

### 第四節 構造診断の実施

今回の整備工事では、正倉にこれ以上軒の垂下が進まないような補強を行うこととしたが、その計画が最適になるように工事実施期間中に小屋組の構造解析を行い、その結果を工事に反映させた。また、平成十六年の予備調査で行った耐震診断に引き続き、そのとき対象とされていなかった奈良盆地東縁断層による地震及び東海・東南海・南海三連動地震での影響を立体解析モデルにより解析した。さらに、屋根瓦の解体前及び解体後、さらには小屋組補強後と瓦葺き上げ後でそれぞれ建物の常時微動を測定し、建物性状の変化を調べている。

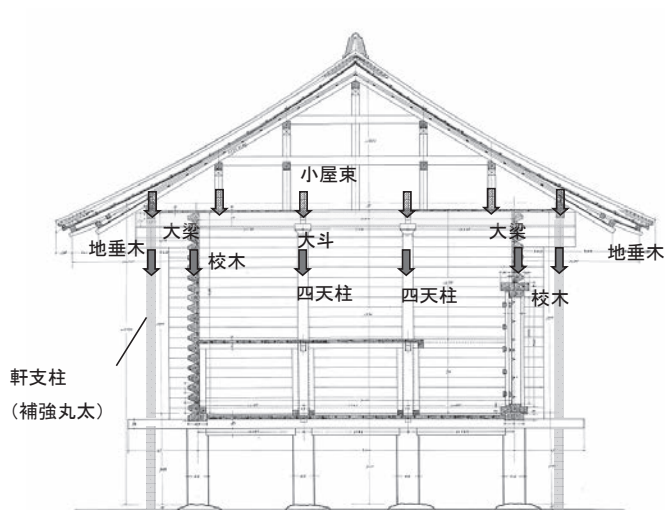


図89 大正修理前の力の伝達

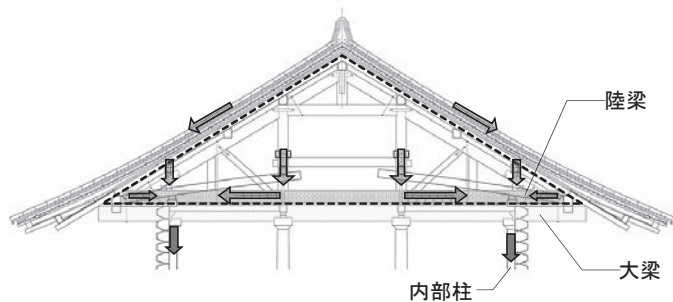


図90 現状（大正修理後）での力の伝達

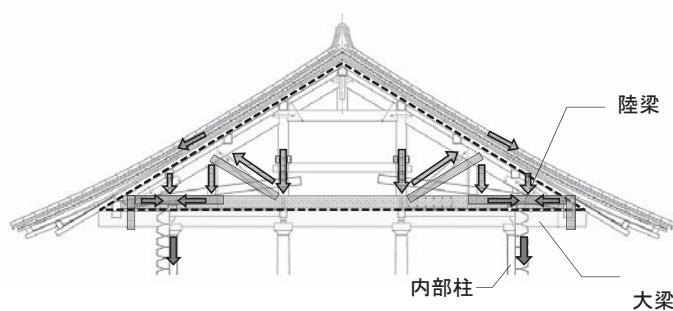


図91 小屋組補強後の力の伝達

### 第一項 小屋組の構造解析

#### 一 目的と方針

正倉の小屋組は、大正二年に和小屋から洋小屋に改変されている。大正修理前の和小屋の場合、屋根重量は図89に示すように小屋束を介して大梁に伝達され、四天柱と外周の枝木で構成された壁でほぼ均等に支持する仕組みだが、洋小屋への改変により図90のように屋根荷重は外周壁に移行する仕組みに変わっている。しかし、合掌〔下〕と陸梁との交点が大梁先端の丸桁付近にあり、支持点となる敷桁位置とずれているため陸梁、大梁には大きな曲げモーメントが生じている。また、斜材接合部の剛性・強度不足もあり力学的には不完全なト

表2 解析結果一覧

解析ケース	陸梁				大梁	
	曲げモーメント (支点位置)		軸力		先端部の 鉛直変位	
	M (kNm)	(対①比)	N (kN)	(対①比)	$\delta y$ (mm)	(対①比)
①補強前	47.4	1.00	32.2	1.00	16.9	1.00
②当初補強案(枯木追加案)	42.2	0.89	31.4	0.98	14.7	0.87
③補強後	21.4	0.45	29.0	0.90	5.9	0.35

ラス構造である。

今回の修理で当初計画された補強案は、軒の垂下が進むのを抑えるために、陸梁両側に枯木を追加することと敷桁の補強により既存枯木の効きを高めて大梁、陸梁の負担を減らすことであった。しかしこの実施設計での計画は、枯木と丸桁との取り合い部を施工する際に解体範囲が広くなる懸念されており、また追加する枯木の重量増が耐震性にも影響を及ぼす可能性があることなどから、小屋組の構造解析を行い、より効果的な補強案がないか検討を行った。

### 二 補強効果の解析検証

検討の過程では複数の補強案が議論されたが、ここでは平部について行った以下の三ケースの比較検討結果について示した。なお、表2に解析結果のうち代表的な応力（陸梁支点での曲げモーメント、陸梁の軸力）と変形（大梁先端）を抜き出して一覧表にまとめた。

①修理前の状況（補強前、図92参照）

②敷桁の補強と枯木追加案（実施設計での補強方法、図93参照）

③斜材追加＋陸梁支点の補強（図94参照）

ケース①と②の比較より、敷桁補強と枯木の追加という実施設計計画は大梁の変形及び支点位置の応力が現状より一割程度改善する効果が期待される。これに対し、ケース③では、斜材の追加、陸梁支点の添板補強により大梁先端の変形が三分の一に、陸梁の曲げモーメントが半減する、という結果が得られた。

以上により、トラスとしての力学的な仕組みを成り立たせることが、軒の垂下抑止に効果的であることが確認された。同様に妻側、隅行の補強前後の計算結果を図95～96に示す。

### 三 まとめ

補強効果を応力解析により検証した結果、前掲の図77（平部）、図76（隅

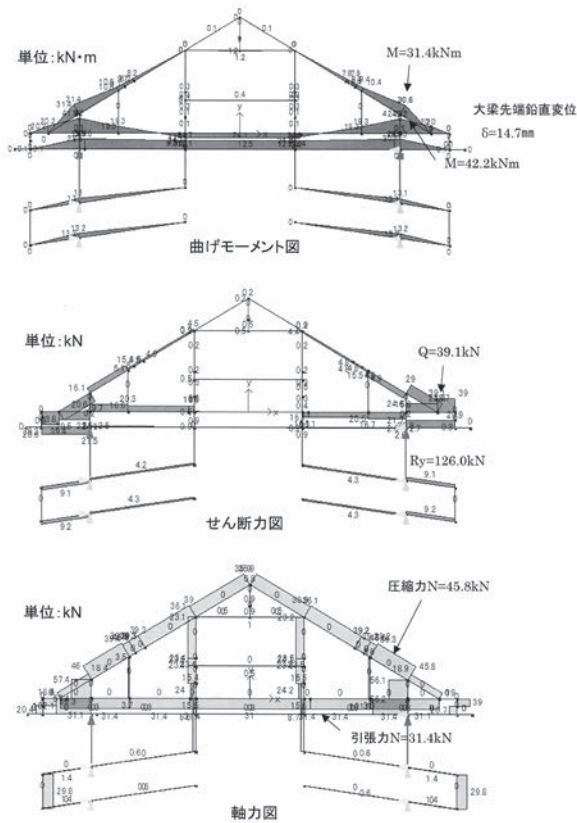


図93 敷桁を補強し枯木を追加した場合

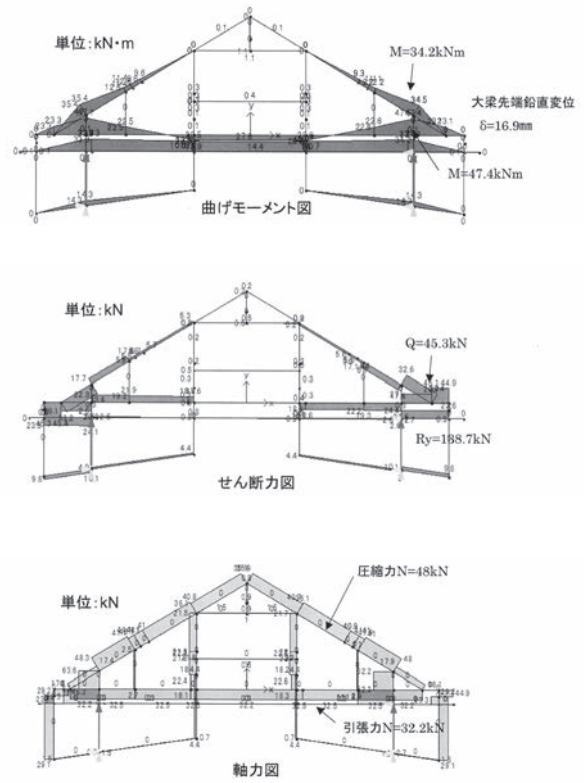


図92 修理前平部の構造性状

- ③ 隅部分についても、隅合掌と陸梁とからなるトラスの節点の補剛を目的として、交点付近の側面を添鋼鉋ボルト留により接合する。また、実施設計
- ② 支持点付近の陸梁両側面に鋼材を添えてボルト留めし、陸梁に生じる曲げモーメントの一部を鋼材に負担させて陸梁の負担を軽減する。そのうえで陸梁の先端部から帯状金物を下げて大梁先端を下から持ち上げるように巻く。
- ① 既存斜材の両側に節点位置を合わせて棒鋼による斜材を追加することにより、架構全体が大正修理で意図されたトラスとしての力学的な仕組みに近くようにする。
- 行)のように、補強方法の一部見直しを行った。主な内容は以下の通りで、補強後の力の伝達する仕組みは図91のようになり、トラスの力学特性が有効になるように改善された。

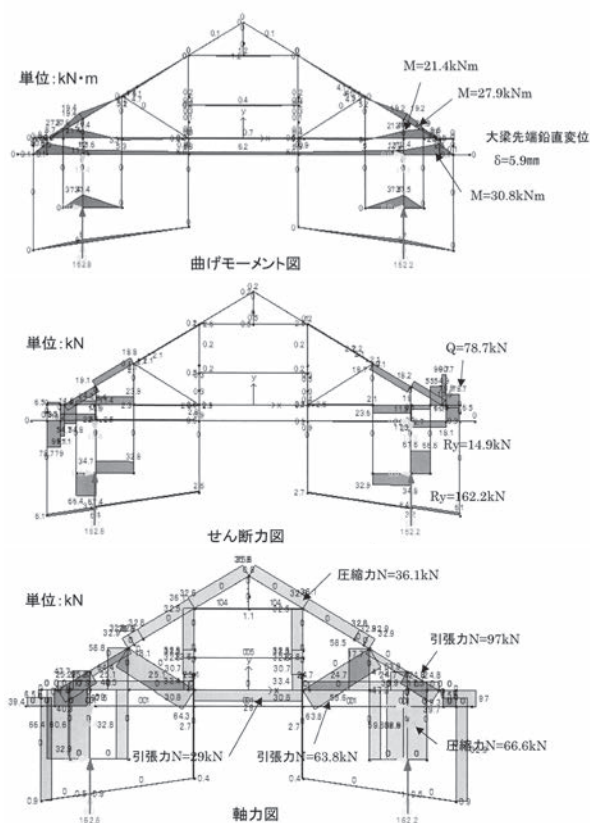


図94 斜材を追加し陸梁支点を補強した場合

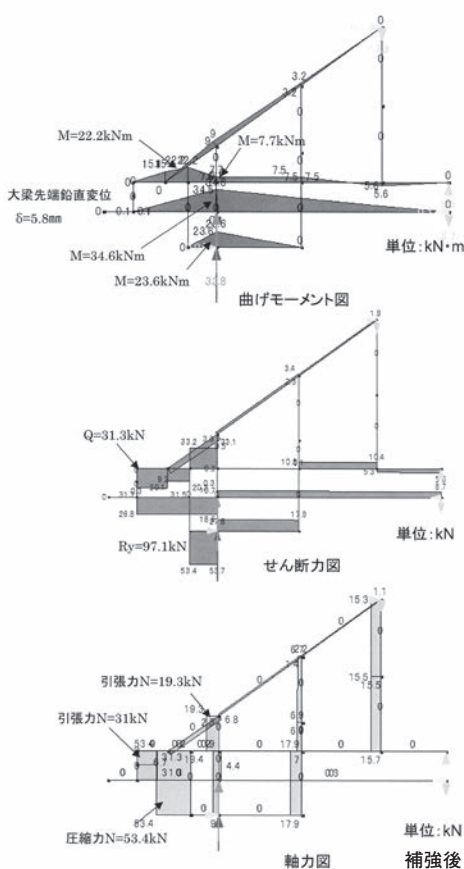
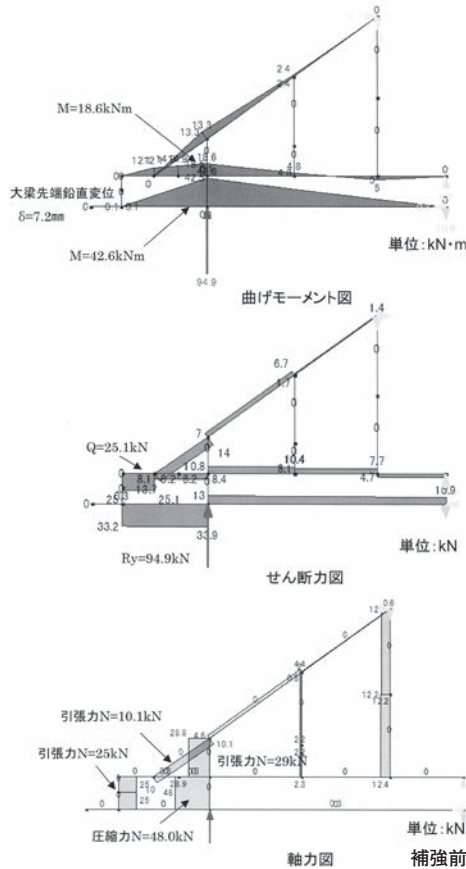


図95 妻側の構造性状



- ④ 既存枯木の効きを担保するため天秤効果の支持点となる敷桁の補強を実施設計通り行う。
- (引張力)を釣り合わせる。
- 通り四隅の合掌尻を棒鋼でロ字に接続し、隅合掌尻に生じるトラスの偶力

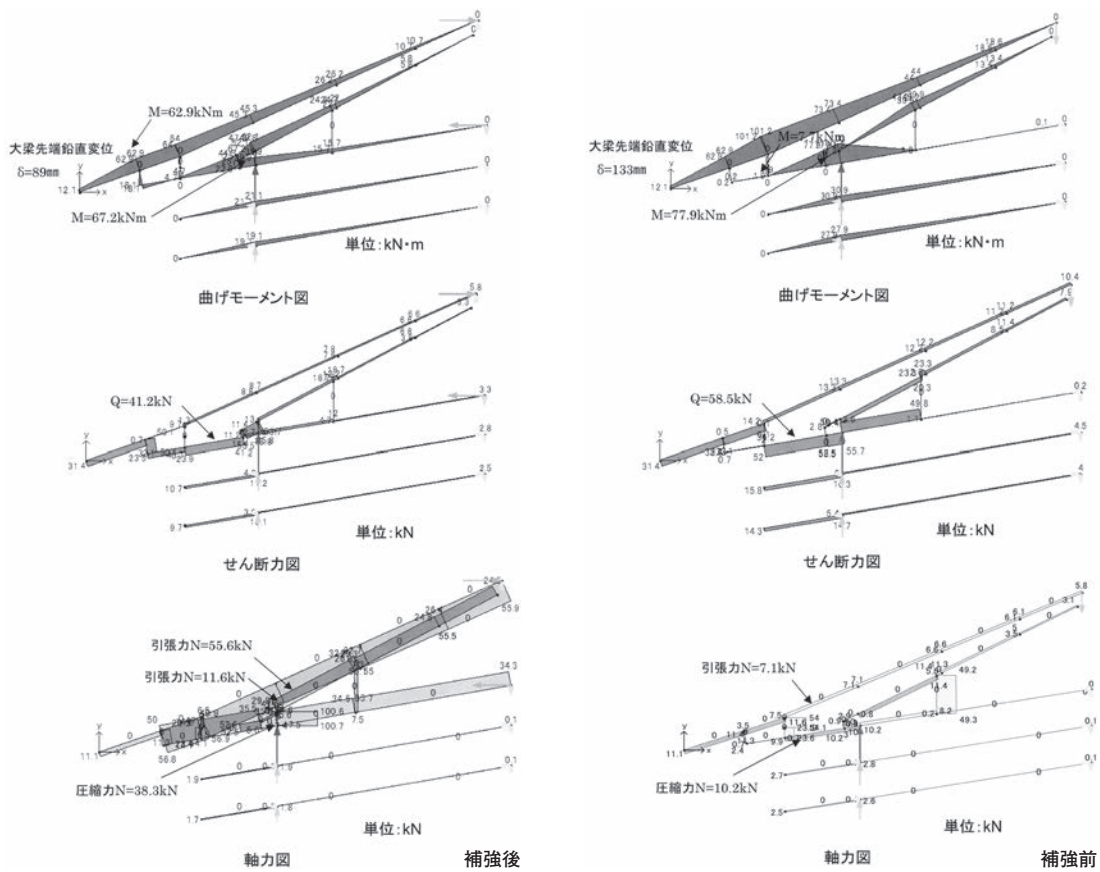


図96 隅行の構造的性状

## 第二項 振動調査について

### 一 目的と方針

正倉整備工事における瓦の葺き替え及び小屋組補強に伴う正倉の構造特性変化を把握することを目的として、振動調査を実施した。

### 二 調査概要

調査は、正倉整備工事の進捗にあわせて、以下の工事段階において実施した。

- ① 瓦撤去前 (平成二十四年五月七～十日実施)
- ② 瓦撤去後 (平成二十四年七月三～六日実施)
- ③ 小屋裏補強の施工後 (平成二十五年四月二十三日～二十六日実施)
- ④ 瓦葺き替え完了時 (平成二十五年十一月二十七～二十九日実施)

振動調査では、センサ(サーボ型速度計、図97)を礎石や正倉内に設置し、振動測定装置(図98)とケーブルで繋ぎ、データの収録を行った。センサは、測定ケースにより設置場所を変えた。センサの設置位置の一例を図102～103に示す。なお、測定ケースは、次の三種類とした。

- ① 建物構造全体の水平方向(X・Y)の振動モード(固有振動数・減衰定数)
  - ② 上下方向振動モード(固有振動数・減衰定数)
  - ③ 小屋組(隅部)の上下方向振動モード(固有振動数・減衰定数)
- また、調査方法は、次の二種類である。

### ① 常時微動試験

### ② 人力加振による強制振動試験

### 三 調査結果

測定したデータを解析して、振動モード、固有振動数、減衰定数を求めた。ここでは、葺き替え後の調査結果について示す。図99に常時微動調査における礎石中央に対する三階の伝達関数を示す。図中の実線は、伝達関数のカーブ



イットした結果である。これより、建屋のX方向（南北・桁行）の並進一次固有振動数は二・三七Hz、減数定数は一・一三％であった。図100に各ケースにおいて基準点として測定した礎石中央および三階のパワースペクトルを示す。図中には、各位置における三成分（XYZ）のグラフを示しており、そのピーク値を読み取っている。これらの読み取ったピーク値を固有振動数として振動モードを求めた。図101に固有振動モード（二・〇四Hz・建屋並進Y方向一次）を示す。

各調査ステップにおける、固有振動数の変化をまとめて表3に示す。

四 まとめ

①改修前と瓦撤去後の比較

瓦撤去後は固有振動数が一・四〜一・五倍程度上昇した。重量の変化が振動数に影響を与えていると考えられる。

②瓦撤去後と小屋組補強後の比較

小屋組補強後は、固有振動数が水平方向で一五％程度低下した。重量の増加は少ないことより小屋組の鉄骨補強及び敷桁補強により校倉壁へ流れる軸力が変動し、壁剛性が低下した可能性がある。

また、木材の含水率の季節変動の影響も考えられるため、後日、含水率の測定を実施して温湿度との相関を分析した結果、振動計測時の含水率には三％程度の差が生じていた可能性があり、繊維方向と繊維直交方向の木材の収縮率の違いが校木にかかる荷重の割合を一時的に変化させたという可能性も推察される。

③改修前と瓦葺き替え後の比較

瓦葺き替え後は、水平方向の固有振動数が五％程度低下している。葺き替え前後で重量はほとんど変化がないので、前項同様に校木で構成される壁面剛性の変化が影響した可能性がある。小屋組の上下方向振動数は五％程度高くなっており、小屋組補強の効果と考えられる。

表3 固有振動数解析結果一覧

	モード名称	2012/5/7 改修前		2012/7/3 瓦撤去後		2013/4/23 小屋組補強後		2013/11/27 瓦葺き替後	
		f (Hz)	h (%)	f (Hz)	h (%)	f (Hz)	h (%)	f (Hz)	h (%)
水平	並進Y 1次	2.17	0.95	3.15	1.50	2.63	1.45	2.05	1.29
	ねじれ1次	2.45	0.37	3.42	-	2.96	1.32	2.35	0.96
	並進X 1次	2.48	1.11	3.53	1.20	3.01	1.20	2.35	1.04
小屋組	上下1次	4.70	-	6.06	-	6.07	-	4.93	-
	上下2次	5.06	-	6.90	-	6.57	-	5.15	-
重量 (tf)	小屋組	324		126		132		323	
	軸部	138		138		143		145	
	合計	462		264		275		468	

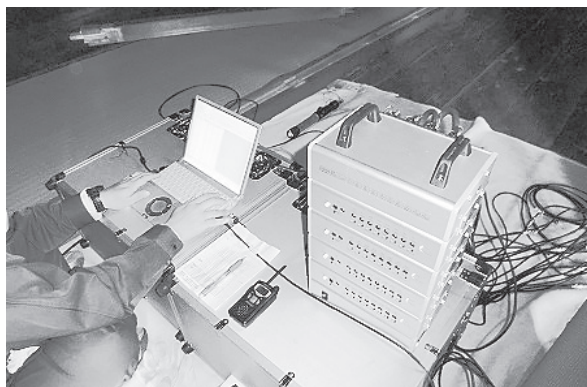


図98 携帯型振動測定装置  
左：計測PC、右：計測アンプ

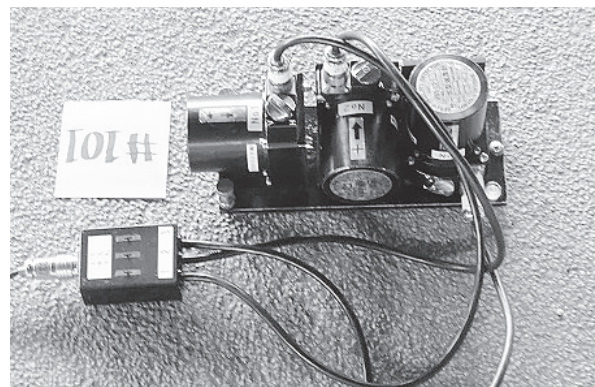


図97 センサ  
(3成分：XYZ方向)

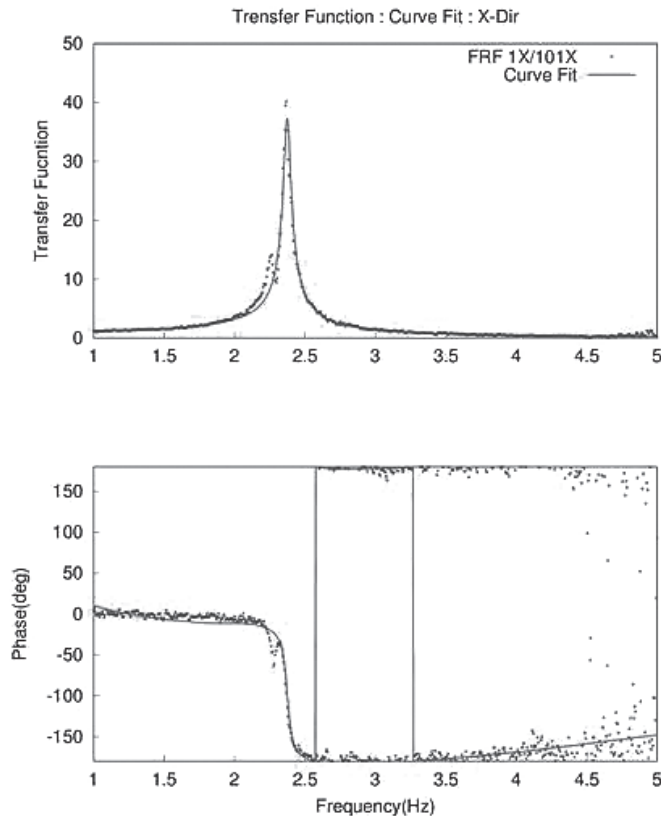


図99 伝達関数 X方向  
(3階/礎石)〈葺き替え完了時〉

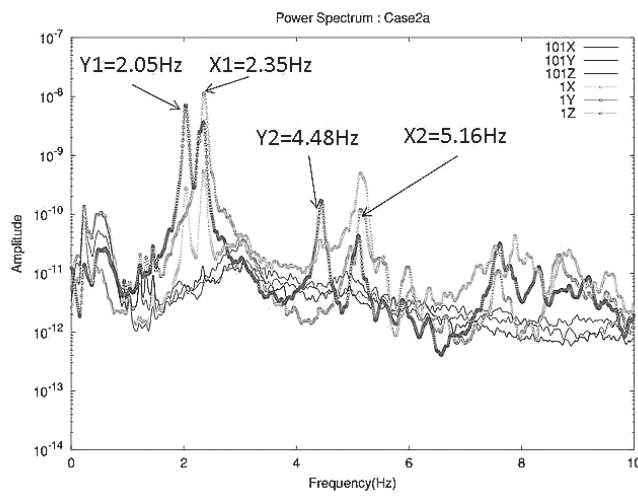


図100 ケース2a 水平振動のパワースペクトル  
(3階、礎石)〈葺き替え完了時〉

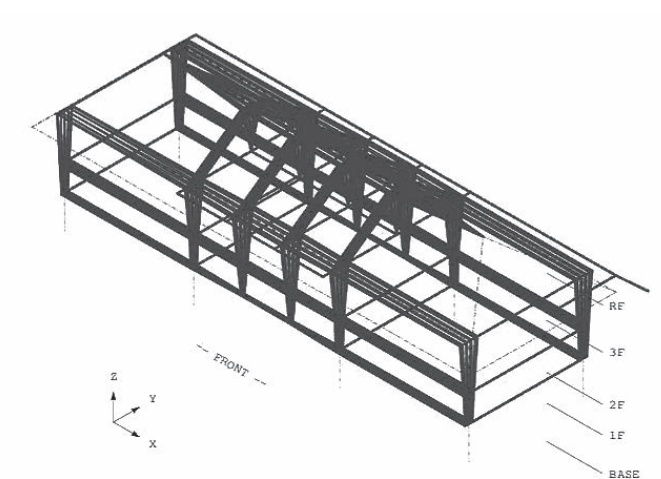


図101 固有振動モード No.1  
(2.04Hz: 建屋並進Y方向1次)  
(葺き替え完了時)

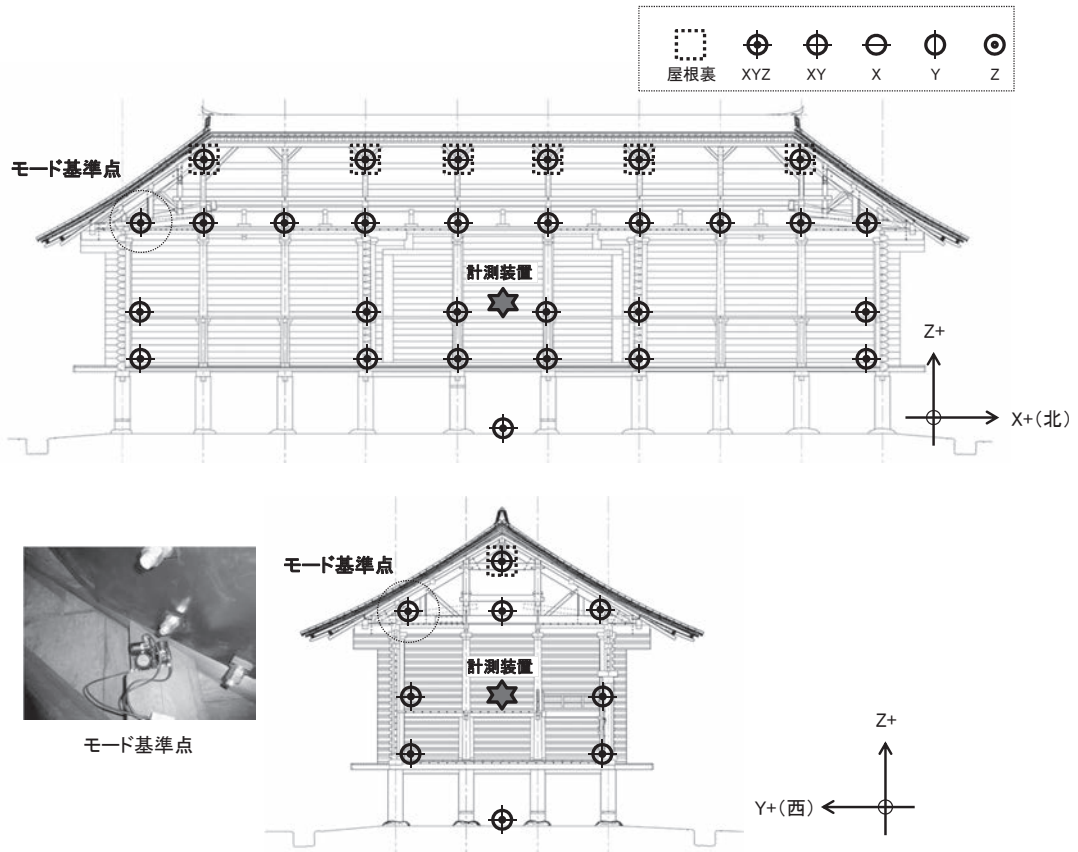


図102 測定位置〈立面図〉  
ケース1～3 全点

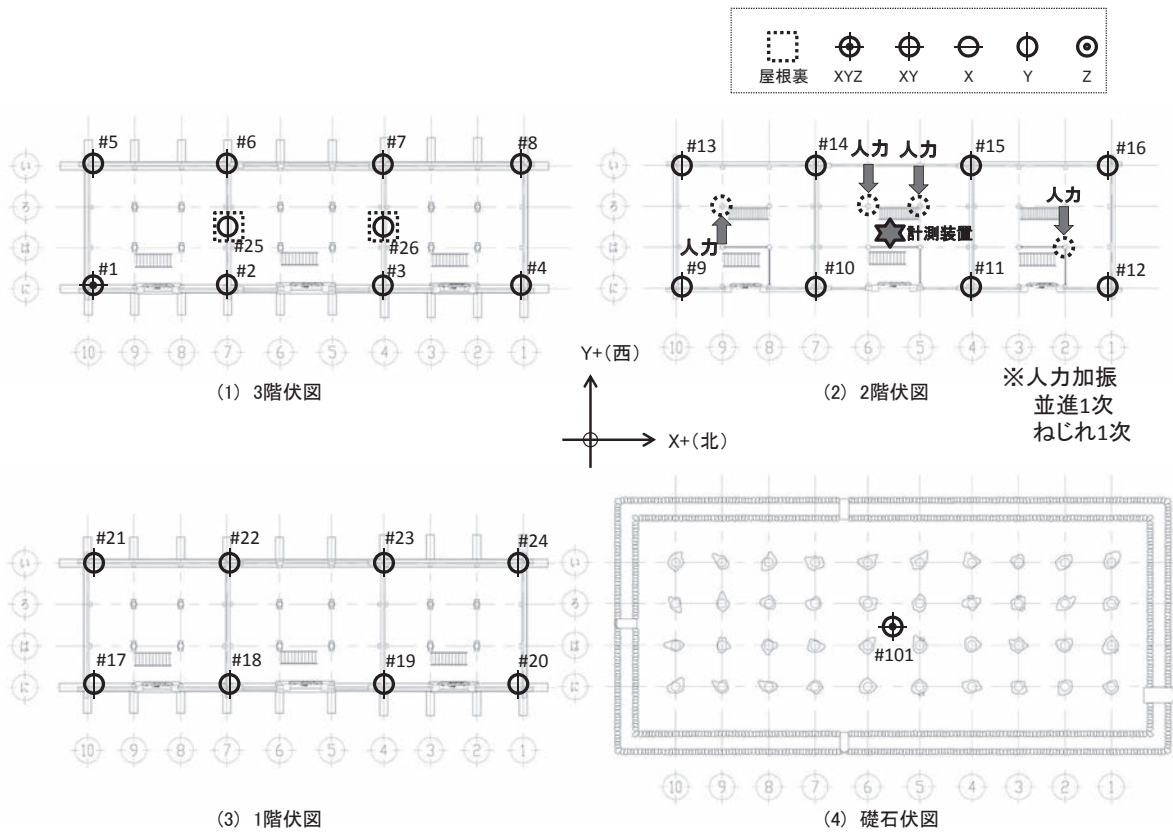


図103 測定位置〈平面図〉  
ケース1a (水平Y方向)



### 第三項 耐震診断について

#### 一 目的と方針

奈良盆地東縁断層帯を震源とする地震、東海・東南海・南海三連動地震という想定される二つの検討用入力模擬地震動に対する正倉の動的な挙動を明らかにし、建物の維持管理の参考に資することを目的として、三次元立体解析モデルによる時刻歴応答解析を実施した。

正倉は、東柱の傾斜復元力を主要な耐震要素とする点に特徴があり、この特性をより適切に評価することを主眼として、東柱の傾斜復元力について負勾配特性と軸力の時刻歴変動を考慮できる要素を組み入れた。軸力変動に影響を与える屋根、軒部の重量配置にも配慮したモデル化を行った。図104に解析モデル、図105に傾斜復元力特性のイメージを示す。また、解析における設定重量の内訳および配置を図106に示す。

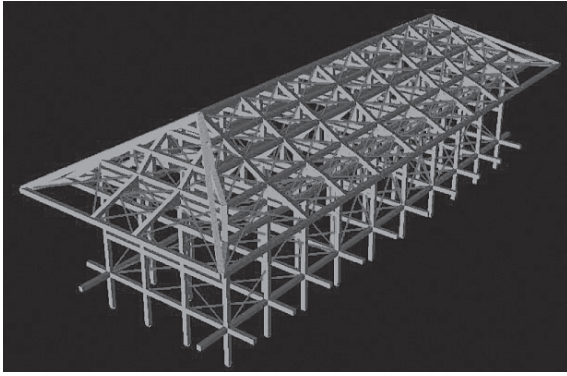


図104 解析モデル

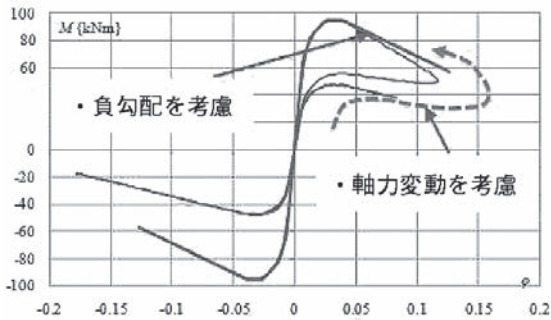


図105 傾斜復元力特性のイメージ

#### 二 検討用入力地震動の概要

奈良市周辺の地震環境と、確率論的な地震ハザード解析結果を考慮して選定した想定地震に対し、その震源モデルを用いた模擬地震動を作成して検討用入力地震動とした。二つの想定地震動の震源域を図107に示す。

想定東海・東南海・南海地震は、地震発生確率が極めて高く、対象地点への影響度が大きい南海トラフで発生する

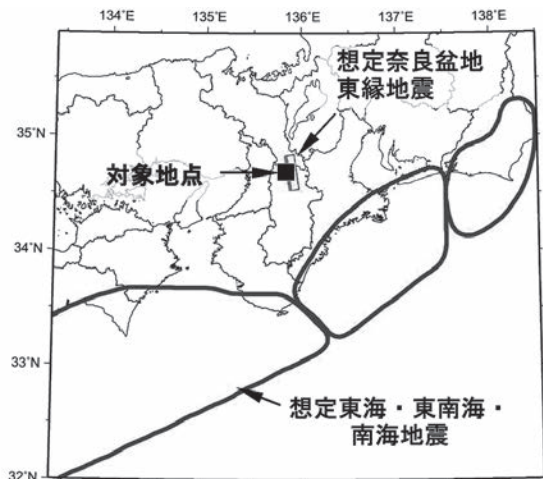
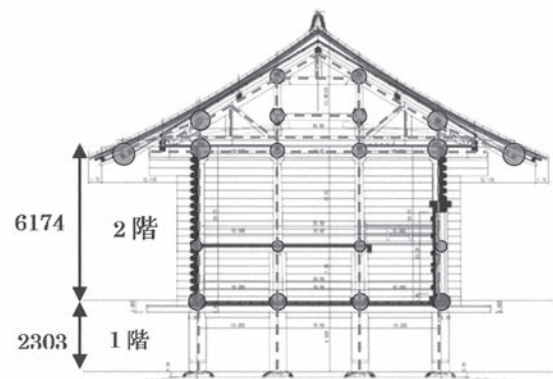


図107 想定地震と対象地点



#### 建物の重量内訳

屋根全体重量：324 t

瓦・葺土重量：198 t  
木部：126 t

軸部重量：148 t

2階床積載重量：7.8 t  
1階床積載重量：7.8 t  
木部：126 t  
東柱自重(半分)：6 t

全体：472 t  
(4630 kN)

●印は重量配置を表す

図106 重量配置



M八クラスの巨大地震。想定東海地震、東南海地震、南海地震が連動した場合を想定した。

想定奈良盆地東縁地震は、地震発生確率が周辺の活断層の中では最も高く、対象地点への影響度も、南海トラフの巨大地震に次いで大きい奈良盆地東縁断層帯を起震断層とする地震である。

想定東海・東南海・南海地震の工学的基盤における最大加速度は、南北成分で二四四cm/s<sup>2</sup>、東西成分で二三九cm/s<sup>2</sup>、想定奈良盆地東縁地震の工学的基盤における最大加速度は、南北成分で五〇三cm/s<sup>2</sup>、東西成分で四三八cm/s<sup>2</sup>である。

### 三 解析ケース

解析は、前項に示した二ケースの検討用入力地震動についてX方向（桁行、南北）、Y方向（梁間、東西）のそれぞれについて行った。

解析モデルの設定としては、一階床剛性を「半剛床」、束柱径を「径六〇〇mm共通」、屋根重量は「全載」を基本とするが、表4に示すように床剛性、柱径、屋根重量の各種条件を変化させたケースについても合わせて検討を行って傾向を分析し、結果を評価する際の参考とした。

### 四 解析結果

#### (一) 固有値

各ケースの固有値を表5に示す。束柱の転倒回転による校倉の全体的な並進、捩れモードが一〜三次モードとなる。基本パターン（表中囲線で示すNo.②）の固有周期は、一次T<sub>1</sub>＝〇・七九八秒（X方向並進）、二次T<sub>2</sub>＝〇・七九〇秒（捩れ）、三次T<sub>3</sub>＝〇・七八四秒（Y方向並進）である。床剛性の違いや屋根重量の大きさや、偏在の影響による差異は小さい。これは剛体の転倒運動の周期が重量（束柱の軸力）に依らないことと符合している。束柱の径を実測値とした場合と実測値の平均値とした場合は同等の結果となり個々の柱のばらつき

表4 解析組み合わせケース

1階床剛性	束柱径	屋根重量	解析モデルNo.	
			加振方向	
			桁行 (X)	梁間 (Y)
柔床	600φ共通	全載	①	
		偏載		
	実測値	全載	④	
		偏載		
半剛床	600φ共通	全載	②※①	②
		偏載1	⑦	
		偏載2	⑧	
		全載（修理後）	⑨	
	実測値平均径	全載	⑩	⑩
	実測値	全載	⑤	⑤
		偏載		
剛床	600φ共通	全載	③	
		偏載		
	実測値	全載	⑥	
		偏載		

注記 ・   枠付欄の②が基本モデルを示す。  
 ・ ①は変動軸力を考慮しないモデル

の影響は少ない。

(二) 最大応答値

各ケースの最大応答加速度、最大応答変位、最大応答層間変形角および東柱の最大応答せん断力を表6に示す。また、表中の東柱柱頭の最大応答変形を図108に示す。

基本パターン（表中囲線で示すNo②）の東柱柱頭の最大変形は奈良盆地東縁断層地震では五一〇mm、東海・東南海・南海地震では二二mmとなった。柱径の違いは応答値に影響を与える。復元力特性に軸力の変動を考慮しない場合や床剛性を極めて小さくして実状とは違ったケースでは、奈良盆地東縁断層地震で柱径を超える大きな変形が生じた。また、屋根重量の大きさや配置を変化させても固有周期は変わらないため応答値への影響は小さい。

五 まとめ

三次元立体解析モデルによる地震時時刻歴解析を行い建物の安全性に関する検証を行った。解析では軸力変動を考慮できる傾斜復元力要素を採用し、解析モデルの各種設定条件を変動させることで傾向を分析した。以下に検証結果を示す。

- ① 想定東海・東南海・南海地震による建物の変位は一〇〇〜二〇〇mm程度であった。この範囲では東柱の復元力が保たれているため、建物が倒壊する可能性は極めて少ない。
- ② 想定奈良盆地東縁断層地震による建物の変位は四〇〇〜六〇〇mm程度であった。この範囲では東柱の復元力は保たれているが、不安定な状態に落ち入り易くなるため、建物が倒壊する可能性は無視できない。

表5 三次元立体解析モデルの固有値

1階床剛性	東柱径	屋根荷重	解析モデルNo	固有値					
				1次		2次		3次	
				周期T(秒)	モード	周期T(秒)	モード	周期T(秒)	モード
柔床	600φ共通	全載	①	0.838	X	0.817	Y	0.814	Y
	実測値	全載	④	0.888	ねじり	0.852	X	0.851	Y
半剛床	600φ共通	全載	②	0.798	X	0.79	ねじり	0.784	ねじり
		偏載1	⑦	0.794	X	0.781	Y	0.761	ねじり
		偏載2	⑧	0.892	X	0.788	Y	0.689	Y
		全載(修理後)	⑨	0.788	X	0.779	ねじり	0.773	Y
	実測値平均径	全載	⑩	0.853	ねじり	0.814	X	0.806	Y
	実測値	全載	⑤	0.852	ねじり	0.812	X	0.806	Y
剛床	600φ共通	全載	③	0.788	ねじり	0.778	X	0.771	Y
	実測値	全載	⑥	0.837	ねじり	0.801	X	0.788	Y

注記 ・   枠付欄の②が基本モデルを示す。

表6 最大応答値一覧

3次元モデル応答結果 (最大応答値)	想定奈良盆地東縁断層地震														
	X (桁行方向)											Y (梁間方向)			
	柱径600φ共通				柱径実測値			柱径600φ共通				柱径実測 平均値	柱径600φ 共通	柱径 実測値	柱径実測 平均値
	1階床剛性				1階床剛性			半剛床				1階床 剛性	1階床 剛性	1階床 剛性	1階床 剛性
解析モデル	① 柔床	② 半剛床	※⑪ 半剛床	③ 剛床	④ 柔床	⑤ 半剛床	⑥ 剛床	⑦ 偏載荷重1	⑧ 偏載荷重2	⑨全載 (修理後)	⑩ 半剛床	⑫ 半剛床	⑬ 半剛床	⑭ 半剛床	
加速度 [cm/s <sup>2</sup> ]	倉頂部	267	402	5890658	433	270	385	428	395	379	399	391	440	400	417
	東柱柱頭	1067	755	5970794	607	1145	654	634	846	606	723	699	906	1105	823
変位 [mm]	倉頂部	3330	513	16143946	510	376	418	425	534	495	536	451	515	575	386
	東柱柱頭	3330	510	16363655	510	393	417	424	534	495	535	451	515	573	383
層間変形角 [×10 <sup>-3</sup> rad]	倉頂部	0.04	0.42	35586	0.01	2.78	0.16	0.31	0.11	0.09	0.17	0.05	0.10	0.24	0.36
	東柱柱頭	1446	222	7105365	221	171	181	184	232	215	232	196	224	249	166
層剪断力 [kN]	東柱	955	975	27426708	997	924	958	965	946	962	945	933	995	936	938
判定		×	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

①、⑪については柱の変形が柱径を超えているため倒壊の可能性があると判断される

3次元モデル応答結果 (最大応答値)	想定東海・東南海・南海地震														
	X (桁行方向)											Y (梁間方向)			
	柱径600φ共通				柱径実測値			柱径600φ共通				柱径実測 平均値	柱径600φ 共通	柱径 実測値	柱径実測 平均値
	1階床剛性				1階床剛性			半剛床				1階床 剛性	1階床 剛性	1階床 剛性	1階床 剛性
解析モデル	① 柔床	② 半剛床	※⑪ 半剛床	③ 剛床	④ 柔床	⑤ 半剛床	⑥ 剛床	⑦ 偏載荷重1	⑧ 偏載荷重2	⑨全載 (修理後)	⑩ 半剛床	⑫ 半剛床	⑬ 半剛床	⑭ 半剛床	
加速度 [cm/s <sup>2</sup> ]	倉頂部	330	331	424	333	318	330	369	351	470	332	316	403	372	377
	東柱柱頭	1080	580	812	485	1138	533	530	678	1508	584	562	727	685	731
変位 [mm]	倉頂部	147	126	312	126	123	124	145	141	110	123	124	152	182	132
	東柱柱頭	146	121	306	117	143	121	141	131	105	119	120	145	176	125
層間変形角 [×10 <sup>-3</sup> rad]	倉頂部	0.15	0.74	1.02	1.47	3.20	0.41	0.54	1.57	0.76	0.71	0.63	1.18	1.10	1.09
	東柱柱頭	63	53	133	51	62	53	61	57	46	52	52	63	76	54
層剪断力 [kN]	東柱	911	919	925	904	880	889	886	893	928	893	891	896	881	906
判定		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

倉頂部の層間変形角は天井面 - 1F床間の層間変形角 ※⑪軸力変動無しモデル

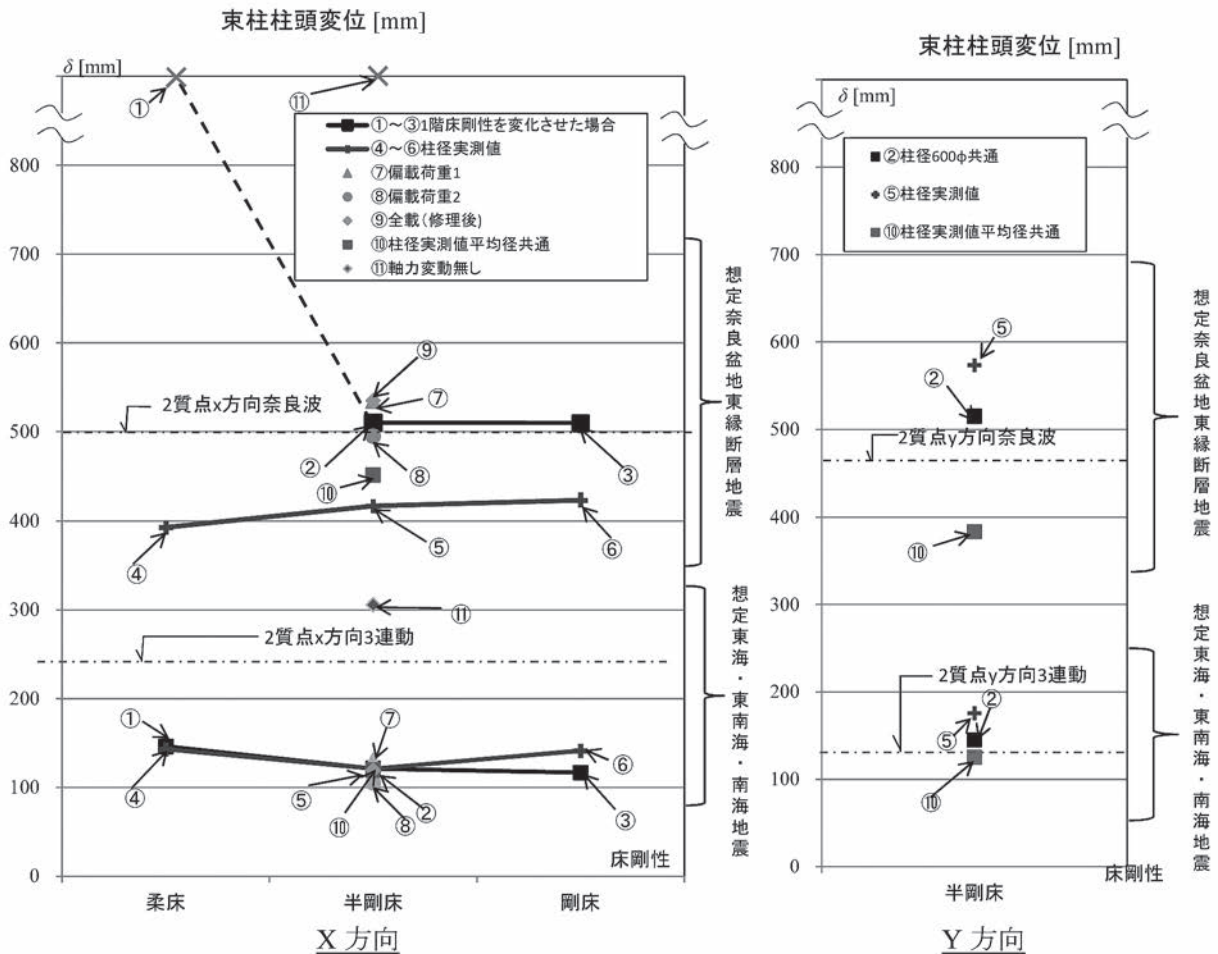


図108 東柱頂部の最大応答変形

## 第四項 耐震診断に関する補足

前項で示した耐震診断の詳細について補足する。

## 一 解析モデル

解析には清水建設株式会社技術研究所で開発した非線形時刻歴応答解析システムSAP2000を用いた。システムの概要を表7に、モデル化の概要を以下に補足する。

## (一) 重量配置

解析における設定重量の内訳および配置は、前項図106に示したとおりで、建物全体重量四七二tのうち屋根重量は三二四t(六九%)と大きな比率を占める。また屋根重量のうち一九八t(屋根重量の六一%、建物全重量の四二%)を瓦、葺土重量が占めている。

屋根重量を高さや軒部周辺に実情に合わせて配置することで、地震時の建屋全体の回転慣性をより正確に評価できるように配慮した。また、陸梁と大梁とを二段に配して四天柱と縁を切り、屋根自重および屋根に作用する慣性力によって生じる力が外壁を介して側通りの束柱への軸力として伝達するようにした。

## (二) 束柱

柱径六〇〇mmを基本モデルとし、柱頭節点を回転自由、柱脚には図109に示すように三成分×二方向の回転、並進ばねを南北、東西両方向に考慮した。回転ばねには、図110に示す文化庁「重要文化財耐震診断指針」の基礎診断実施要領に示される傾斜復元力特性の骨格曲線を適用した。解析では軸力の変動に対応して傾斜復元力が逐次修正されて用いられる。なお、鉛直ばねは柱の浮き上がりを考慮し、柱脚が浮き上がった時点で水平ばねがせん断力を伝達しない設定とした。

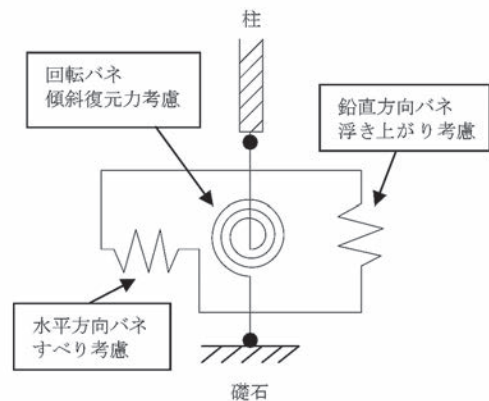


図109 柱脚のモデル化のイメージ

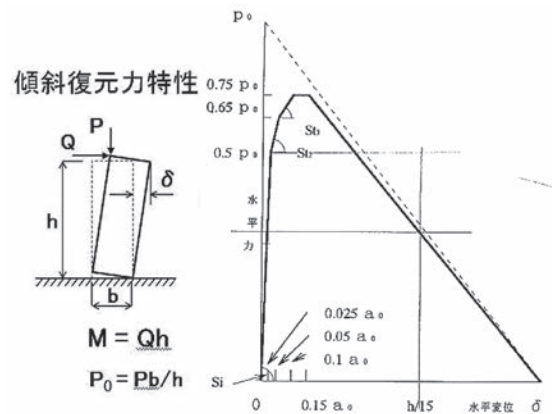


図110 文化庁指針の傾斜復元力

## (三) 校倉壁

校倉部分は「平成十六年度報告書」に準じたせん断剛性をブレース置換によりモデル化した。(桁行方向四五・一kN/mm、梁間方向三六・六kN/mm)

## (四) 床面

一階床は半剛床(水平構面剛性二・八六kN/mm)、二階床は平面剛性を考慮せず、天井面屋根面は剛床とした。

## (五) 小屋組

大梁から上部の主要な部材を考慮した。小屋組補強および枯木については建屋全体の振動特性への影響は小さいと判断し考慮しなかった。

## (六) 減衰特性

校倉壁、小屋組の内部粘性減衰を  $h \parallel 2\%$ 、瞬間剛性比例型として考慮した。



表7 解析システムの概要

<ul style="list-style-type: none"> <li>・名称：idac (intelligent dynamic analysis code)</li> <li>・特徴：1987年より清水建設株式会社技術研究所で開発している非線形時刻歴応答解析システム。        拡張性に非常に優れ、新規復元力特性や要素などを容易に組み込むことが可能。        梁やトラスなどの線材系やバネ系の非線形要素が豊富。        特に免震ゴムは最先端 (北大・菊地教授の開発 (元清水建設・idac共同開発者))</li> <li>・実績：各種免震機構、交通振動、原子力関連などの開発やコンサルの事例多数。        毎年40件以上の実案件でも利用 (主に、超高層建物の免震・制振の検討)</li> <li>・機能：固有値解析 (原点シフト付きサブスペース法)、線形・非線形静的解析、        線形・非線形時刻歴応答解析、ポテンシャル解析</li> <li>・要素 (103種類)：        線形梁要素、非線形梁要素、トラス要素、幾何学的非線形考慮梁要素、摩擦要素、        材端ばね梁要素、接触要素、制震壁要素、地盤要素、3次元FEM要素、        慣性質量ダンパー要素、積層ゴム要素、MSM要素、MSS要素、        傾斜復元力要素、シェル要素、3次元免震要素、加振要素、地震入力要素、        線形壁要素、非線形壁要素など</li> <li>・復元力特性 (63種類)：        バイリニア、ノーマルトリリニア、武田モデル、ブレース復元力、        深田モデル、武藤モデル、関数タイプ復元力、ギャップ復元力、        原点指向型、原点ピーク点指向型、H-Dモデル、修正稲田モデル、        高減衰積層ゴム (菊地モデル)、鉛入り積層ゴム、penzienモデル、R-Oモデル、        劣化型R-O、スリップ復元力、2軸連成ばね復元力など</li> <li>・減衰：レーリー減衰 (要素個別指定可能)、線形・非線形減衰要素、        モード減衰、歪みエネルギー比例型減衰</li> <li>・補助システム：動画システム、波形図化、波形処理システムなど約20システム。</li> </ul>
---

### 三 傾斜復元力の周期特性

地震動には地震の特性や立地の地盤条件に応じてさまざまな周期成分が含まれており、建物はその建物固有の周期特性に応じて振動する。正倉のように東柱の傾斜復元力を主要な耐震要素とする建物では振幅が小さいときには素早く、振幅が大きいときにはゆっくりと振動する。

初期振幅を変えて自由振動解析を行うと、図IIIに示すように周期は剛体の転倒運動の理論解と概ね一致することがわかる。すなわち固有周期は柱の形状と振幅に依存し荷重の大きさや偏在の影響を受けにくいという特性を有しているということが確かめられた。

### 四 検討用入力地震動

検討用入力地震動は、前項で示したように、奈良盆地東縁断層帯を震源とする地震、東海・東南海・南海三連動地震を想定した二つの模擬地震動とした。以下地震動評価手法の概要を示す。

#### (一) 想定東海・東南海・南海地震

地震発生確率が極めて高く、対象地点への影響度が大きい南海トラフで発生するM8クラスの巨大地震。想定東海地震、東南海地震、南海地震が連動した場合を想定し、想定東海・東南海・南海地震と呼ぶ。中央防災会議(二〇〇三)による断層モデルを採用し、地震動評価手法としては、対象地点付近で

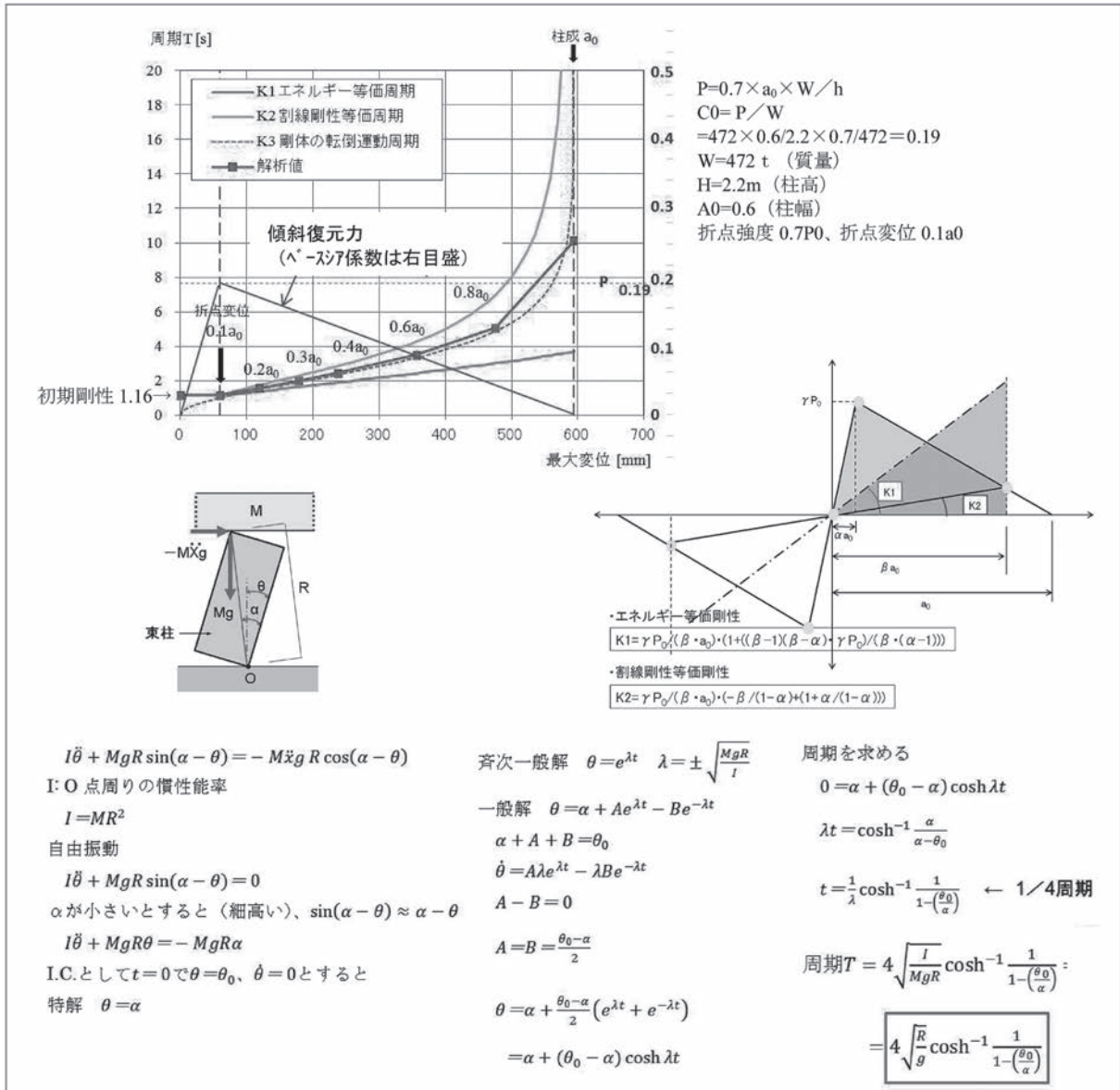


図111 傾斜復元力を有する振動体の変形と周期の関係

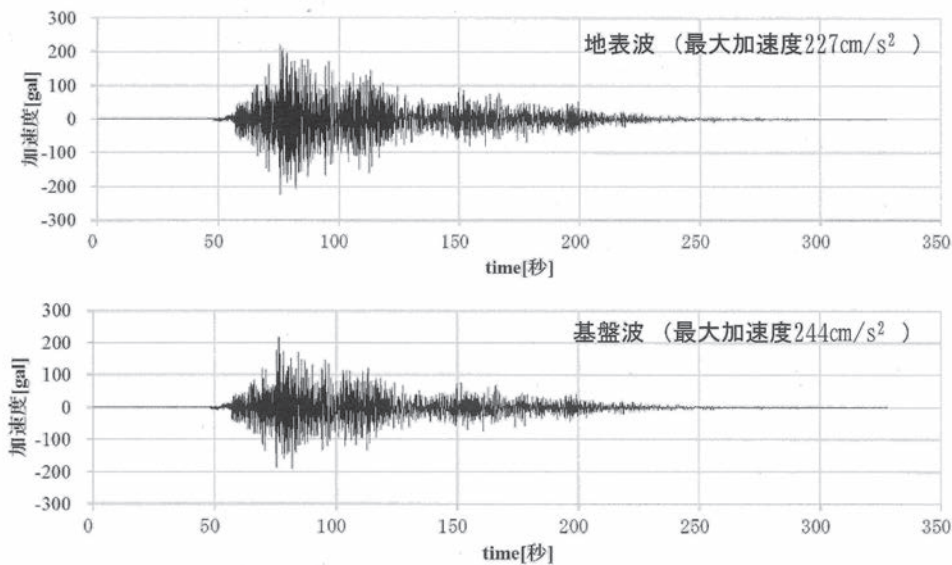


図112 想定東海・東南海・南海地震の工学的基盤及び地表面における加速度波形(南北)

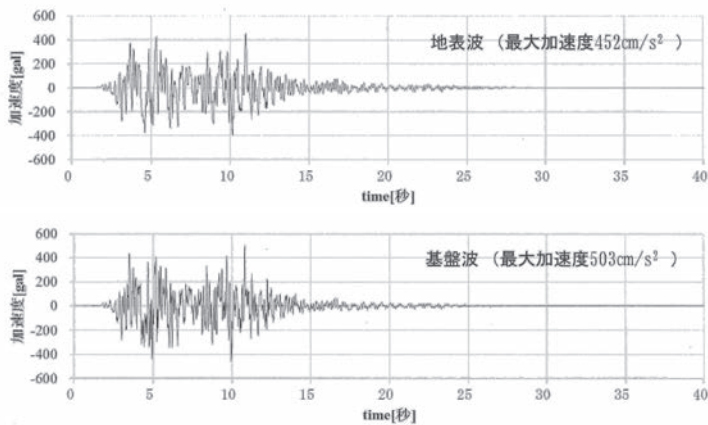


図113 想定奈良盆地東縁地震の工学的基盤及び  
地表面における加速度波形（南北）

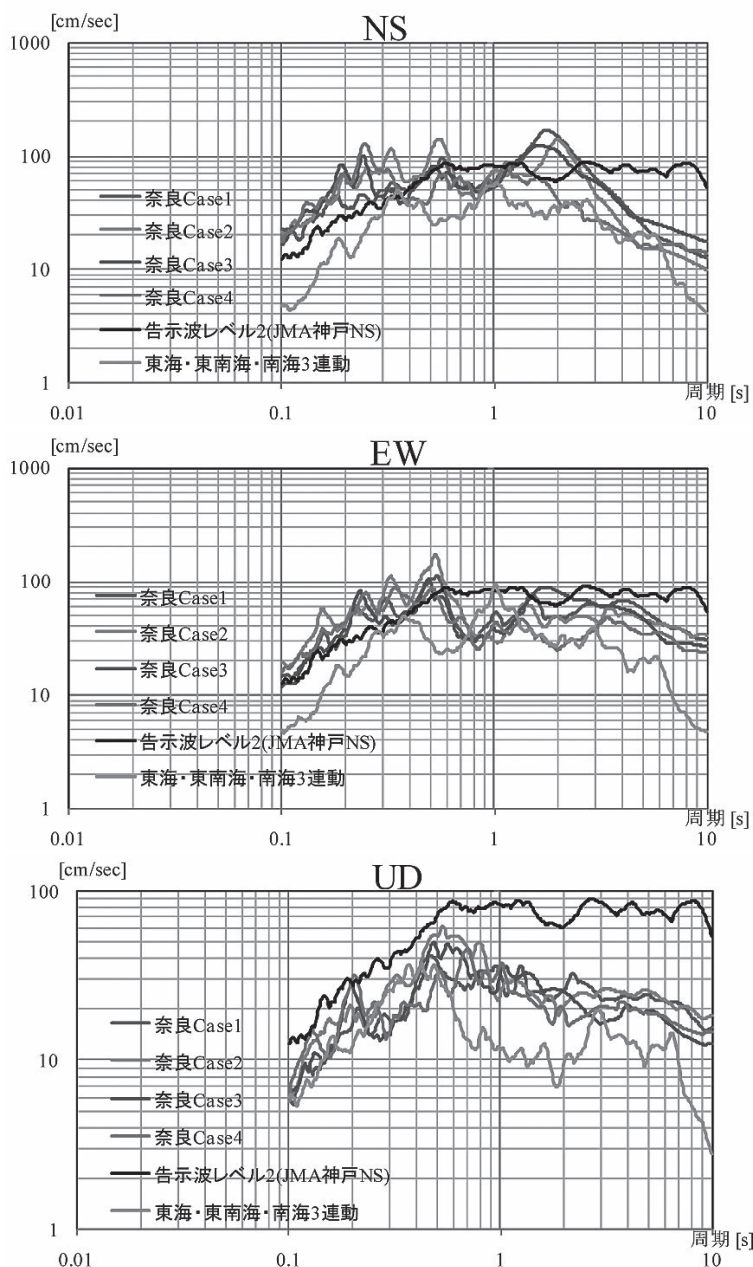


図114 検討用入力地震動の疑似応答スペクトル  
減衰定数 5 %

多数の地震観測記録が得られていることから経験的グリーン関数法を用いる。  
 (防災科研の地震観測点KINET生駒 (NAR001))  
 (二) 想定奈良盆地東縁地震  
 地震発生確率が周辺の活断層の中では最も高く、対象地点への影響度も、南海トラフの巨大地震に次いで大きい奈良盆地東縁断層帯を起震断層とする地震。想定奈良盆地東縁地震と呼ぶ。中央防災会議(二〇〇六)による断層モデルを採用し、地震動評価手法としては、同じタイプの陸域の浅い地震に対する適切な観測記録が得られていないため、統計的グリーン関数法を用いる。

想定東海・東南海・南海地震での加速度波形(南北成分)を図112に、奈良盆地東縁断層地震の加速度波形(南北成分)を図113に示す。工学的基盤と現地表層地盤特性を考慮した地表面についてそれぞれ示した。これらを比較した結果、ケーススタディーの解析では上部構造への影響が大きいとされる最大加速度が大きい工学的基盤の模擬地震動を用いることとした。  
 想定東海・東南海・南海地震と想定奈良盆地東縁地震の模擬地震動の疑似速度応答スペクトル(減衰定数5%)を図114にまとめて示す。JMA神戸のNS位相を用いた告示波の応答スペクトルについても参考に示した。





図115 想定奈良盆地東縁地震の断層モデル

図中で想定奈良盆地東縁地震の応答スペクトルのCase1～Case4は図115に示すように断層モデルの破壊開始点を四ケース設定した場合の地震波に対応する。Case1が南北成分の周期二秒付近で告示スペクトルを上回る。解析ではCase1を採用した。

想定東海・東南海・南海地震の応答スペクトルについては、南北成分、東西成分とも、周期〇・二秒～一〇秒の範囲で告示スペクトルと同程度かやや下回る程度である。解析では南北成分を採用した。

## 五 解析ケース

解析は、前項に示した二ケースの検討用入力地震動についてX方向（桁行、南北）、Y方向（梁間、東西）のそれぞれについて行った。

解析モデルの設定としては、一階床剛性を「半剛床」、束柱径を「径六〇〇mm共通」、屋根重量は「全載」を基本とするが、前項の表5に示すように床剛

性、柱径、屋根重量の各種条件を変化させたケースについても合わせて検討を行って傾向を分析し、結果を評価する際の参考とした。解析の組み合わせケースを前項表4に示した。

束柱の柱脚部は図116に示すように不定型な礎石上に据えられ、その接触面は三次元的な形状となっている。柱頭部も一部で台輪の幅に柱が納まっていない等、経年劣化の影響以外にも場所や部位、方向による柱有効径の違いが認められる。表8に南北、東西各方向の柱頭、柱脚の柱実測径の一覧を示す。計測は治具を当てて計測しており±一〇mm程度の誤差が見込まれるが、概ね図117に示す分布となる。

屋根重量の分布については全載のほか、偏載一（約二〇％程度の偏載）、偏載二（片側偏載）を想定した。

## 六 解析結果

### (一) 固有値

各ケースの固有値は前項の表5に示した通りで、束柱の転倒回転による校倉の全体的な並進、振れモードが一～三次モードとなる。基本パターン（表中囲線で示すNo②）の固有周期は、一次T1＝〇・七九八秒（X方向並進）、二次T2＝〇・七九〇秒（振れ）、三次T3＝〇・七八四秒（Y方向並進）である。床剛性の違いや屋根重量の大きさや、偏在の影響による差異は小さい。これは剛体の転倒運動の周期が質量（束柱の軸力）に依らないことと符合している。束柱の径を実測値とした場合と実測値の平均値とした場合は同等の結果となり個々の柱のばらつきの影響は少ない。

### (二) 最大応答値

各ケースの最大応答加速度、最大応答変位、最大応答層間変形角および束柱の最大応答せん断力は前項表6に示した。また、表中の束柱柱頭の最大応答変形は前項図108に示した。



表8 柱の有効径

番付	計測位置	単位mm			
		東面(南北方向)		南面(東西方向)	
		柱頭	柱脚	柱頭	柱脚
い一		560	590	540	530
い二		550	595	595	595
い三		595	600	550	585
い四		585	580	540	560
い五		585	605	505	570
い六		520	590	530	550
い七		565	600	590	595
い八		540	575	625	565
い九		585	605	570	610
い十		570	615	580	560
ろ一		565	545	575	565
ろ二		505	580	590	565
ろ三		570	575	590	540
ろ四		580	610	645	585
ろ五		520	540	635	615
ろ六		525	580	565	540
ろ七		600	585	600	600
ろ八		505	600	595	590
ろ九		585	610	585	590
ろ十		550	540	625	570
は一		560	600	585	580
は二		570	615	620	590
は三		540	575	585	580
は四		595	580	610	570
は五		555	595	615	580
は六		520	610	550	550
は七		590	625	595	590
は八		520	615	625	600
は九		595	620	585	580
は十		540	570	605	590
に一		570	570	550	555
に二		520	580	575	590
に三		575	570	550	590
に四		575	630	610	625
に五		535	590	600	605
に六		515	590	605	550
に七		580	640	595	580
に八		555	590	575	590
に九		590	610	560	610
に十		565	580	590	600
最小値		505	540	505	530
最大値		600	640	645	625
平均値 $\mu$		575		583	
標準偏差 $\sigma$		30.6		26.2	
変動係数 $v = \sigma/\mu$		0.053		0.045	

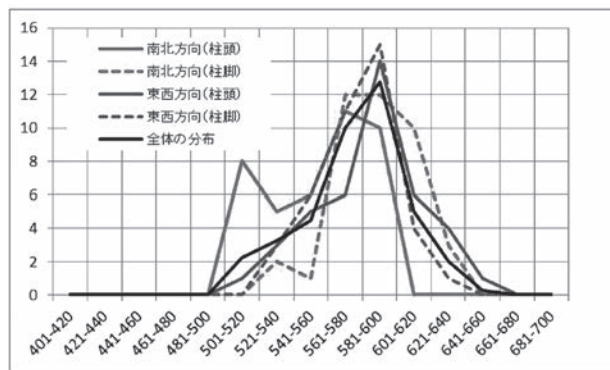
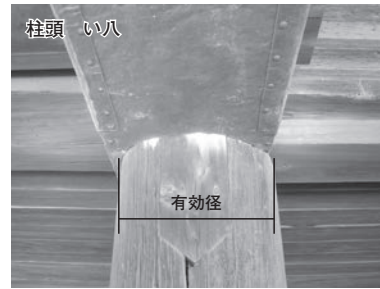


図117 柱有効径の頻度分布



東柱全体



図116 柱有効径の計測の様子

基本パターン（表中囲線で示すNo②）の東柱柱頭の最大変形は奈良盆地東縁断層地震では五〇mm、東海・東南海・南海地震では一二mmとなった。柱径

の違いは応答値に影響を与え、その傾向は地震動の種類や建物の方向によっても異なり一様ではない。復元力特性に軸力の変動を考慮しない場合や床剛性を

極めて小さくして実状とは違ったケースでは、奈良盆地東縁断層地震で柱径を超える大きな変形が生じた。屋根重量の大きさや配置を変化させても固有周期は変わらないため応答値への影響は小さい。なお、最大加速度の小さくなる地表面の地震動を用いた解析でも、応答値はほぼ変わらないことを確認している。

(三) 東柱の応答特性

東柱の応答結果の一例として、基本ケース(解析モデル②)の想定奈良盆地東縁断層地震、桁行方向(X方向)の結果を示す。図118のKey-PLANに示す四本の東柱(中柱、妻側柱、桁側柱、隅柱)について、図118に応答剪断力-変形関係を、図119に応答加速度のフーリエスペクトルを、図120～図122に時刻歴応答波形(加速度、速度、変形)を示す。

東柱の応答剪断力-変形関係は傾斜復元力の骨格曲線に添ってS字のループを描いており、地震時の軸力変動の影響を反映して各柱の応答剪断力が生じていることが分かる。側柱では正負非対称となり軸力変動の著しい隅柱では応答がやや乱れるが、四〇本の柱の合計としては正負対称の平均的な骨格曲線を示し、想定される振動性状を示している。

フーリエスペクトルと時刻歴応答波形とを比較すると、周期三・〇秒前後に見られる増幅域は時刻歴応答波形の五～一五秒の間の変位片振幅約三〇〇mmの振動成分を、周期二・一秒前後の増幅域は同一五秒以降に繰り返される変位片振幅二〇〇mm前後の振動成分を示している。なお、倉頂部と東柱頂部とでスペクトル形状が大きく変わらず、正倉の振動特性は東柱の挙動が支配的となっていることが分かる。

七 まとめ

三次元立体解析モデルによる地震時時刻歴解析を行い建物の安全性に関する検証を行った。解析では軸力変動を考慮できる傾斜復元力要素を採用し、解析モデルの各種設定条件を変動させることで傾向を分析した。以下に検証結果を

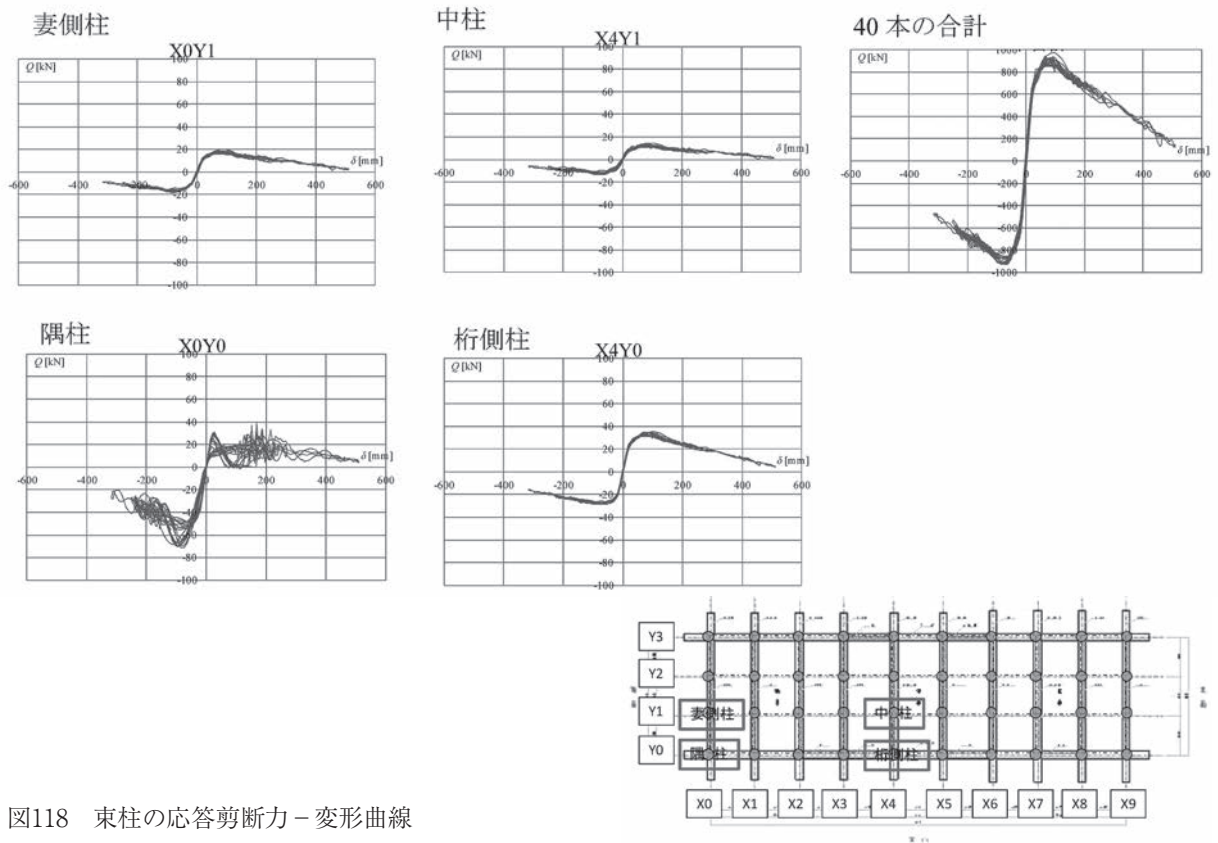
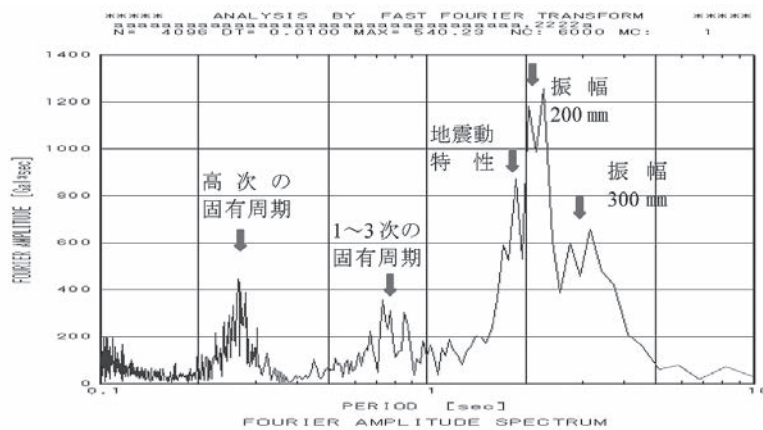


図118 東柱の応答剪断力-変形曲線  
解析ケース②、奈良盆地東縁断層地震X方向

Key-PLAN



隅柱(X0Y0)

入力地震動波形

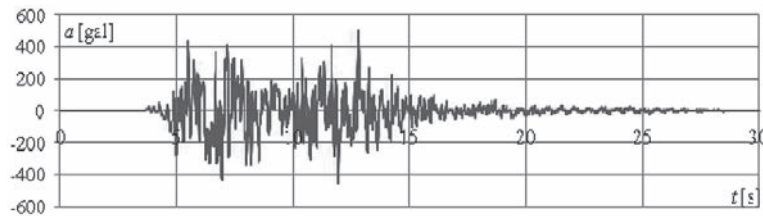


図119 束柱の応答加速度のフーリエスペクトル  
解析ケース②、想定奈良盆地東縁断層地震X方向

① 想定東海・東南海・南海地震による建物の変位は100〜200mm程度であった。この範囲では束柱の復元力が保たれているため、建物が倒壊する可能性は極めて少ない。

② 想定奈良盆地東縁断層地震による建物の変位は400〜600mm程度であった。この範囲では束柱の復元力は保たれているが、不安定な状態に落ち入り易くなるため、建物が倒壊する可能性は無視できない。

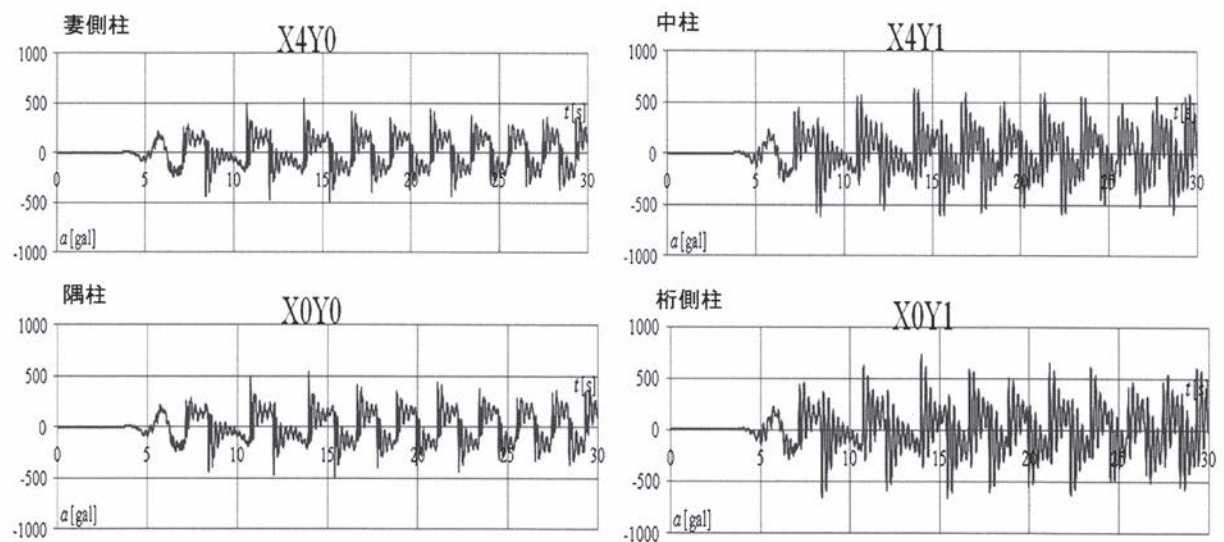


図120 束柱の応答加速度波形  
解析ケース②、半剛床、想定奈良盆地東縁断層地震X方向

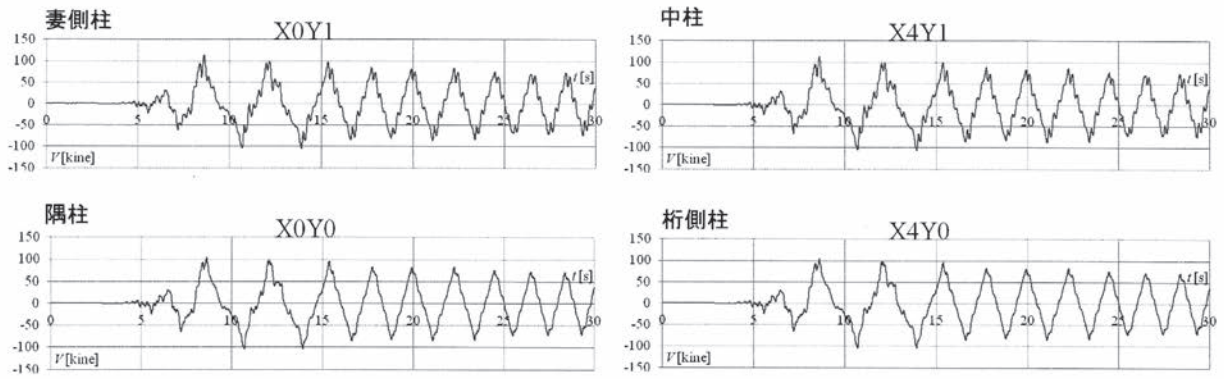


図121 束柱の応答速度波形  
解析ケース②、想定奈良盆地東縁断層地震X方向

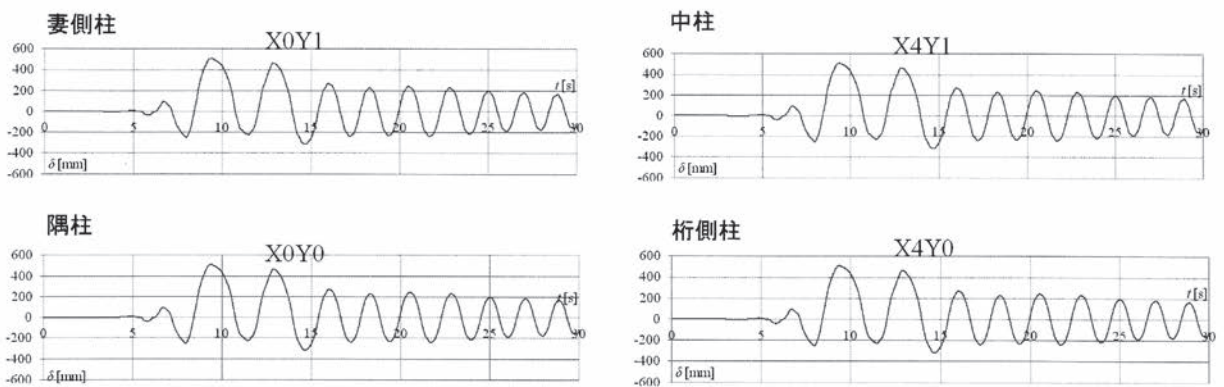


図122 束柱の応答変位波形  
解析ケース②、半剛床、想定奈良盆地東縁断層地震X方向