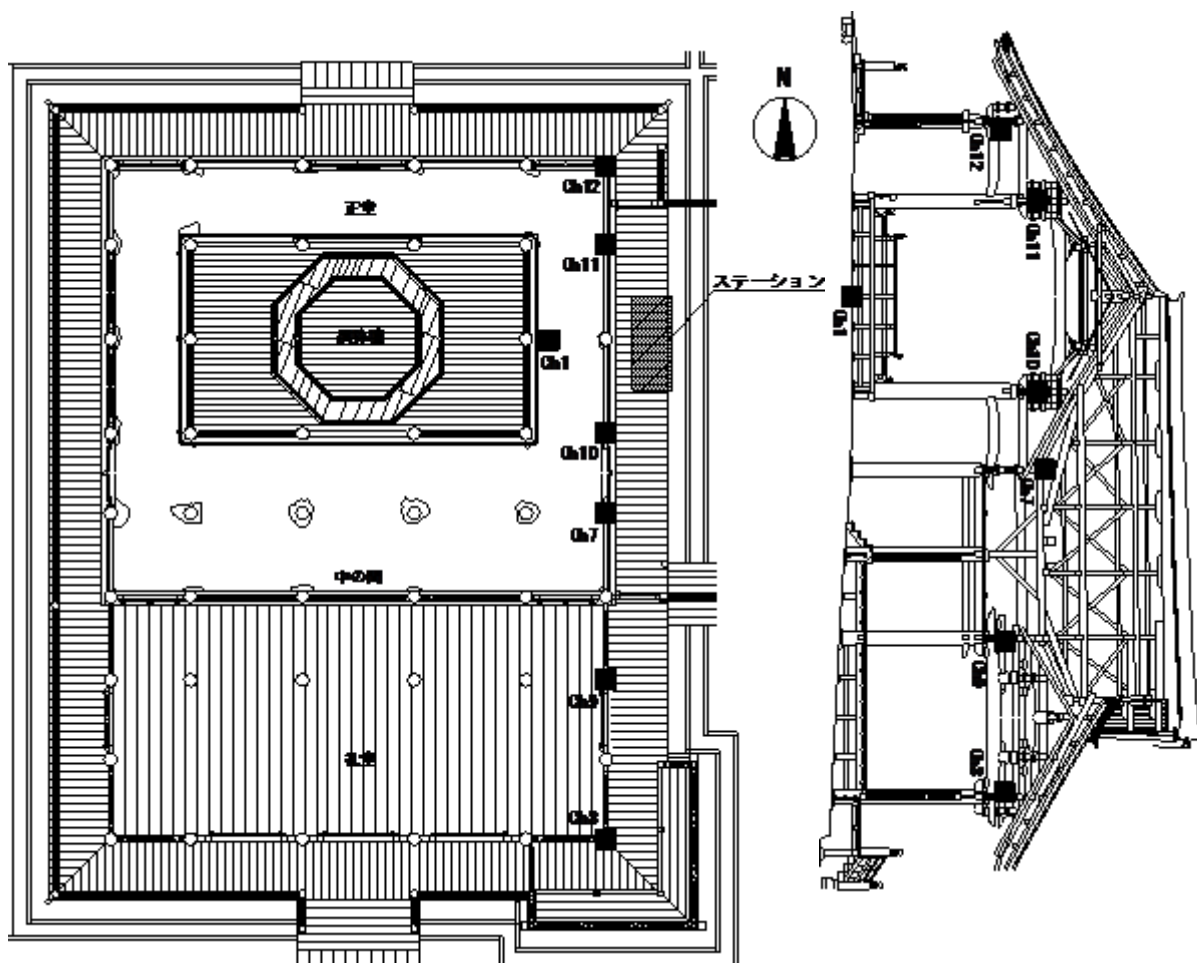


図 4.4 Case1-1 速度計配置図

Case1-2 : 南北方向(正堂)の測定 (N (+), S (-))

表 4.2 Case1-2 速度計一覧

チャンネル番号	方向	位置
Ch1	NS	正堂基壇
Ch2	NS	小屋裏
Ch3	NS	小屋裏
Ch4	NS	小屋裏
Ch5	NS	小屋裏
Ch6	NS	小屋裏
Ch7	NS	小屋裏

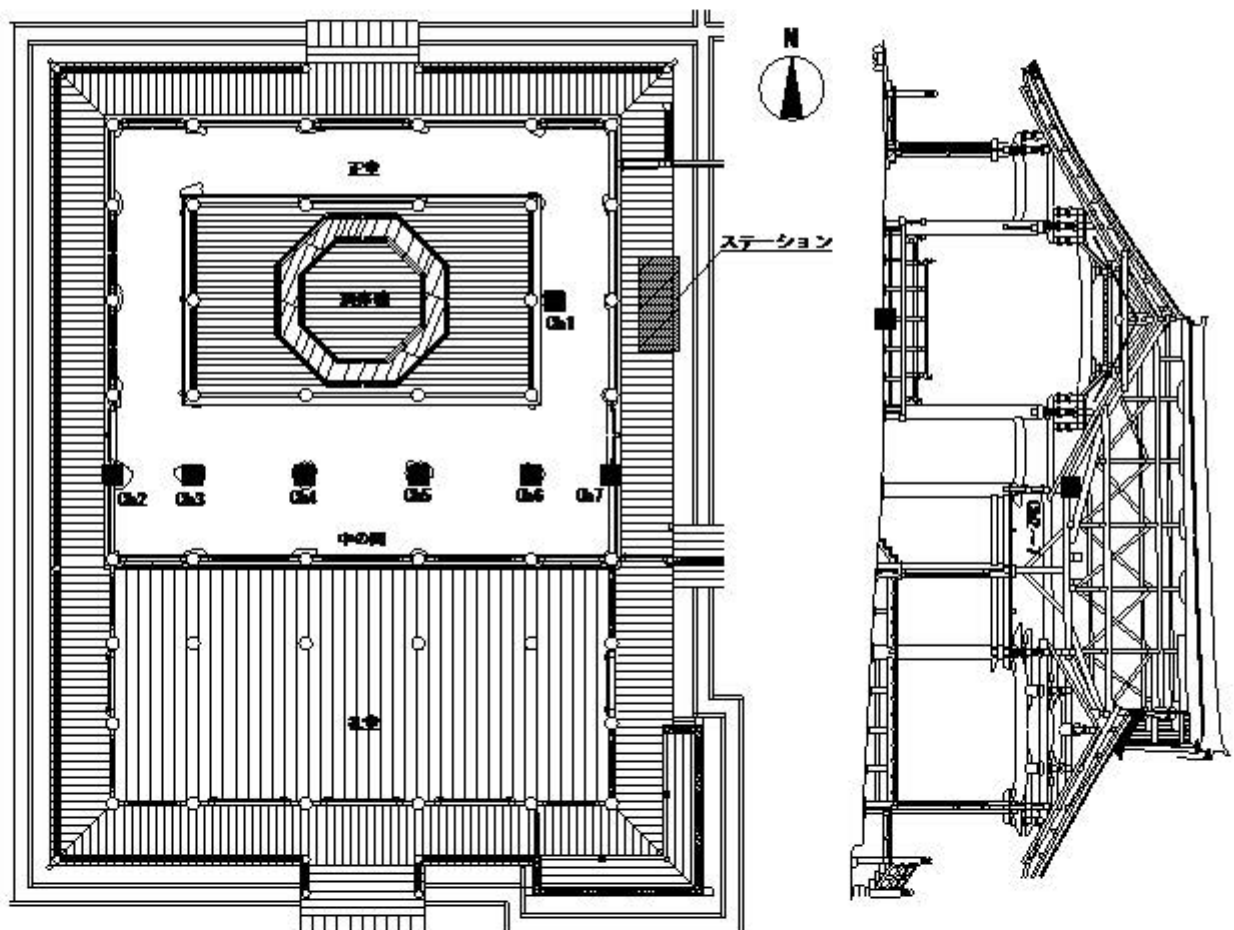


図 4.5 Case1-2 速度計配置図

Case1-3 : 南北方向(礼堂)の測定 (N (+), S (-))

表 4.3 Case1-3 速度計一覧

チャンネル番号	方向	位置
Ch1	NS	正堂基壇
Ch2	NS	梁上
Ch3	NS	梁上
Ch4	NS	梁上
Ch5	NS	梁上
Ch6	NS	梁上
Ch9	NS	梁上
Ch10	NS	礼堂基壇

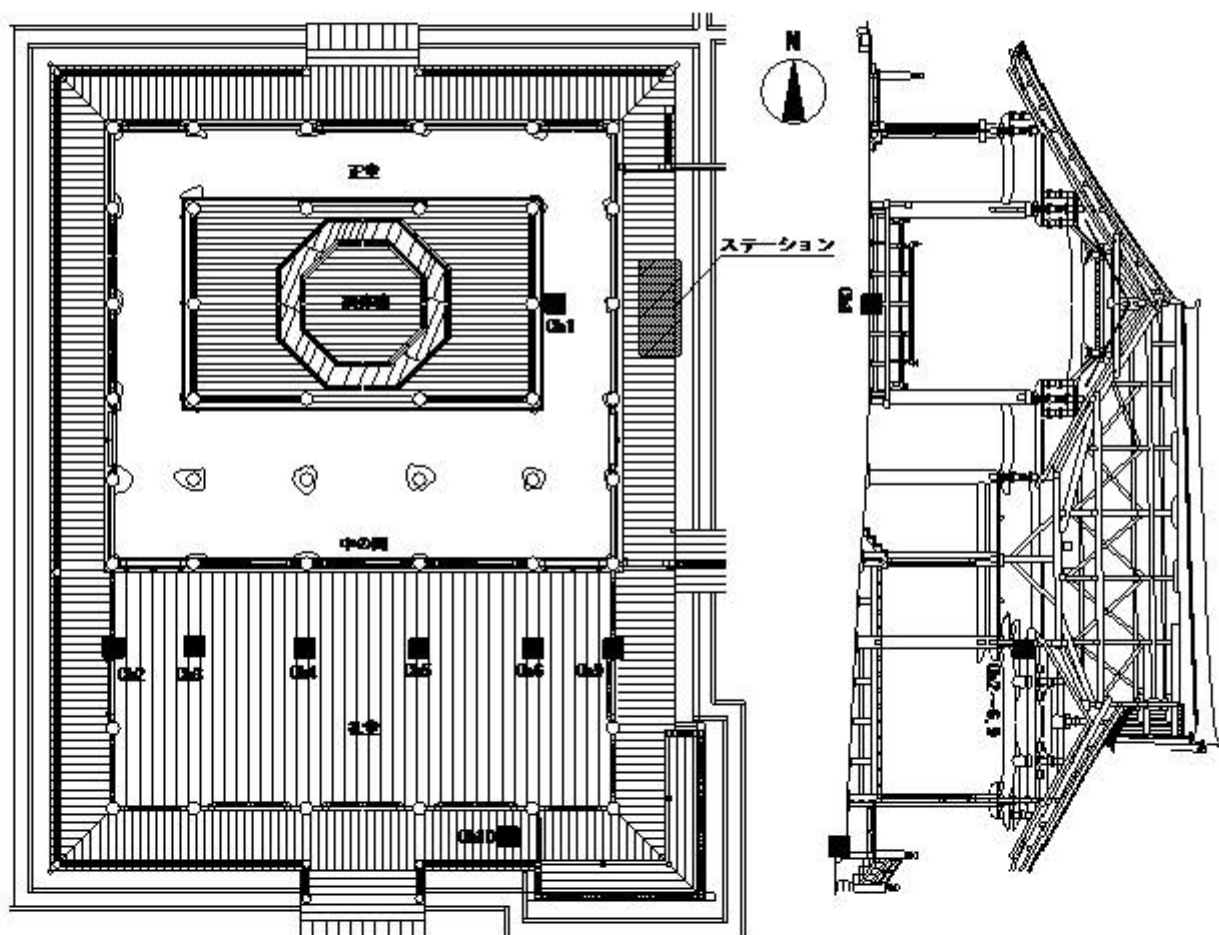


図 4.6 Case1-3 速度計配置図

Case1-4 : 水平構面の測定 (N (+), S (-), E (+), W (-))

表 4.4 Case1-4 速度計一覧

チャンネル番号	方向	位置	チャンネル番号	方向	位置
Ch1	EW	正堂基壇	Ch2	EW	小屋裏
Ch3	NS	小屋裏	Ch4	EW	小屋裏
Ch5	NS	小屋裏	Ch6	EW	小屋裏
Ch7	NS	小屋裏	Ch8	EW	小屋裏
Ch9	NS	小屋裏	Ch10	NS	正堂基壇
Ch11	NS	小屋裏	Ch12	EW	小屋裏

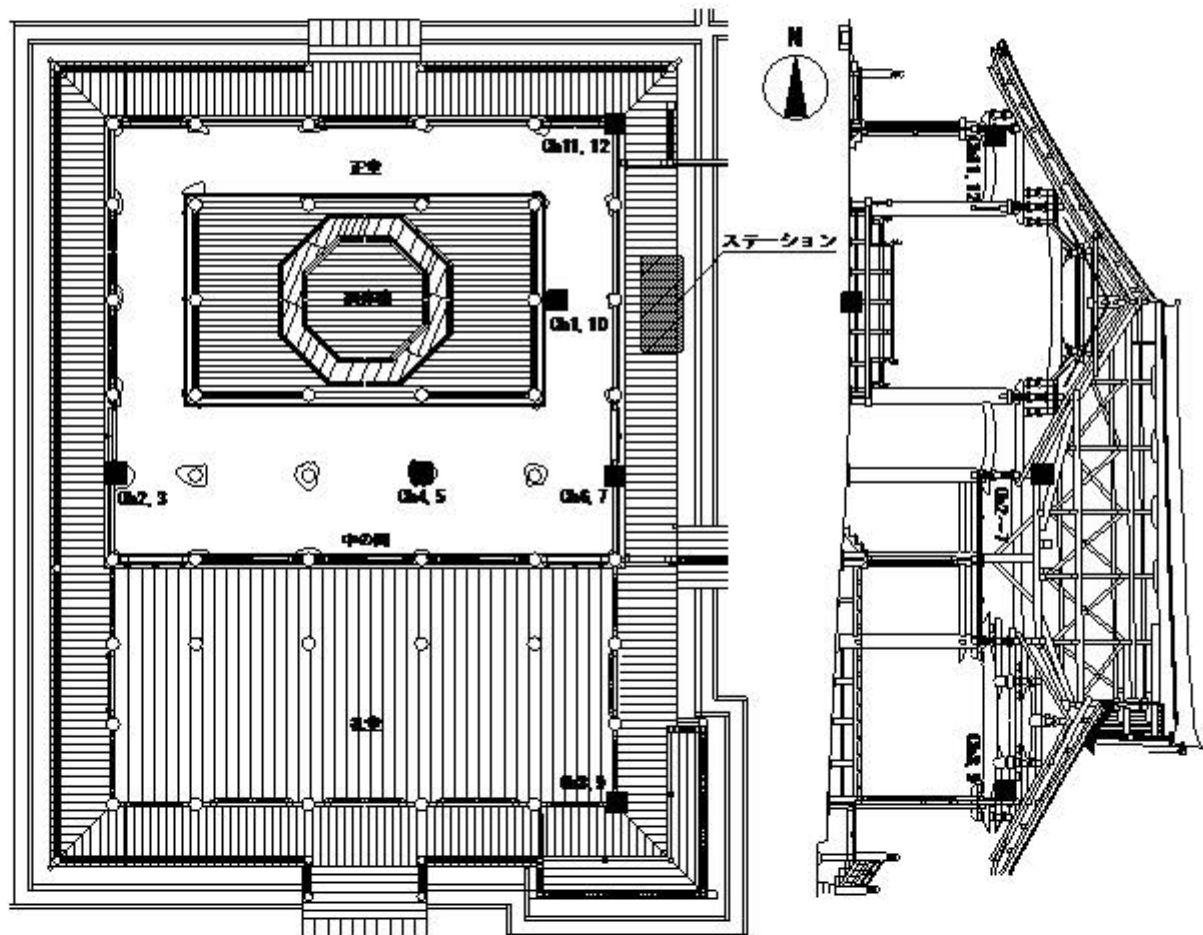


図 4.7 Case1-4 速度計配置図



写真 4.4 小屋裏の速度計



写真 4.5 正堂基壇上の速度計



写真 4.6 礼堂基壇の速度計



写真 4.7 礼堂梁上の設置の様子

(2) 須弥壇

Case2-1,2-2: 東西及び南北方向の測定 (N (+), S (-), E (+), W (-))

※建築須弥壇上に仏像群及び八角須弥壇がある場合

表 4.5 Case2-1,2-2 速度計一覧

チャンネル番号	位置	チャンネル番号	位置
Ch1	正堂基壇	Ch2	正堂基壇
Ch3	建築須弥壇	Ch4	建築須弥壇
Ch5	建築須弥壇	Ch6	建築須弥壇
Ch7	建築須弥壇	Ch8	建築須弥壇
Ch9	建築須弥壇	Ch10	建築須弥壇
Ch11	八角須弥壇	Ch12	八角須弥壇

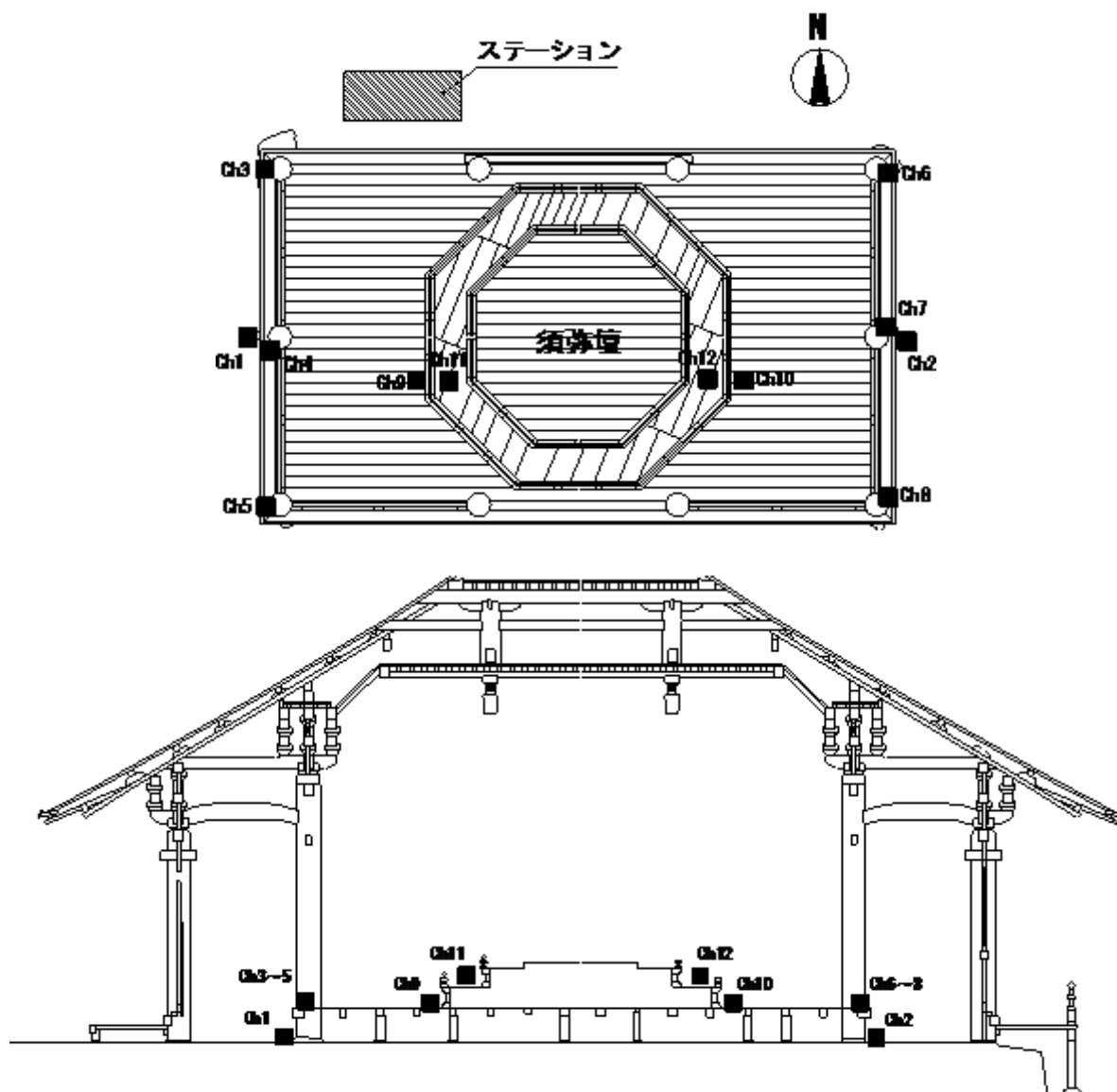


図 4.8 Case2-1,2-2 速度計配置図

Case2-3,2-4：東西及び南北方向の測定 (N (+), S (-), E (+), W (-))

※建築須弥壇のみの場合

表 4.6 Case2-3,2-4 速度計一覧

チャンネル番号	位置	チャンネル番号	位置
Ch1	正堂基壇	Ch2	正堂基壇
Ch3	建築須弥壇	Ch4	建築須弥壇
Ch5	建築須弥壇	Ch6	建築須弥壇
Ch7	建築須弥壇	Ch8	建築須弥壇

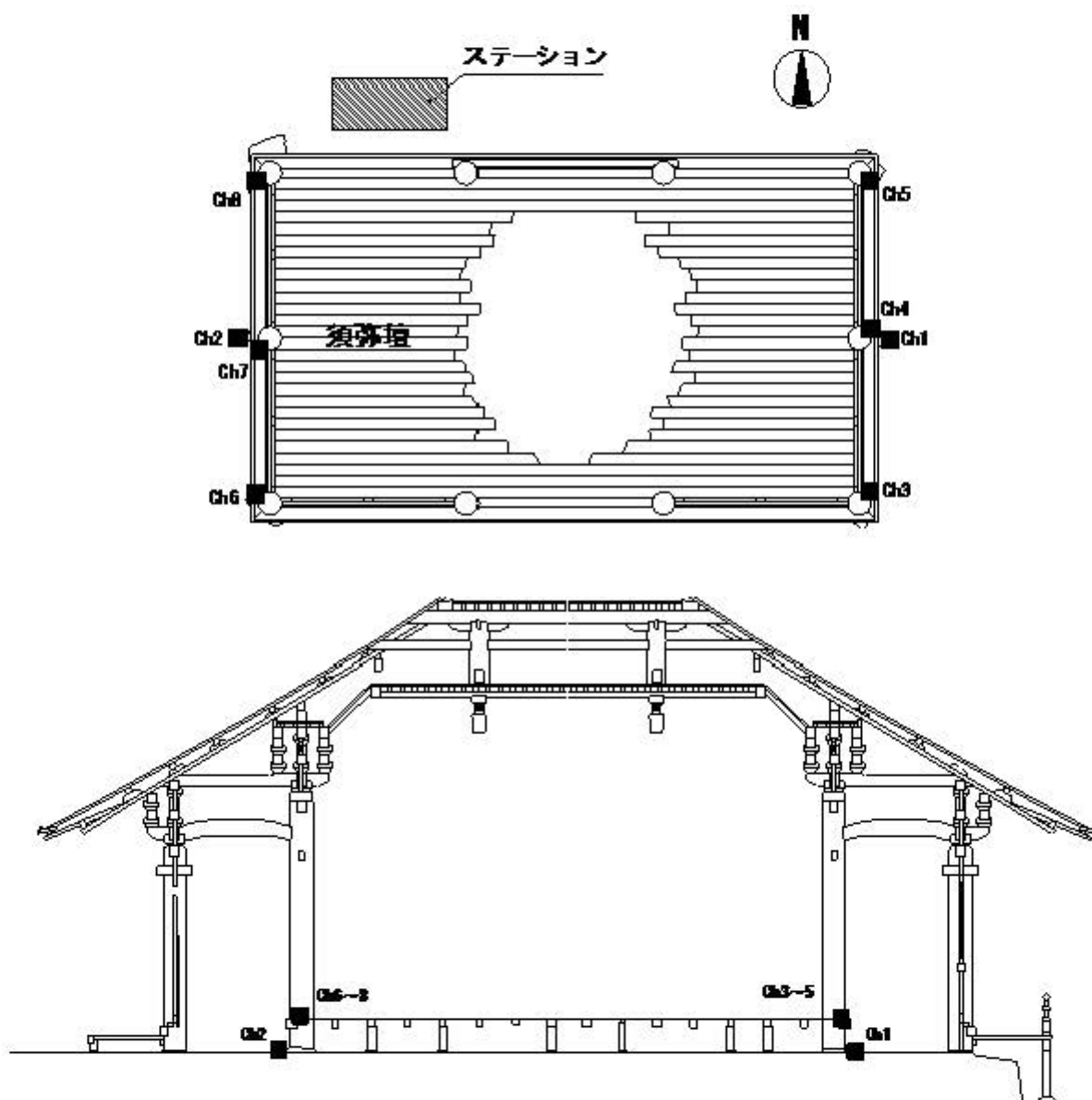


図 4.9 Case2-3,2-4 速度計配置図

Case2-5 : 上下方向の測定 (U (+), D (-))

※建築須弥壇のみの場合

表 4.7 Case2-5 速度計一覧

チャンネル番号	方向	位置
Ch1	UD	正堂基壇
Ch2	UD	正堂基壇
Ch3	UD	建築須弥壇
Ch4	UD	建築須弥壇

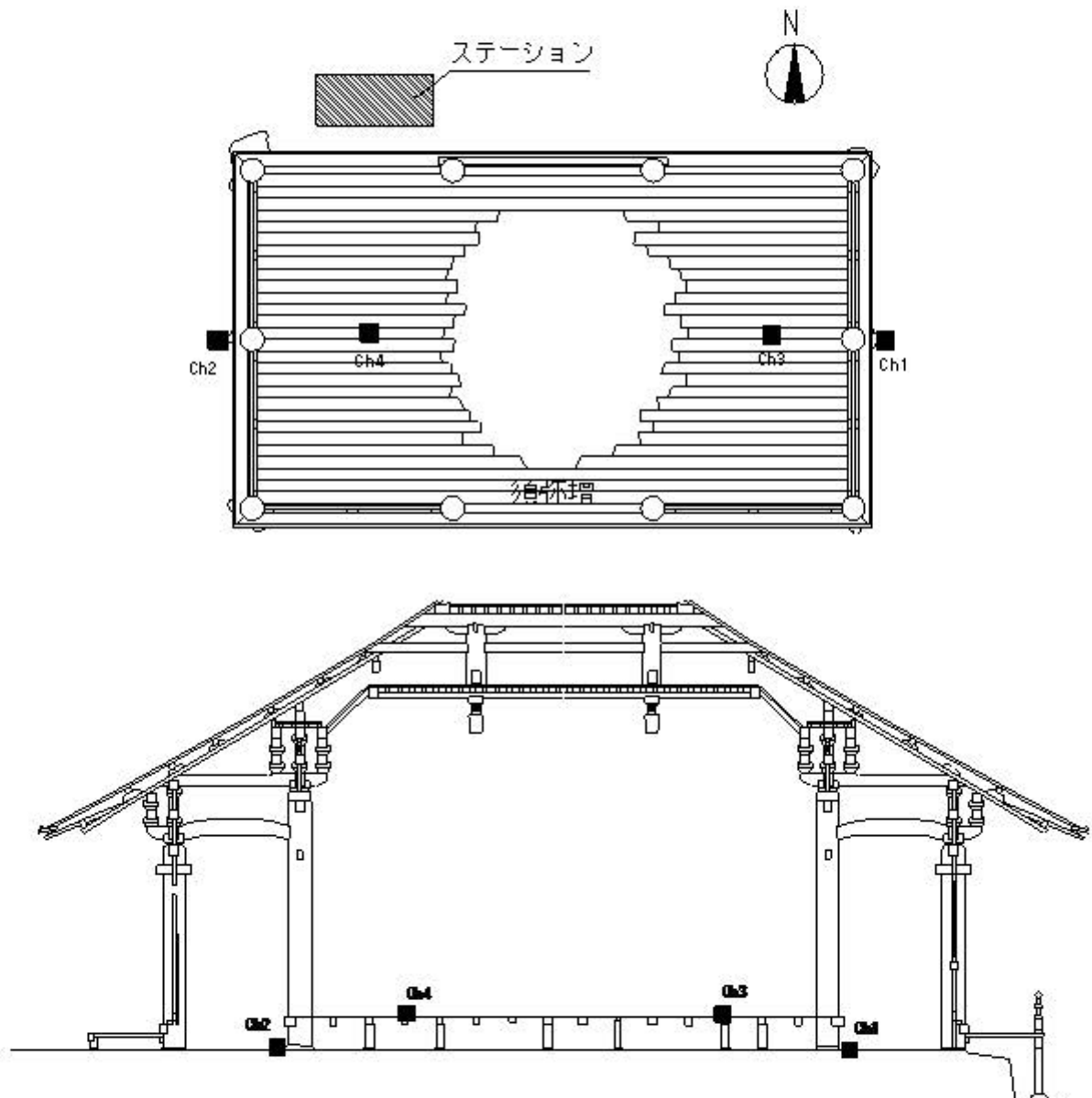


図 4.10 Case2-5 速度計配置図



写真 4.8 建築須弥壇の速度計



写真 4.9 基壇及び建築須弥壇の速度計



写真 4.10 八角須弥壇の速度計

(3) 仏像台座

Case3: 上下方向の測定 (N (+), S (-), U (+), D (-))

表 4.8 Case3 速度計一覧

チャンネル番号	方向	位置
Ch1	UD	台座
Ch2	UD	台座
Ch3	NS	台座
Ch4	UD	建築須弥壇
Ch5	NS	建築須弥壇
Ch6	UD	正堂基壇
Ch7	NS	正堂基壇

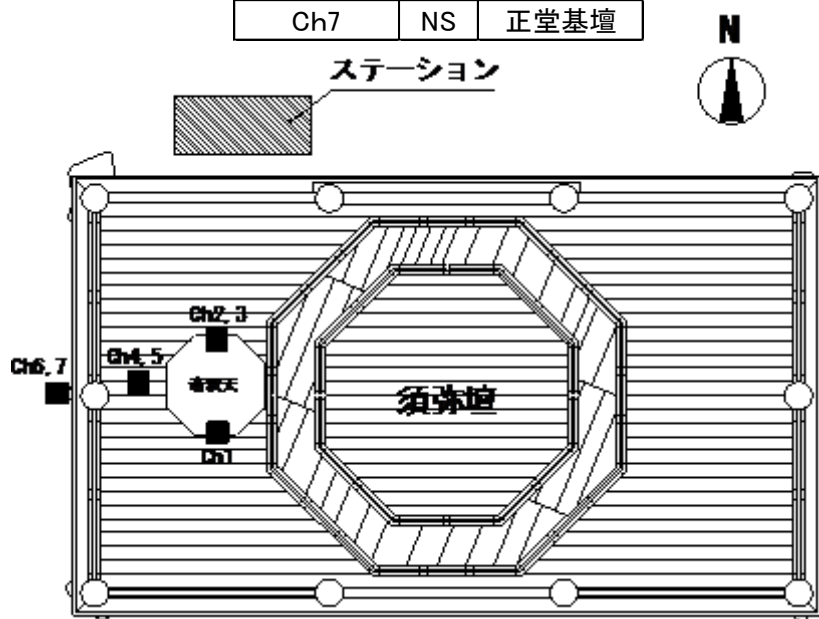


図 4.11 Case3 速度計配置図



写真 4.11 乾漆帝釈天像台座の速度計

(4) 地盤及び版築

Case4,5 : 3 成分の同時測定 (N (+), S (-), E (+), W (-), U (+), D (-))

表 4.9 Case4,5 速度計一覧

チャンネル番号	方向	位置	チャンネル番号	方向	位置
Ch1	NS	地盤	Ch5	NS	版築
Ch2	EW	地盤	Ch6	EW	版築
Ch3	UD	地盤	Ch7	UD	版築

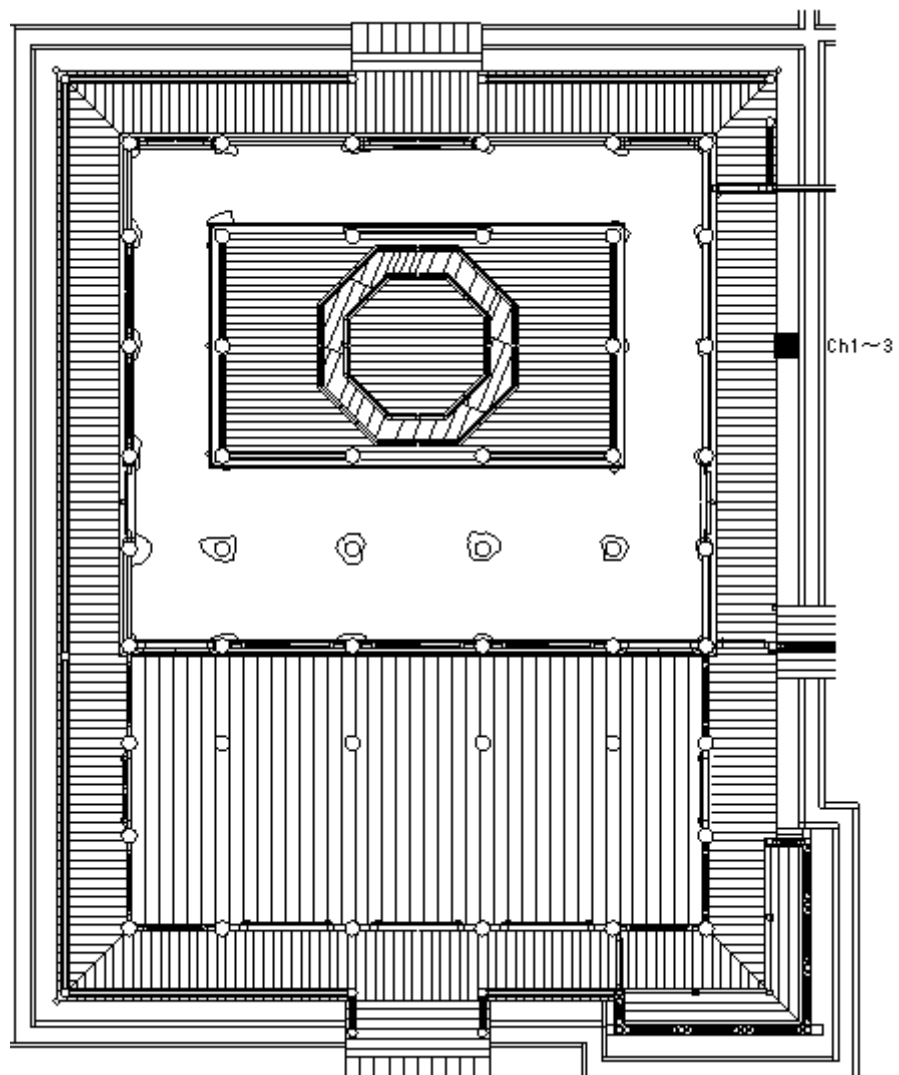


図 4.12 Case4 速度計配置図

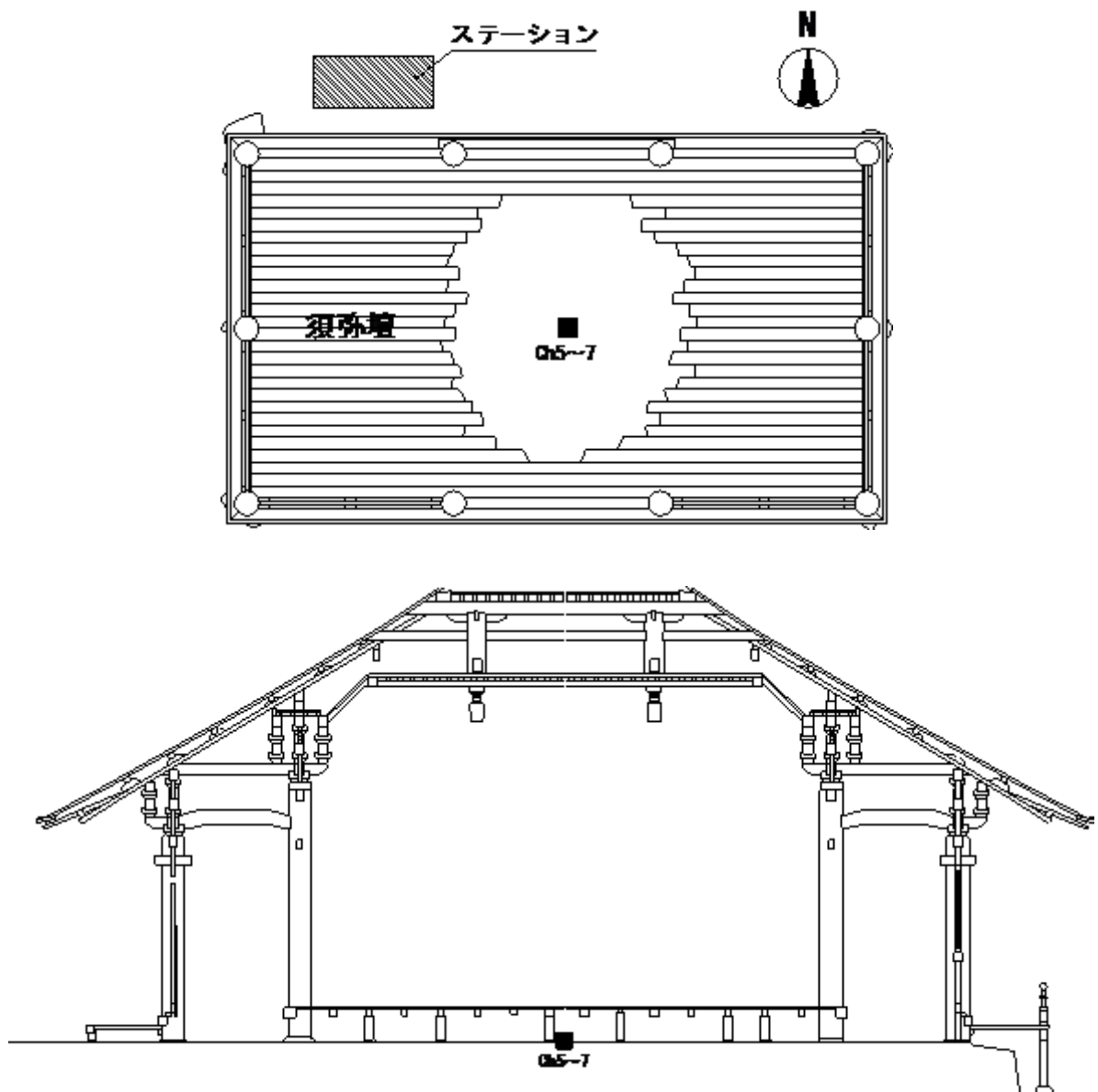


図 4.13 Case5 速度計配置図



写真 4.12 版築の速度計

4.3 測定結果と考察

4.3.1 固有振動数

常時微動想定の結果から FFT 解析を用い算出を行った伝達関数より、固有振動数を求め各項目の固有周期を特定する。伝達関数は、各計測(5～6回)の平均値を用い、スペクトルの平滑化手法として Hanning Window を 5～20 回使用した。以下に項目ごとに伝達関数を抜粋して示す。

(1) 建物

Case1-1：東西方向の測定結果

建物の東西方向の常時微動測定より算出した Ch1 に対する Ch7～Ch12 の伝達関数をまとめたものを図 4.14 に、各測定点の伝達関数より得られた東西方向の一次固有振動モード(水平面内)を図 4.15 に、Ch1 に対する Ch11 の伝達関数を図 4.16 に別途示す。各測定点ともに 1.51Hz に顕著なピークがみられることから、1.51Hz が建物の東西方向の固有振動数であると思われる。また、別途示した正堂北側(Ch11,12)の伝達関数では 1.51Hz の他に 2.10Hz にもピークがみられた。これは、須弥壇北側の土壁の影響によるものと考えられる。図 4.15 に示す伝達関数より算出した一次固有振動モードは礼堂(南側)の変形が大きく、正堂(北側)の変形が小さいモードとなっている。これは、正堂北側の構面に土壁が集中しており、平面的に建物が偏心していることが原因であると考えられる。

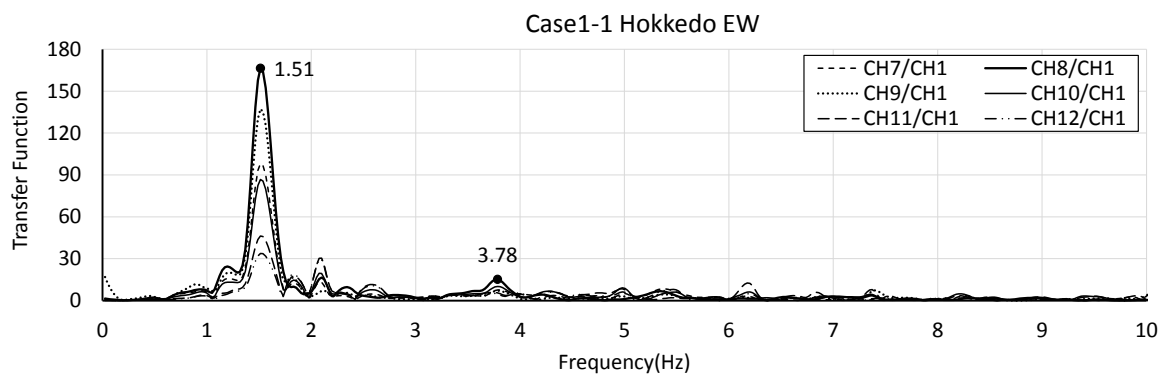


図 4.14 建物東西方向の伝達関数

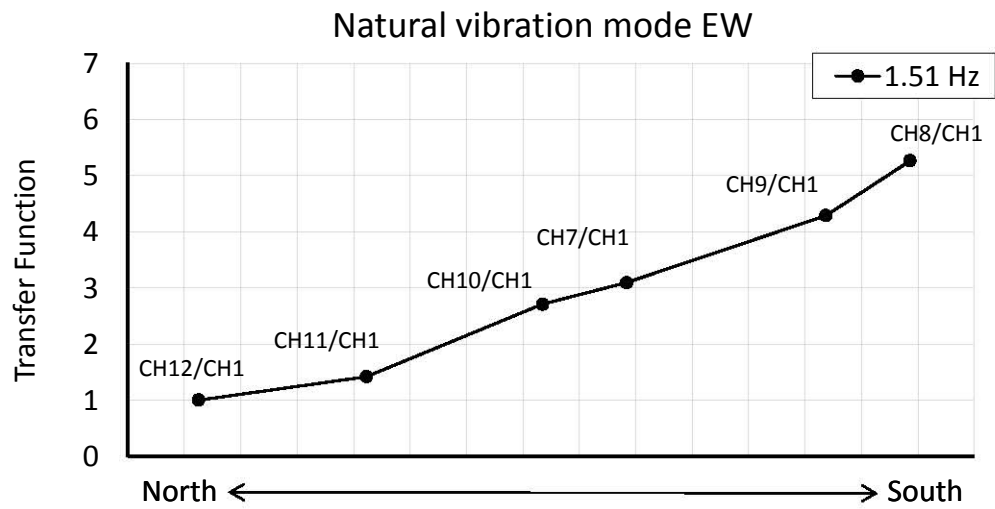


図 4.15 建物東西方向の一次固有振動モード

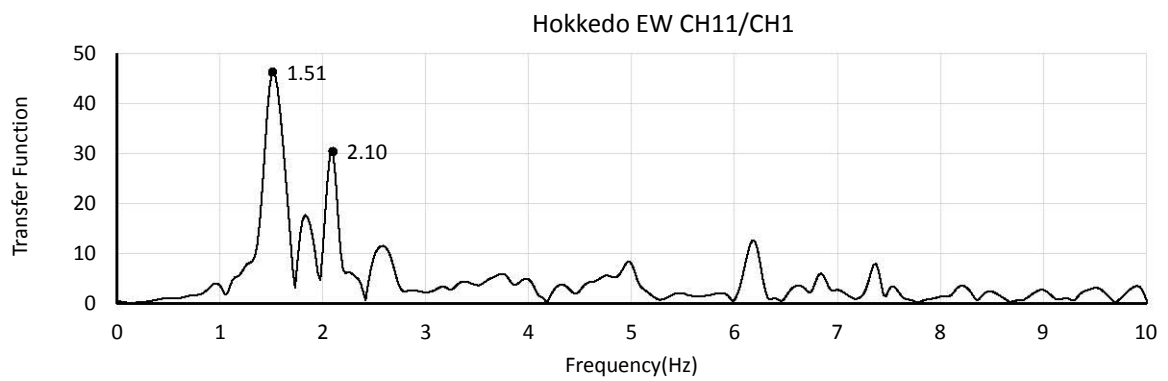


図 4.16 建物北側の東西方向の伝達関数

Case1-2,1-3：南北方向の測定結果

南北方向の測定である、Case1-2(正堂)及び Case1-3(礼堂)の測定結果を図 4.17,18 に示す。Case1-2 は Ch1(正堂基壇)、Case1-3 は Ch10(礼堂基壇)に対する梁上の測定点における伝達関数である。Case1-2 では 1.73Hz、Case1-3 では 1.76Hz に顕著なピークがみられ南北方向の固有振動数はおおよそ 1.7Hz であると推定される。1.5Hz 付近にピークが認められるが、これは建物の東西方向の固有振動数の影響を受けていると考えられる。また、3.8Hz のピークは東西方向にも表れており、二次固有振動数であると予想される。

図 4.19,20 に Case1-2,1-3 の一次固有モードを示す。これより、南北方向の一次固有モード(水平面内)は正堂、礼堂共に並進運動によるものであり、偏心などの不規則性による明確な影響はみられない。図 4.21 に東西方向と南北方向のモード図を合わせて示す。

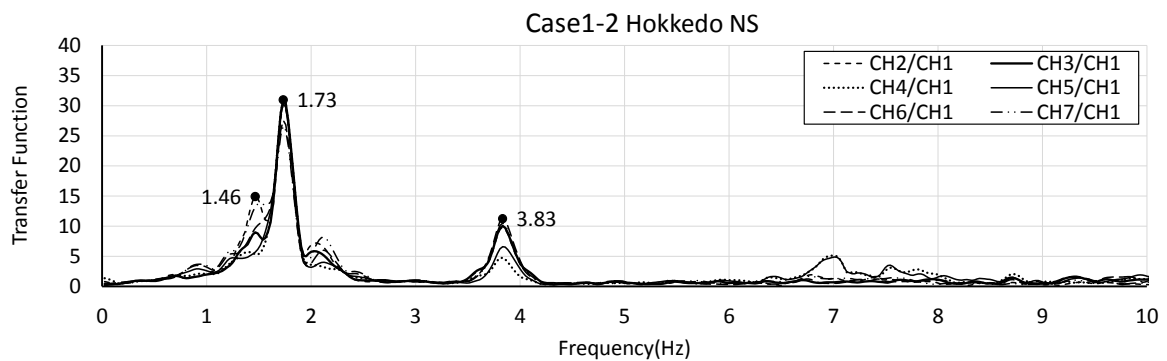


図 4.17 正堂南北方向の伝達関数

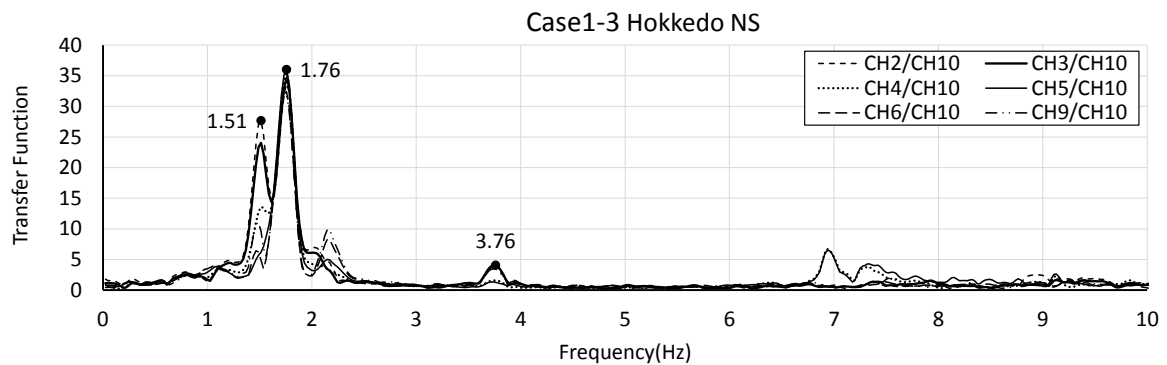


図 4.18 礼堂南北方向の伝達関数

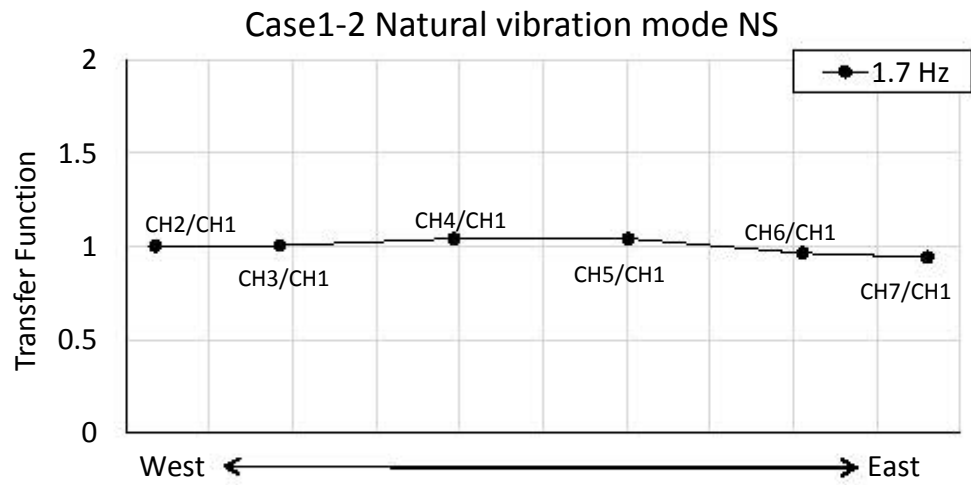


図 4.19 正堂南北方向の一次固有振動モード

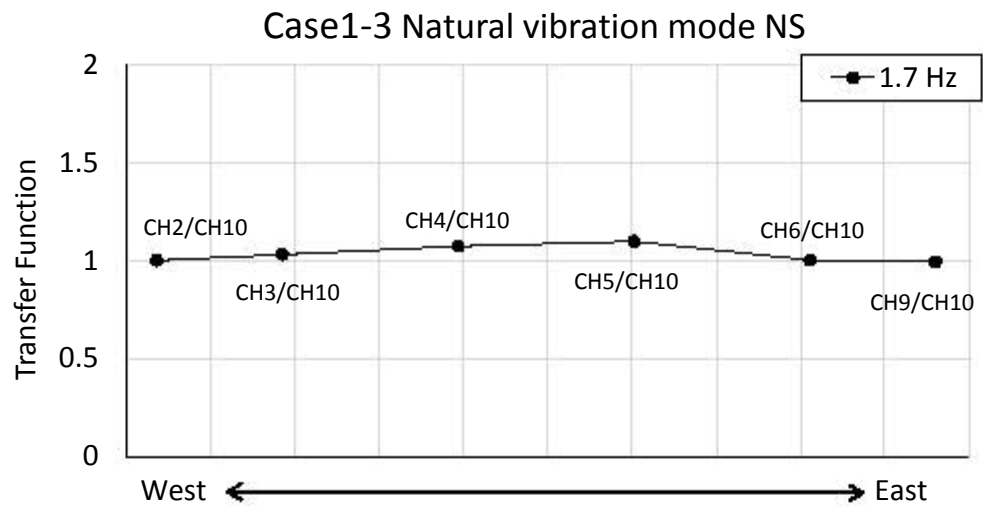


図 4.20 礼堂南北方向の一次固有振動モード

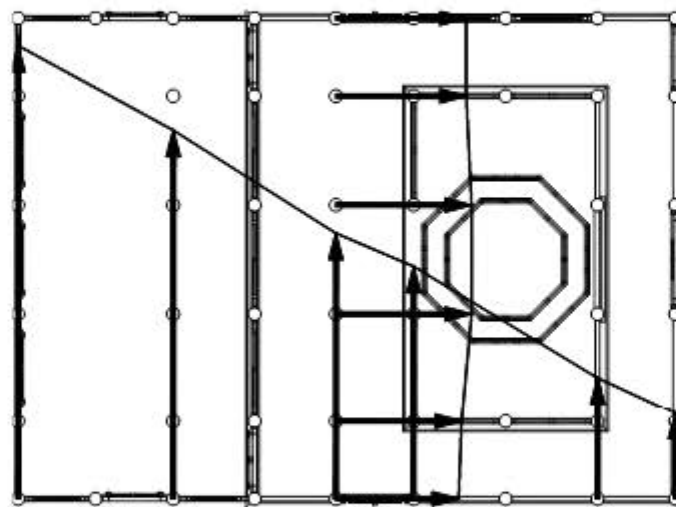


図 4.21 建物の水平面内運動に関する固有振動モード

(2) 須弥壇

Case2-1,2-3：東西方向の測定結果

基壇(Ch1,2)に対する建築須弥壇上の測定点(Ch3～8)の東西方向の伝達関数を図4.22,4.23に示す。図4.22(Case2-1)は仏像群及び八角須弥壇が建築須弥壇上にある状態での計測結果であり、図4.23(Case2-3)は建築須弥壇のみの場合の結果である。図4.22では1.51Hz及び2.12Hzに顕著なピークがみられる。これは、建物の東西方向の計測結果と酷似していることから1.5Hzは建物の固有振動数であり、建築須弥壇の固有振動数は建物の影響を受けているといえる。また、建物同様に2.1Hzにもピークがみられることから、建築須弥壇も須弥壇北側の土壁の剛性による拘束効果の影響を受けていると考えられる。図4.23でも同様に二つのピークが認められるが、1.76Hzおよび2.20Hzであり、Case2-1と比較すると若干ではあるが振動数が大きくなっている。これは、建築須弥壇上の積載荷重が小さくなった影響であるともいえるが、その影響は僅かである。

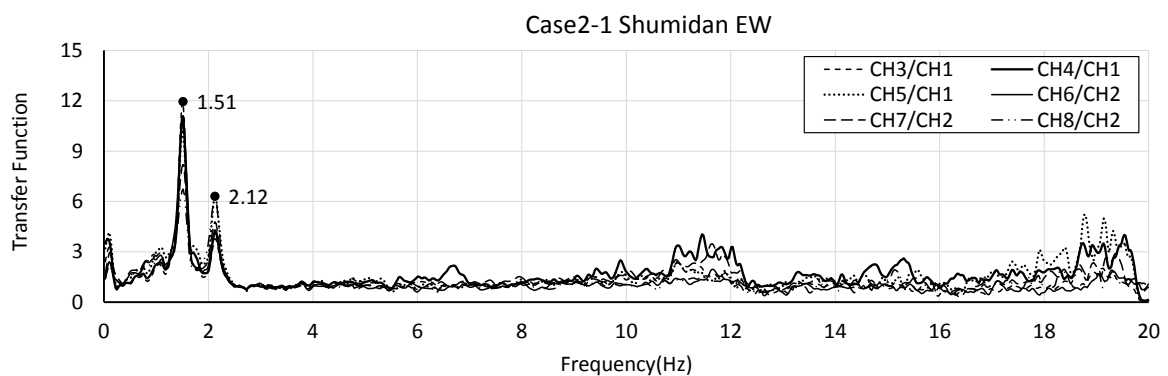


図 4.22 建築須弥壇の東西方向の伝達関数(Case2-1)

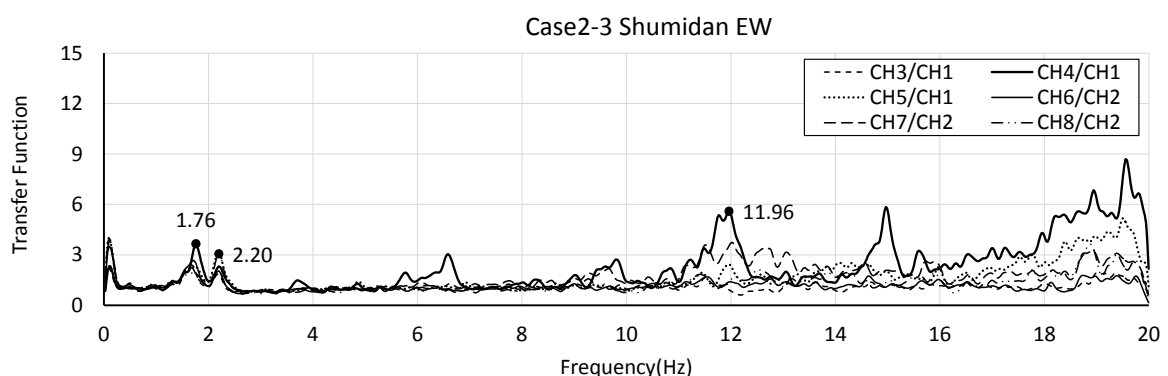


図 4.23 建築須弥壇の東西方向の伝達関数(Case2-3)

Case2-2,2-4：南北方向の測定結果

基壇(Ch1,2)に対する建築須弥壇上の測定点(Ch3～8)の南北方向の伝達関数を図4.24,4.25に示す。図4.24,4.25より、南北方向における建築須弥壇の固有振動数は1.7Hz付近であり、仏像及び八角須弥壇の移動前と移動後で、ほとんど変わらない計測結果が得られたといえる。また、計測より得られた建築須弥壇における南北方向の固有振動数は建物の南北方向の固有振動数と一致している。

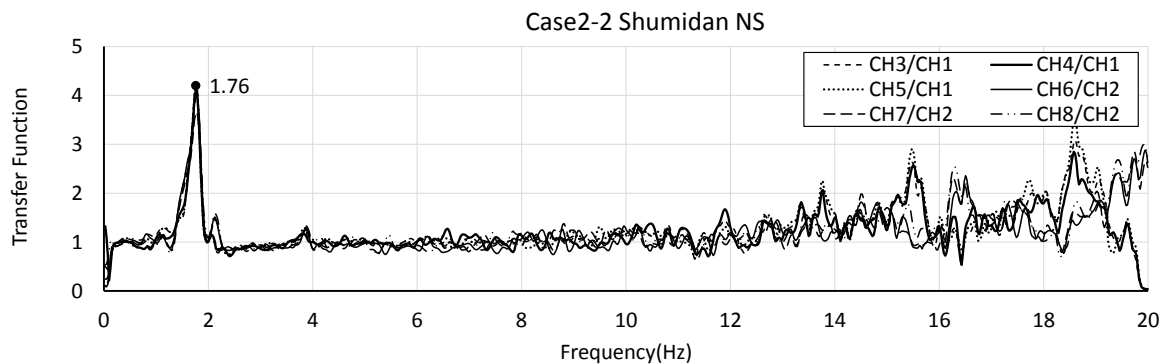


図 4.24 建築須弥壇の南北方向の伝達関数(Case2-2)

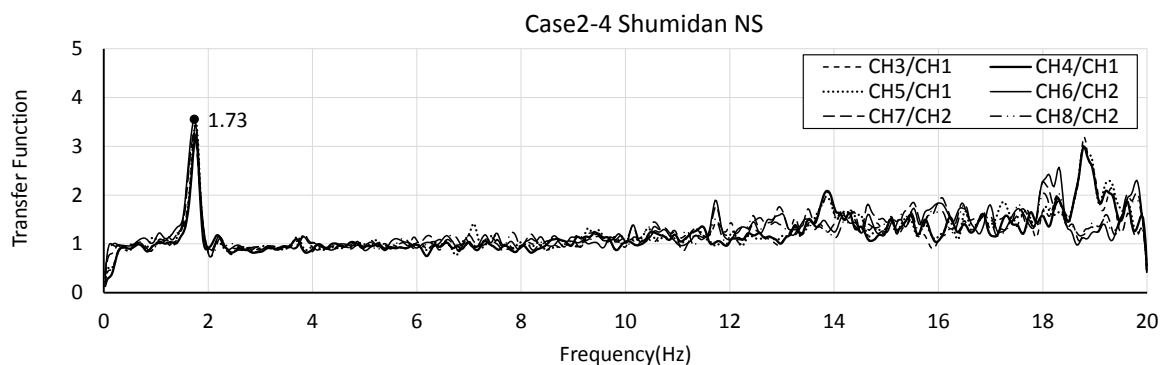


図 4.25 建築須弥壇の南北方向の伝達関数(Case2-4)

Case2-1,2-2：八角須弥壇の測定結果

Case2-1 及び Case2-2 では八角須弥壇における常時微動測定も実施している。建築須弥壇に対する八角須弥壇の伝達関数を図 4.26,4.27 に示す。図 4.26,4.27 より、八角須弥壇の固有振動数は 12.0Hz 付近の様に思われるが、八角須弥壇移動後の計測結果である Case2-3 の建築須弥壇東西方向の伝達関数(図 4.23)にも 12.0Hz 付近にピークがみられている。このことより、12Hz の固有振動数が八角須弥壇のものであるかは、現段階では断定することはできないといえる。

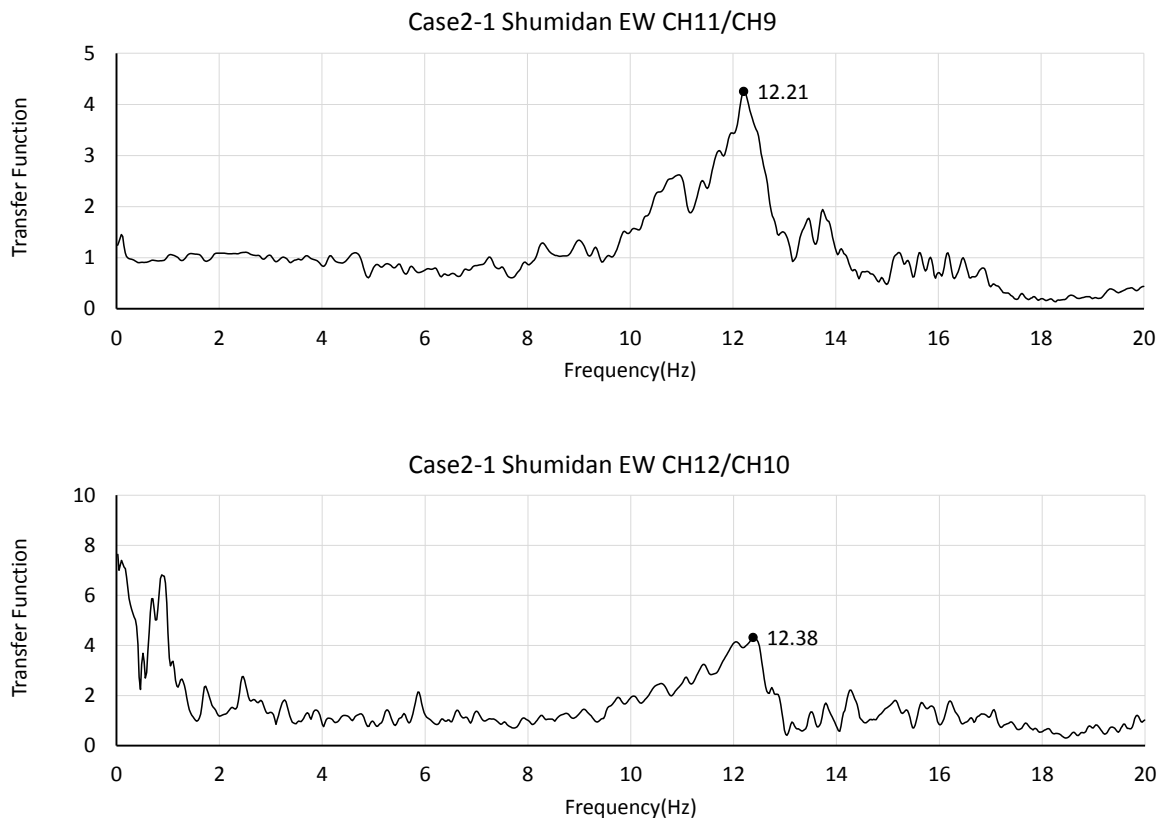


図 4.26 八角須弥壇の東西方向の伝達関数

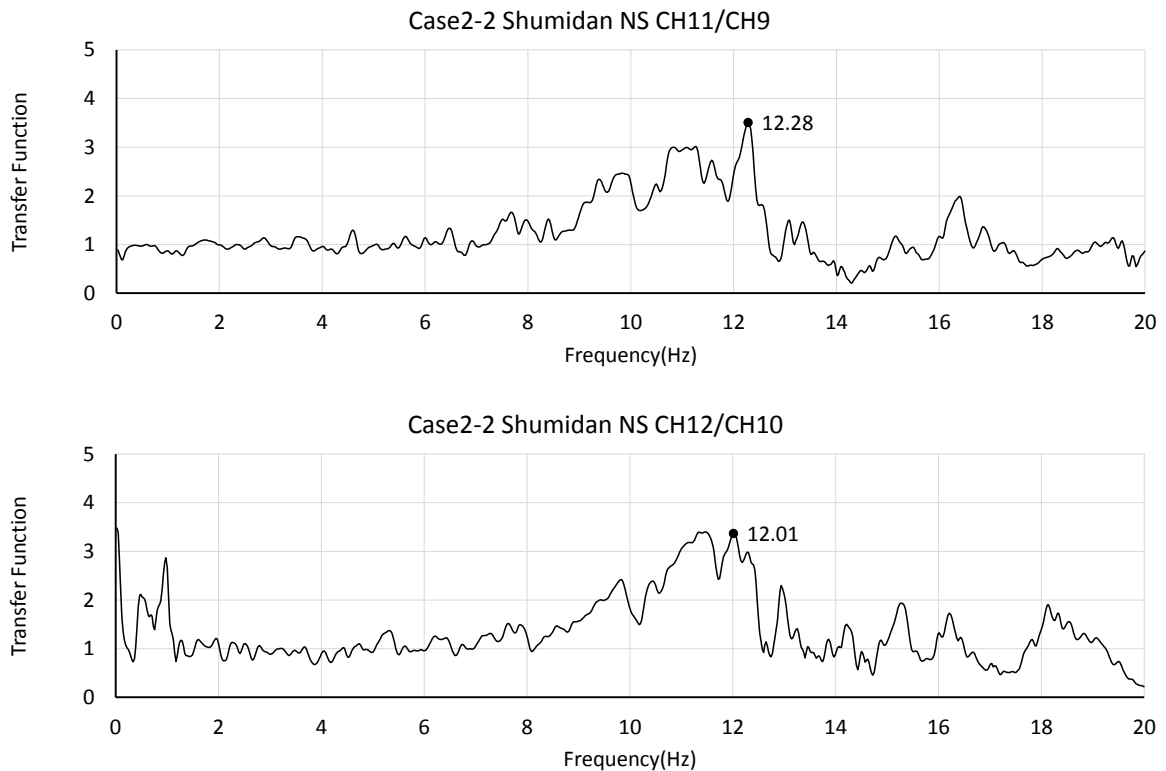


図 4.27 八角須弥壇の南北方向の伝達関数

Case2-5：上下方向の測定結果

Case2-5 では建築須弥壇における常時微動測定を実施している。測定結果を図 4.28 に示す。上下方向の固有振動数は図 4.28 から 18.0Hz 以上であると予想されるが、測定のサンプリング周波数は 100Hz であり、計測可能領域外であったため、上下方向の固有振動数の断定に至る結果は得られなかった。しかし、15.0Hz 程度までに顕著なピークが認められなかったため、低振動数域には上下運動の振動数は存在しないといえる。また、建築須弥壇における上下運動の固有振動数は、並進の固有振動数などに比べて高いと想定される。

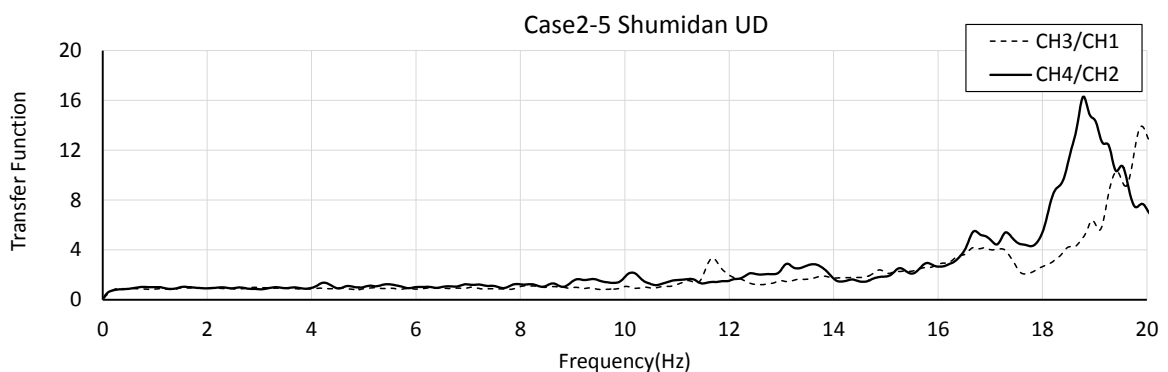


図 4.28 建築須弥壇の上下方向の伝達関数

(3) 仏像台座

Case3：上下方向及び南北方向の測定結果

図 4.29 に建築須弥壇に対する仏像台座の上下方向の伝達関数を示す。これより固有振動数は 18.36Hz であるといえる。また、NS 成分も測定を実施しているが 50Hz までに顕著なピークは見られなかった。

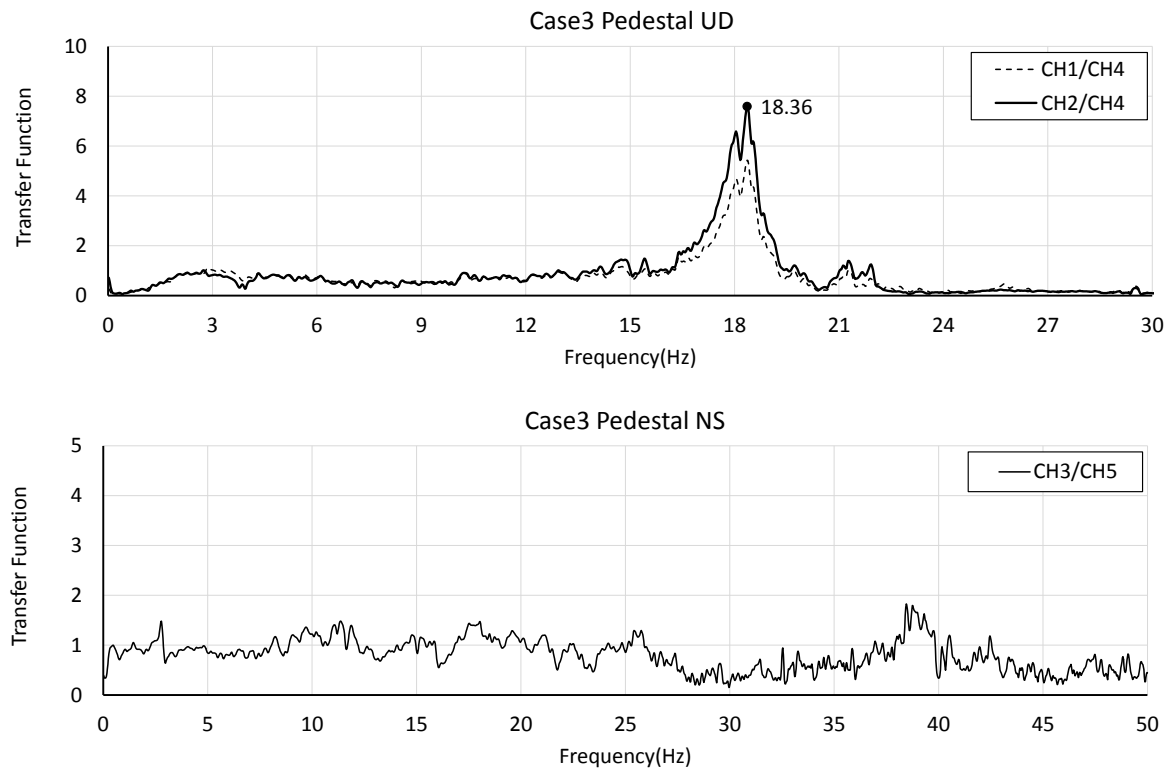


図 4.29 仏像台座の伝達関数

(4) 地盤及び版築

Case4,5 : 3 成分の同時測定結果

地盤及び版築に関しては 3 成分同時測定を行った。図 4.30,4.31 に H/V スペクトルを示す。地盤及び版築共に建物に大きな影響を及ぼすとされる振動数域には顕著なピークは認められなかった。また、Case1-3 で測定を行った礼堂基壇に対する正堂基壇の伝達関数を図 4.32 に示す。礼堂の基壇は地盤と相違ないため図 4.32 における結果は地盤に対する版築の伝達関数であるといえる。また、この結果より版築による振動の増幅は低振動数域ではみうけられない。

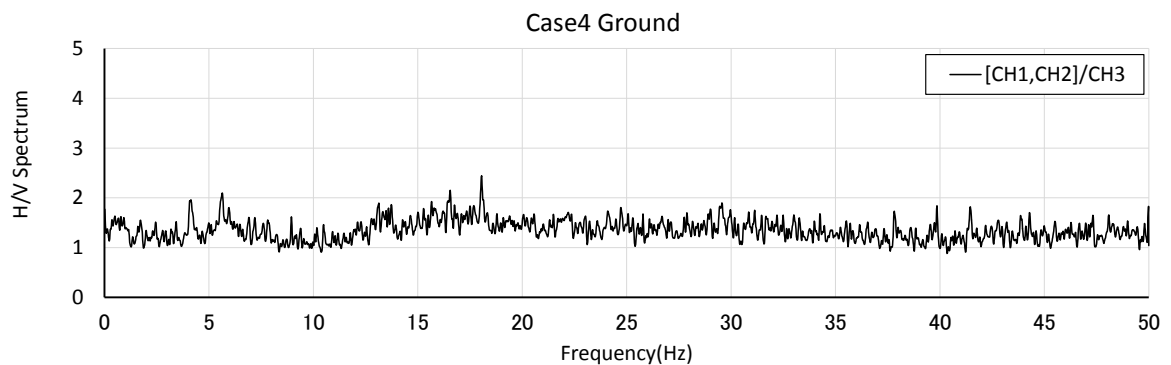


図 4.30 地盤の H/V スペクトル

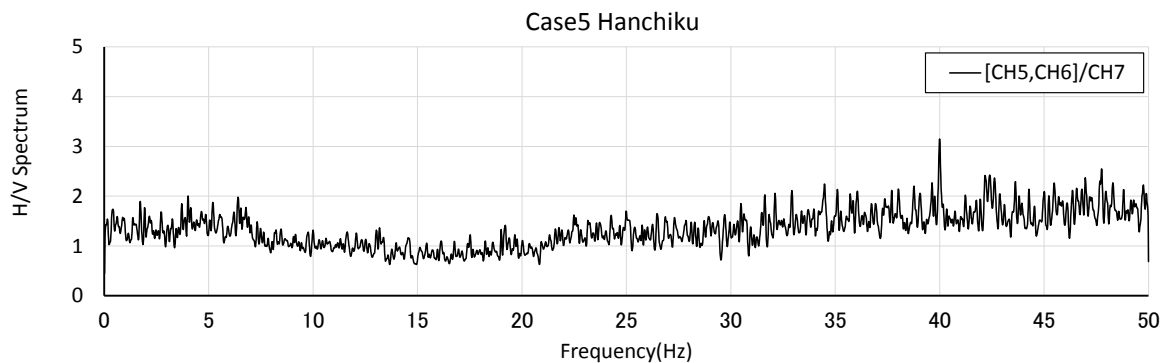


図 4.31 版築の H/V スペクトル

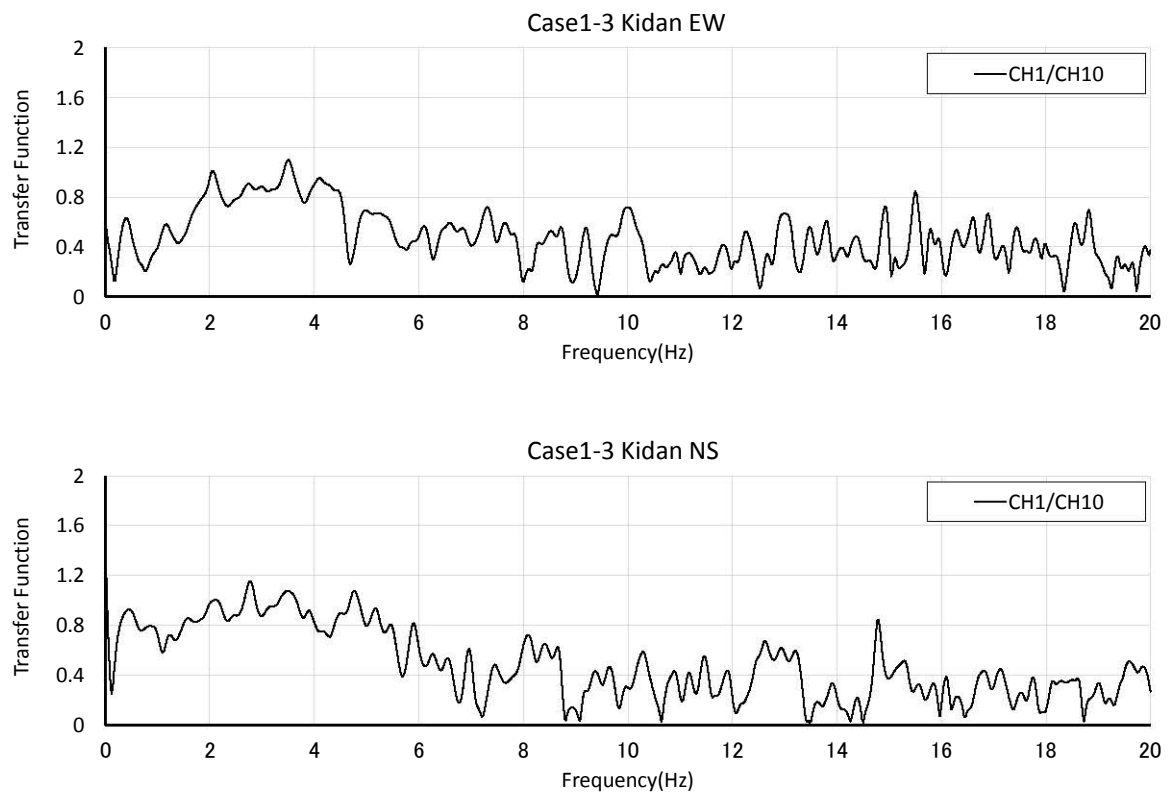


図 4.32 礼堂基壇に対する正堂基壇の伝達関数

4.3.2 減衰定数

Case1-1(EW)及び人力加振後の減衰自由振動測定の結果を用い、減衰定数を算出する。算出方法は振動波形から減衰の効果がみうけられるピークの点 $X_{(i)}$ と、その点から 1 周期ごとにピークをとり、15 個目(m)のピーク値 $X_{(i+15)}$ を抽出し、(1)式より対数減衰率 δ を求め、(2)式より減衰定数 h の算出を行った。

$$\delta = \frac{1}{m} \cdot \ln\left(\frac{X_{(i)}}{X_{(i+m)}}\right) \quad (1)$$

$$h \cong \frac{\delta}{2\pi} \quad (2)$$

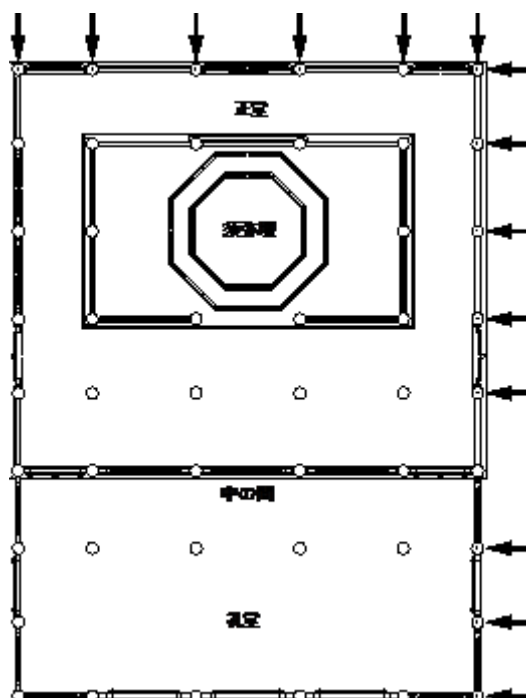


図 4.33 加振箇所と加振方向



写真 4.13 人力加振の様子

(1) 建物

Case1-1：東西方向の減衰自由振動測定結果

東西方向の人力加振は建物の一次固有振動数である 1.5Hz の半分の振動数、周期にして 1.33 秒毎に行っている。また、計測は 6 回実施し、減衰定数の算出についてはその平均値を求めることとする。図 4.34 に正堂隅(CH12)及び礼堂隅(CH8)の人力加振による減衰自由振動の時刻歴波形を、表 4.10 に減衰定数を示す。表 4.10 より東西方向の一次固有振動での減衰定数は 1.9% 程度であるといえる。時刻歴波形において、礼堂に比べ正堂の速度振幅が小さいのは正堂の土壁の剛性による拘束効果の影響であると考えられる。

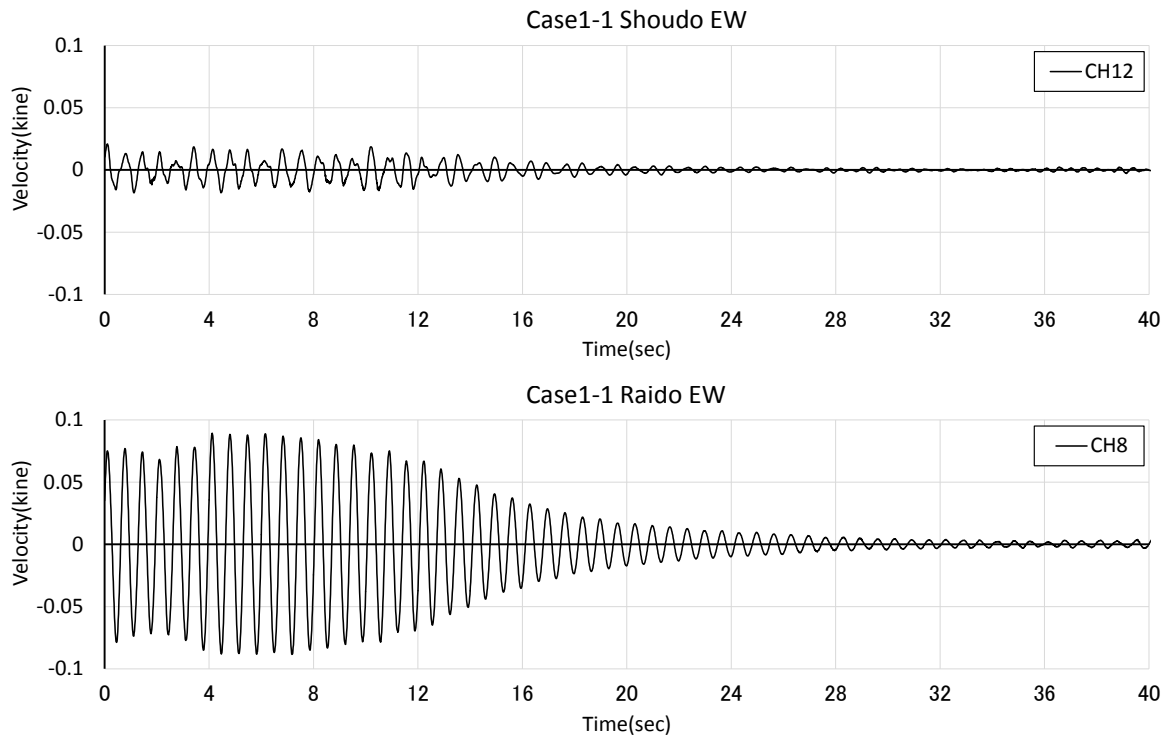


図 4.34 東西方向人力加振試験による減衰自由振動波形

表 4.10 東西方向の減衰定数

		CH7	CH8	CH9	CH10	CH11	CH12
減 衰 定 数 h	1	0.0182	0.0176	0.0176	0.0192	0.0208	0.0207
	2	0.0192	0.0209	0.0201	0.0196	0.0217	0.0221
	3	0.0190	0.0195	0.0192	0.0200		
	4	0.0176	0.0189	0.0182	0.0181	0.0185	0.0142
	5	0.0166	0.0163	0.0164	0.0181	0.0204	0.0213
	6	0.0165	0.0170	0.0166	0.0161	0.0178	0.0164
	平均	0.0178	0.0184	0.0180	0.0185	0.0198	0.0189
		1.78%	1.84%	1.80%	1.85%	1.98%	1.89%

Case1-2：南北方向の減衰自由振動測定結果

南北方向も東西方向と同様に一次固有振動数 1.7Hz の二分の一の振動数、周期にして 1.18 秒毎に加振を行っている。計測回数は 5 回とし、図 4.33 に示す正堂南の柱を同時に加振した。時刻歴波形及び減衰定数を図 4.35 及び表 4.11 に示す。南北方向の時刻歴波形 Ch2~7 は図 4.19 の振動形状図からもわかるように大差はないため東端(Ch2)と西端(Ch7)の波形を示す。表 4.11 より南北方向の並進一次固有振動における減衰定数は 2.0% 程度であるといえる。

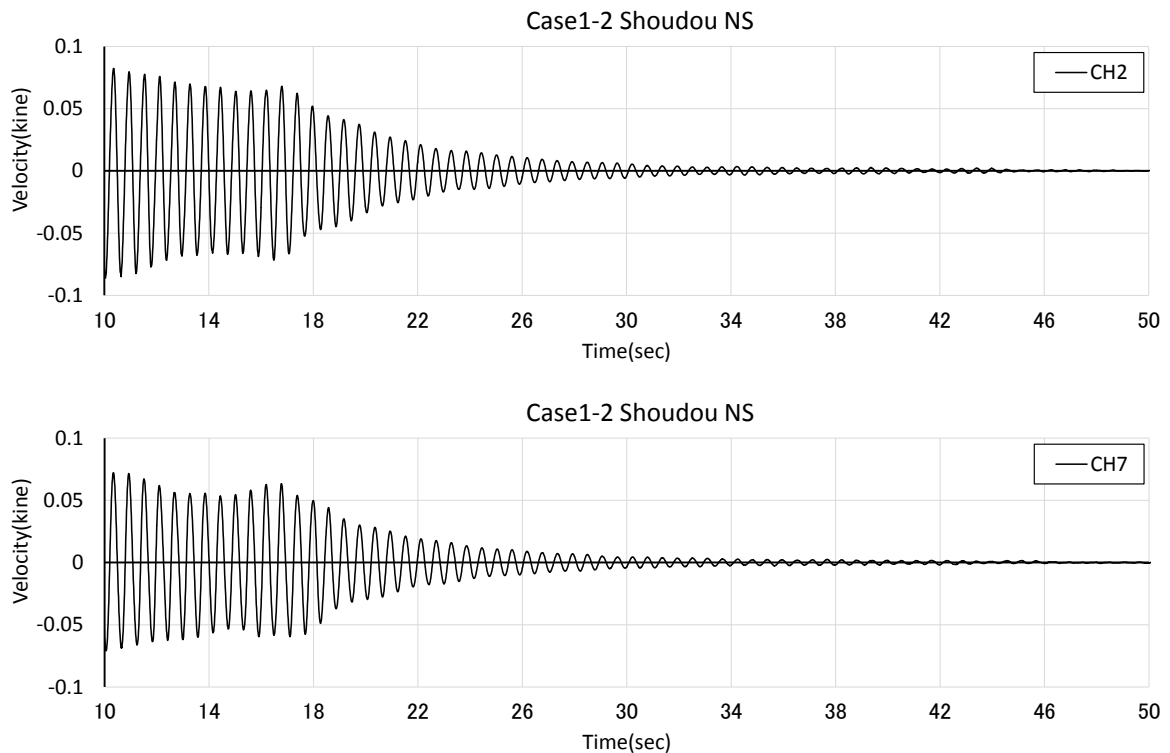


図 4.35 南北方向人力加振試験による減衰自由振動波形

表 4.11 南北方向の減衰定数

		CH7	CH8	CH9	CH10	CH11	CH12
減 衰 定 数 h	1	0.0202	0.0203	0.0205	0.0214	0.0214	0.0216
	2	0.0188	0.0188	0.0185	0.0191	0.0193	0.0194
	3	0.0197	0.0199	0.0196	0.0199	0.0202	0.0203
	4	0.0195	0.0195	0.0191	0.0193	0.0190	0.0190
	5	0.0202	0.0202	0.0198	0.0198	0.0197	0.0195
	平均	0.0197	0.0197	0.0195	0.0199	0.0199	0.0200
		1.97%	1.97%	1.95%	1.99%	1.99%	2.00%

4.3.3 ロッキング振動

Case3 では、仏像が転倒に至る大きな要因の一つであるロッキング振動を仏像台座が起こしていないか確認するために、台座の上下方向の常時微動測定を行った。Ch1,2 の時刻歴波形を図 4.36 に示す。二つの波形は位相が一致しているように見受けられることから、仏像台座はロッキング振動ではなく上下応答に伴う並進運動を起こしているといえる。しかし、前章で取り上げた乾漆持国天立像ではロッキング振動を起こしており、帝釈天がロッキング振動ではなく並進運動を起こしていた原因としては、仏像本鉢と台座の固定度が低い、若しくは須弥壇の影響であると考えられる。また、この振動の振動数は、図 4.29 より 18Hz 程度であると推定される。

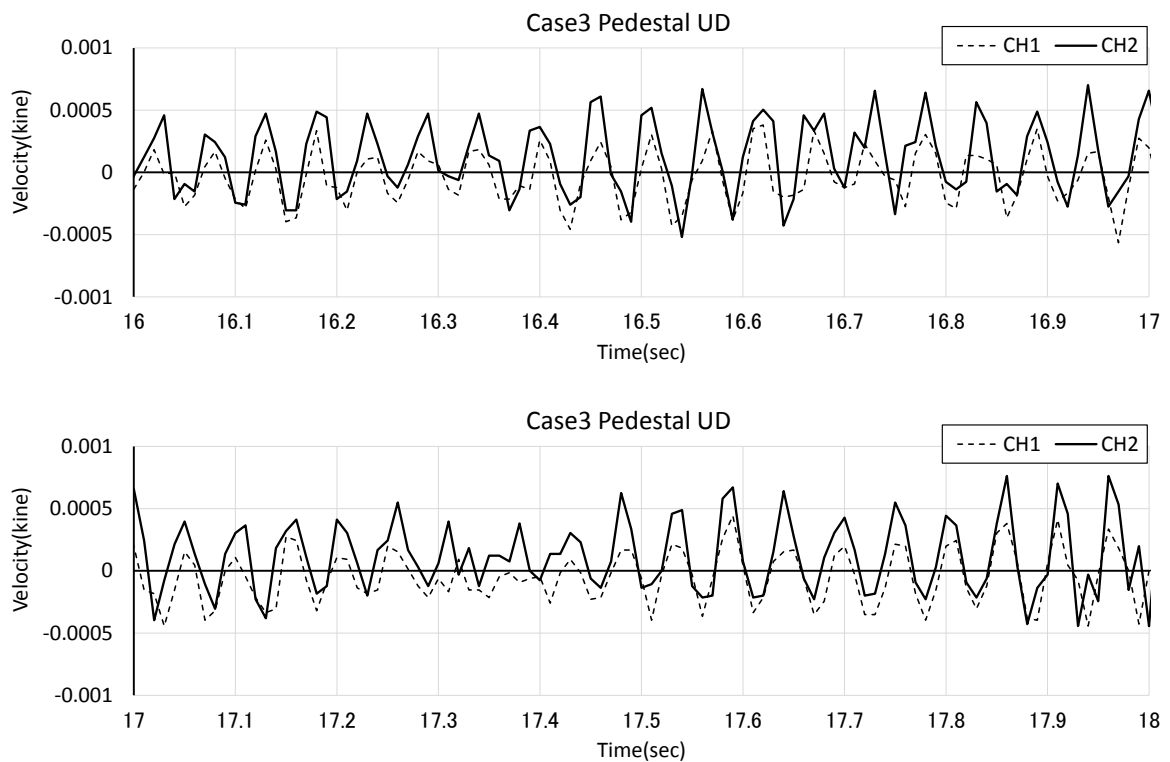


図 4.36 仏像台座における上下方向の常時微動時刻歴波形

4.4 まとめ

各測定項目の固有振動数及び固有周期を表 4.12 に示す。東大寺法華堂における一次固有周期は東西方向が 0.66 秒、南北方向が 0.58 秒であった。また、東西方向一次固有振動の振動形状図より、正堂において須弥壇北側の土壁の剛性による拘束効果の影響を受け、礼堂側の変形に比べて正堂側の変形が小さく捻じれる様にして振動することが明らかとなり、次章の耐震診断において、偏心による影響を確認する必要性を認識するに至った。八角須弥壇の振動特性については疑問が残るが、建築須弥壇については建物の振動特性の影響を大きく受けており、地震時には建物に従属して振動するものと推定される。また、一次固有振動の減衰定数は東西方向で 1.9% 程度、南北方向で 2.0% 程度であることが明らかとなった。上記の結果は常時微動測定によるものであり、ごく僅かな変位レベルについての結果であるが、振動特性に関する基礎資料としての役割は十分であるといえる。

表 4.12 各測定項目の固有値

測定箇所	測定成分	固有振動数	固有周期
		Hz	sec
建物	EW	1.51	0.66
	NS	1.73	0.58
	NS	1.76	0.57
須弥壇	EW(仏像有)	1.51	0.66
	EW(仏像無)	1.76	0.57
	NS(仏像有)	1.76	0.57
	NS(仏像無)	1.73	0.58
八角須弥壇	EW,NS	12.00	0.08
仏像台座	UD	18.36	0.05
地盤	H/V	—	—
版築	H/V	—	—

第 5 章

東大寺法華堂の耐震診断

5.1 概要

東大寺法華堂は、元は正堂と礼堂が並立した造りの建物であったが、幾多の改修工事により、中の間と小屋組により二棟を繋ぎ一つの建物としている。構造的に、他に類をみないことから貴重な建築物であるといえる。また、文化的にも非常に価値は高く、1951年に国宝に指定されており、1998年に東大寺の一部として世界遺産となっている。東大寺法華堂は現存する東大寺の建物の中で最も古くから存在し、歴史からみて幾度かの強地震動を受けているが、地震による被害の記録はないとされている。

本研究では、何らかの耐震性を有していると思われる東大寺法華堂について文化庁の定める重要文化財(建造物)耐震診断指針³⁵⁾に則り、耐震診断を行うことで、科学的にその耐震性を検証することとする。耐震診断は、基礎診断と専門診断があり、基礎診断については、平成18年3月に清水建設株式会社により実施されているが、現在、東大寺法華堂は須弥壇改修工事のため、回覧を制限しており、より詳細な情報を得ることが可能であるため、基礎診断についても実施している。専門診断は、できる限りの情報を基に三次元モデルを作製し、弾塑性応答解析による耐震性の検討を行った。

5.2 基礎診断

5.2.1 建物概要

- ・名称 : 東大寺法華堂
- ・構造形式 : 正面五間、側面八間、前部入母屋造、後部寄棟造、本瓦葺
- ・所有者 : 東大寺
- ・所在の場所 : 奈良県奈良市雑司町

表 5.1 主要寸法

		寸法,面積	単位	備考
正堂	桁行	18.633	m	側柱真々
	梁間	13.029	m	側柱真々
	軒の出	3.028	m	側柱真から茅負外下角まで
	軒高	4.79	m	縁葛上端から茅負外下角まで
	棟高	11.8	m	縁葛上端から瓦棟上端まで
中の間	建坪	242.769	m ²	柱真々
	桁行	6.242	m	側柱真々
	梁間	18.633	m	側柱真々
	棟高	12.3	m	縁葛上端から瓦棟上端まで
	建坪	116.307	m ²	柱真々
礼堂	桁行	18.633	m	側柱真々
	梁間	5.954	m	側柱真々
	軒の出	3.03	m	側柱真から茅負外下角まで
	軒高	5.018	m	縁葛上端から茅負外下角まで
	棟高	12.4	m	縁葛上端から瓦棟上端まで
	建坪	110.941	m ²	柱真々

出典：『国宝東大寺法華堂修理工事報告書 昭和47年11月(奈良県教育委員会)』

5.2.2 基礎診断方法

基礎診断は『重要文化財(建造物)耐震診断実施要領』³⁵⁾及び建築基準法施行令第82条の6「限界耐力計算」、平成12年建設省告示第1457号の規定に基づいて行った。図5.1に基礎診断のフローを示す。

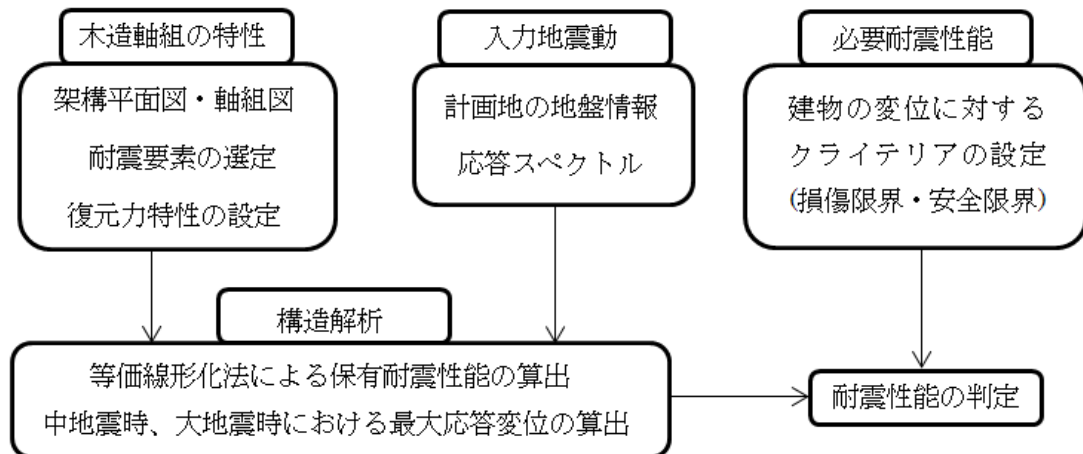


図 5.1 基礎診断のフロー

『重要文化財(建造物)耐震診断実施要領』³⁵⁾に示す診断方法には、エネルギー一定測による場合と等価線形化法による場合があるが、本診断では等価線形化法による場合について行う。また、復元力特性の算定には『伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル』³⁷⁾を用いて行った。

5.2.3 必要耐震性能及び限界変形の設定

必要耐震性能については以前実施されている耐震診断を参考とした。これは、東大寺法華堂の文化的価値、実際の活用状況を勘案して、建造物所有者及び奈良県教育委員会と協議の末、決定されたものである。必要耐震性能は大地震動時及び、中地震動時に許容される被災程度により、以下に示すように区分を行う。

- 1) 「機能維持水準」：大地震動時に機能が維持でき、中地震動時に損傷がない。
- 2) 「安全確保水準」：大地震動時に倒壊せず、中地震動時に機能が維持できる。
- 3) 「復旧可能水準」：大地震動時に倒壊の危険性があるが文化財として復旧でき、中地震動時に倒壊しない。

東大寺法華堂は、貫や土壁などの伝統的な耐震要素を用いた軸組構法であるので、表 5.2 のように限界変形を設定した。

表 5.2 限界変形の設定

層間変形角(rad)	判定	備考
1/120	損傷なし	軸組にほとんど損傷がなく補修も必要ない
1/60	機能維持	若干の補修を行えば再使用できる
1/30	-	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
1/15	非倒壊	大きな残留変形がある。 これを超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

5.2.4 復元力特性の算定

復元力特性の算出は、二度にわたる現地調査及び、既往の耐震診断調査時の資料を基に算出を行った。耐震要素としては貫、土壁、小壁、柱傾斜復元力の四項目とし、各耐震要素の復元力特性を足し合わせることで架構全体の復元力特性として用いることとする。前章で東大寺法華堂は、偏心による影響により捻じれるモードが確認されている。そこで、梁間方向の復元力を偏心による増幅係数 F_e で除すことで予め復元力を低下させることとする。表 5.3 及び図 5.2 に桁行(X)方向及び梁間(Y)方向の復元力特性を示す。偏心による増幅係数 F_e の算出は壁量の分布から別途計算を行っているが省略することとする。桁行方向については、偏心の影響が少ないため低減は行っていない。

表 5.3 各耐震要素の復元力特性

方向	構造要素	復元力特性 (kN)							
		0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
		0.000	0.008	0.017	0.025	0.033	0.040	0.050	0.067
桁行(X)	貫	0.00	66.35	132.71	165.88	199.06	225.60	265.41	331.76
	土壁	0.00	150.01	150.01	150.01	150.01	150.01	150.01	150.01
	小壁	0.00	6.52	14.24	14.24	14.24	14.24	14.24	14.24
	傾斜復元力	0.00	199.47	233.97	217.67	192.73	172.79	142.87	93.00
	全体復元力	0.00	422.35	530.93	547.79	556.04	562.63	572.52	589.01

方向	構造要素	復元力特性 (kN)							
		0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15
		0.000	0.008	0.017	0.025	0.033	0.040	0.050	0.067
梁間(Y)	貫	0.00	54.73	109.45	136.82	164.18	186.07	218.91	273.63
	土壁	0.00	130.18	130.18	130.18	130.18	130.18	130.18	130.18
	小壁	0.00	6.78	14.16	14.16	14.16	14.16	14.16	14.16
	傾斜復元力	0.00	199.47	233.97	217.67	192.73	172.79	142.87	93.00
	全体復元力	0.00	391.15	487.76	498.82	501.25	503.19	506.11	510.97
	偏心による補正	0	379.76	473.55	484.29	486.65	488.54	491.37	496.09

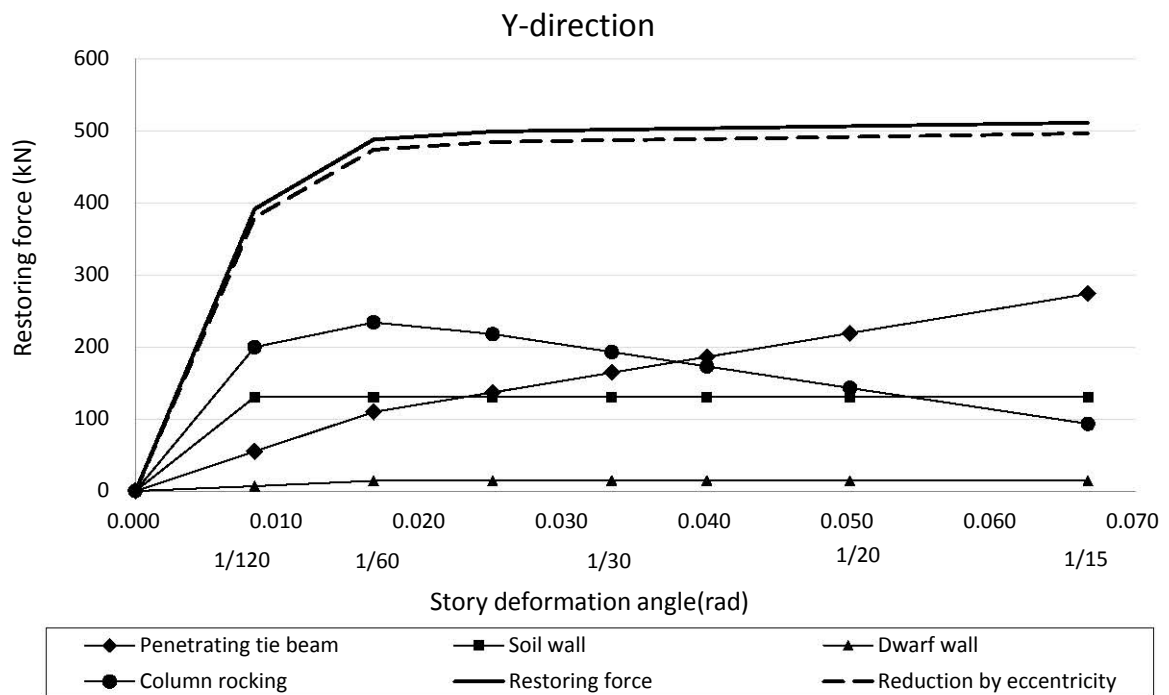
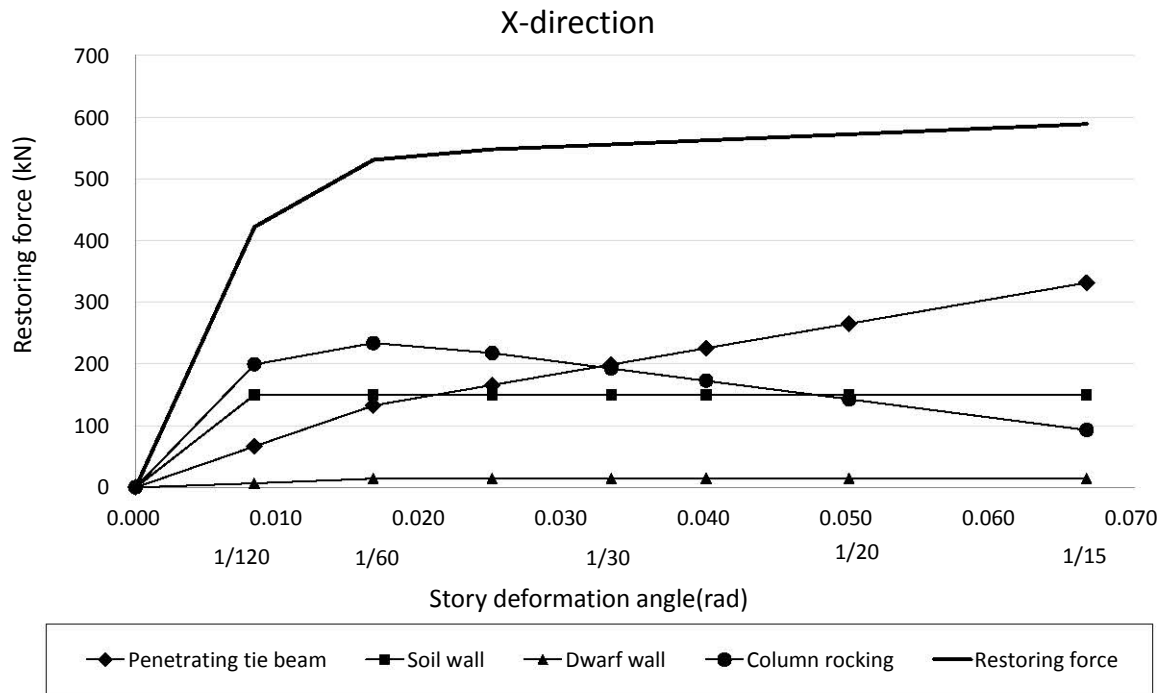


図 5.2 復元力特性

5.2.5 建物重量の算定

等価線形化法を行うにあたり、建物重量の算定を行った。算定方法は基本的には『重要文化財(建造物)耐震診断実施要領』³⁵⁾に従い、その他の諸事例に基づいて算出を行っている。軸組及び土壁の重量算定については精算を行っているが、小屋組、天井及び屋根の重量算定については、不明な箇所も多いことから見付面積に単位面積当たりの重量を乗じて算出している。計算結果を表5.4～5.6に示す。

表 5.4 屋根・小屋組重量

屋根重量	2.50	kN/m ²
野地板,小屋組み	1.20	kN/m ²
天井	0.10	kN/m ²
合計	3.80	kN/m ²
屋根見付面積 (m ²)	単位重量 (kN/m ²)	重量 (kN)
794.31	3.80	3018.4

表 5.5 軸組及び建物全体重量

	各重量 (kN)		小計 (kN)	合計 (kN)
	桁行方向	梁間方向		
柱	216.7		216.7	758.8
土壁,板壁等	169.9	186.6	356.5	
貫,長押,方立等	102.3	83.3	185.6	
屋根	3018.4		3018.4	3018.4

表 5.6 診断用建物重量

	重量 (kN)
軸組 (柱,貫,壁等)	758.8/2
屋根,小屋組み	3018.4
合計	3398

5.2.6 入力地震動

本診断では検証用地震力として建築基準法施行令第82条の6に規定されている各階に作用する水平力を用いることとした。図5.3に加速度応答スペクトルを示す。加速度応答スペクトルは、稀に発生する地震動と極めて稀に発生する地震動が与えられており、これは、損傷限界検証用地震力と安全限界検証用地震力に相当する。この加速度応答スペクトルは解放工学的基盤のものであり、これに表層地盤による加速度増幅係数(G_s)を乗じて用いることとする。東大寺法華堂において既往の調査により、ボーリング調査及びPS検層の結果、建物の支持地盤は岩盤となっており、工学的基盤となり得る地盤であることが確認されているため、 G_s は平成12年建設省告示第1457号7の一に示される下限値、中地震動時($G_s=1.35$)、大地震動時($G_s=1.0$)とした。

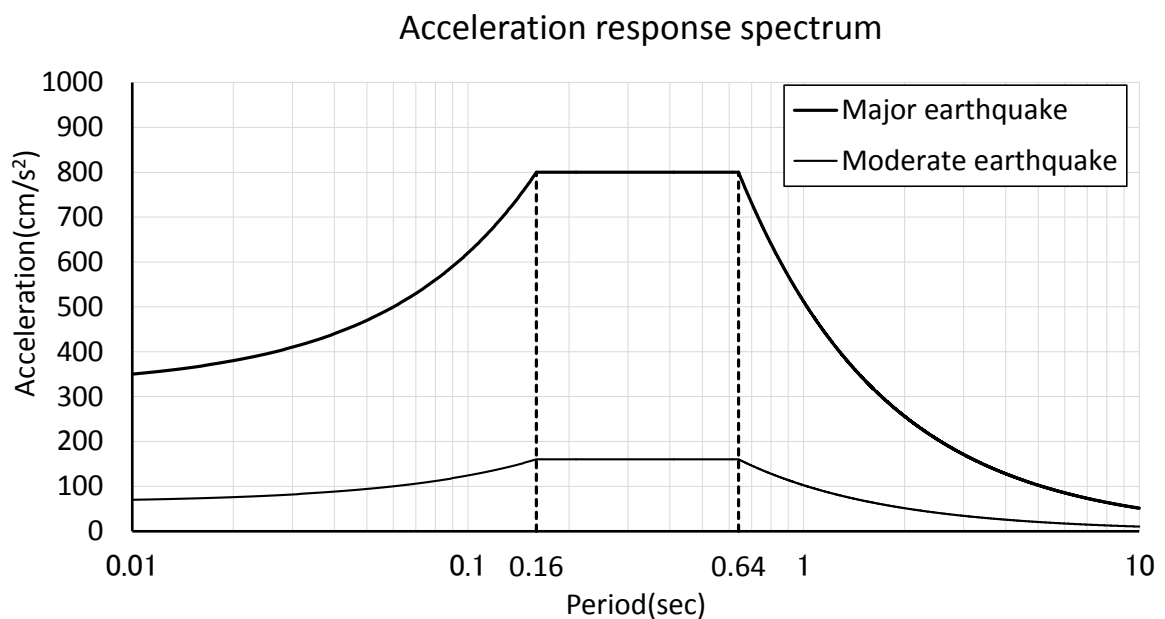


図 5.3 解放工学的基盤上における加速度応答スペクトル($h=0.05$)

5.2.7 基礎診断結果及び判定

等価線形化法による地震時の応答値の算出結果を表 5.7～5.12 及び図 5.4,5.5 に示す。

表 5.7 桁行方向における限界耐力計算

層間変形角 R	rad	0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10
		0	0.008	0.017	0.025	0.033	0.040	0.050	0.067	0.100
Q	kN	0	422.3	530.9	547.8	556.0	562.6	572.5	589.0	589.0
Δ	m	0	0.042	0.085	0.127	0.170	0.204	0.255	0.339	0.509
Ke	kN/m	0	9957.1	6258.4	4304.9	3277.2	2763.4	2249.6	1735.8	1157.2
Mu	ton	0	346.7	346.7	346.7	346.7	346.7	346.7	346.7	346.7
Te	sec	0	1.17	1.48	1.78	2.04	2.23	2.47	2.81	3.44
ΔW	—	0	0.00	16.73	39.57	63.29	82.76	112.79	165.03	264.96
W	—	0	8.96	22.52	34.85	47.17	57.28	72.85	99.94	149.90
heq	—	0	0.000	0.059	0.090	0.107	0.115	0.123	0.131	0.141
h	—	0	0.050	0.109	0.140	0.157	0.165	0.173	0.181	0.191
F _h	—	0	1.00	0.72	0.62	0.58	0.57	0.55	0.53	0.52
He	m	0	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09
p	—	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
q	—	0	1	1	1	1	1	1	1	1

表 5.8 桁行方向における稀に発生する地震動に対する応答値

S _{0d}	m/sec ²	0	0.87	0.69	0.57	0.50	0.46	0.42	0.36	0.30
G _s	—	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
S _{Ad}	m/sec ²	0	0.94	0.54	0.39	0.32	0.28	0.25	0.21	0.17
S _{Dd}	cm	0	3.28	2.97	3.12	3.34	3.53	3.79	4.19	4.97
Q _{nd}	kN	0	327.0	186.0	134.2	109.6	97.5	85.4	72.8	57.5
XR	rad	0	1/154	1/171	1/163	1/152	1/144	1/134	1/121	1/102
		0	0.00645	0.006	0.006	0.007	0.007	0.007	0.008	0.010

表 5.9 桁行方向における極めて稀に発生する地震動に対する応答値

S _{0s}	m/sec ²	0	4.37	3.46	2.87	2.51	2.30	2.08	1.82	1.49
G _s	—	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
S _{As}	m/sec ²	0	3.49	1.99	1.43	1.17	1.04	0.91	0.78	0.61
S _{Ds}	cm	0	12.16	11.01	11.55	12.39	13.07	14.05	15.53	18.42
Q _{ns}	kN	0	1211.3	688.8	497.1	406.0	361.2	316.1	269.6	213.1
XR	rad	0	1/41	1/46	1/44	1/41	1/38	1/36	1/32	1/27
		0	0.024	0.022	0.023	0.024	0.026	0.028	0.031	0.036

表 5.10 梁間方向における限界耐力計算

層間変形角 R	rad	0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10
		0	0.008	0.017	0.025	0.033	0.040	0.050	0.067	0.100
Q	kN	0	379.8	473.6	484.3	486.6	488.5	491.4	496.1	511.0
Δ	m	0	0.042	0.085	0.127	0.170	0.204	0.255	0.339	0.509
Ke	kN/m	0	8953.0	5582.2	3805.8	2868.3	2399.5	1930.7	1461.9	1003.9
Mu	ton	0	346.7	346.7	346.7	346.7	346.7	346.7	346.7	346.7
Te	sec	0	1.24	1.57	1.90	2.18	2.39	2.66	3.06	3.69
ΔW	—	0	0.00	15.13	35.43	56.12	72.81	98.09	140.85	230.92
W	—	0	8.05	20.09	30.81	41.28	49.73	62.53	84.17	130.04
heq	—	0	0.000	0.060	0.092	0.108	0.116	0.125	0.133	0.141
h	—	0	0.050	0.110	0.142	0.158	0.166	0.175	0.183	0.191
F _h	—	0	1.00	0.71	0.62	0.58	0.56	0.55	0.53	0.51
He	m	0	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09	5.09
p	—	0	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
q	—	0	1	1	1	1	1	1	1	1

表 5.11 梁間方向における稀に発生する地震動に対する応答値

S _{0d}	m/sec ²	0	0.83	0.65	0.54	0.47	0.43	0.38	0.33	0.28
Gs	—	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
S _{Ad}	m/sec ²	0	0.89	0.50	0.36	0.29	0.26	0.23	0.19	0.15
S _{Dd}	cm	0	3.46	3.13	3.30	3.56	3.77	4.07	4.54	5.33
Q _{nd}	kN	0	310.1	175.0	125.6	102.0	90.4	78.6	66.4	53.5
XR	rad	0	1/146	1/162	1/154	1/143	1/135	1/125	1/112	1/95
		0	0.007	0.00616	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.010

表 5.12 梁間方向における極めて稀に発生する地震動に対する応答値

S _{0s}	m/sec ²	0	4.14	3.27	2.70	2.34	2.14	1.92	1.67	1.39
Gs	—	0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
S _{As}	m/sec ²	0	3.31	1.87	1.34	1.09	0.97	0.84	0.71	0.57
S _{Ds}	cm	0	12.83	11.61	12.22	13.17	13.95	15.08	16.82	19.73
Q _{ns}	kN	0	1148.6	648.1	465.1	377.7	334.7	291.1	245.9	198.0
XR	rad	0	1/39	1/43	1/41	1/38	1/36	1/33	1/30	1/25
		0	0.025	0.023	0.024	0.026	0.027	0.030	0.033	0.039

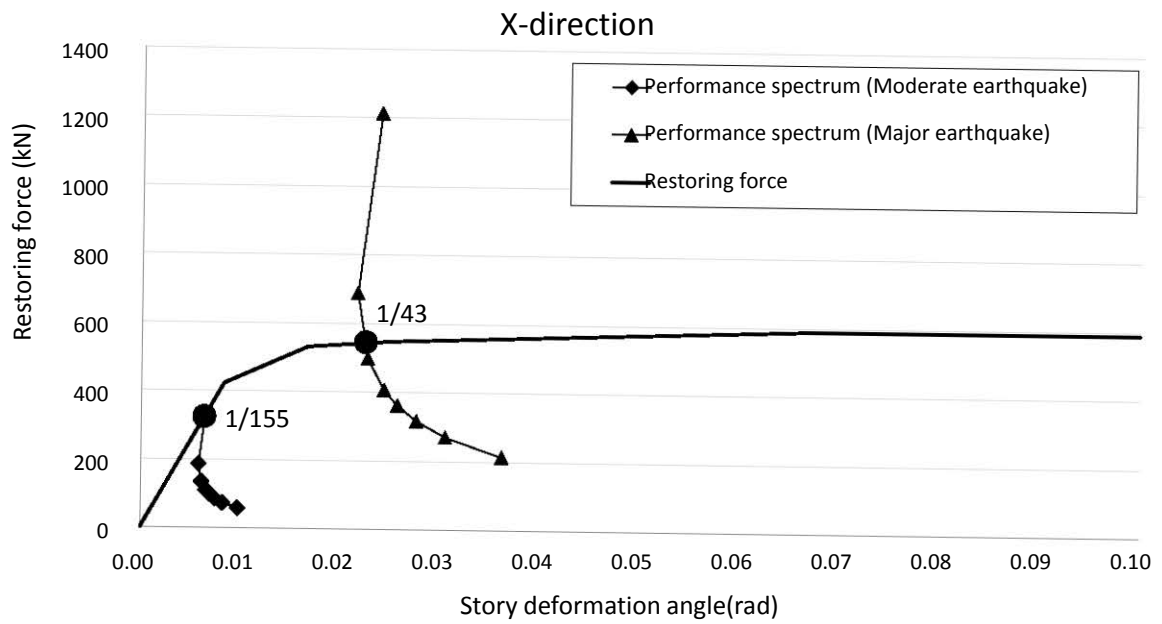


図 5.4 桁行方向の応答値

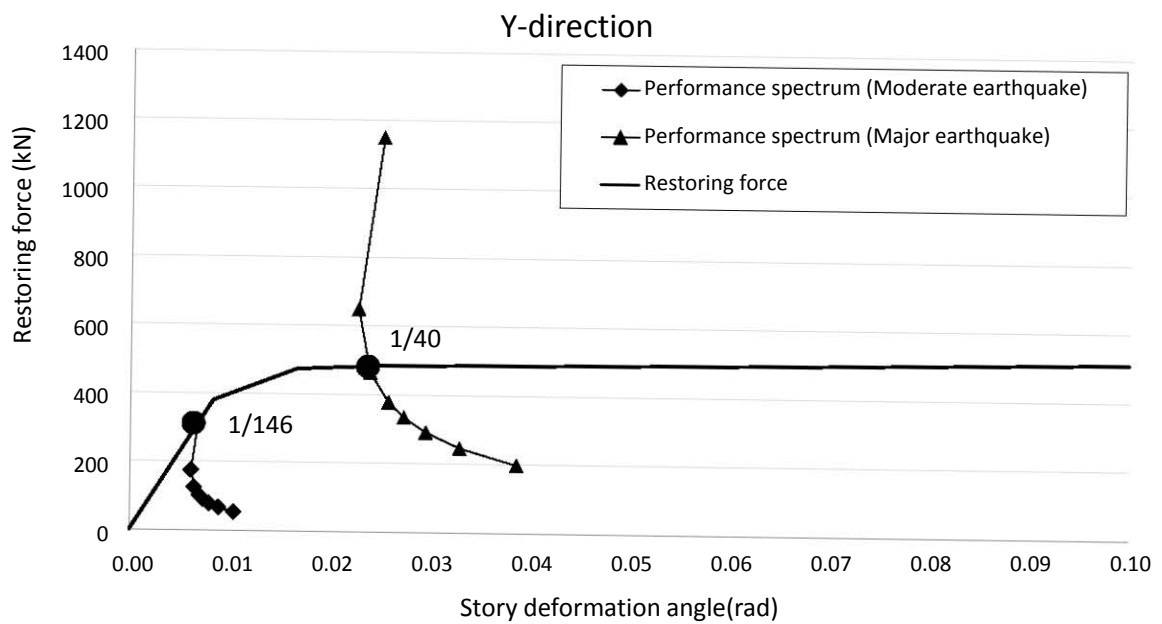


図 5.5 梁間方向の応答値

基礎診断の結果を表 5.13 に示す。両方向共に中地震動時におよそ $1/150\text{rad}$ 、大地震動時におよそ $1/40\text{rad}$ であった。東大寺法華堂は中地震動時の層間変形角は $1/120\text{rad}$ 以下であり、損傷することはない。大地震動時に層間変形角を $1/30\text{rad}$ 以下に抑えることはできないため、機能維持水準には及ばないが安全確保水準の範囲内であり、大地震動時にも建物の倒壊は免れることができるといえる。しかし、懸念される要因として、本診断では、偏心の影響を復元力の低減により考慮しているが、元の復元力の 2.91% しか低減されておらず、偏心によるねじれの影響を十分に考慮しているとはいえないことが挙げられる。また、基礎診断では等価線形化法を用いているが、東大寺法華堂のように改修により二棟が並立していた建物を一つの建物とした場合に、剛床(天井)仮定を用いることが可能であるか疑問が残る。

表 5.13 真の応答値

(rad)	中地震時	大地震時
桁行方向(X)	1/155	1/43
梁間方向(Y)	1/140	1/40

5.3 専門診断

本来、基礎診断の結果が安全確保水準に達していれば専門診断の必要はないとされている。しかし、基礎診断に用いた等価線形化法は東大寺法華堂の場合、計算上一質点に縮約される。その前提条件として水平構面の剛床(天井)仮定があり、東大寺法華堂は改修、改築の末、並立した正堂と礼堂の二棟を中の間及び小屋組で繋いでいること、天井が格天井であり、剛性の確保が難しいことが挙げられ、基礎診断が必ずしも正しいとはいいきれない。そこで本研究ではより詳細な検証として、三次元弾塑性モデルによる時刻歴応答解析を専門診断として行うこととする。診断の評価基準については、基礎診断と同様に表 5.2 を採用する。

5.3.1 東大寺法華堂のモデル化

時刻歴応答解析は、株式会社アーク情報システム及び大成建設株式会社製の汎用三次元動的解析プログラム TDAPⅢを用いて行った。東大寺法華堂のモデル化には、三次元剛接合モデルと半剛接合モデルの作成を行っている。東大寺法華堂に使用されている部材は大断面の無垢材であり、部材の降伏より接合部のめり込み等が先行することが想定されるため、線形の三次元はり要素を用いた。貫や組物の接合部についてはめり込み等の回転剛性及び降伏を考慮させるため、非線形の回転バネ要素を用いている。土壁や板壁については平面応力要素を、屋根面に関しては平面歪要素を用いてモデル化を行った。図 5.6 に東大寺法華堂の解析モデルを示す。節点数は 2773、部材数は 2227 である。

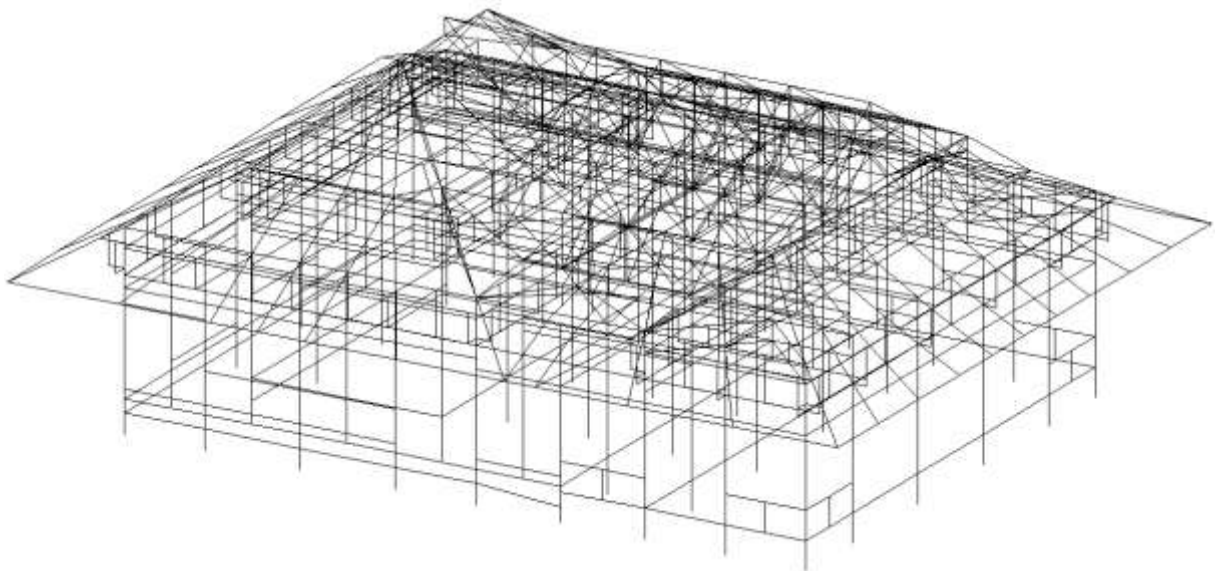


図 5.6 東大寺法華堂の解析モデル

東大寺法華堂のモデル化を行うに当たり、部材の寸法等は基礎診断を行った際の既往の調査結果と二度にわたる現地調査及び参考資料を基に作成を行った。特に、小屋裏については図面等の詳細な情報が少なく、現地調査でも限界があったため、実際の建物とは、若干の差異及び省略した箇所は存在するが主要な構造材については、再現されている。小屋裏の接合部については、詳細が不明な箇所が多く存在し、すべてを把握することは不可能であるため、詳細が不明な接合部について剛接合とした場合とピン接合とした場合のモデルも作成し比較、検討を行うこととする。

東大寺法華堂における固定荷重は、基礎診断の際に算出した建物重量を用い、軸組分の重量は柱頭に柱の本数(48本)に振り分け、屋根及び小屋組重量については屋根面に存在する節点(284点)で等分割し、節点集中質量として入力している。(図5.7)

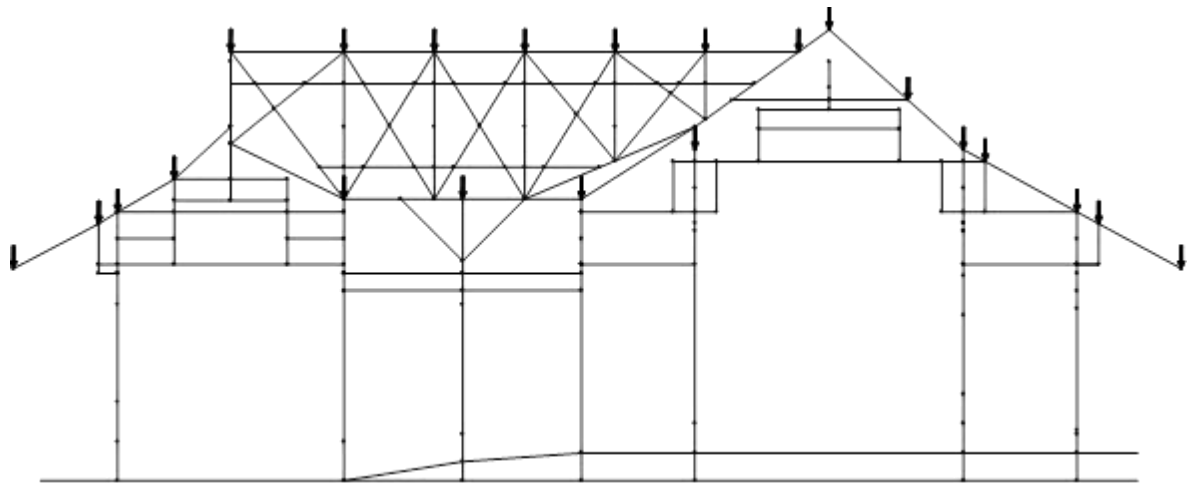


図 5.7 節点集中質量の分布図

5.3.2 接合部の仮定

軸組及び小屋組の一部、組物の部材接合部のうち、木材のめり込みによる耐力が期待できる箇所については非線形の回転バネをめり込み理論に基づき設定した。木材のめり込みによる回転バネの復元力特性については、図5.8に示すスリップ型を採用した。また、東大寺法華堂の柱は平均で直径500mmあり、十分に柱傾斜復元力を期待できるとして柱脚と礎石の接合部には、図5.9に示す非線形弾性の復元力特性を設定している。ここで、 K は初期剛性であり、 a 及び $a_1 \sim a_6$ は剛性の低下率、 ε 及び $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_6$ は降伏点での歪である。柱傾斜復元力の初期剛性及び降伏歪、剛性低下率については基礎診断と同様、『伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル』を参考とし設定を行った。貫、組物、格天井、大斗と柱頭の接合部については、初期剛性は以下に示すように算出した。表5.14～表5.1は計算結果である。剛性低下率については降伏後に耐力は上昇しないものとし、十分に小さい値を採用している。

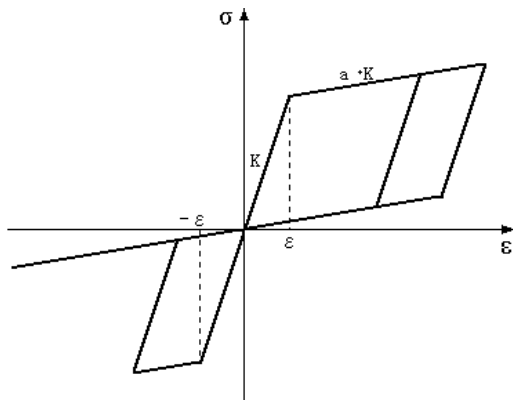


図 5.8 めり込みによる回転バネの復元力特性

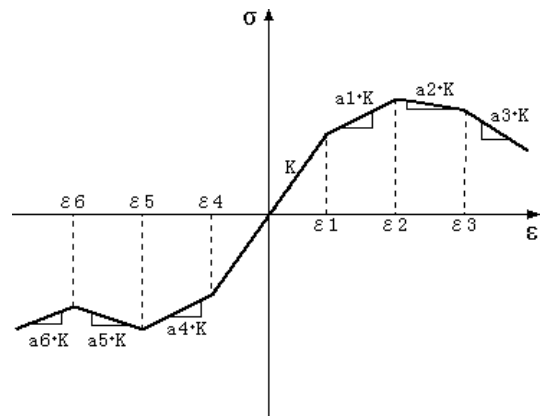


図 5.9 柱傾斜復元力の復元力特性

出典：TDAPⅢ 非線形材料特性 より

(1) 三角形変位めり込みによる場合

三角形変位めり込みは、大斗・柱、大斗・台輪、台輪・柱、束・横架材、斗組に設定した。斗組については、縮約(図 5.10)し剛性を斗の数倍している。縮約の際、斗組は並列(同じ高さ)に並んだもののみ足し合わせ、直列には縮約を行っていない。

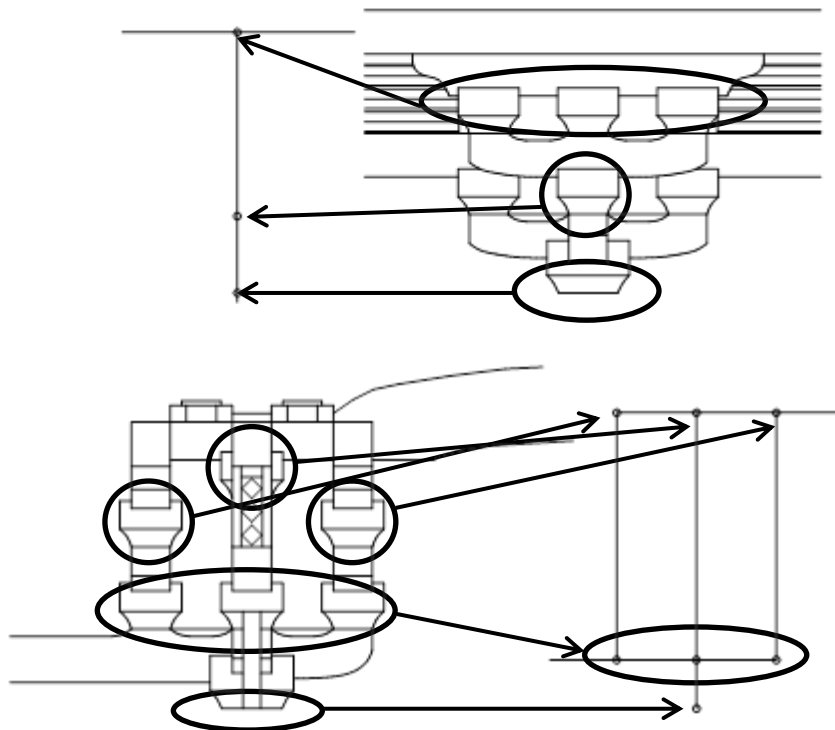


図 5.10 斗組の縮約

表 5.14 三角形めり込みによる剛性の計算

大斗-柱						
X_p	X_1	X_2	Y_p	Y_1	Y_2	Z_0
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
170	0	0	340	0	0	170
n	F_{cv}		F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm ²		kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	
6	0.0078		0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_y	C_{xm}	C_{ym}		K_{θ}	θ_y
					kN・mm/rad	rad
1.000	1.000	2.333	1.111		577769	0.024
大斗-台輪(繊維方向)						
X_p	X_1	X_2	Y_p	Y_1	Y_2	Z_0
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
170	1765	1765	340	130	130	210
n	F_{cv}		F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm ²		kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	
6	0.0078		0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_y	C_{xm}	C_{ym}		K_{θ}	θ_y
					kN・mm/rad	rad
2.647	1.137	2.647	1.137		1845203	0.016
大斗-台輪(繊維直交方向)						
X_p	X_1	X_2	Y_p	Y_1	Y_2	Z_0
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
170	130	130	340	1765	1765	210
n	F_{cv}		F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm ²		kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	
6	0.0078		0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_y	C_{xm}	C_{ym}		K_{θ}	θ_y
					kN・mm/rad	rad
1.996	1.137	2.647	1.137		1326815	0.018
斗組(正堂)						
X_p	X_1	X_2	Y_p	Y_1	Y_2	Z_0
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
110	285	285	220	0	0	250
n	F_{cv}		F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm ²		kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	
6	0.0078		0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_y	C_{xm}	C_{ym}		K_{θ}	θ_y
					kN・mm/rad	rad
3.482	1.000	4.030	1.253		325302	0.021
斗組(礼堂)						
X_p	X_1	X_2	Y_p	Y_1	Y_2	Z_0
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
98.5	285	285	197	0	0	250
n	F_{cv}		F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm ²		kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	
6	0.0078		0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_y	C_{xm}	C_{ym}		K_{θ}	θ_y
					kN・mm/rad	rad
3.772	1.000	4.384	1.282		228401	0.021
東(正堂)						
X_p	X_1	X_2	Y_p	Y_1	Y_2	Z_0
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
110	1000	1000	220	0	0	250
n	F_{cv}		F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm ²		kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	
6	0.0078		0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_y	C_{xm}	C_{ym}		K_{θ}	θ_y
					kN・mm/rad	rad
4.023	1.000	4.030	1.253		381146	0.020
東(礼堂)						
X_p	X_1	X_2	Y_p	Y_1	Y_2	Z_0
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
143	1000	1000	285	0	0	250
n	F_{cv}		F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm ²		kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	
6	0.0078		0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_y	C_{xm}	C_{ym}		K_{θ}	θ_y
					kN・mm/rad	rad
3.325	1.000	3.331	1.195		879685	0.019
台輪-柱						
X_p	X_1	X_2	Y_p	Y_1	Y_2	Z_0
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
222	1765	1765	443	79	79	210
n	F_{cv}		F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm ²		kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	
6	0.0078		0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_y	C_{xm}	C_{ym}		K_{θ}	θ_y
					kN・mm/rad	rad
2.261	1.102	2.261	1.105		4324094	0.015
台輪-柱						
X_p	X_1	X_2	Y_p	Y_1	Y_2	Z_0
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
222	79	79	443	1765	1765	210
n	F_{cv}		F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm ²		kN/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²	
6	0.0078		0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_y	C_{xm}	C_{ym}		K_{θ}	θ_y
					kN・mm/rad	rad
1.544	1.105	2.261	1.105		2723936	0.018

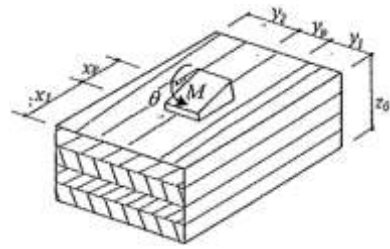


図 5.11 三角形めり込み

出典：木造軸組工法住宅の許容応力度設計より

(2) 通し貫接合部の場合

東大寺法華堂において貫の寸法は場所によってさまざまであり、それぞれ個別に計算を行うことが困難なため、貫の寸法を6段階に分け算出を行っている。

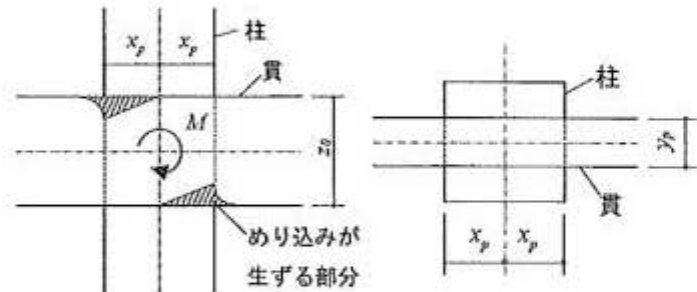


図 5.12 通し貫接合部

出典：木造軸組工法住宅の許容応力度設計より

表 5.15 通し貫接合部の剛性の計算

貫1.5上下方向					貫1.5左右方向					貫2上下方向				
X_p	Y_p	Z_0			X_p	Y_p	Z_0			X_p	Y_p	Z_0		
mm	mm	mm			mm	mm	mm			mm	mm	mm		
222	150	200			222	200	150			222	170	250		
n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}
	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2		kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2		kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2
6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764	6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764	6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764
C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y	C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y	C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y
			$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad
2.201	1.296	2	5407480	0.014	1.901	1.167	2	8067751	0.013	2.502	1.327	2	5691010	0.015
貫2左右方向					貫3.6上下方向					貫3.6左右方向				
X_p	Y_p	Z_0			X_p	Y_p	Z_0			X_p	Y_p	Z_0		
mm	mm	mm			mm	mm	mm			mm	mm	mm		
222	250	170			222	200	250			222	250	200		
n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}
	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2		kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2		kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2
6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764	6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764	6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764
C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y	C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y	C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y
			$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad
2.021	1.151	2	9580114	0.014	2.502	1.278	2	6695306	0.015	2.201	1.178	2	9012467	0.015
貫4.7上下方向					貫4.7左右方向					貫8上下方向				
X_p	Y_p	Z_0			X_p	Y_p	Z_0			X_p	Y_p	Z_0		
mm	mm	mm			mm	mm	mm			mm	mm	mm		
222	200	280			222	280	200			85	38	175		
n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}
	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2		kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2		kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2
6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764	6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764	6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764
C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y	C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y	C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y
			$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad
2.682	1.311	2	6474735	0.016	2.201	1.159	2	10093962	0.015	3.745	2.023	2	160513	0.015
貫8左右方向					貫9上下方向					貫9左右方向				
X_p	Y_p	Z_0			X_p	Y_p	Z_0			X_p	Y_p	Z_0		
mm	mm	mm			mm	mm	mm			mm	mm	mm		
85	175	38			75	22	110			75	110	22		
n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}
	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2		kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2		kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2
6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764	6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764	6	0.0078	0.0069	8.82	0.1764
C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y	C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y	C_{xm}	C_{ym}	個数	K_{θ}	θ_y
			$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad
1.596	1.048	2	1259956	0.011	2.956	2.111	2	78057	0.013	1.391	1.044	2	787185	0.008

(3) 片側貫接合部の場合

通し貫と同様にして片側貫も6段階に分け、算出を行った。

表 5.16 片側貫接合部の剛性の計算

貫1.5上下方向						貫1.5左右方向					
X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h	X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1000	1000	150	200	443	1500	1000	1000	200	150	443	1500
n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}		n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2			kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	
6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764		6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y	C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y
			mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad
2.456	2.457	1.296	183	1636126	0.015	2.036	2.036	1.167	193	2664821	0.014
貫2上下方向						貫2左右方向					
X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h	X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1000	1000	170	250	443	1500	1000	1000	250	170	443	1500
n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}		n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2			kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	
6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764		6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y	C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y
			mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad
2.911	2.916	1.327	174	1594150	0.017	2.200	2.200	1.151	189	3050594	0.015
貫3.6上下方向						貫3.6左右方向					
X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h	X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1000	1000	200	250	443	1500	1000	1000	250	200	443	1500
n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}		n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2			kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	
6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764		6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y	C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y
			mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad
2.911	2.916	1.278	174	1875471	0.017	2.456	2.457	1.178	183	2726876	0.016
貫4.7上下方向						貫4.7左右方向					
X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h	X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1000	1000	200	280	443	1500	1000	1000	280	200	443	1500
n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}		n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2			kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	
6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764		6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y	C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y
			mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad
3.199	3.210	1.311	169	1738381	0.018	2.456	2.457	1.159	183	3054101	0.016
貫8上下方向						貫8左右方向					
X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h	X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
800	800	38	175	169	1188	800	800	175	38	169	1188
n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}		n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2			kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	
6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764		6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y	C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y
			mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad
5.438	5.443	2.023	53	34354	0.017	1.669	1.669	1.048	76	455375	0.011
貫9上下方向						貫9左右方向					
X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h	X_1	X_2	Y_p	Z_0	l	h
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
260	260	22	110	150	500	260	260	110	22	150	500
n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}		n	F_{cv}	F_m	$E_{//}$	E_{\perp}	
	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2			kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	kN/mm^2	
6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764		6	0.0078	0.006864	8.82	0.1764	
C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y	C_x	C_{xm}	C_{ym}	X_p	K_{θ}	θ_y
			mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad				mm	$\text{kN}\cdot\text{mm/rad}$	rad
3.594	3.671	2.111	55	19859	0.015	1.407	1.407	1.044	72	316453	0.008

(4) 格天井の場合

東大寺法華堂には中の間と正堂建築須弥壇の上部に格天井があり、柱スパンの関係から格天井は4種類存在する。上記(1)～(3)は、『木造軸組工法住宅の許容応力度設計』を参考に回転剛性の算出を行ってきたが、格天井のようにめり込み箇所が多く存在するような場合、また、格子にすき間があり剛性の低下を考慮しなければならない場合は『木造軸組工法住宅の許容応力度設計』による相欠き仕口の回転剛性の計算式を用いると剛性を高く評価してしまう傾向がある。そこで、本研究では、『土壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書』を参考に格天井を面格子壁と同等とみなし剛性の算出を行うこととする。

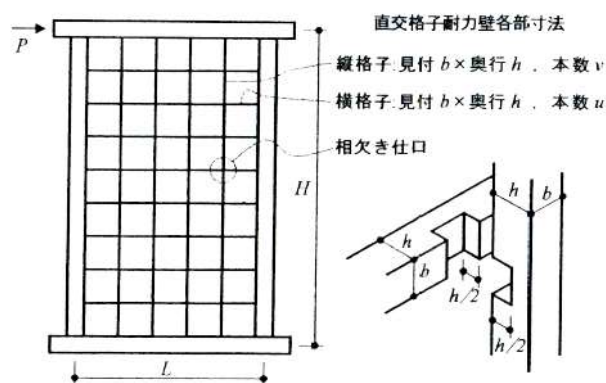


図 5.13 面格子壁

出典：土壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書より

表 5.17 格天井のせん断剛性の計算

正堂格天井1						正堂格天井2							
L	H	u	v		b	h	L	H	u	v		b	h
mm	mm	本	本		mm	mm	mm	mm	本	本		mm	mm
3702	4181	14	12		90	95	2502	3702	12	7		90	95
n	F _{cv}	E	I		R ₀	Δ M _y	n	F _{cv}	E	I		R ₀	Δ M _y
	kN/mm ²	kN/mm ²	mm ⁴		rad	kN・mm		kN/mm ²	kN/mm ²	mm ⁴		rad	kN・mm
6	0.0078	8.82	2885625		0.01	1922	6	0.0078	8.82	2885625		0.01	1922
k _R	K _j	K _f	P _y	K	K	θ _y	k _R	K _j	K _f	P _y	K	K	θ _y
kN・mm/rad	kN/rad	kN/rad	kN	kN/rad	kN/mm ² /rad	rad	kN・mm/rad	kN/rad	kN/rad	kN	kN/rad	kN/mm ² /rad	rad
118772	4772	20213	77.247	2574	0.0073	0.033	118772	2695	10407	43.621	1436	0.0060	0.033

中の間格天井1						中の間格天井2							
L	H	u	v		b	h	L	H	u	v		b	h
mm	mm	本	本		mm	mm	mm	mm	本	本		mm	mm
3121	4181	26	19		50	50	2985	3121	19	18		50	50
n	F _{cv}	E	I		R ₀	Δ M _y	n	F _{cv}	E	I		R ₀	Δ M _y
	kN/mm ²	kN/mm ²	mm ⁴		rad	kN・mm		kN/mm ²	kN/mm ²	mm ⁴		rad	kN・mm
6	0.0078	8.82	260417		0.01	310	6	0.0078	8.82	260417		0.01	310
k _R	K _j	K _f	P _y	K	K	θ _y	k _R	K _j	K _f	P _y	K	K	θ _y
kN・mm/rad	kN/rad	kN/rad	kN	kN/rad	kN/mm ² /rad	rad	kN・mm/rad	kN/rad	kN/rad	kN	kN/rad	kN/mm ² /rad	rad
19294	2280	10018	36.598	1232	0.0079	0.032	19294	2114	9150	33.942	1140	0.0076	0.032

5.3.3 固有値解析

固有値解析の結果と前章で行った常時微動測定より算出した東大寺法華堂における固有振動数を表 5.18 に示す。本診断において解析モデルは、非線形要素を含まない剛接合モデルと接合部等に非線形バネ要素を含む半剛接合モデルがあり、半剛接合モデルは、小屋組部の詳細が不明な接合部を剛接合とした場合とピン接合とした場合の合計 3 種類がある。解析結果を常時微動測定の結果と比較すると剛接合モデルが半剛接合モデルに比べて近い値となっている。これは、常時微動が非常に小さい変位レベルでの振動であり、接合部のめり込みなどを生じていないため、接合部が剛接合と同等となり、剛接合モデルが条件として最も近いためである。図 5.14～5.16 に 1 次～3 次の固有モード図を示す。常時微動測定では 3 次の振動数として 2.10Hz を取り上げている。これは前章で土壁の影響によるものであると予想していた。固有値結果のモード図を見てみると、1 次は Y 方向(梁間)方向の並進、2 次は X 方向(桁行)の並進、3 次はねじれによる固有振動であることが分かる。常時微動測定の結果の 3 次の固有振動数は、剛接合モデルの 3 次の固有振動数と近いことから、土壁の拘束効果がもたらす偏心の影響によるねじれ振動であると推測できる。また、1 次の固有モードは X 方向の並進による固有モードであるが、正堂側に比べ礼堂側が大きく、ねじれるように並進していることが分かる。これは、常時微動測定より得られた固有モードとも一致しており、基礎診断の際、懸念していた偏心の影響が大きく表れているといえる。表 5.19 に全質量に対する有効質量の比である有効質量比を示す。1 次に比べ 2 次の固有モードの方が有効質量比は大きくなっている。これは、東大寺法華堂の桁行方向に壁が少ないことが原因であると推察できる。有効質量比の大きな固有モードの振動の影響は全体の振動系において支配的になるといえるが、1 次のねじれを含んだ並進及び 3 次のねじれモードなども決して小さくはなく、東大寺法華堂において懸念材料であることは間違いない。剛接合モデルと半剛接合モデルの固有振動数に開きがあるように思えるが、接合部の回転バネの影響、モードの順番等を考慮すると妥当であるといえる。

表 5.18 固有値解析と常時微動測定の比較

		1次	2次	3次
常時微動測定結果		1.51Hz Y方向並進	1.73Hz X方向並進	2.10Hz
固有値解析	剛接合モデル	1.71Hz Y方向並進	1.93Hz X方向並進	2.02Hz ねじれ
	半剛接合モデル (一部剛接合)	1.02Hz Y方向並進	1.16Hz X方向並進	1.24Hz ねじれ
	半剛接合モデル (一部ピン接合)	1.01Hz Y方向並進	1.15Hz X方向並進	1.24Hz ねじれ

表 5.19 有効質量比(有効質量/全質量)

		1次	2次	3次
固有値解析	剛接合モデル	22.0%	33.2%	11.4%
	半剛接合モデル (一部剛接合)	28.5%	32.7%	5.5%
	半剛接合モデル (一部ピン接合)	28.6%	32.7%	5.3%

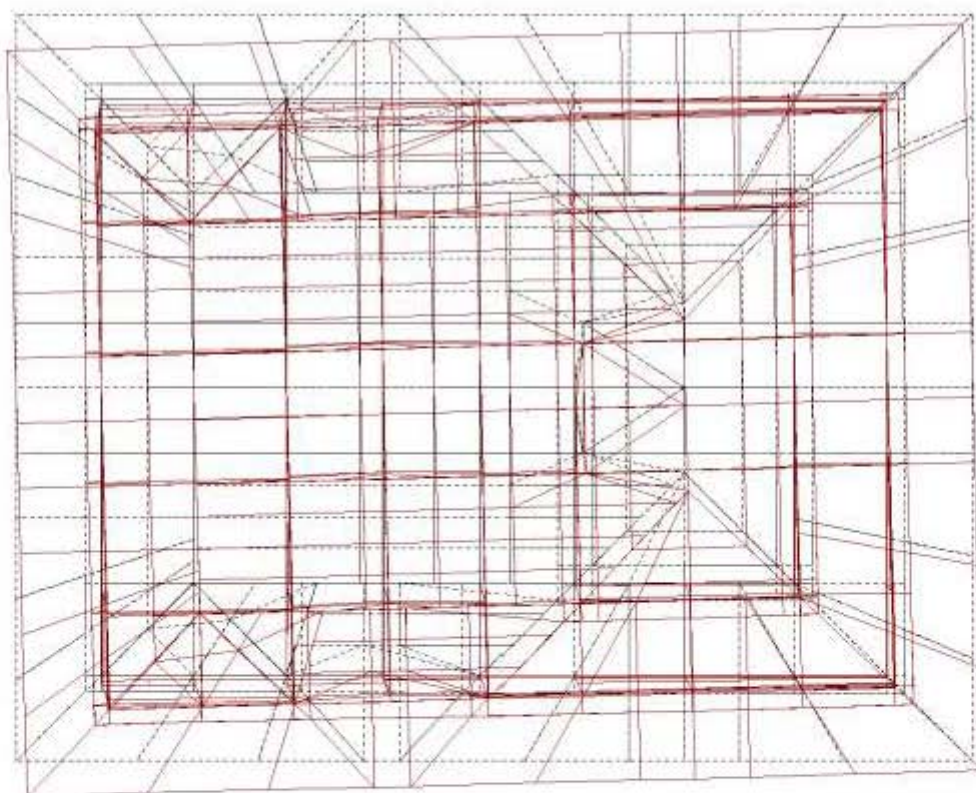


図 5.14 1次固有モード図

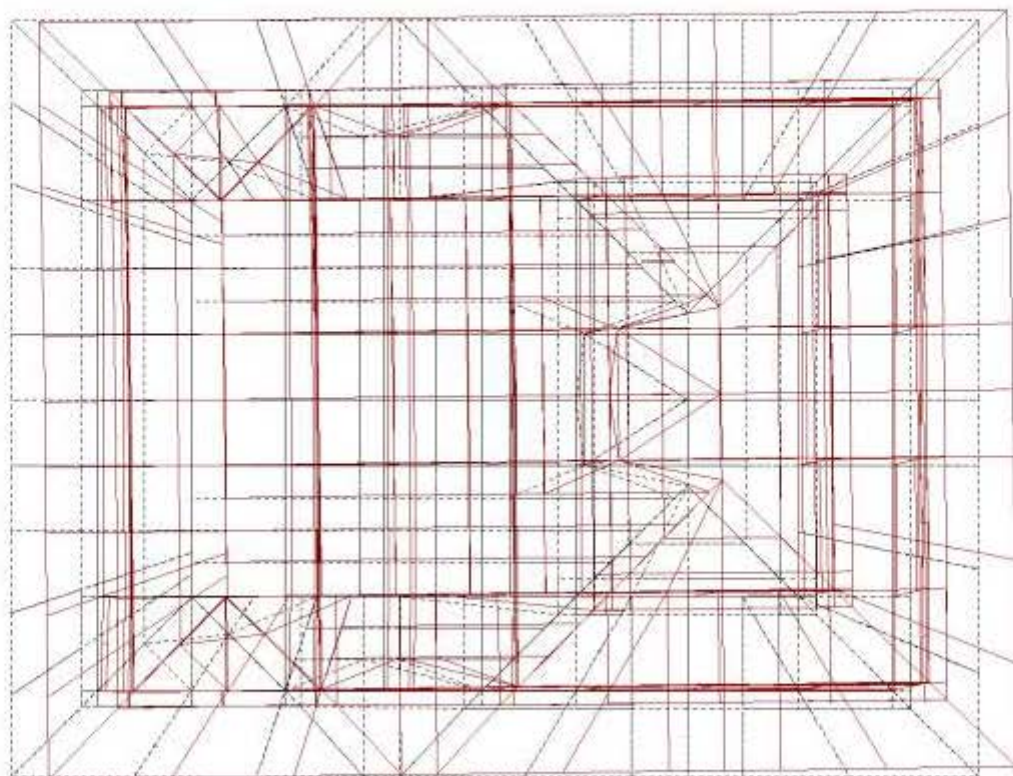


図 5.15 2次固有モード図

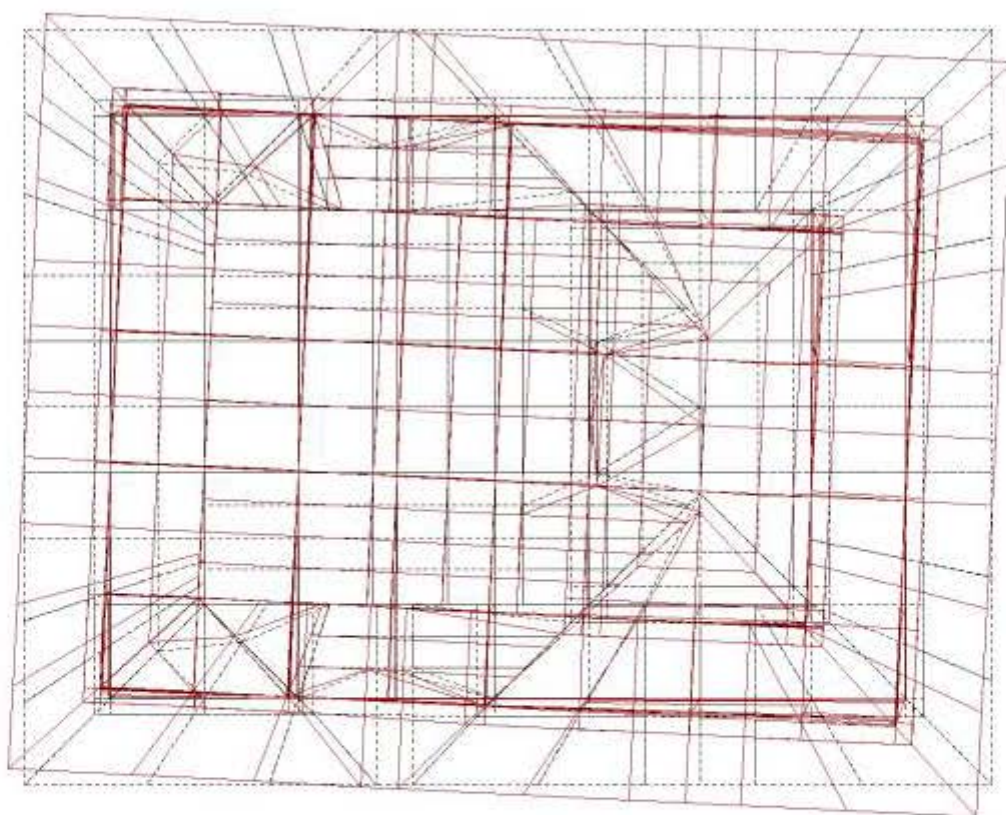


図 5.16 3次固有モード図

5.3.4 時刻歴応答解析

時刻歴応答解析に用いた入力波形及び加速度応答スペクトルを図 5.17, 5.18 に示す。入力地震波の選定は平成 12 年建設省告示 1461 号第四項の規定による解放工学的基盤における加速度応答スペクトルに適合する地震波を用いることとする。本来は、表層地盤の応答を考慮するが、東大寺法華堂の建つ地盤は、既往の地盤調査(PS 検層)により、S 波速度 V_s が 430m/s であることが確かめられている。解放工学的基盤とはせん断波速度 400m/s 以上の地盤であり、東大寺法華堂が建つ地盤は解放工学的基盤となり得るため、表層地盤における増幅は考慮しないものとする。位相は神戸海洋気象台より得られた兵庫県南部地震の南北方向における位相、1968 年に十勝沖地震で観測された八戸の位相、乱数を用いた位相の 3 種類について行った。基礎診断の結果により稀に発生する地震動については、建物の損傷が起きないとされており、余裕もあることと、偏心によるねじれの影響も少ないこと想定されることから、専門診断については、極めて稀に発生する地震動を想定したレベル 2 について倒壊限界(1/15)を超過しないか判定を行うこととする。また、想定し得る最大級の地震動である兵庫県南部地震の観測波 JMA Kobe NS 波も併せて合計 4 波を桁行(X)方向及び梁間(Y)方向について実施した。入力波一覧を表 5.20 に示す。時刻歴応答解析の減衰はレーリー減衰を用い、基準振動数(1 次及び 2 次固有振動数)の減衰定数 h は 5.0%としている。また、非線形計算における不釣り合い力の処理として、降伏時の剛性行列の組み替えは行っているが、反復補正は行っていない。解析時間は波形の継続時間のすべてを行うことはデータの容量、計算時間などの問題から困難であるため、最大値を含む 10 秒間($\Delta t=0.001, 10000\text{STEP}$)とした。

表 5.20 入力波一覧

	最大加速度	最大速度
	Gal	kine
Kokuji Kobe NS Lv.2	395.57	53.32
Kokuji Hachinohe NS Lv.2	344.53	53.45
Kokuji Random Lv.2	342.43	33.90
JMA Kobe NS	818.00	80.88

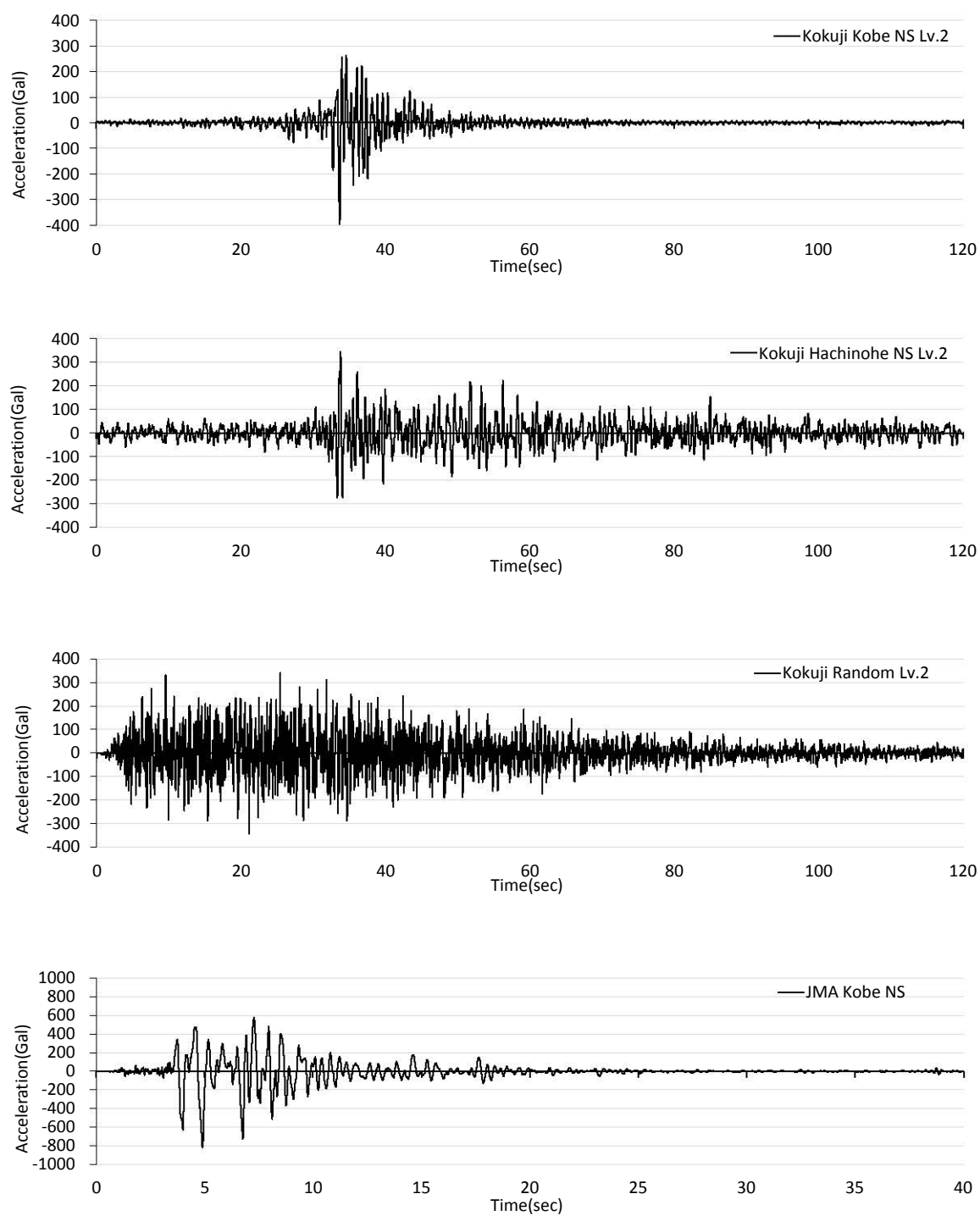


図 5.17 入力波形

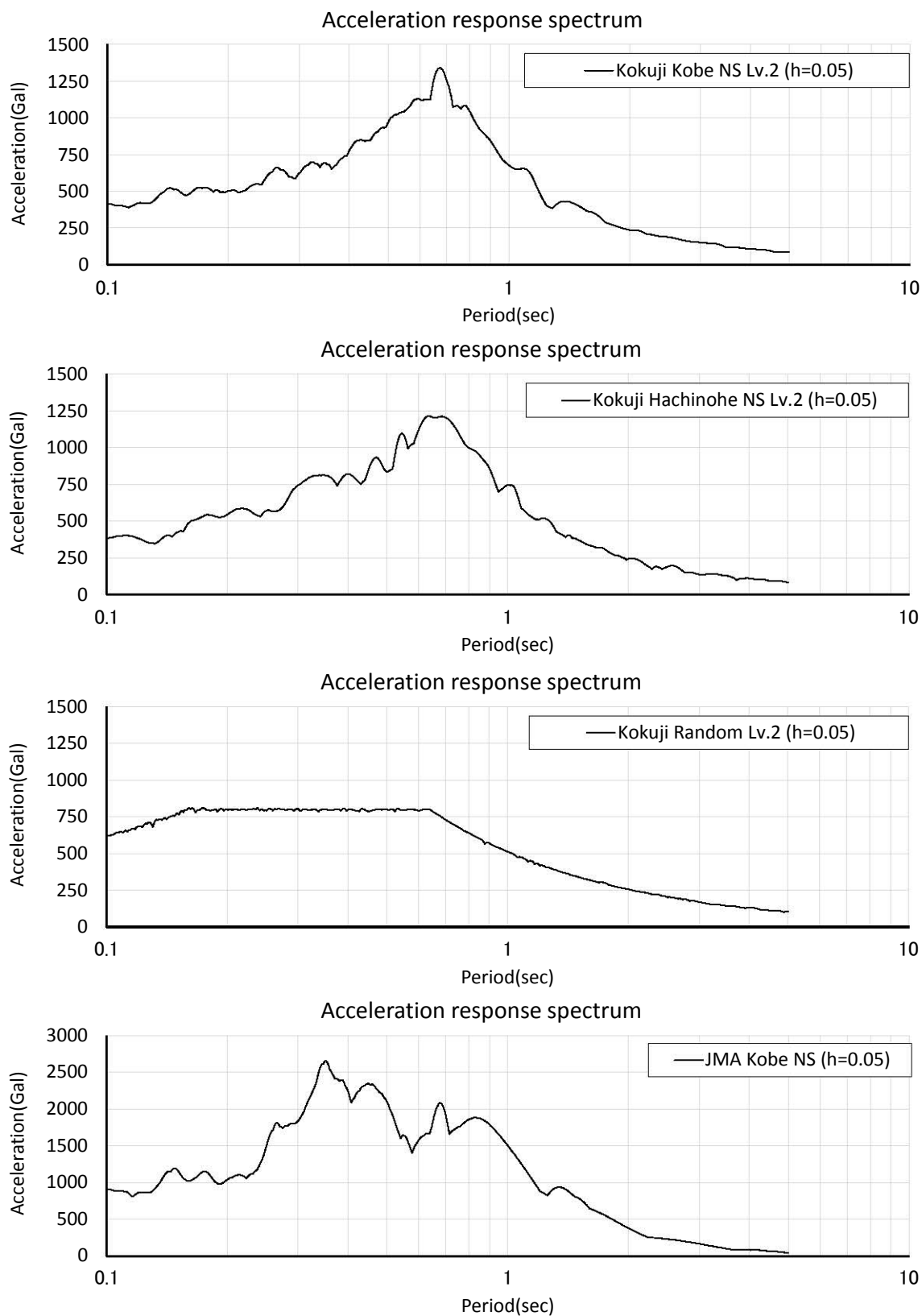


図 5.18 入力地震波の加速度応答スペクトル(h=0.05)

時刻歴応答解析の結果を表 5.21, 5.22 に示す。表 5.21 は桁行(X)方向に加振した場合、表 5.22 は梁間(Y)方向に加振した場合の全柱のうち、最大の層間変形角の結果である。両方向共に極めて稀に発生する地震動を想定した告示波のレベル 2 では東大寺法華堂の倒壊限界である $1/15\text{rad}$ を超えることはなかった。しかし、起こり得る最大級の地震である JM Kobe NS 波の場合、桁行方向の加振で $1/14\text{rad}$ となり倒壊限界を超過する結果となった。この結果から東大寺法華堂は耐震診断としては、安全確保水準であるといえるが、JMA Kobe NS 波のような最大級の地震動が発生した場合、倒壊の危険があるといえる。また、偏心の影響があるとしていた梁間(Y)方向の JMA Kobe NS 波の加振では加振方向と直交方向(X)の層間変形角が $1/58\text{rad}$ と大きく、建物がねじれながら振動しているといえる。建物がねじれながら振動する場合、建物は加振方向に加え、加振と直交方向にも傾いており、真の層間変形角はさらに大きくなるといえる。また、表中の構面の中と外は最大層間変形角を示した柱の構面が中通りか外通りかを示している。梁間方向の加振の場合ねじれながら振動しているため、最大層間変形角を示した構面は外通りが多い。一方で、ねじれの少ない桁行方向では、中通りの構面に最大層間変形角を示す柱が多く存在する。これは、桁行方向の壁は外通りにしかないことが一つの要因である。また、水平構面も完全な剛床ではないこともあり、中通りの構面が大きく変形していると考えられる。

表 5.21 桁行方向加振時の最大層間変形角

X方向加振	入力波	最大加速度	方向	変位	階高	層間変形角		構面
		最大速度		mm		rad	rad	
ピン	Kokuji Kobe NS Lv.2	396 Gal	X	150.43	4727	0.0318	1/31	中
		53 kine	Y	16.39	4727	0.0035	1/288	外
	Kokuji Hachinohe NS Lv.2	345 Gal	X	154.47	4727	0.0327	1/31	中
		53 kine	Y	20.95	4727	0.0044	1/226	外
	Kokuji Random Lv.2	342 Gal	X	62.60	4727	0.0132	1/76	中
		34 kine	Y	8.26	4727	0.0017	1/572	外
	JMA Kobe NS	818 Gal	X	340.65	4727	0.0721	1/14	中
		81 kine	Y	36.27	5454	0.0066	1/150	外
剛接	Kokuji Kobe NS Lv.2	396 Gal	X	151.23	4727	0.0320	1/31	中
		53 kine	Y	17.06	4727	0.0036	1/277	外
	Kokuji Hachinohe NS Lv.2	345 Gal	X	155.38	4727	0.0329	1/30	中
		53 kine	Y	21.16	4727	0.0045	1/223	外
	Kokuji Random Lv.2	342 Gal	X	63.31	4727	0.0134	1/75	中
		34 kine	Y	8.45	4727	0.0018	1/559	外
	JMA Kobe NS	818 Gal	X	341.67	4727	0.0723	1/14	中
		81 kine	Y	36.91	5454	0.0068	1/148	外

表 5.22 梁間方向加振時の最大層間変形角

Y方向加振	入力波	最大加速度	方向	変位	階高	層間変形角		構面
		最大速度		mm		rad	rad	
ピン	Kokuji Kobe NS Lv.2	396 Gal	X	42.20	4727	0.0089	1/112	外
		53 kine	Y	163.41	4727	0.0346	1/29	中
	Kokuji Hachinohe NS Lv.2	345 Gal	X	45.52	4727	0.0096	1/104	外
		53 kine	Y	128.50	4727	0.0272	1/37	中
	Kokuji Random Lv.2	342 Gal	X	16.12	4727	0.0034	1/293	外
		34 kine	Y	45.02	4727	0.0095	1/105	外
	JMA Kobe NS	818 Gal	X	81.76	4727	0.0173	1/58	外
		81 kine	Y	342.66	5454	0.0628	1/16	外
剛接	Kokuji Kobe NS Lv.2	396 Gal	X	42.49	4727	0.0090	1/111	外
		53 kine	Y	162.77	4727	0.0344	1/29	中
	Kokuji Hachinohe NS Lv.2	345 Gal	X	46.27	4727	0.0098	1/102	外
		53 kine	Y	129.22	4727	0.0273	1/37	中
	Kokuji Random Lv.2	342 Gal	X	16.84	4727	0.0036	1/281	外
		34 kine	Y	45.62	4727	0.0097	1/104	外
	JMA Kobe NS	818 Gal	X	81.80	4727	0.0173	1/58	外
		81 kine	Y	345.45	5454	0.0633	1/16	外

5.3.5 静的増分解析

東大寺法華堂の保有水平耐力を算出するため、静的増分解析を行った。静的増分解析では、水平力を加えるに当たり、ねじれの影響を確認するため、水平力を加える節点を、質量を与えた節点にその重みに応じて分布的に作用させた場合(Case1)と組物の上部の節点に集中的に均等に作用させた場合(Case2)を行った。また、壁を含まない軸組のみのモデル(Case3)を用いた静的増分解析も行っている。静的増分解析の層間変形角と変形の曲線を図 5.19, 5.20 に示す。荷重を分布的に作用させた場合(Case1)も組物上部に集中的に作用させた場合(Case2)も結果はほとんど変わることはなかった。Case3 では、変形が進むと耐力の上昇は見られないが、Case1,2 では変形が進むにつれて耐力が上昇している。これは、壁を設定する際に用いた平面応力要素が非線形を考慮できないためである。そこで、建物の機能維持限界である層間変形角 1/60rad を降伏点とし保有水平耐力とする。土壁の降伏時の歪はおよそ 1/100～1/50rad 程度である。建物の総重量が 3397.8kN であり、東大寺法華堂のベースシア係数は、X 方向で 0.42、Y 方向は 0.35 であると算出されるが、過大評価にならないように安全側に保有水平耐力を設定したため、低い値となっている。今後の課題としてブレース置換による土壁の非線形入力を行う必要があるといえる。

表 5.23 東大寺法華堂のベースシア係数

	建物重量	保有水平耐力	ベースシア係数
	kN	kN	
X方向	3397.8	1432.7	0.42
Y方向		1191.7	0.35

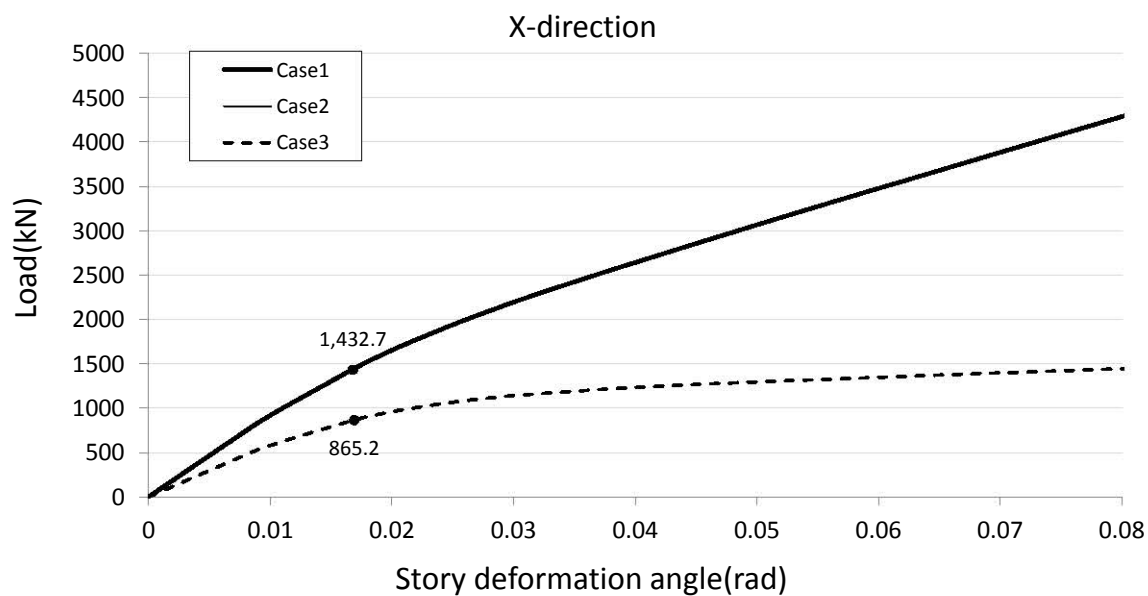


図 5.19 桁行方向の荷重変形関係

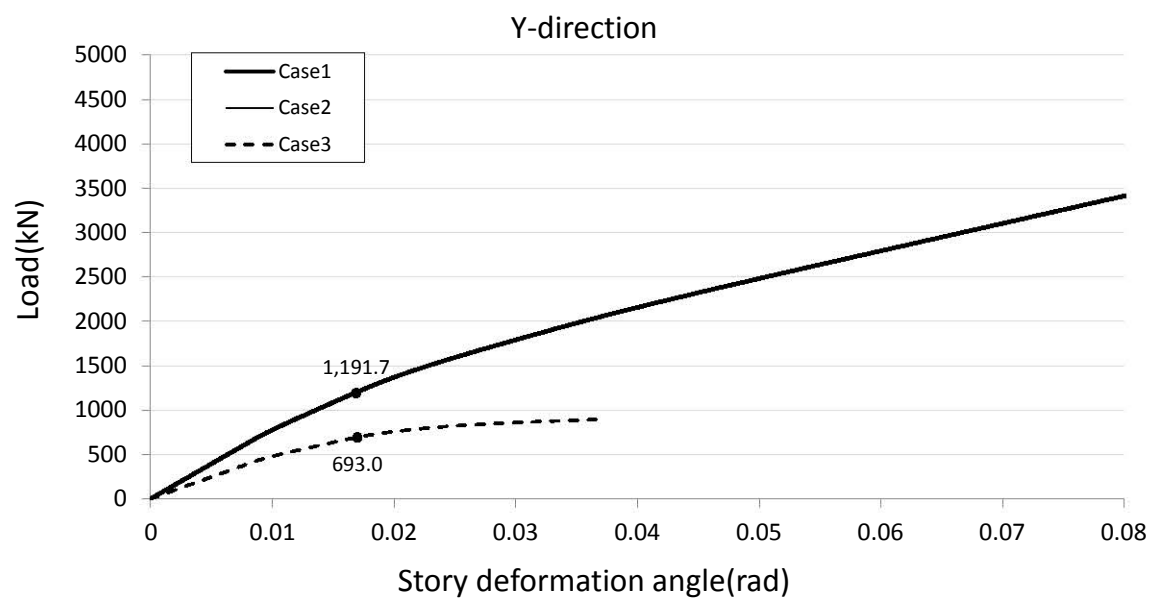


図 5.20 梁間方向の荷重変形関係

5.4 まとめ

東大寺法華堂は基礎診断と専門診断の結果、安全確保水準の建物であり、極めて稀に発生する地震であっても倒壊することはない。しかし、JMA Kobe NS 波のような最大級の地震時には、倒壊限界である層間変形角 $1/15\text{rad}$ を超えることも確かめられ、決して倒壊の危険がないわけではないといえる。本診断では、偏心による影響を層間変形角より確認することが可能であった。しかしながら、東大寺法華堂において、ねじれの起こる梁間方向より、建物の振動系でも支配的である桁行方向の変形が大きくなることが確認され、最大級の地震の際、倒壊の危険があることも明らかとなった。また、本専門診断において水平抵抗要素のうち平面応力要素として設定した土壁等が線形であることを考慮すると、さらに変形は大きくなると考えられる。全ての水平抵抗要素を非線形とする完全な弾塑性モデルを用いて、さらに詳細な診断を行うことが、今後の課題として挙げられる。

第 6 章

結論

6.1 研究成果のまとめ

6.1.1 仏像群の耐震安全性

本研究では、初の試みである仏像の耐震性について検証を行った。その結果、縮小模型による振動台実験において、仏像のような形状が複雑な物体の転倒であっても、剛体であると仮定することが可能であれば、既往の研究による、剛体の角柱と同様に

境界振動数($f_0 = \frac{g}{20\pi\sqrt{H}} \approx \frac{15.6}{\sqrt{H}}$)以下では、静的な転倒限界である転倒限界加速度

$A_{cr1} = \frac{B}{H}g$ 以上で転倒し、境界振動数以上の領域においてはエネルギー一定則より算出

される速度一定式に($2\pi f$)を乗じて加速度とした $A_{cr2} = V_{cr} \cdot (2\pi f) = 10 \frac{B\sqrt{H}}{H} (2\pi f)$ に

より転倒限界加速度を設定することが可能であることが確認された。また、転倒限界加速度算出の際に用いる B は底面の幅、 H は全高ではなく重心高さの 2 倍を用いることで既往の転倒限界式に適合することが明らかとなった。

摩擦係数と転倒の関係においても、 B と H より算出される形状係数 B/H を用いて相関を得ることが可能であり、形状係数以下では滑動し、それ以上では転倒の可能性があることが明らかとなった。また、想定する地震波の等価振動数、対象物の形状、摩擦係数がわかれば、ある程度転倒を予測できる可能性を指し示した。

これらの実験結果を基に、実施した実物大模型による振動台実験では、転倒に係るとされる総重量、重心高さ、総高、底面の形状についての条件を実際の仏像と等価とすることで、より実現象に近い条件での検証を行った。その結果、東大寺法華堂の乾漆持国天立像及び、これに類似するような仏像についても形状係数に大きな違いがなければ、重心高さが低く安定しているため、最大加速度が 1000Gal、最大速度 100kine を超えるような強地震動であっても、転落や衝突等の転倒確率を著しく上げるような要因がない限り、転倒しないことが確かめられた。

6.1.2 東大寺法華堂の耐震安全性

東大寺法華堂は常時微動測定の結果により、一次固有周期は東西方向が 0.66 秒、南北方向が 0.58 秒であった。また、東西方向一次固有振動の振動モード図より、正堂須弥壇北側の土壁の剛性による拘束効果の影響を受け、礼堂側の変形に比べて正堂側の変形が小さく、ねじれる様にして振動することが明らかとなった。これは、専門診断の固有値解析でも確かめられている。建築須弥壇については建物の振動特性の影響を大きく受けており、地震時には建物に従属して振動するものと推定された。また、一次固有振動の減衰定数は東西方向で 1.9%程度、南北方向で 2.0%程度であることが、固有振動数に合わせた入力加振後の減衰自由振動の測定結果から対数減衰率を用いて算出された。

東大寺法華堂は基礎診断と専門診断の結果、安全確保水準の建物であり、極めて稀

に発生する地震であっても倒壊することはないことが確認された。しかしながら、JMA Kobe NS 波のような想定し得る最大級の地震時には、倒壊限界である層間変形角 $1/15\text{rad}$ を超えることも確かめられ、倒壊する危険も示された。また、耐震診断の結果、懸念されていた、偏心による影響を層間変形角より確認することが可能であった。しかしながら、東大寺法華堂において、ねじれの起こる梁間方向より、建物の振動系でも支配的である桁行方向の変形が大きくなることが確認され、最大級の地震の際、桁行方向において倒壊限界に達することも確かめられた。

6.2 今後の課題

6.2.1 仏像群の耐震安全性

乾漆像のように重心の低い仏像において転倒しないとしたが、塑像のような密度一様の仏像は重心高さが高く、乾漆像よりも転倒のリスクは高いといえる。また、危惧しなければならない要因としては、ロッキング振動を起こした際、木芯接合部に負荷がかかり、破損するおそれがあることと、仏像は剛体と仮定するには剛性が低く、ロッキング振動時に弾性応答することから、回転角は剛体に比べ大きくなり、転倒の可能性が増す恐れがあることが挙げられる。実際の仏像の木芯接合部は本試験体に比べてさらに弱く、剛性も低いことから、試験体に比べ転倒する可能性は高いと思われる。実験では、試験体は転倒限界加速度以上の入力地震動であっても転倒することはなく、既往の転倒限界は安全側に設定されており、適応可能であるといえるが、仏像の様な剛性の低い物体の転倒限界について、より理解を深めることが汎用性のある転倒防止対策へと繋がるとと思われる。その足掛かりとして、本研究室では個別要素法を用いた解析による転倒シミュレーションを行っており、実験結果と比較検討を行うことで、より信頼性があり、汎用性のある耐震安全性の評価を行うことが今後の課題であるといえる。

6.2.2 東大寺法華堂の耐震安全性

耐震診断の結果、東大寺法華堂は安全確保水準ではあるが、JMA Kobe NS 波のような最大級の地震動において倒壊限界を超過している。また、専門診断において、水平抵抗要素のうち平面応力要素として設定した土壁等が線形であることを考慮すると、本耐震診断の結果よりさらに変形は大きくなると考えられる。これを解消するため、壁要素をブレースに置換するなどして、全ての水平抵抗要素が非線形である完全な弾塑性モデルを用いてさらに詳細な診断を行うことが今後の課題として挙げられる。また、本診断では、接合部や貫の引き抜き、土壁の変形量など、要素ごとに判定を行うまで至らなかった。これらも併せてより詳細な耐震診断を行うことが重要である。

謝辞

本研究を進めるに当たり、北海道大学名誉教授・石山祐二氏には貴重なご教示をいただきました。更には、東大寺、東京文化財研究所 森井順之氏 久世めぐみ氏、奈良県教育委員会 神田雅章氏 竹口泰生氏、財団法人美術院 古谷健治氏、東京電機大学教授 新津靖氏、防災科学技術研究所 御子柴正氏 今井弘氏、建築研究所 中川貴文氏、凸版印刷株式会社総合研究所 運天弘樹氏、株式会社 AES 佐藤氏、株式会社東京測器研究所 菱田啓二氏、三重大大学特任助教授 平林典久氏には多大なご助力を賜りました事に心より謝意を表します。三重大大学教授 花里利一先生には数々のご指導いただきました。また、三重大大学花里研究室の皆さんには実験及び常時微動測定など、多大なご協力を賜りました。ここに深く謝意を表します。

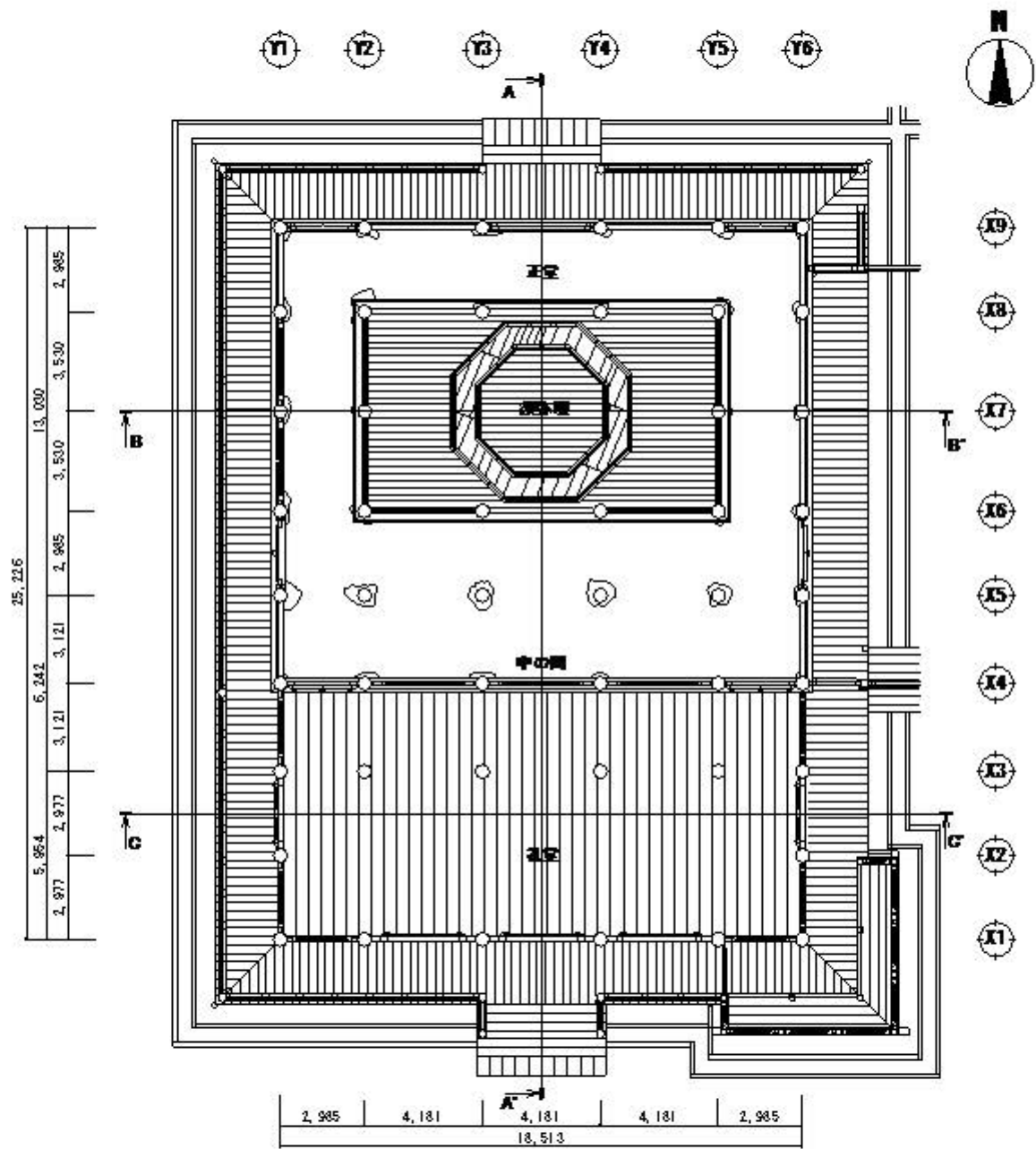
参考文献

- 1) 奈良県教育委員会：国宝東大寺法華堂修理工事報告書、昭和 47 年 11 月
- 2) 石山祐二：地震動による剛体の転倒条件、日米天然会議耐風耐震構造専門部会、第 16 回合同部会、ワシントン、D.C.(米国)、1984.5.15～18
- 3) 石山祐二：地震時における建物内の物体のロッキング運動と転倒条件に関する研究、平成 5～7 年度研究成果報告書、1997.3
- 4) Y.Ishiyama : MOTIONS OF BODIES IN RESPONSE TO EARTHQUAKE EXCITATIONS- Equations of motions and computer simulation-、日本建築学会論文報告集、第 314 号、pp.33-47、1982.4
- 5) Y.Ishiyama : Criteria for Overturning of Bodies by Earthquake Excitations、日本建築学会論文報告集、第 317 号、pp1-14、1982.7
- 6) 石山祐二：大地震動でも建築物は転倒しない、建築の研究、No.196、pp.25、2009.12
- 7) 金子美香：地震時の家具の挙動、建築雑誌/Vol.112、No.1413、pp.064、1997.10.20
- 8) 金子美香：地震時における家具の転倒推定率方法、日本建築学会構造系論文集、第 551 号、pp.61-68、2002.1
- 9) 金子美香、林康裕、田村和夫：地震時の家具の転倒可能性の簡易評価手法、第 10 回日本地震工学シンポジウム、pp.449-454、1998
- 10) 金子美香、林康裕：地震時における剛体の滑り量に関する基礎的検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.467-468、1997.9
- 11) 金子美香、林康裕：地震時の剛体の転倒限界と移動量に関する検討、日本建築学会構造工学論文集、Vol.43B、pp.451-458、1997.3
- 12) 金子美香、林康裕：剛体の転倒率曲線の提案、日本建築学会構造系論文集、第 536 号、pp.55-62、2000.10
- 13) 独立行政法人国立文化財機構：中期計画プロジェクト文化財の防災計画に関する調査研究報告書、平成 23 年 3 月
- 14) 宇佐美龍夫：新編 日本被害地震総覧、東京大学出版会、1991.9.15
- 15) 江守一郎、D.J.シューリング：模型実験の理論と応用、技報堂
- 16) 本間仁、春日屋伸昌：次元解析・最小 2 乗法と実験式、応用数学講座第 5 巻、コロナ社
- 17) 岡崎友也、五十田博、小塚直人、若島嘉朗：家具類の地震時挙動と有効質量に関する実験、日本建築学会構造系論文集、第 74 巻、第 646 号、pp.2199-2208、2009.12
- 18) 本間紀男：X 線による木芯乾漆像の構造・技法・材質の研究
- 19) 上田久利：乾漆像制作技法の研究、岡山大学教育実践総合センター紀要、第 5 巻、pp.99-108、2005

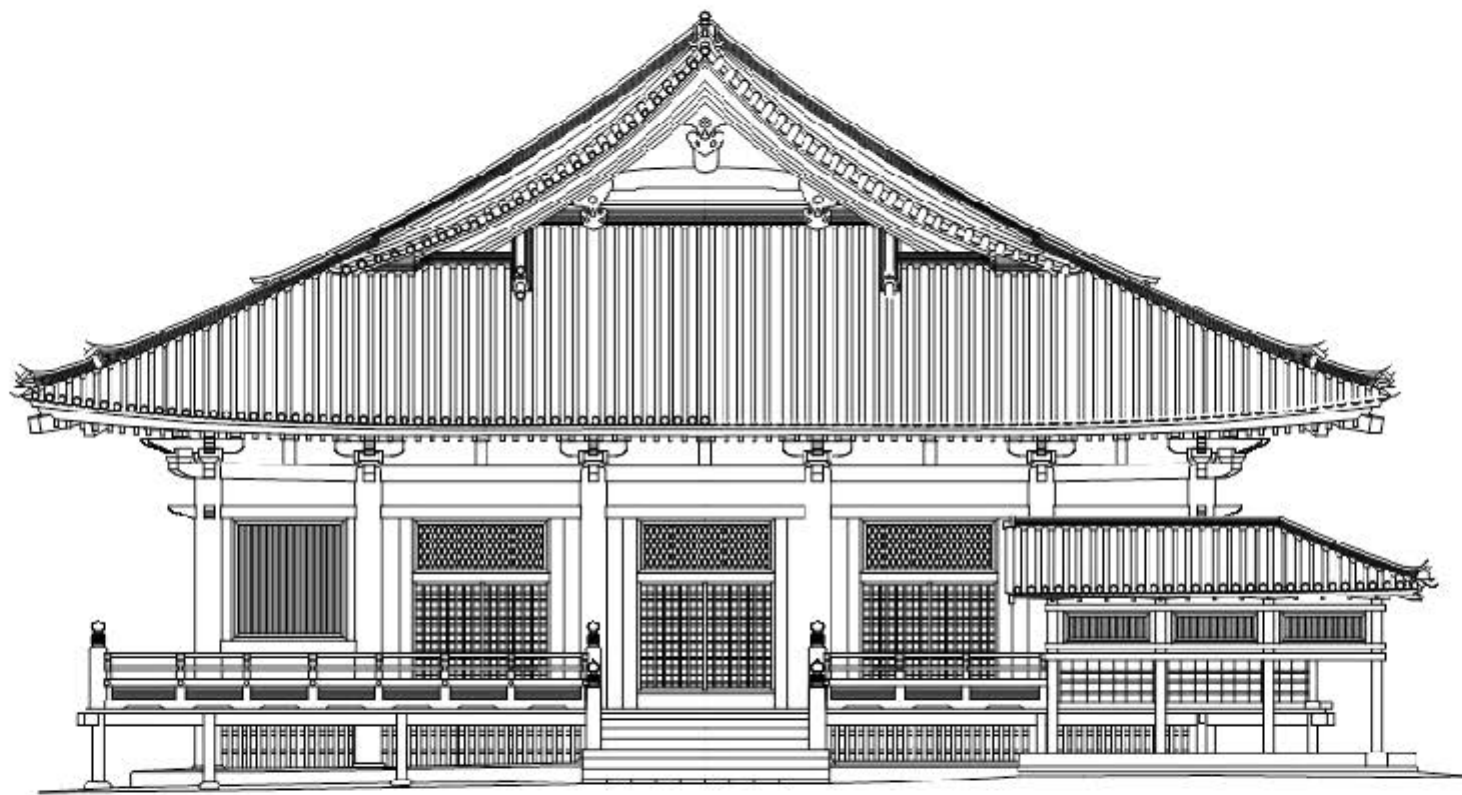
- 20) 徳久環奈：地震時の家具の転倒特性の検討、
- 21) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析の入門、鹿島出版会
- 22) 鈴木祥之、前野将輝、西塔純人、北原昭男、後藤正美、須田達、大下達哉：伝統木造軸組の実大振動実験・静的水平力載荷実験：日本建築学会構造系論文集、第 574 号、pp.135-142、2003.12
- 23) 前野将輝、鈴木祥之：伝統木造軸組の実大実験による柱－横架材接合部の曲げモーメント抵抗に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 601 号、pp.113-120、2006.3
- 24) 前野将輝、西塔純人、鈴木祥之：伝統木造軸組の実大実験による柱に加わる力の釣合関係と柱傾斜復元力特性の評価、日本建築学会構造系論文集、第 615 号 pp.153-160、2007.5
- 25) 前野将輝、鈴木祥之、松本慎也：寺院建築物における伝統木造軸組の構造力学特性のモデル化による骨組解析
- 26) 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、2005.11
- 27) 斎藤幸雄、鈴木祥之、田代靖彦、小松慎二：伝統木造寺院の耐震性能評価と耐震補強 その 1.構造概要と耐震性能、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、pp.459-460、2006.9
- 28) 小松慎二、田代靖彦、鈴木祥之、斎藤幸雄：伝統木造寺院の耐震性能評価と耐震補強 その 2. 時刻歴地震応答解析による応答性状、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、pp.461-462、2006.9
- 29) 田代靖彦、小松慎二、鈴木祥之、斎藤幸雄：伝統木造寺院の耐震性能評価と耐震補強 その 3. 耐震補強とその評価、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、pp.463-464、2006.9
- 30) 下西智也、鈴木祥之：伝統木造寺院に用いられる厚塗り土壁の力学特性、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、pp.243-244、2007.8
- 31) 奈良県教育委員会：国宝東大寺法華堂修理工事報告書、昭和 47 年 11 月
- 32) 財団法人日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計、
- 33) 清水建設株式会社：国宝東大寺金堂ほか四棟(中門・廻廊楽門・法華堂)耐震診断報告書：平成 18 年 3 月
- 34) 財団法人日本住宅・木材技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書、平成 16 年 2 月
- 35) 文化庁文化財部：重要文化財(建造物)耐震診断指針、平成 13 年 3 月
- 36) 軽部正彦、林知行、原田真樹、高橋好男、木村勉：古代伝統木造架構の実大水平加力実験その 4. 筋違耐力壁のせん断実験と伝統架構要素のまとめ、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、pp.VIII-44-VIII-45、1999.9
- 37) 伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル、2004.3
- 38) 藤田悠貴、森井順之、大村真理子、花里利一：仏像の耐震対策に関する研究 - 縮小模型を用いた振動台実験 - 、日本建築学会学術講演梗概集(関東)、pp.419～420、2011.8

付録

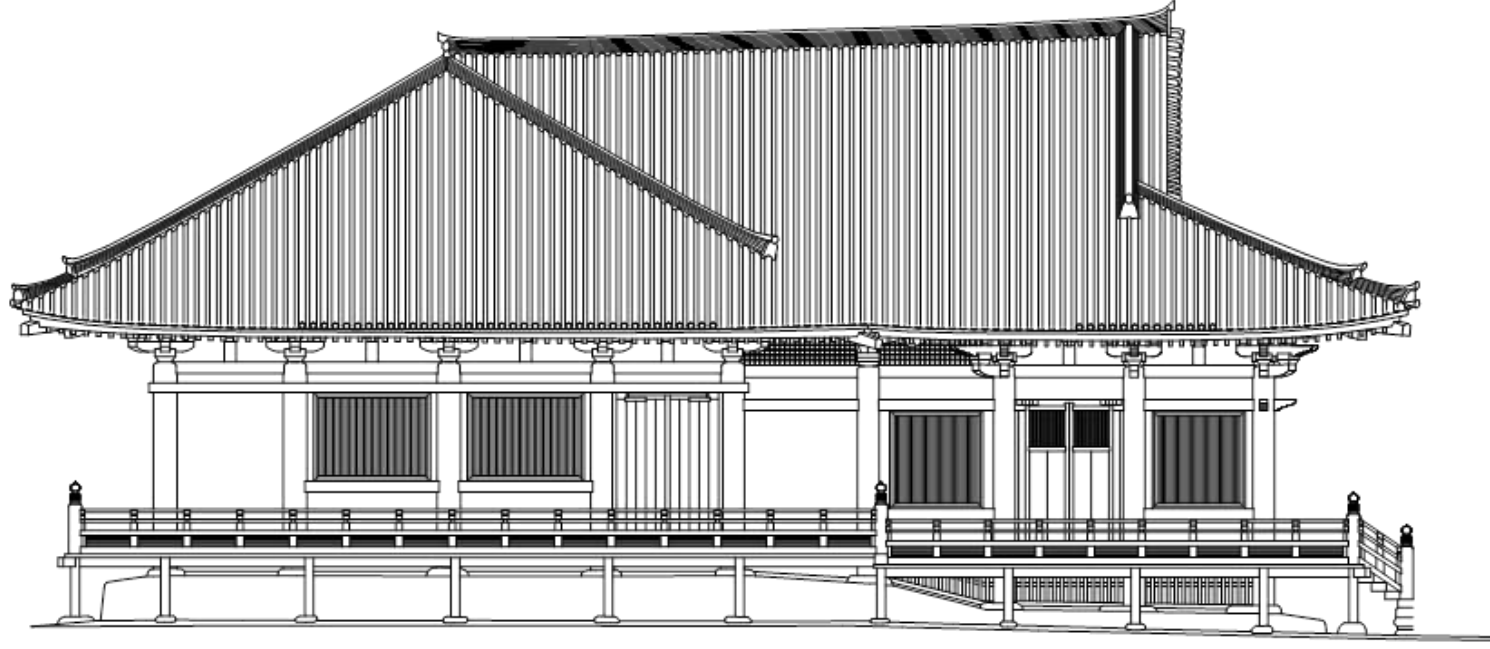
東大寺法華堂 図面



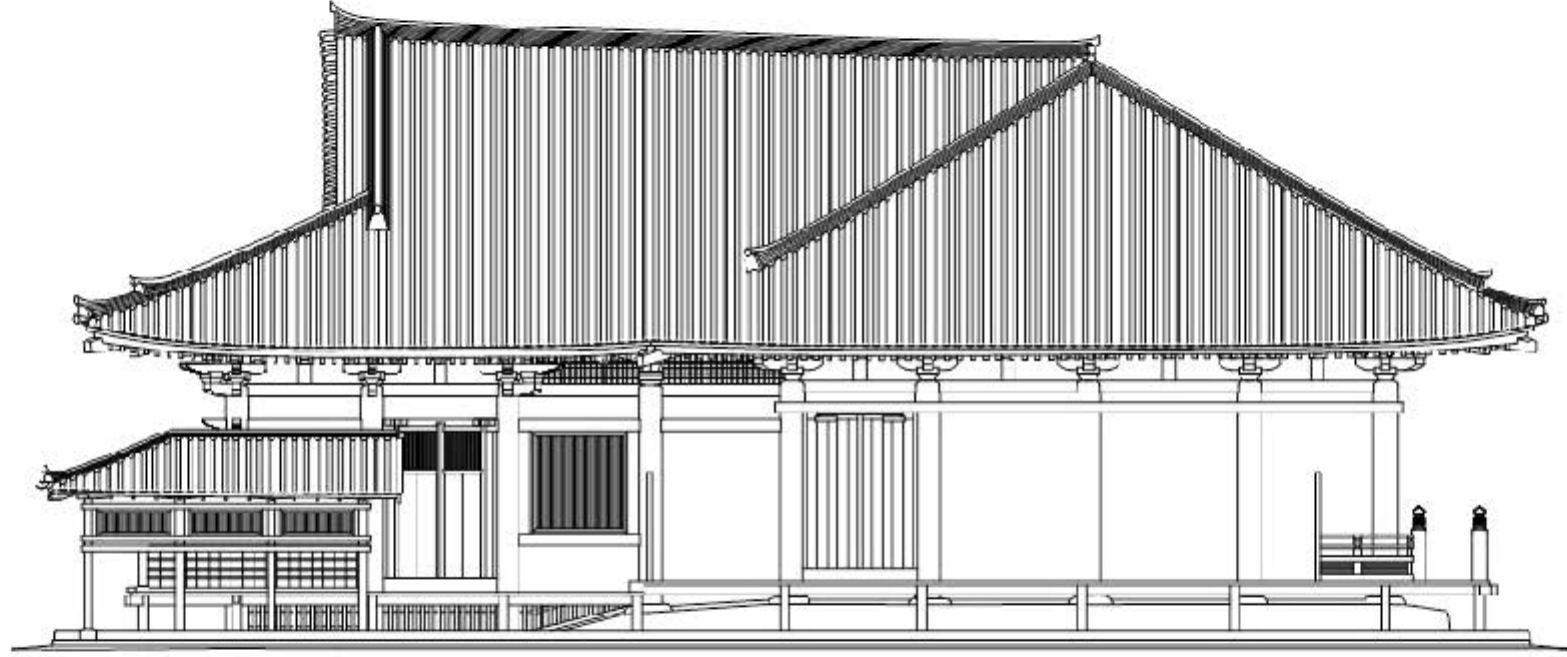
平面図



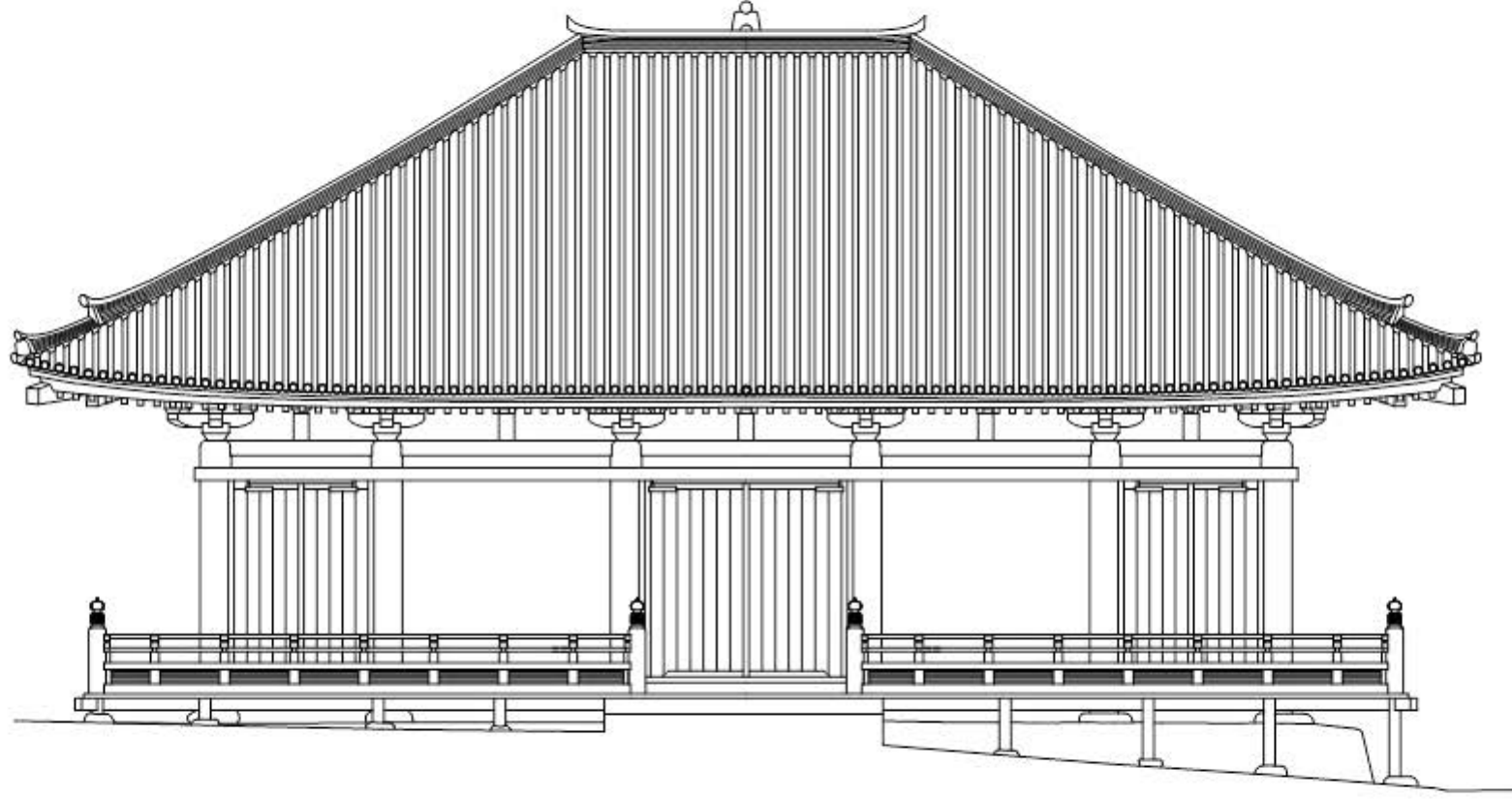
南立面图



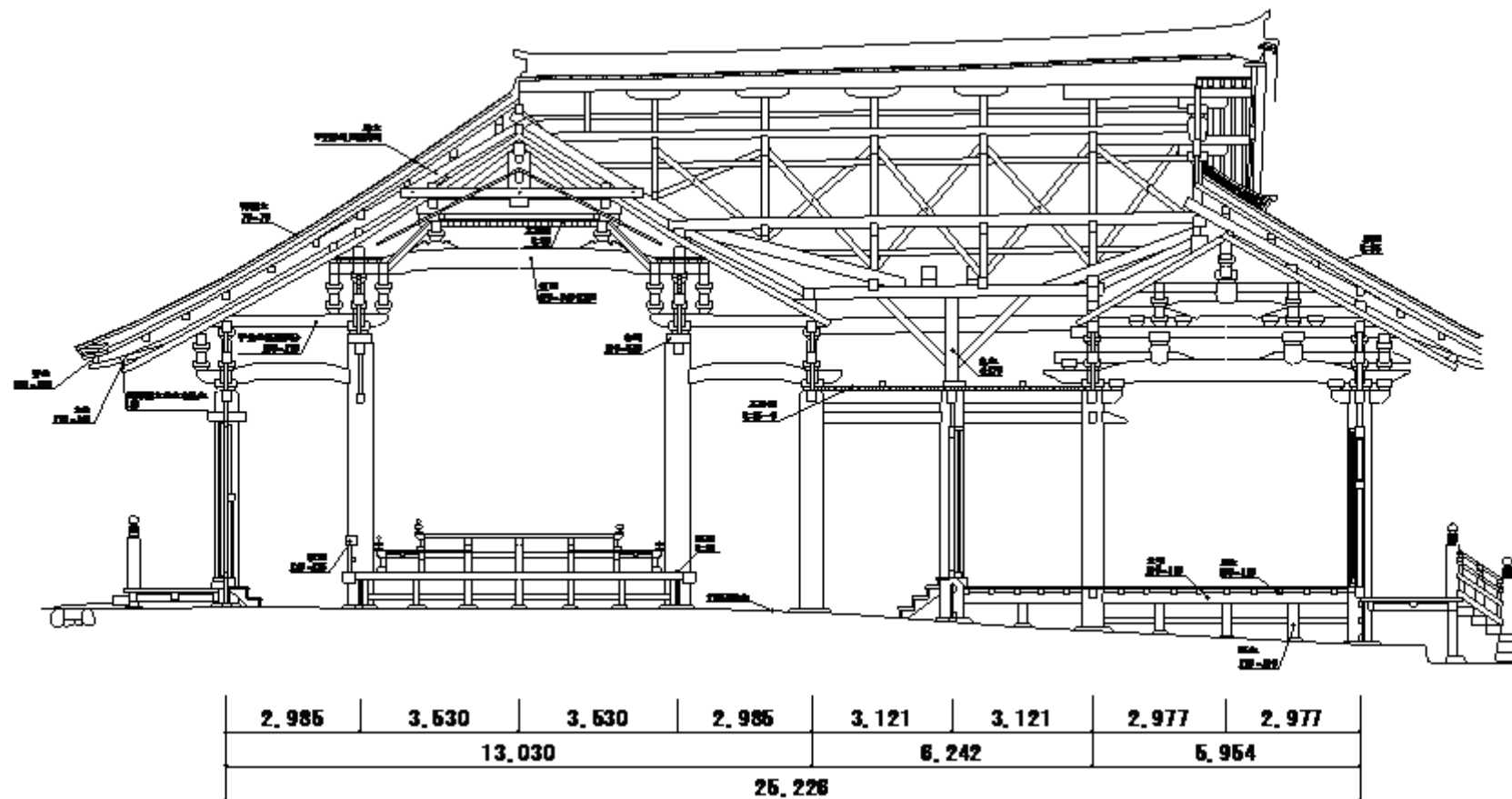
西立面图



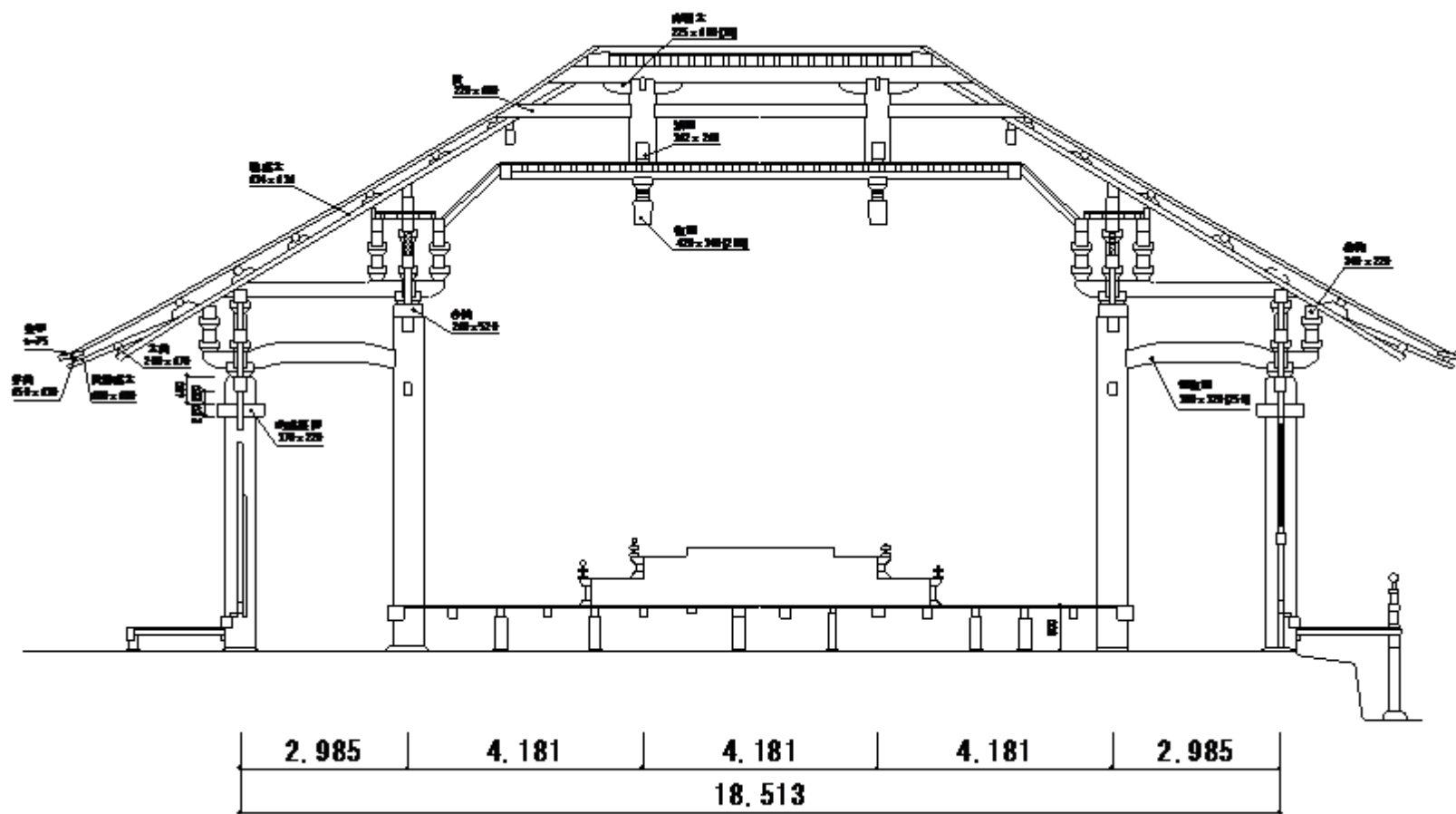
東立面図



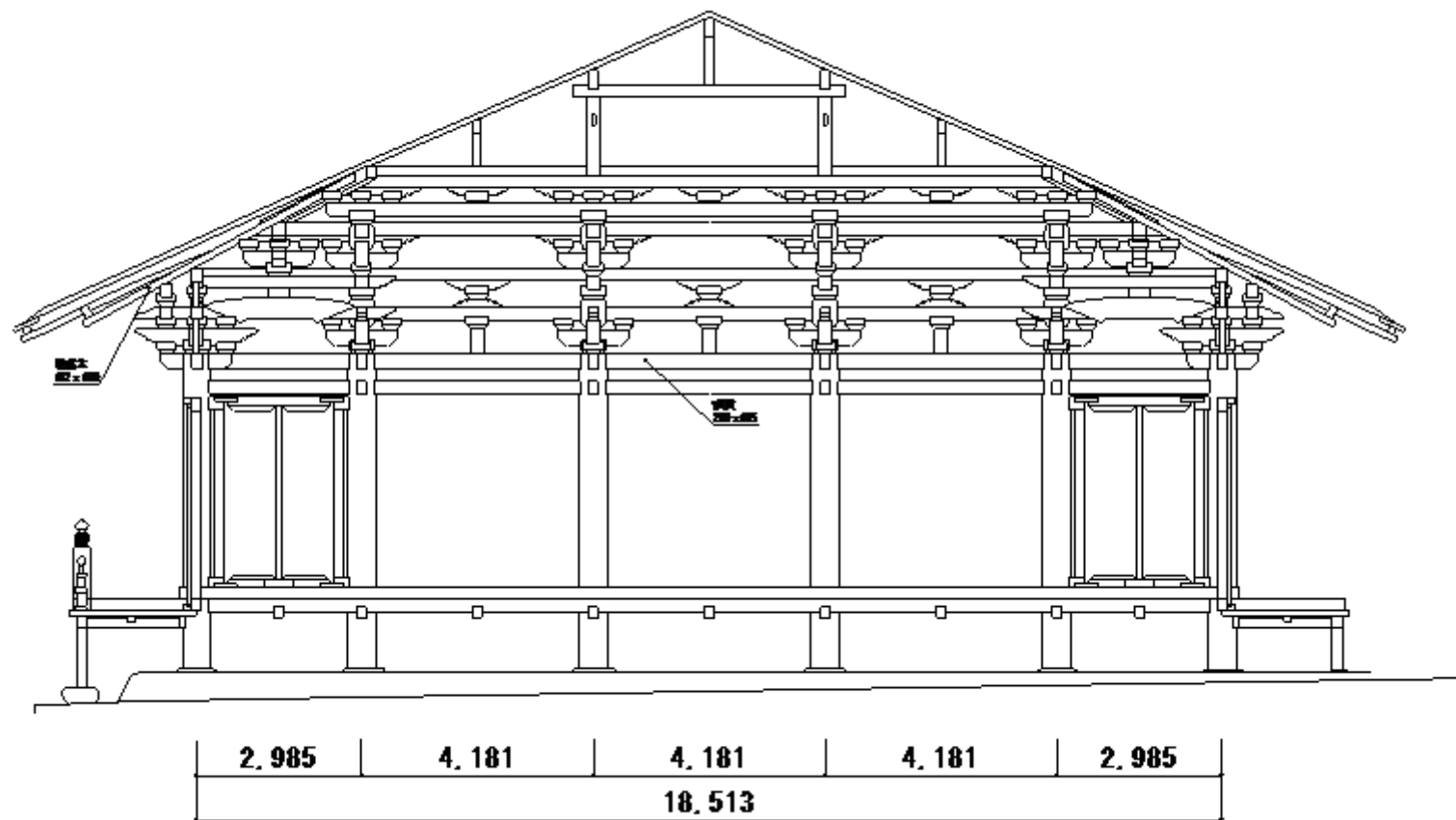
北立面图



A-A'断面図



B-B'断面図



C-C'断面図

奈良県周辺の地震記録

年	月	日	巨大地震	被害地域	規模(M)	震源位置		奈良の 震度	被害状況
						東経	北緯		
887	8	26	東海・東南海・南海	五畿七道		135	33		京都で民家、官舎の倒壊による圧死者多数。特に摂津での被害が大きかった。
976	7	22		山城・近江	≥6.7	135.8	34.9		
1038				紀伊		135.6	34.8		
1070	12	1		山城・大和	6.0～6.5	135.8	34.8		東大寺の巨鐘の紐切れ落つ。
1091	9	28		山城・大和	6.2～6.5	135.8	34.7		大和国金剛蔵王宝殿破損。
1096	12	17	東海	畿内・東海道	8.0～8.5	137～138	33.75～34.25		東大寺の巨鐘また落つ。薬師寺回廊転倒。
1099	2	22	南海	南海道・畿内	8.0～8.3	135～136	32.5～33.5		興福寺西金堂・塔小破。大門と廻廊が倒れた。
1177	11	26		大和	6.0～6.5	135.8	34.7		東大寺大仏の螺髪および巨鐘落ち、印蔵の丑寅の角頹れ落つ。
1185	8	13		近江・山城・大和	≒7.4	135.8	35		唐招提寺に被害。
1361	8	1		畿内諸国					法隆寺の築地多少崩る。
1361	8	3	南海	畿内・土佐・阿波	8 ¹ / ₄ ～8.5	135	33		興福寺金堂・南円堂破損。奈良薬師寺の金堂の2階傾き、招提寺塔の九輪大破し廻廊など倒れる。
1449	5	13		山城・大和	5 ³ / ₄ ～6.5	135.75	35		
1494	6	19		奈良	≒6.0	135.7	34.6		東大寺・興福寺・薬師寺・法花寺・西大寺破損。矢田庄(大和郡山の西)の民家多く破損
1498	9	20	東海・東南海	東海道全般	8.2～8.4	138	34		
1510	9	21		摂津・河内	6.5～7.0	135.6	34.6		
1579	2	25		摂津		136.9			

奈良県周辺の地震記録

年	月	日	巨大地震	被害地域	規模(M)	震源位置		奈良の 震度	被害状況
						東経	北緯		
1586	1	18		畿内・東海・東山・	$\approx 7.8 \pm 0.1$	136.9	36	VI	
				北陸街道					
1596	9	5		京都および畿内	$7\frac{1}{2} \pm \frac{1}{4}$	135.6	34.65	VI	唐招提寺で戒壇・僧堂など倒れ、金堂・講堂・東塔など破壊。法華寺金堂、海竜王寺・興福寺など破壊、般若寺の十三重石塔の上二重と九輪墜つ。
1605	2	3	東海・東南海・南海	東海・南海・西海諸道	7.9	138.5	33.5		
1662	6	16		山城・大和・河内・和泉・摂津・丹後・若狭・近江・美濃・伊勢・駿河・三河・信濃	$7\frac{1}{4} \sim 7.6$	135.95	35.2	V+	
1707	10	28	東海・東南海・南海	五畿七道	8.4	135.9	33.2	VI	家屋倒潰。
1778	11	25		紀伊	≈ 6.0	136	34		尾鷲・奈良吉野郡で石垣・山・道崩る。
1802	11	18		畿内・名古屋	6.5～7.0	136.5	35.2	IV～V	奈良春日の石灯籠かなり倒れる。
1819	8	2		伊勢・美濃・近江	$7\frac{1}{4} \pm \frac{1}{4}$	136.3	35.2	V～VI	大和郡山で被害あり。
1854	7	9		伊賀・伊勢・大和	$7\frac{1}{4} \pm \frac{1}{4}$	136	34.75	VI	奈良で潰家400～500、潰家率40%、春日の石灯籠21本を残して倒る。大破家は約60%。
				および隣国					
1854	12	23	東海・東南海	東海・東山・南海諸道	8.4	137.8	34	V	安政東海地震
1854	12	24	南海	畿内・東海・東山・北陸・	8.4	135	33	V～VI	安政南海地震
				南海・山陰・山陽道					
1891	10	28		愛知県・岐阜県	8	136.6	35.6	V	濃尾地震。家屋全潰16

奈良県周辺の地震記録

年	月	日	巨大地震	被害地域	規模	震源位置		奈良の	被害状況
					(M)	東経	北緯	震度	
1899	3	7		紀伊半島南東部	7	136.1	34.1	Ⅵ	奈良県吉野郡で被害大。北山筋で被害が大きく、山崩れ・落石・土地の亀裂などがあり。とくに下北山村寺垣内では家屋の倒壊、傾斜したものとあり、上市でも家屋に小被害があった。大和高田では、家屋全潰2、半潰3、傷3があり煉瓦煙突の折損、傾斜もあった。奈良で春日の石灯籠87倒れた。
1909	8	14		滋賀県姉川付近	6.8	136.3	35.4	Ⅳ～Ⅴ	江濃(姉川)地震
1927	3	7		京都府北西部	7.3	135.15	35.53	Ⅴ	北丹後地震 小被害
1936	2	21		大和・河内	6.4	135.72	34.58	Ⅴ	河内大和地震 法隆寺・唐招提寺・薬師寺で土塀の損傷や建物基台に亀裂がはいった。
1938	1	12		田辺湾沖	6.8	135.07	33.58	Ⅳ	
1943	9	19		鳥取付近	7.2	134.08	35.52	Ⅳ	鳥取地震
1944	12	7	東南海	東海道沖	7.9	136.62	33.8	Ⅴ	東南海地震。奈良県で住家全壊89。
1946	12	21	南海	東海道沖	8	135.62	33.03	Ⅳ	南海地震。住家全壊37。道路損壊100。
1948	6	28		福井平野	7.1	136.2	36.17	Ⅳ	福井地震
1952	7	18		奈良県中部	6.8	135.78	34.45	Ⅳ	吉野地震。春日社の石灯籠1600のうち650が倒壊した。
1963	3	27		福井県沖	6.9	135.46	35.47	Ⅳ	越前岬沖地震。
1995	1	17	兵庫県南部地震	神戸・淡路	7.3	135.21	34.359	Ⅳ	阪神・淡路大震災

震度階

Ⅰ：微震(Slight)	静止している人や特に地震に注意深い程度の人を感じる程度の地震
	0.8～2.5gal(cm/sec ²)以下
Ⅱ：軽震(Weak)	大勢の人に感ずる程度のもので戸障子がわずかに動くのがわかるぐらいの地震
	2.5～8.0gal
Ⅲ：弱震(Rather Strong)	家屋が揺れ、戸障子がガタガタと鳴動し、電燈のようなつり下げ物は相当に揺れ、器内の水面の動くのがわかる程度の地震
	8.0～25.0gal
Ⅳ：中震(Strong)	家屋の動揺が激しく、座りの悪い花瓶などは倒れ、器内の水面の動くのがわかる程度の地震
	25.0～80.0gal
Ⅴ：強震(Very Strong)	壁に割れ目がいり、墓石、石灯籠が倒れたり、煙突、石垣などが破損する程度の地震
	80.0～250.0gal
Ⅵ：烈震(Disastrous)	家屋の倒壊が30%以下で山崩れが起き、地割れを生じ、多くに人々は立っていることができない程度の地震
	250.0～400.0gal
Ⅶ：激震(Very Disastrous)	家屋の倒壊が30%以上におよび、山崩れ、地割れ、断層などを生ずる
	400.0gal以上

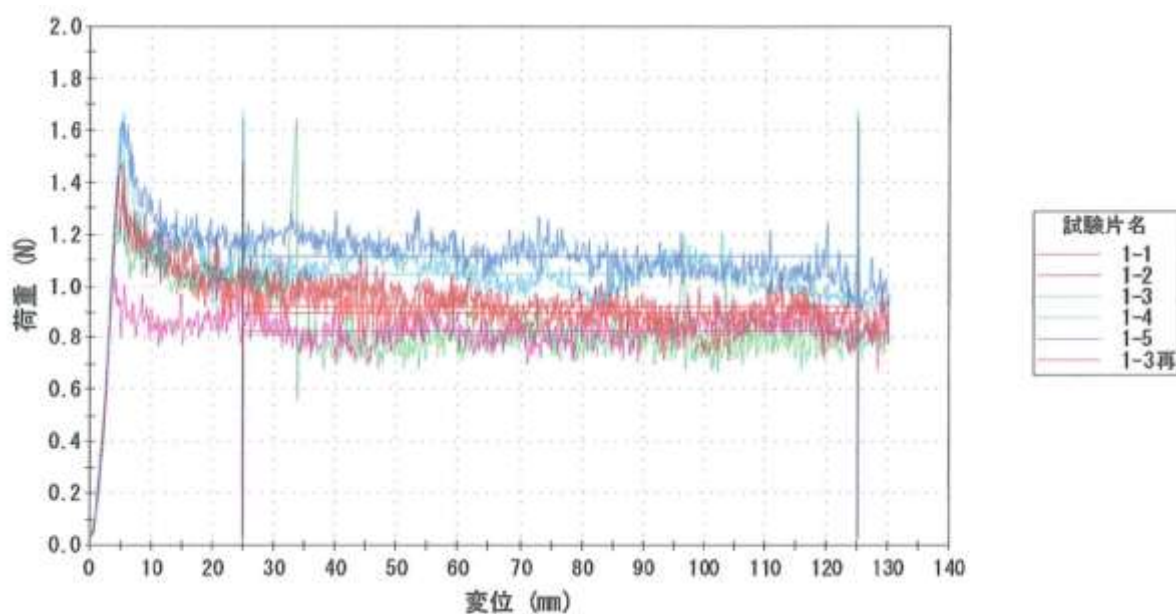
摩擦係数試験①（合板-合板）

試験概要

滑り片	合板	63.5×63.5mm
相手材	合板	100×250mm
温度	23±1℃	
湿度	50±5%RH	
試験機	INSTRON5566型 引張モード	
ロードFS	100N	
試験速度	100mm/min	
備考	JIS K 7125準拠 動摩擦係数(スプリングなし)	



摩擦試験の様子

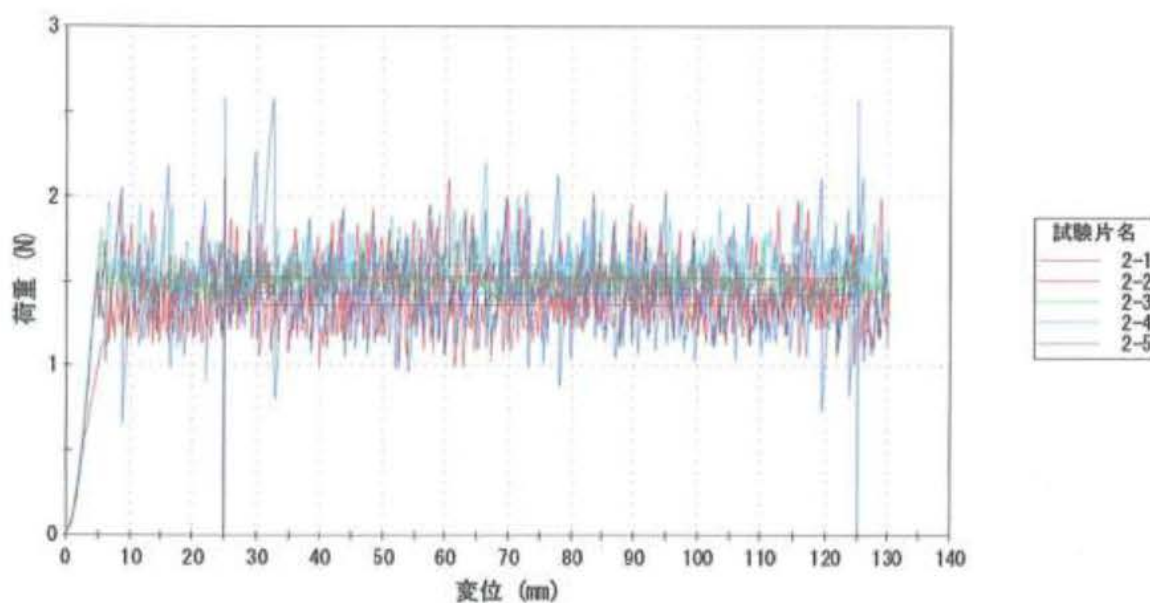


	試験No.	第1ピーク荷重 (N)	平均荷重 (N)	静摩擦係数	動摩擦係数
1	1-1	1.422	0.8997	0.7251	0.4587
2	1-2	1.474	0.9244	0.7517	0.4713
X 3	1-3	1.281	0.8151	0.6532	0.4156
4	1-4	1.622	1.0485	0.8270	0.5346
5	1-5	1.635	1.1177	0.8336	0.5698
6	1-3再	1.052	0.8295	0.5364	0.4229
平均値		1.441	0.9640	0.7348	0.4915

摩擦係数試験②（研磨紙 # 40・合板）

試験概要

滑り片	研磨紙 #40	63.5 × 80mm
相手材	合板	100 × 250mm
温度	23 ± 1°C	
湿度	50 ± 5%RH	
試験機	INSTRON5566型 引張モード	
ロードFS	100N	
試験速度	100mm/min	
備考	JIS K 7125準拠 動摩擦係数(スプリングなし)	

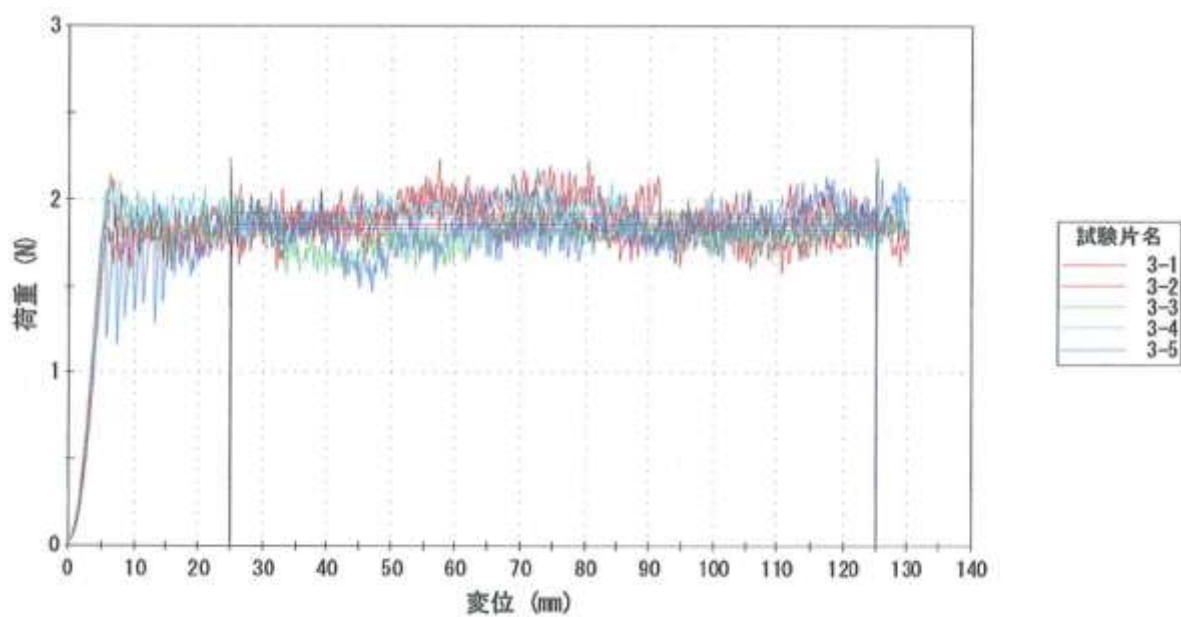


	試験No.	第1ピーク荷重 (N)	平均荷重 (N)	静摩擦係数	動摩擦係数
1	2-1	2.010	1.5234	1.025	0.7767
2	2-2	1.537	1.3607	0.7835	0.6937
3	2-3	1.751	1.5037	0.8930	0.7667
4	2-4	1.818	1.5958	0.9270	0.8136
5	2-5	1.569	1.4283	0.7999	0.7282
平均値		1.737	1.4824	0.8857	0.7558

摩擦係数試験③（研磨紙 #180・スギ板）

試験概要

滑り片	研磨紙 #180	63.5 × 80mm
相手材	スギ板	100 × 250mm
温度	23 ± 1℃	
湿度	50 ± 5%RH	
試験機	INSTRON5566型 引張モード	
ロードFS	100N	
試験速度	100mm/min	
備考	JIS K 7125準拠 動摩擦係数(スプリングなし)	



	試験No.	第1ピーク荷重 (N)	平均荷重 (N)	静摩擦係数	動摩擦係数
1	3-1	1.844	1.8586	0.9403	0.9476
2	3-2	2.143	1.9218	1.093	0.9798
3	3-3	2.055	1.8006	1.048	0.9181
4	3-4	2.046	1.8917	1.043	0.9645
5	3-5	1.876	1.8305	0.9567	0.9333
平均値		1.993	1.8606	1.016	0.9487

試験結果

試料		静止摩擦係数 (参考値)	動摩擦係数
滑り片	固定側		
合板	合板	0.735	0.492
研磨紙 #40	合板	0.886	0.756
研磨紙 #180	スギ板	1.02	0.949

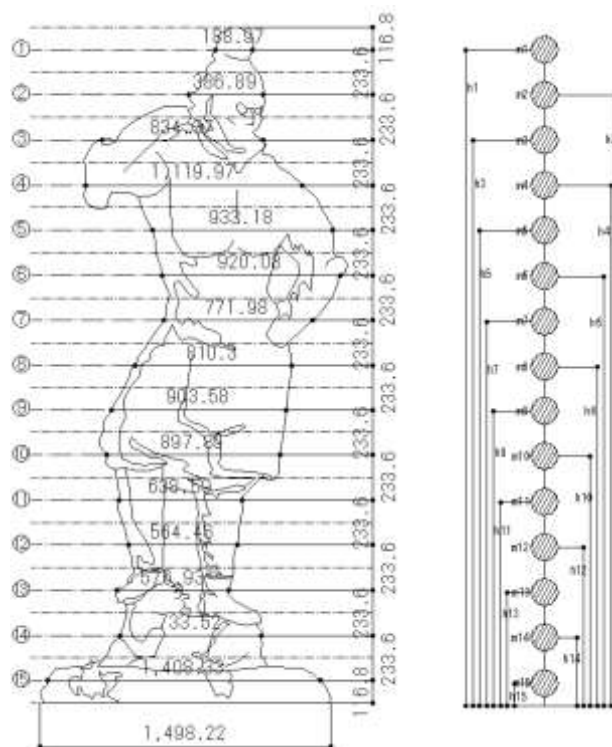
重心高さの算定（乾漆持国天立像及び実物大模型）

以下の方法により重心高さの算出を行う。

- ① 下図の様に仏像を 15 分割し、各断面に相当する質量を概算
- ② 次式により重心高さを算出

$$\sum_i m_i = M, \quad h_g = \frac{\sum_i m_i \times h_i}{M}$$

m_i : i 断面における質量, M : 全体重量, h_i : i 断面の高さ, h_g : 重心高さ



乾漆持国天立像における重心高さの算出

乾漆部の重量算定

	周長 (cm)	高さ (cm)	表面積 (m ²)	表面積 補正(1.15)	比重 (g/cm ³)	重量 (kg)	重量 補正後
断面1	53.3	23.36	0.12	0.14	1.13	0.844	0.97
断面2	121.7	23.36	0.28	0.33	1.13	1.927	2.22
断面3	313.6	23.36	0.73	0.84	1.13	4.967	5.71
断面4	313.3	23.36	0.73	0.84	1.13	4.962	5.71
断面5	245.9	23.36	0.57	0.66	1.13	3.895	4.48
断面6	224.3	23.36	0.52	0.60	1.13	3.552	4.09
断面7	210.6	23.36	0.49	0.57	1.13	3.335	3.84
断面8	213.8	23.36	0.50	0.57	1.13	3.386	3.89
断面9	246.8	23.36	0.58	0.66	1.13	3.909	4.50
断面10	275.1	23.36	0.64	0.74	1.13	4.357	5.01
断面11	145.9	23.36	0.34	0.39	1.13	2.311	2.66
断面12	119.2	23.36	0.28	0.32	1.13	1.888	2.17
断面13	189.2	23.36	0.44	0.51	1.13	2.997	3.45
断面14	296.1	23.36	0.69	0.80	1.13	4.690	5.39
断面15	478.5	23.36	2.09	2.41	1.13	14.182	16.31
合計	—	350.4	9.03	10.38	—	61.20	70.38

※表面積の算定には、各断面の周長に分割した際の高さを乗じて算出しているため、誤差が生じる。そこで、全表面積が等しくなるように、補正值(1.15)を表面積に乗じている。

木芯部の重量算定

	部材 (桧)	断面積 (cm ²)	高さ (cm)	比重 (g/cm ³)	重量 (kg)
断面1	丸材	72.38	23.36	0.44	0.74
断面2	丸材	72.38	23.36	0.44	0.74
断面3	丸材	72.38	23.36	0.44	0.74
断面4	丸材	72.38	8.68	0.44	5.54
	板材	1680	6.0	0.44	
	丸材	217.15	8.68	0.44	
断面5	丸材	217.15	23.36	0.44	2.23
断面6	丸材	217.15	8.68	0.44	6.73
	板材	1920	6.0	0.44	
	丸材	217.15	8.68	0.44	
断面7	丸材	217.15	23.36	0.44	2.23
断面8	丸材	217.15	23.36	0.44	2.23
断面9	丸材	217.15	23.36	0.44	2.23
断面10	丸材	217.15	8.68	0.44	11.53
	板材	3740	6.0	0.44	
	丸材	217.15	8.68	0.44	
断面11	丸材	144.76	23.36	0.44	1.49
断面12	丸材	144.76	23.36	0.44	1.49
断面13	丸材	144.76	23.36	0.44	1.49
断面14	丸材	144.76	23.36	0.44	1.49
断面15	丸材	144.76	5.36	0.44	117.16
	底面	14750	18.0	0.44	
合計	—	—	350.4	—	158.07

モーメントの算出

	高さ h_i (cm)	重量 (kg)	重量 補正後	モーメント $m_i h_i$	モーメント 補正後
断面1	338.72	1.59	1.71	538	581
断面2	315.36	2.67	2.96	842	934
断面3	292.00	5.71	6.46	1668	1885
断面4	268.64	10.50	11.25	2822	3021
断面5	245.28	6.13	6.71	1503	1646
断面6	221.92	10.28	10.81	2281	2400
断面7	198.56	5.57	6.07	1105	1205
断面8	175.20	5.62	6.13	984	1073
断面9	151.84	6.14	6.73	932	1021
断面10	128.48	15.89	16.54	2041	2125
断面11	105.12	3.80	4.15	399	436
断面12	81.76	3.38	3.66	276	299
断面13	58.40	4.48	4.93	262	288
断面14	35.04	6.18	6.88	216	241
断面15	11.68	131.34	133.47	1534	1559
合計	—	219.28	228.46	17405	18715

重心高さ

	実際値	算出値	
		補正前	補正後
底面積(m ²)	1.476	1.476	1.476
表面積(m ²)	11.87	10.50	11.86
乾漆部面積(m ²)	10.39	9.03	10.38
全体重量(kg)	231.5	219.28	228.46
重心高さ(cm)	—	79.37	81.92

実物大模型における重心高さの算出

表面(紙粘土及び下地材)の重量算定

	周長 (cm)	高さ (cm)	表面積 (m ²)	比重 (g/cm ³)	重量 (kg)
断面1	56.6	23.36	0.13	0.21	0.416
断面2	179.9	23.36	0.42	0.21	1.324
断面3	165.1	23.36	0.39	0.21	1.215
断面4	294.3	23.36	0.69	0.21	2.166
断面5	243.5	23.36	0.57	0.21	1.792
断面6	223.1	23.36	0.52	0.21	1.642
断面7	194.1	23.36	0.45	0.21	1.428
断面8	198.3	23.36	0.46	0.21	1.459
断面9	236.0	23.36	0.55	0.21	1.737
断面10	208.7	23.36	0.49	0.21	1.536
断面11	143.2	23.36	0.33	0.21	1.054
断面12	114.8	23.36	0.27	0.21	0.845
断面13	172.0	23.36	0.40	0.21	1.266
断面14	243.9	23.36	0.57	0.21	1.795
断面15	485.1	23.36	1.13	0.21	3.570
合計	—	350.4	7.38	—	23.24

木芯及び錘の重量算定

	部材 (桧)	断面積 (cm ²)	高さ (cm)	比重※ (g/cm ³)	重量 (kg)	取付金具 (kg)	重り (kg)	重量 (kg)
断面1	芯棒	81	21.86	0.49	0.868	—	—	0.868
断面2	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	—	—	1.049
	板(右手首)	87	1.2	0.38	0.040			
	右腕棒2	84	2.0	0.49	0.082			
断面3	芯棒	81	7.08	0.49	0.281	—	—	2.447
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	板(肩)	1748	1.2	0.38	0.797			
	板(右肩)	154	1.2	0.38	0.070			
	板(右腕)	92	1.2	0.38	0.042			
	板(右肘)	251	1.2	0.38	0.115			
	右腕棒1	84	2.0	0.49	0.083			
	右腕棒2	135	2.0	0.49	0.132			
断面4	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	2.88	—	9.997
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	芯棒	81	7.04	0.49	0.279			
	板(胸)	2840	4.0	0.38	4.317			
	板(右肩)	311	1.2	0.38	0.142			
	板(右腕)	257	1.2	0.38	0.117			
	右腕棒1	252	2.0	0.49	0.247			
	右腕棒2	45	2.0	0.49	0.044			
	板(左肩)	168	1.2	0.38	0.076			
	左腕棒1	41	2.0	0.49	0.040			

	部材 (栓)	断面積 (cm ²)	高さ (cm)	比重※ (g/cm ³)	重量 (kg)	取付金具 (kg)	重り (kg)	重量 (kg)
断面5	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	-	-	3.205
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	板(左肩)	334	1.2	0.38	0.152			
	板(左腕)	96	1.2	0.38	0.044			
	左腕棒1	135	2.0	0.49	0.132			
	補強角材	97	2.0	0.49	0.095			
断面6	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	2.88	-	4.906
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	板(腰)	1131	4.0	0.38	1.720			
	板(左腕)	200	1.2	0.38	0.091			
	板(左肘)	197	1.2	0.38	0.090			
	左腕棒1	78	2.0	0.49	0.076			
	左腕棒2	150	2.0	0.49	0.147			
断面7	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	-	-	3.698
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	板(尻)	1435	1.2	0.38	0.654			
	板(左手首)	129	1.2	0.38	0.059			
	左腕棒2	152	2.0	0.49	0.149			
	筋交棒	55	2.0	0.49	0.054			
断面8	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	-	-	3.008
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	左腕棒2	36	2.0	0.49	0.035			
	筋交棒	196	2.0	0.49	0.192			
断面9	芯棒	81	20.84	0.49	0.827	1.92	16.32	23.325
	芯棒	81	23.7	0.49	0.941			
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	板(腿)	858	4.0	0.38	1.304			
	筋交棒	162	2.0	0.49	0.159			
断面10	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	1.92	8.16	16.759
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	芯棒	81	7.368	0.49	0.292			
	板(腿)	2923	4.0	0.38	4.443			
	板(右膝)	197	1.2	0.38	0.090			
断面11	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	-	-	1.964
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	板(膝)	240	1.2	0.38	0.109			
断面12	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	-	-	1.876
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	板(右足首)	95	0.6	0.38	0.022			

	部材 (検)	断面積 (cm ²)	高さ (cm)	比重※ (g/cm ³)	重量 (kg)	取付金具 (kg)	重り (kg)	重量 (kg)
断面13	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	-	-	2.276
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	板(右足首)	95	0.6	0.38	0.022			
	板(右足)	293	1.2	0.38	0.134			
	板(邪鬼頭)	490	1.2	0.38	0.223			
	板(左足首)	94	1.2	0.38	0.043			
断面14	芯棒	81	23.36	0.49	0.927	-	12.24	15.994
	芯棒	81	23.36	0.49	0.927			
	板(左足)	269	1.2	0.38	0.123			
	板(邪鬼体)	3898	1.2	0.38	1.777			
断面15	芯棒	81	11.36	0.49	0.451	3.84	27.54	116.64
	芯棒	81	11.36	0.49	0.451			
	板(底面③)	5878	2.0	0.38	4.467			
	板(底面②)	9438	2.0	0.38	7.173			
	板(底面①)	13668	2.0	0.38	10.388			
	板(底面)	13668	12.0	0.38	62.326			
計	-	-	-	-	11.48	2.88	0.00	14.36

※ペイマツ(芯材) 0.49, スギ(板材) 0.38

モーメントの算出

	高さ h_i (cm)	重量 (kg)	モーメント $m_i h_i$
断面1	338.72	1.28	435
断面2	315.36	2.37	748
断面3	292	3.66	1069
断面4	268.64	12.16	3267
断面5	245.28	5.00	1226
断面6	221.92	6.55	1453
断面7	198.56	5.13	1018
断面8	175.2	4.47	783
断面9	151.84	25.06	3805
断面10	128.48	18.30	2351
断面11	105.12	3.02	317
断面12	81.76	2.72	222
断面13	58.4	3.54	207
断面14	35.04	17.79	623
断面15	11.68	120.21	1404
合計	-	231.25	18929

重心高さ

	実際値	算出値		模型
		補正前	補正後	
底面積(m ²)	1.476	1.476	1.476	1.476
表面積(m ²)	11.87	10.50	11.86	8.85
乾漆部面積(m ²)	10.39	9.03	10.38	7.38
全体重量(kg)	231.50	219.28	228.46	231.25
重心高さ(cm)	-	79.37	81.92	81.85

東大寺法華堂の建物重量算定

柱重量の算定

通り	柱径 (mm)	柱長さ (mm)	本数	体積 (m ³)	比重 (kN/m ³)	重量 (kN)
一	500	5454	6	6.43	4.32	27.8
二	500	5454	2	2.14	4.32	9.3
三	500	5454	6	6.43	4.32	27.8
四	500	4939	6	5.82	4.32	25.1
五	500	4727	6	5.57	4.32	24.1
六	500	4727	2	1.86	4.32	8.0
	535	5875	1	1.32	4.32	5.7
	538	5785	1	1.32	4.32	5.7
	538	5779	1	1.31	4.32	5.7
	582	5851	1	1.56	4.32	6.7
七	500	4727	2	1.86	4.32	8.0
	512	5838	1	1.20	4.32	5.2
	499	5823	1	1.14	4.32	4.9
八	500	4727	2	1.86	4.32	8.0
	534	5922	1	1.32	4.32	5.7
	531	5854	1	1.30	4.32	5.6
	482	5829	1	1.06	4.32	4.6
	494	5847	1	1.12	4.32	4.8
九	500	4727	6	5.57	4.32	24.1
合計						216.7

屋根重量の算定

屋根重量	2.50	kN/m ²
野地板,小屋組み	1.20	kN/m ²
天井	0.10	kN/m ²
合計	3.80	kN/m ²
屋根見付面積 (m ²)	単位重量 (kN/m ²)	重量 (kN)
794.31	3.80	3018.4

土壁の重量算定（桁行方向）

通り	壁高さ(mm)	壁スパン(mm)	柱径(mm)	壁長さ(mm)	箇所数	面積(㎡)	単位重量(kN/㎡)	重量(kN)
一	536	18513	443	16298	1	8.74	1.64	14.3
	2303	2985	443	2542	2	11.71	0.09	1.1
	833	2985	443	2542	2	4.23	0.75	3.2
	3348	294	0	294	6	5.91	0.56	3.3
	3348	2624	0	2624	2	17.57	0.09	1.6
	1015	2594	0	2594	1	2.63	0.09	0.2
四	542	2985	443	2542	2	2.76	1.64	4.5
	542	12543	443	11214	1	6.08	0.15	0.9
	3160	379	0	379	6	7.19	0.15	1.1
	861	2600	0	2600	3	6.72	0.15	1.0
八	923	12543	443	11214	1	10.35	1.64	17.0
	830	4181	443	3738	2	6.21	1.64	10.2
	2637	4181	443	3738	2	19.71	1.64	32.3
	496	12543	443	11214	1	5.56	1.64	9.1
	803	4181	443	3738	1	3.00	1.64	4.9
九	418	18513	443	16298	1	6.81	1.64	11.2
	275	4181	443	3738	2	2.06	1.96	4.0
	2730	4181	443	3738	2	20.41	1.96	40.0
	496	2985	443	2542	1	1.26	1.64	2.1
	619	4181	443	3738	1	2.31	1.96	4.5
	619	4181	443	3738	1	2.31	1.47	3.4
							合計	169.9

土壁の重量算定（梁間方向）

通り	壁高さ(mm)	壁スパン(mm)	柱径(mm)	壁長さ(mm)	箇所数	面積(㎡)	単位重量(kN/㎡)	重量(kN)
い	535	12196	443	10424	1	5.58	1.64	9.1
	198	13030	443	11258	1	2.23	1.64	3.7
	532	13030	443	11258	1	5.99	1.96	11.7
	2303	2977	443	2534	1	5.84	0.09	0.5
	2303	3121	443	2678	1	6.17	0.09	0.6
	3348	1879	0	1879	1	6.29	0.09	0.6
	3462	1719	0	1719	1	5.95	0.09	0.5
	833	2977	0	2977	1	2.48	0.75	1.9
	833	3121	0	3121	1	2.60	0.75	1.9
	2885	3121	443	2678	1	7.73	1.96	15.1
	2713	10045	443	8716	1	23.65	1.96	46.3
	301	16151	443	13936	1	4.19	1.64	6.9
へ	535	12196	443	10424	1	5.58	1.64	9.1
	198	13030	443	11258	1	2.23	1.64	3.7
	532	13030	443	11258	1	5.99	1.96	11.7
	2303	2977	443	2534	1	5.84	0.09	0.5
	2303	3121	443	2678	1	6.17	0.09	0.6
	2025	2490	0	2490	2	10.08	0.09	0.9
	833	2977	0	2977	1	2.48	0.75	1.9
	833	3121	0	3121	1	2.60	0.75	1.9
	2885	3121	443	2678	1	7.73	1.96	15.1
	998	7060	443	6174	1	6.16	1.96	12.1
	2713	2985	443	2542	1	6.90	1.96	13.5
	609	16151	443	13936	1	8.49	1.96	16.6
							合計	186.6

貫,長押,方立等の重量算定 (桁行方向)

通り	部材せい (mm)	部材幅 (mm)	部材長さ (mm)	柱径 (mm)	仕口数	本数	体積 (m ³)	比重 (kN/m ³)	重量 (kN)
一	285	194	19730	443	6	1	0.94	4.32	4.1
	258	167	19730	443	6	1	0.74	4.32	3.2
	242	170	18513	443	5	1	0.67	4.32	2.9
	212	190	2985	443	1	2	0.20	4.32	0.9
	227	160	833	0	0	2	0.06	4.32	0.3
	235	165	3348	0	0	6	0.78	4.32	3.4
	158	150	2624	0	0	3	0.19	4.32	0.8
三	285	194	19730	443	6	1	0.94	4.32	4.1
	237	176	18513	443	5	1	0.68	4.32	2.9
	200	160	18513	443	5	1	0.52	4.32	2.3
四	285	194	18513	443	5	1	0.90	4.32	3.9
	242	176	2985	443	1	2	0.22	4.32	0.9
	242	176	12543	443	3	1	0.48	4.32	2.1
	195	240	19193	443	6	1	0.77	4.32	3.3
	180	140	2985	443	1	2	0.13	4.32	0.6
	236	140	2980	0	0	4	0.39	4.32	1.7
	162	160	3162	0	0	6	0.49	4.32	2.1
	145	160	2600	0	0	3	0.18	4.32	0.8
五	265	210	7166	443	2	2	0.70	4.32	3.0
	233	150	4181	443	1	1	0.13	4.32	0.6
六	210	600	13142	0	0	1	1.66	4.32	7.2
	260	220	12543	483	3	1	0.63	4.32	2.7
	243	285	13298	443	4	1	0.80	4.32	3.4
	292	292	3400	0	0	2	0.58	4.32	2.5
七	292	292	3400	0	0	2	0.58	4.32	2.5
八	210	600	13142	0	0	1	1.66	4.32	7.2
	260	220	12543	443	3	1	0.64	4.32	2.8
	220	140	12543	483	3	1	0.34	4.32	1.5
	205	140	4181	483	1	2	0.21	4.32	0.9
	210	270	4936	483	2	1	0.23	4.32	1.0
	243	285	13298	483	3	1	0.82	4.32	3.5
	292	292	3400	0	0	2	0.58	4.32	2.5
九	260	218	18513	443	5	1	0.92	4.32	4.0
	223	280	19213	443	6	2	2.07	4.32	8.9
	161	103	2985	443	1	2	0.08	4.32	0.4
	138	140	4181	443	1	1	0.07	4.32	0.3
	220	150	4181	443	1	2	0.25	4.32	1.1
	160	140	4181	443	1	1	0.08	4.32	0.4
	205	150	4181	443	1	1	0.11	4.32	0.5
	210	150	2985	443	1	2	0.16	4.32	0.7
	198	130	12543	443	3	1	0.29	4.32	1.2
	205	150	4181	443	1	1	0.11	4.32	0.5
	90	100	2985	443	1	2	0.05	4.32	0.2
	100	111	2985	443	1	2	0.06	4.32	0.2
	105	108	4181	443	1	1	0.04	4.32	0.2
	257	105	3210	0	0	4	0.35	4.32	1.5
	270	110	3050	0	0	2	0.18	4.32	0.8
								合計	102.3

貫,長押,方立等の重量算定(梁間方向)

通り	部材せい (mm)	部材幅 (mm)	部材長さ (mm)	柱径 (mm)	仕口数	本数	体積 (m ³)	比重 (kN/m ³)	重量 (kN)
い	285	194	12555	443	4	1	0.60	4.32	2.6
	260	194	13030	443	4	1	0.57	4.32	2.5
	220	290	13750	443	5	2	1.47	4.32	6.4
	138	105	2985	443	1	1	0.04	4.32	0.2
	258	167	12555	443	4	1	0.46	4.32	2.0
	205	140	10045	443	3	1	0.25	4.32	1.1
	210	150	10045	443	3	1	0.27	4.32	1.2
	212	190	2977	443	1	1	0.10	4.32	0.4
	212	190	3121	443	1	1	0.11	4.32	0.5
	207	150	3121	443	1	1	0.08	4.32	0.4
	195	285	16814	443	6	1	0.79	4.32	3.4
	242	170	9075	443	3	1	0.32	4.32	1.4
	227	160	833	0	0	2	0.06	4.32	0.3
	240	151	3348	0	0	2	0.24	4.32	1.0
	273	105	3432	0	0	2	0.20	4.32	0.8
ろ	210	600	7060	483	2	1	0.77	4.32	3.3
	260	220	7060	483	2	1	0.35	4.32	1.5
	220	140	7060	483	2	1	0.19	4.32	0.8
	280	227	6600	443	2	1	0.36	4.32	1.6
	256	210	6600	443	2	1	0.31	4.32	1.3
	243	285	7785	483	3	1	0.44	4.32	1.9
	292	292	3395	0	0	2	0.58	4.32	2.5
は	280	227	6600	443	2	1	0.36	4.32	1.6
	256	210	6600	443	2	1	0.31	4.32	1.3
	292	292	3395	0	0	2	0.58	4.32	2.5
に	280	227	6600	443	2	1	0.36	4.32	1.6
	256	210	6600	443	2	1	0.31	4.32	1.3
	292	292	3395	0	0	2	0.58	4.32	2.5
ほ	210	600	7060	483	2	1	0.77	4.32	3.3
	260	220	7060	483	2	1	0.35	4.32	1.5
	220	140	7060	483	2	1	0.19	4.32	0.8
	280	227	6600	443	2	1	0.36	4.32	1.6
	256	210	6600	443	2	1	0.31	4.32	1.3
	243	285	7785	483	3	1	0.44	4.32	1.9
	292	292	3395	0	0	2	0.58	4.32	2.5
へ	285	194	12555	443	4	1	0.60	4.32	2.6
	260	194	13030	443	4	1	0.57	4.32	2.5
	212	290	13750	443	5	2	1.42	4.32	6.1
	140	100	2985	443	1	1	0.04	4.32	0.2
	258	167	12555	443	4	1	0.46	4.32	2.0
	205	150	2985	443	1	1	0.08	4.32	0.3
	210	150	10045	443	3	1	0.27	4.32	1.2
	212	190	2977	443	1	1	0.10	4.32	0.4
	212	190	3121	443	1	1	0.11	4.32	0.5
	207	150	3121	443	1	1	0.08	4.32	0.4
	195	250	16814	443	6	1	0.69	4.32	3.0
	242	170	9075	443	3	1	0.32	4.32	1.4
	227	160	833	0	0	2	0.06	4.32	0.3
	240	151	3348	0	0	2	0.24	4.32	1.0
	273	105	3322	0	0	2	0.19	4.32	0.8
								合計	83.3

建物重量の算定

	各重量 (kN)		小計 (kN)	合計 (kN)
	桁行方向	梁間方向		
柱	216.7		216.7	758.8
土壁,板壁等	169.9	186.6	356.5	
貫,長押,方立等	102.3	83.3	185.6	
屋根	3018.4		3018.4	3018.4
			合計	3777.2