

## 第3章 耐震補強

### 1 概要

#### (1) 基本事項

##### ア 目的

地震による破損で文化財としての価値を損なわないよう、また地震時に人命に危害を与えないよう、耐震対策を検討する。今後、発生が懸念される直下型の大地震※に備えた耐震対策を行う。

※大地震とは、マグニチュード7以上の規模の地震であり、震度6弱～6強を想定したもの。

##### イ 耐震診断の見直し

「重要文化財（建造物）耐震診断指針」（平成24年6月改正）、「重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引」（平成29年3月改正）を受け、対象6棟については、前回調査で実施された耐震診断を見直す。耐震診断にあたっては、復旧不可能な価値の損失や人名に危害を与える被害を生じないかを確認し、診断結果から必要となれば、耐震補強等の対策を行う。

##### ウ 建造物部会

耐震診断計画の実施、補強案の策定にあたっては、京都市元離宮二条城保存整備委員会・建造物部会に諮り、協議の上進める。

#### (2) 耐震補強の方針

ア 多くの観覧客が訪れる建物であるため、大地震時に倒壊しない耐震性能を確保すること。

イ 対象6棟が連なる外部の建物景観や、障壁画等で構成される室内意匠を損なわないこと。

ウ 建物の部材に手を加える範囲を最小限とすること。

#### (3) 診断の条件

ア 対象6棟の建物の構造性能をより正確に評価するため、時刻歴応答解析による構造解析を行う。

イ モデル化の範囲は、小屋を含む架構全体、地盤レベルから小屋組までを立体架構とする。

ウ 各棟の固有振動数が近接しており、地震の際に対象6棟は互いに影響しあって揺れる（連成する）ものと判断し、6棟を一体として耐震診断を行う。

エ 診断に用いる地震波は、告示スペクトル適合波（以下、「告示波」という）の3波及び、「京都市第3次地震被害想定（平成15年度策定）」で作成された花折断層地震想定サイト波（以下、「サイト波」という）を用いる。サイト波は、京都市第3次地震被害想定として想定される直下型の大地震動である。この地震動は、工学的判断に基づき、兵庫県南部地震の8年後に作成され、伝統木造に40 cmの変形を生じさせる地震動である。

表 3.1.1 前回調査との条件比較

	前回調査（平成 18 年度～22 年度）	令和 6 年度～ 7 年度
解析方法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・エネルギー一定則</li> <li>・ 3 次元解析モデルによる静的解析</li> <li>・ 3 次元解析モデルによる振動解析</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・時刻歴応答解析</li> <li>・等価線形化法に基づく解析方法</li> </ul> （以下、「限界耐力計算」という）
モデル化	<ul style="list-style-type: none"> <li>・軸部</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・軸部+<u>小屋組</u></li> </ul>
連成モデル 範囲	<ul style="list-style-type: none"> <li>・黒書院、蘇鉄之間、大広間の 3 棟を連成</li> <li>・大広間、式台、遠侍及び車寄の 3 棟を連成</li> <li>・白書院は単独で検討</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・対象 <u>6 棟を連成</u>（渡廊含む）</li> </ul>
検討用 地震動	<ul style="list-style-type: none"> <li>・告示波（建築基準法）</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・告示波（建築基準法）</li> <li>・<u>サイト波：花折断層波</u></li> </ul> ⇒京都市第 3 次地震被害想定における模擬地震動

(4) 建造物部会等での意見

- ア 補強は、強く固い補強材で堅牢に固めるのではなく、木造建築が持つ変形性能を生かし、建物の耐力を向上させる補強計画とすること。
- イ 補強内容（床下補強、耐力壁補強等）によって、今後の建物の維持管理（修繕、防災、環境、運営等）に影響を及ぼすことが想定される場合は、設計段階で再度検証し対策を講じること。
- ウ 段階的に修理を行う場合、耐震補強の設置に伴う修理が数十年先送りされる棟については、地震時の減災のため経過的措置を行うこと。
- エ 必要耐震性能について、通常の用途に供している建物であり、大地震時に内部もしくは外部の人命を損なうことの無い耐震性能を要する建物を考慮し、「安全確保水準（非倒壊※大地震時に倒壊せず生命に重大な危害を及ぼさない／詳細は後述）」に設定すること。
- 診断の結果、補強部材の追加が必要となった場合には、変形性能の大きな耐力要素を採用した上で、倒壊に対する余力（残存耐力）を確認すること。

## 2 耐震診断

### (1) 耐震性能評価の方針

#### ア 基本事項

対象6棟について、『文化財建造物等の地震時における安全性確保に関する指針』、『重要文化財（建造物）耐震診断指針』、『重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領』の規定に基づき、以下に示す耐震性能評価を行った。

対象6棟は各棟の固有振動数が近接しており※、振動モードから連成効果が大きいと判断されるため、地震の際に連成して複雑な振動をするものとして対象6棟を一体として耐震性能評価を行った。

（参考）

※津田龍平、菅原隆樹、林康裕「城郭建築の振動特性に関する研究（世界遺産・元離宮二条城を対象として）」日本建築学会技術報告集 30（75），650-655 頁，2024 年 6 月

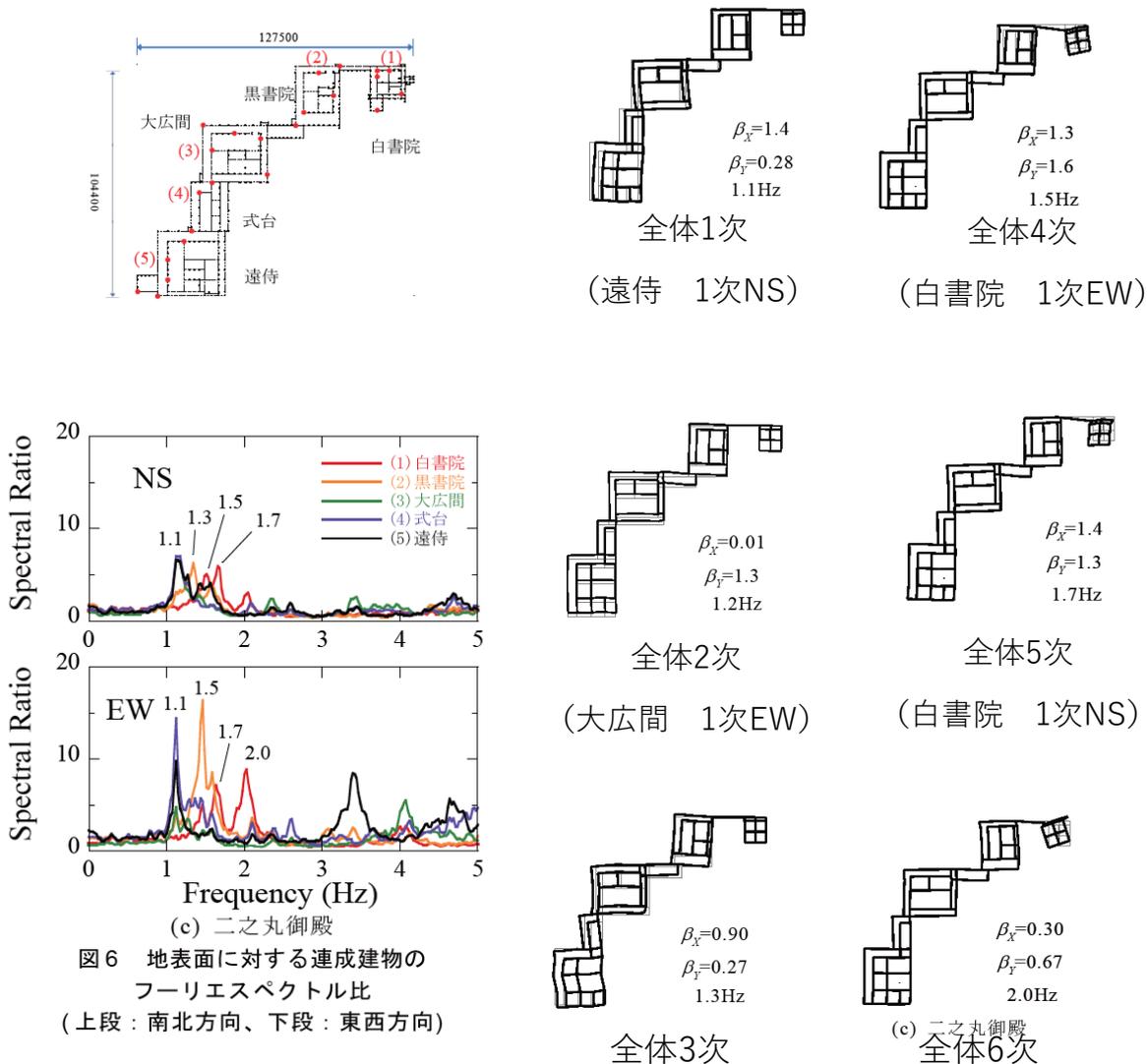


図 3.2.1 対象6棟 振動モード図 （※津田（2024）を参照）

表 3.2.2 対象6棟 固有振動数 (※津田 (2024) を参照)

建物名	南北方向(Hz)	東西方向(Hz)
白書院	1.5	1.7
黒書院 (蘇鉄之間は除く)	1.3	1.5
大広間	1.1	1.1
式台	1.1	1.1
遠侍及び車寄	1.1	1.1
全体	1.1	1.2

#### イ 準拠基準と参考文献

- ・ 文化庁『重要文化財(建造物)耐震診断指針』、平成 11 年 4 月 8 日、平成 24 年 6 月 21 日改正
- ・ 文化庁『重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領』、平成 13 年 4 月 10 日、平成 24 年 6 月 12 日改正
- ・ 文化庁『重要文化財(建造物)耐震診断・耐震補強の手引き(改訂版)』、平成 29 年 3 月
- ・ 文化庁『重要文化財(建造物)耐震診断・耐震補強の手引(改訂版)事例集』、平成 29 年 3 月
- ・ 文化庁「文化財建造物の重量計算について」『重要文化財(建造物)耐震診断指針 参考資料集』、平成 12 年
- ・ 日本建築学会『木質構造設計規準・同解説』、平成 18 年 12 月
- ・ 日本建築学会『木質構造設計ノート』、平成 18 年 12 月
- ・ 日本建築学会『建築物荷重指針・同解説(2015)』、平成 27 年 3 月
- ・ 公益財団法人日本住宅・木材技術センター『木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017年版)』、令和元年 9 月
- ・ (一社)日本建築構造技術者協会関西支部『伝統的な軸組工法を主体とした木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル第 3 版(改定版)』、平成 31 年 11 月
- ・ 建築研究協会『重要文化財二条城調査工事報告書』、元離宮二条城事務所、平成 23 年 3 月
- ・ 株式会社キンキ地質センター『国宝(建造物)二条城二之丸御殿大広間他 3 棟耐震診断事業に伴う地質調査報告書』、平成 19 年 1 月
- ・ 京都工芸繊維大学『国宝(建造物)二条城二之丸御殿大広間他 3 棟耐震診断・調査研究事業報告書』、平成 19 年 3 月
- ・ 建築研究協会『国宝(建造物)二条城二之丸御殿調査報告書(平成 20 年度分)【白書院、黒書院、蘇鉄之間、大広間】』、平成 21 年 3 月
- ・ 建築研究協会『国宝(建造物)二条城二之丸御殿調査報告書(平成 21 年度分)【式台、遠侍】』、平成 22 年 3 月
- ・ 元離宮二条城建造物修理委員会 第 5 回 構造試験結果、平成 22 年 4 月

- ・ 津田龍平、菅原隆樹、林康裕「城郭建築の振動特性に関する研究（世界遺産・元離宮二条城を対象として）」日本建築学会技術報告集 30（75）、650-655 頁、2024 年 6 月
- ・ 林康裕『最新 伝統木造建物の耐震入門 耐震診断・補強のポイント』学芸出版社、2025 年 7 月

#### ウ 耐震性能の検証方法

本診断における耐震性能評価は、時刻歴応答解析によって行った。対象 6 棟の連成効果を確認するため、6 棟を一体とした解析モデルを用いた。また解析結果を検証する上で、棟毎に等価線形化法（以下、「限界耐力計算」という）を実施した。

本診断の実施手順、方法及び留意事項については準拠基準「重要文化財（建造物）耐震診断指針（平成 11 年 4 月文化庁文化財保護部、平成 24 年 6 月 21 日改正）」（以下、「文化庁指針」という）及び準拠基準「重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領（平成 13 年 4 月文化庁文化財保護部、平成 24 年 6 月 12 日改正）」（以下、「文化庁要領」という）に従った。

時刻歴応答解析は、小屋を含む架構全体、地盤レベルから小屋組までを立体架構でモデル化し、検討用地震動を入力した結果の応答値を算出し、各地震動の応答変位が、「非倒壊」の限界変形を下回ることにより、評価を行った。

モデル化においては、部材や接合部の劣化等は考慮せず、部材すべてが健全であると仮定した。すなわち、腐朽部材の取り換えや仕口緩みの締め直し、くさびの復旧等を前提とした評価である。

保有耐震性能については、時刻歴応答解析及び限界耐力計算により、桁行・梁間各方向における荷重変形関係から得られる「損傷なし」、「機能維持」、「非倒壊」の限界変形が、大地震時の各方向の応答変位とどのような大小関係になるかにより、評価を行った。

限界耐力計算における加速度増幅率の算定は詳細法を用いて行った。

なお、耐震診断の対象範囲は、礎石等を含まず、上部の木構造のみとし、基礎及び地盤は検討対象外とした。

エ 耐震性能評価のフローチャート

耐震性能評価のフローチャートを以下に示す。

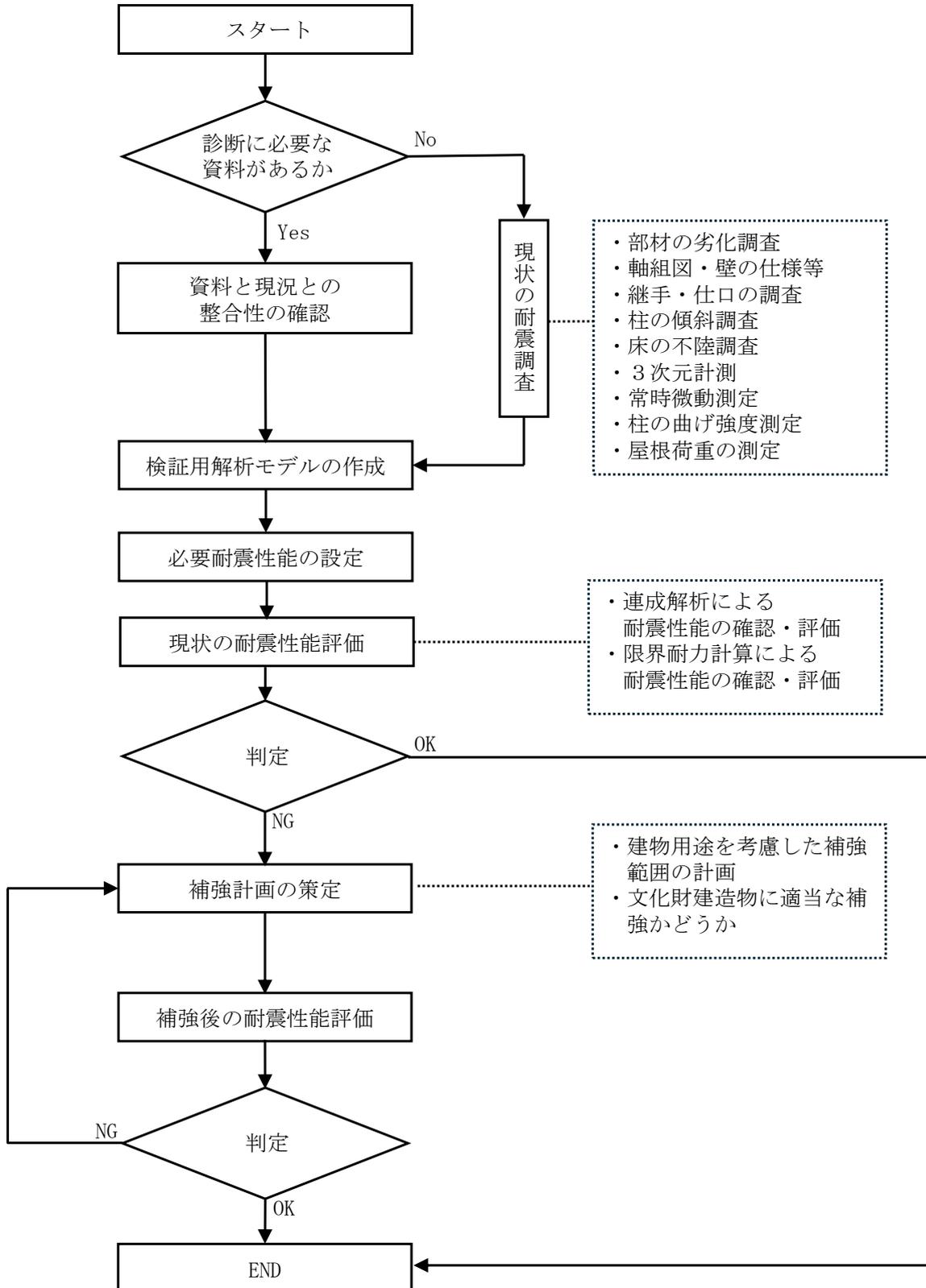


図 3.2.3 診断フロー図

## オ 必要耐震性能

表 3.2.6 に示す「文化庁指針」に基づき、対象 6 棟が通常の用途に供しているもの（地震時に内部もしくは外部の人命を損なうことの無い耐震性能を要する建物）であることを考慮し、必要耐震性能を「安全確保水準（非倒壊）」に設定した。

「文化庁指針」では、通常の木造建築物の場合、大地震動時における「安全確保水準」の層間変形角が  $1/30\text{rad}$  以下を目安とする。また、建物によって変形性能が異なるため、層間変形角の目安を  $1/30\text{rad}$ ～ $1/15\text{rad}$  程度とし、建物の構造特性や機能に応じて適切に設定する必要がある。

本建物の耐震要素は、土壁や柱、貫等、変形性能の大きい要素を主としており、 $1/30\text{rad}$  を超える変形角においても急激な耐力低下が生じないことから、 $1/15\text{rad}$  程度においても急激な耐力低下は起こらないと考えられる。書院造である対象 6 棟において地震時に倒壊が起きるのは、柱が小壁位置で折損し、上部（屋根及び小屋組）の重量を支えられなくなった場合が考えられる。建物上部の重さは、建物が変形すれば重くのしかかり、建物を倒そうとする力（ $P-\Delta$  効果）となるため、この  $P-\Delta$  効果を考慮した解析を行う。

本診断では、 $1/30\text{rad}$  以上の大変形時に影響が大きくなる  $P-\Delta$  効果を考慮した解析あるいは  $P-\Delta$  効果を考慮した倒壊に対する余力の確保を行っているため、建物の構造特性等を考慮し、大地震動時における「非倒壊」の限界変形を原則として  $1/15\text{rad}$  とした。

診断の結果、補強部材の追加が必要となった場合には、変形性能の大きな耐力要素を採用した上で、 $P-\Delta$  効果による倒壊に対する余力を合わせて確認した。

ここでの倒壊に対する余力とは、自重によって倒壊に至るまでの余力を変形角  $R$ （時刻歴応答解析の応答層間変形角であり、概ね  $1/10\text{rad}$  に相当）におけるベースシア係数  $(C=F(R)/W$ 、 $F(R)=$ 変形角  $R$  における復元力、 $W=$ 建物重量）によって算出される値とした。

例えば、応答層間変形角が  $R=1/10\text{rad}$  の場合、 $C=F(R)/W$  が  $0.12=1/8.3$  あれば、倒壊に対して 1.2 倍の余力があると判断できる。また、 $C=F(R)/W$  が  $0.15=1/6.7$  あれば、倒壊に対して 1.5 倍の余力があると判断できる。余力の目標値については、本診断に際して開催した「耐震診断分科会※」にて委員、オブザーバーから意見聴取を行い、決定した。

倒壊に対して十分な余力を確保するため、サイト波に対しては、ベースシア係数が応答層間変形角を 1.2 倍上回ることを確認した。告示波に対しては、ベースシア係数が応答層間変形角を 1.5 倍上回ることを確認した。

なお、倒壊に対する余力を確認する場合の応答層間変形角は、建物の代表的な応答層間変形角として、棟別に四隅の応答層間変形角の平均値より求めた。柱に曲げ折れが生じる場合、曲げ折れた柱を無視しても建物の鉛直支持能力に影響がないことが確認できる場合は補強せず、建物の鉛直支持能力が失われる場合は鉛直荷重が支持できるような補強を行った。

以上の必要耐震性能の設定を下表に示す。

（参考）

※ 本分科会は、京都市元離宮二条城保存整備委員会建造物部会の斎藤英俊部会長（建築意匠）、林康裕委員（構造専門）、文化庁耐震対策部門調査官が参画し、対象 6 棟の耐震診断について検討した。

表 3.2.4 必要耐震性能の設定

性能	目標値	備考
大地震時の非倒壊 (安全確保水準)	層間変形角 1/15rad 以下 (倒壊に対する余力が確保できる場合は、この限りではない)	倒壊に対する余力の確認には、ベースシア係数を用いる。建物がP-Δに対して倒壊しないことを担保するため、以下のベースシア係数を確保する。 倒壊限界変形角に対して、告示波では1.5倍上回ることを、サイト波では1.2倍上回ることを確認する。
柱の曲げ変形能力	柱の曲げ基準強度以下 (建物の鉛直支持力が確保できる場合は、この限りではない)	建物の鉛直支持力に影響がない場合は、柱の折損を許容する。ただし、鉛直支持力を失う場合は、柱の折損防止補強、代替鉛直支持部材の付加等を行う。

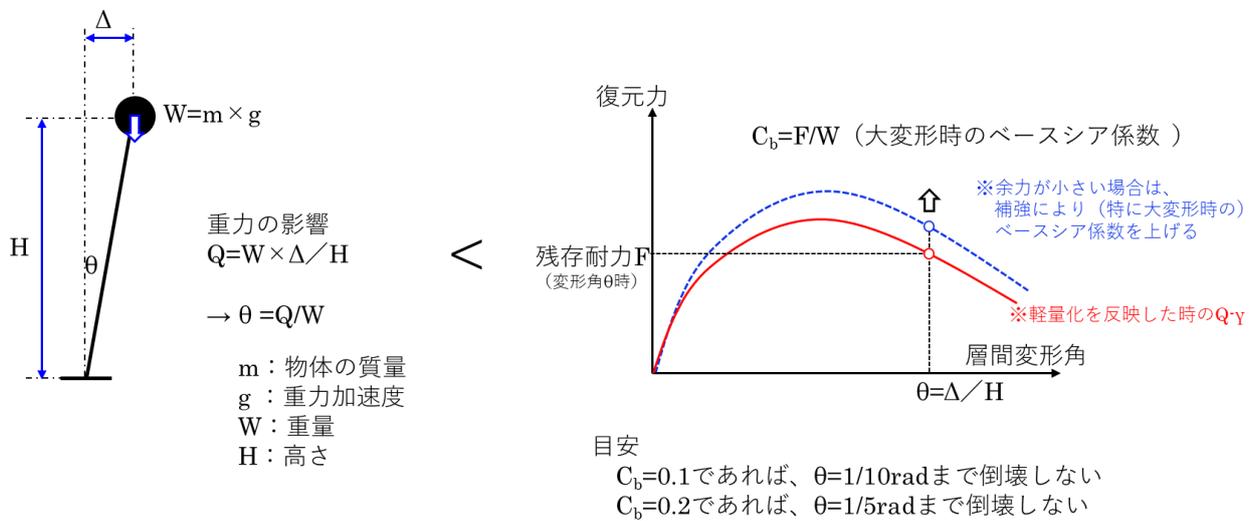


図 3.2.5 倒壊に対する余力の考え方

表 3.2.6 文化庁指針必要耐震性能の目安

重要文化財(建造物)耐震診断指針		平成 11 年 4 月 平成 24 年 6 月 12 日改訂 文化庁文化財部			
		機能維持水準	安全確保水準	復旧可能水準	
性能目標	大地震動時に要求される機能が維持できる		大地震動時に倒壊せず生命に重大な危害を及ぼさない	大地震動時に倒壊の恐れがあるが文化財としての主要な価値を損なうことなく復旧できる	
活用内容	現役の社会生活の基盤となる施設(インフラ施設)。災害時の防災拠点となるもの。不特定多数が常時利用する大規模な建造物で、特に必要と判断されるもの。		通常の用途に供しているもの	ほとんど人が立ち入らないか滞留時間が短いもの	
木造建築物被害状況の目安	大地震動時	軸組	変形が生じる。	大きな変形が生じるが倒壊しない(層間変形角 1/30 rad 以下)	倒壊する危険性がある
		安全	安全	生命に重大な影響を及ぼさない	危険
		機能	機能維持	機能喪失	機能喪失
	参考) 中地震動時	軸組	損傷なし。仕口の緩みが生じることがある	変形が生じる。	大きな変形が生じるが倒壊しない
		雑作	一部が破損することがある	破損・落下する恐れがあるが、再usingして復旧可能	過半が損壊して失われる可能性がある
		土壁	ほとんど被害が生じない	亀裂を生じ、塗り替えが必要となることがある	落下し壁下地も損壊する
		安全	安全	安全	生命に重大な危害を及ぼさない
		機能	機能継続	機能維持	機能喪失
	<p>限界変形</p> <p>ア 診断に用いる非倒壊、機能維持、損傷なしのそれぞれに対する限界変形は、建造物の構造特性に応じて求める。</p> <p>イ 非倒壊の限界変形は、繰り返し加力の影響を考慮した各階の荷重変形曲線状において、鉛直荷重指示能力を失わない限界の変形とする。  <u>層間変形角の目安は通常の木造建築物の場合 1/30 である。変形性能の大きな建造物については 1/15 程度とすることもできるが、逆に変形性能の小さい建造物では 1/30 に満たないものもある。建造物の構造特性に応じて適切に設定する。</u></p> <p>ウ 機能維持の限界変形は、仕上げ材の落下や建具の開閉障害等により建造物の使用に著しい支障が生じない限界の変形とする。  <u>層間変形角の目安は通常の木造建築物の場合 1/60 程度であるが、建造物の構造特性や機能に応じて設定する。</u></p> <p>エ 損傷なしの限界変形は、各階の荷重変形曲線上において、概ね直線域(弾性域)とみなせる限界の変形とする。</p>				

## (2) 検討用地震動と地盤特性

### ア 検討用地震動

検討に用いる地震波は、告示波の3波及びサイト波を用いた。

また、「重要文化財二条城調査工事報告書（元離宮二条城事務所、平成23年）」における地盤調査（柱状図、PS検層等）の結果、及び検討に用いた表3.2.7に示す地震動を本診断の解析に用いた。

表 3.2.7 検討用地震動

検討用地震動		最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	最大速度 (cm/s)
告示波 (大地震)	神戸位相	523.9	60.6
	八戸位相	595.8	54.9
	乱数位相	521.0	49.5
サイト波	花折断層	748.0	111.2

京都盆地では、平成10(1998)年～14(2002)年度に地下構造調査がなされており、詳細な盆地モデルが解明されている。京都市の地震対策の基礎である京都市第3次地震被害想定では、この地下構造調査結果をもとに地震波が作成されている。

地震波は高周波数側を統計的グリーン関数法により、また低周波数側を staggered-grid (スタッガード格子/千鳥格子) を用いた差分法により計算し、これらの波形に対し適当な帯域フィルターを作用させて合成するハイブリッド法を用いることで各地点の地震波が作成されている。

### イ 付近の活断層及び当該敷地に想定される地震動

京都市第3次地震被害想定で対象とした断層は、①花折断層、②桃山断層～鹿ヶ谷断層、③宇治川断層、④檜原～水尾断層、⑤光明寺～金ヶ原断層、⑥有馬・高槻断層系、⑦黄檗断層、⑧琵琶湖西岸断層の8つの断層である。

このうち、二条城周辺で発生が想定される最大の地震動は、当該敷地周辺において比較的PGA（地表面加速度最大値）が大きい花折断層による地震動と想定される。敷地を中心に周辺12ヵ所の花折断層による地震動について、応答変位スペクトルを確認した結果、No. 4041の変位応答スペクトルが卓越することを確認したため、当該敷地において想定される地震動を①花折断層（No. 4041）とした。なお、花折断層による地震動の変位応答スペクトルを確認した結果、応答変位が概ね40cm程度であることを確認している。

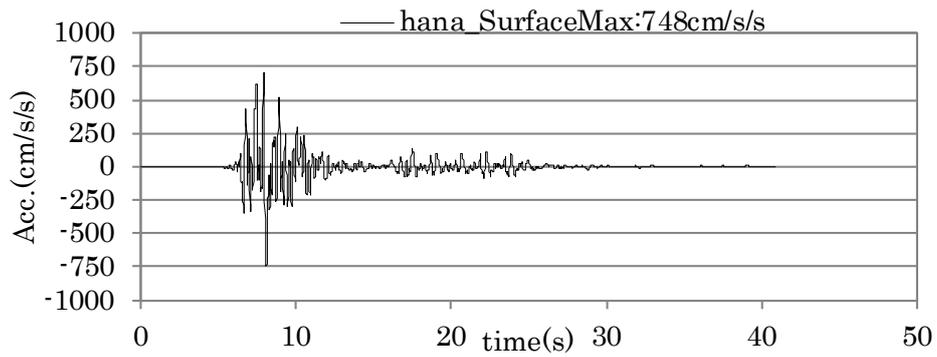


図 3.2.8 入力地震動 (① 花折断層 No. 4041 地表面波形)

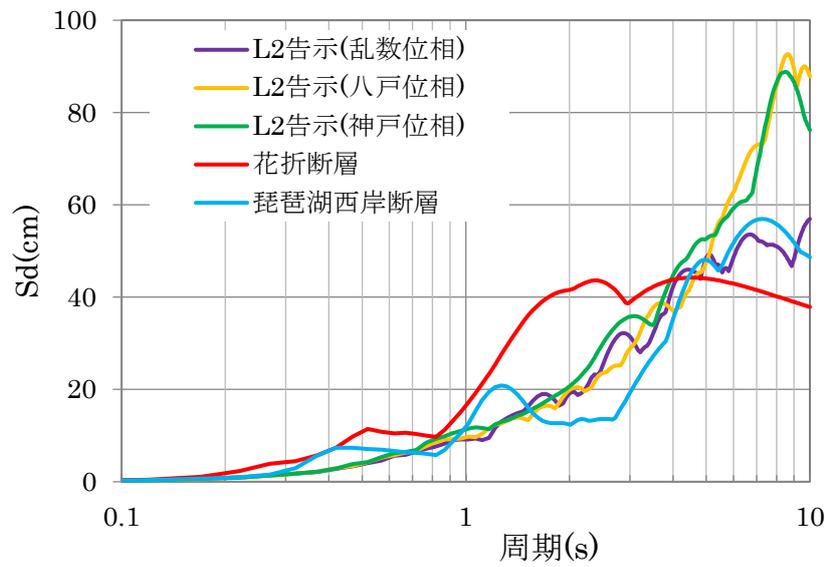
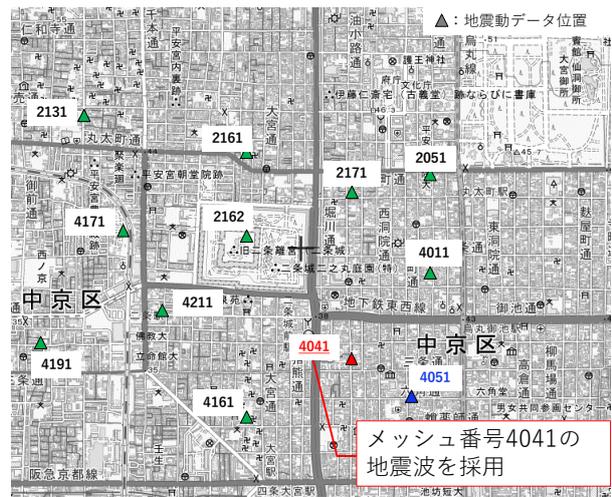
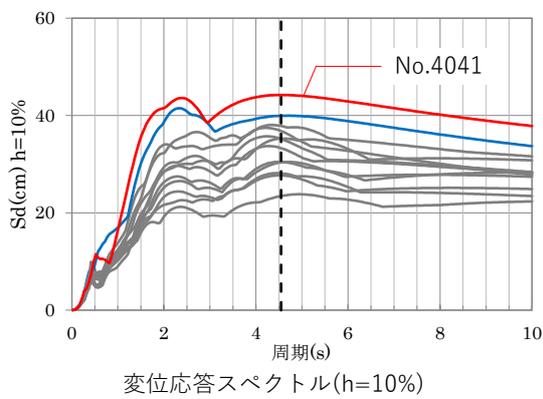


図 3.2.9 二条城二之丸御殿周辺 (No. 4041) の変位応答スペクトル(減衰 10%)



位置はリスト・地震動ファイル内の平面直角座標を世界測地系で変換し算出

図 3.2.10 二条城二之丸御殿周辺の変位応答スペクトル (花折断層)

表 3. 2. 11 メッシュコード No. 4041 の PGA (加速度最大値 cm/s<sup>2</sup>)

メッシュコード	ゾーン	元学区 コード	行政区	対応表_町名	町コード	花折	桃山	宇治川	檜原	光明寺	ATL	黄檗	琵琶湖西岸	南海道
4041	1	404	中京区	西三坊堀川町	161401	786.6	468.6	328.3	260.6	245.8	242.5	145.5	507.7	227.7
4041	1	404	中京区	姉西堀川町	161402	778.5	463.8	324.8	254.5	236.3	235.1	143.6	480.2	217.3
4041	1	404	中京区	上巴町	161403	734.5	442.7	330.4	269.5	233.7	267.1	151.4	506.4	216.0
4041	1	404	中京区	上八文字町	161404	778.5	463.8	324.8	254.5	236.3	235.1	143.6	480.2	217.3
4041	1	404	中京区	最上町	161405	752.6	466.2	326.9	260.4	233.4	274.1	152.9	525.2	213.2
4041	1	404	中京区	三坊猪熊町北組	161406	734.5	442.7	330.4	269.5	233.7	267.1	151.4	506.4	216.0
4041	1	404	中京区	三坊猪熊町南組	161407	734.5	442.7	330.4	269.5	233.7	267.1	151.4	506.4	216.0
4041	1	404	中京区	姉猪熊町	161408	730.0	420.3	334.2	272.5	228.3	263.7	147.6	483.1	215.9
4041	1	404	中京区	織物屋町	161409	735.1	452.3	322.1	263.8	222.8	263.9	167.0	529.2	213.2
4041	1	404	中京区	大文字町(黒門・御池)	161410	708.4	429.1	330.1	264.9	219.5	282.0	163.1	517.1	211.5
4041	1	404	中京区	上一文字町	161411	704.6	405.0	348.1	270.5	216.3	297.6	154.5	497.4	209.0
4041	1	404	中京区	市之町	161412	716.1	445.8	327.7	273.5	212.4	247.8	173.8	528.0	246.6
4041	1	404	中京区	三坊大宮町	161413	707.0	424.2	338.4	264.8	212.3	270.9	168.2	519.5	243.5
4041	1	404	中京区	姉大宮町東側	161414	704.6	405.0	348.1	270.5	216.3	297.6	154.5	497.4	209.0
4041	1	404	中京区	姉大宮町西側	161415	708.0	400.2	357.3	264.9	212.3	303.1	158.9	503.7	207.3
4041	1	404	中京区	神泉苑町	161416	715.1	432.0	354.1	279.7	209.2	257.0	170.8	518.8	243.2
4041	1	404	中京区	瓦師町	161417	724.8	412.4	361.6	268.2	211.4	280.9	161.9	507.0	251.4
4041	1	404	中京区	池元町	161418	763.8	481.4	327.1	257.0	243.7	262.4	147.3	526.5	217.2
4041	1	404	中京区	俵屋町(猪熊・御池)	161419	735.1	452.3	322.1	263.8	222.8	263.9	167.0	529.2	213.2
4041	1	404	中京区	門前町	161420	709.5	444.2	346.4	295.4	203.9	245.0	177.7	530.7	232.6
4041	1	404	中京区	榎屋町	161421	730.0	420.3	334.2	272.5	228.3	263.7	147.6	483.1	215.9
4041	1	404	中京区	倉本町	161422	704.6	405.0	348.1	270.5	216.3	297.6	154.5	497.4	209.0
4041	1	404	中京区	姉西町	161423	708.0	400.2	357.3	264.9	212.3	303.1	158.9	503.7	207.3
4041	1	404	中京区	二条城町	161424	712.0	484.2	335.4	266.6	173.8	231.4	173.7	531.2	236.1

表 3. 2. 12 メッシュコード No. 4041 の PGV (速度最大値 cm/s)

メッシュコード	ゾーン	元学区 コード	行政区	対応表_町名	町コード	花折	桃山	宇治川	檜原	光明寺	ATL	黄檗	琵琶湖西岸	南海道
4041	1	404	中京区	西三坊堀川町	161401	113.43	47.65	24.38	24.98	13.86	29.44	21.60	50.34	25.31
4041	1	404	中京区	姉西堀川町	161402	113.26	49.13	24.45	24.71	13.47	29.81	22.48	47.42	25.32
4041	1	404	中京区	上巴町	161403	109.09	46.36	24.56	25.55	14.32	30.67	20.40	50.29	25.11
4041	1	404	中京区	上八文字町	161404	113.26	49.13	24.45	24.71	13.47	29.81	22.48	47.42	25.32
4041	1	404	中京区	最上町	161405	112.32	45.16	24.54	24.78	15.06	29.89	19.14	53.31	24.44
4041	1	404	中京区	三坊猪熊町北組	161406	109.09	46.36	24.56	25.55	14.32	30.67	20.40	50.29	25.11
4041	1	404	中京区	三坊猪熊町南組	161407	109.09	46.36	24.56	25.55	14.32	30.67	20.40	50.29	25.11
4041	1	404	中京区	姉猪熊町	161408	108.12	45.84	24.67	25.47	13.74	31.62	21.49	47.43	25.39
4041	1	404	中京区	織物屋町	161409	109.71	43.20	24.59	25.14	15.35	29.05	18.52	53.57	24.50
4041	1	404	中京区	大文字町(黒門・御池)	161410	107.16	44.59	24.65	26.34	14.62	30.38	19.03	51.91	24.37
4041	1	404	中京区	上一文字町	161411	104.97	44.49	24.76	26.90	13.97	31.74	20.01	48.54	24.31
4041	1	404	中京区	市之町	161412	102.60	42.35	24.86	26.38	15.20	28.97	18.25	53.38	23.06
4041	1	404	中京区	三坊大宮町	161413	105.52	44.06	25.05	27.01	14.75	29.84	18.66	52.24	23.02
4041	1	404	中京区	姉大宮町東側	161414	104.97	44.49	24.76	26.90	13.97	31.74	20.01	48.54	24.31
4041	1	404	中京区	姉大宮町西側	161415	104.61	44.09	25.09	27.91	14.33	30.79	19.42	49.20	24.35
4041	1	404	中京区	神泉苑町	161416	101.25	44.75	25.74	28.29	14.44	30.78	18.04	52.31	23.02
4041	1	404	中京区	瓦師町	161417	103.81	44.16	25.37	28.14	14.52	30.88	18.77	49.67	23.03
4041	1	404	中京区	池元町	161418	110.43	46.49	24.10	24.45	14.34	29.33	19.87	53.29	24.81
4041	1	404	中京区	俵屋町(猪熊・御池)	161419	109.71	43.20	24.59	25.14	15.35	29.05	18.52	53.57	24.50
4041	1	404	中京区	門前町	161420	94.93	41.80	25.71	29.02	14.52	30.40	17.65	54.65	21.13
4041	1	404	中京区	榎屋町	161421	108.12	45.84	24.67	25.47	13.74	31.62	21.49	47.43	25.39
4041	1	404	中京区	倉本町	161422	104.97	44.49	24.76	26.90	13.97	31.74	20.01	48.54	24.31
4041	1	404	中京区	姉西町	161423	104.61	44.09	25.09	27.91	14.33	30.79	19.42	49.20	24.35
4041	1	404	中京区	二条城町	161424	92.47	41.18	25.10	22.94	14.65	28.88	18.01	57.32	23.63
4041	1	404	中京区	大文字町(寺町通)	162426	116.53	70.11	26.05	25.56	11.01	36.42	18.65	42.98	22.57
4041	1	404	中京区	大文字町(富小路通)	162427	121.20	66.14	26.73	26.78	11.04	35.79	19.73	48.16	22.83

表 3. 2. 13 メッシュコード No. 4041 の震度

メッシュコード	ゾーン	元学区 コード	行政区	対応表_町名	町コード	花折	桃山	宇治川	榎原	光明寺	ATL	黄檗	琵琶湖西岸	南海道
4041	1	404	中京区	西三坊堀川町	6.43	6.00	5.56	5.45	5.11	5.39	4.76	6.04	5.24	6.43
4041	1	404	中京区	姉西堀川町	6.37	5.98	5.51	5.47	5.00	5.40	4.69	5.85	5.23	6.37
4041	1	404	中京区	上巴町	6.24	5.92	5.63	5.54	4.99	5.52	4.69	6.01	5.23	6.24
4041	1	404	中京区	上八文字町	6.37	5.98	5.51	5.47	5.00	5.40	4.69	5.85	5.23	6.37
4041	1	404	中京区	最上町	6.27	5.79	5.57	5.48	4.99	5.67	4.68	6.07	5.19	6.27
4041	1	404	中京区	三坊猪熊町北組	6.24	5.92	5.63	5.54	4.99	5.52	4.69	6.01	5.23	6.24
4041	1	404	中京区	三坊猪熊町南組	6.24	5.92	5.63	5.54	4.99	5.52	4.69	6.01	5.23	6.24
4041	1	404	中京区	姉猪熊町	6.21	5.93	5.53	5.57	4.96	5.49	4.69	5.85	5.23	6.21
4041	1	404	中京区	織物屋町	6.41	5.74	5.49	5.40	4.95	5.48	4.77	6.12	5.19	6.41
4041	1	404	中京区	大文字町(黒門・御池)	6.29	5.82	5.54	5.49	4.95	5.60	4.81	6.11	5.19	6.29
4041	1	404	中京区	上一文字町	6.29	5.92	5.66	5.49	4.88	5.69	4.67	6.00	5.18	6.29
4041	1	404	中京区	市之町	6.29	5.70	5.49	5.44	4.88	5.43	4.81	6.09	5.09	6.29
4041	1	404	中京区	三坊大宮町	6.27	5.86	5.47	5.49	4.91	5.51	4.70	6.11	5.09	6.27
4041	1	404	中京区	姉大宮町東側	6.29	5.92	5.66	5.49	4.88	5.69	4.67	6.00	5.18	6.29
4041	1	404	中京区	姉大宮町西側	6.29	5.98	5.81	5.56	4.88	5.59	4.74	6.01	5.18	6.29
4041	1	404	中京区	神泉苑町	6.29	5.87	5.81	5.45	4.90	5.52	4.78	6.07	5.09	6.29
4041	1	404	中京区	瓦師町	6.20	5.80	5.56	5.50	4.86	5.49	4.73	6.07	5.10	6.20
4041	1	404	中京区	池元町	6.39	5.92	5.53	5.40	5.00	5.39	4.54	6.09	5.22	6.39
4041	1	404	中京区	俵屋町(猪熊・御池)	6.41	5.74	5.49	5.40	4.95	5.48	4.77	6.12	5.19	6.41
4041	1	404	中京区	門前町	6.35	5.66	5.69	5.59	4.89	5.48	4.82	6.09	5.11	6.35
4041	1	404	中京区	樽屋町	6.21	5.93	5.53	5.57	4.96	5.49	4.69	5.85	5.23	6.21
4041	1	404	中京区	倉本町	6.29	5.92	5.66	5.49	4.88	5.69	4.67	6.00	5.18	6.29
4041	1	404	中京区	姉西町	6.29	5.98	5.81	5.56	4.88	5.59	4.74	6.01	5.18	6.29
4041	1	404	中京区	二条城町	6.40	5.86	5.66	5.39	4.83	5.48	4.77	6.06	5.31	6.40
4041	1	404	中京区	大文字町(寺町通)	6.35	6.21	5.67	5.52	4.88	5.62	4.75	5.62	5.32	6.35
4041	1	404	中京区	大文字町(富小路通)	6.62	6.13	5.66	5.55	4.88	5.51	4.80	5.89	5.35	6.62

ウ 花折断層の特徴

花折断層は滋賀県今津町を北端として京都市左京区に至る直線性の高い右横ずれ断層である。京都市第3次地震被害想定内における活動性評価では、花折峠付近を境に北部と南部の2セグメントに区分される。隆起成分は、北端部においてのみ地形的特徴より西側隆起を示すが、活断層のトレンチ調査や断層露頭ではほとんどが東側隆起を示すとされている。断層の直線性が高いことから、鉛直に近い角度と推定され、微小地震分布では、東側への85度程度の傾斜を示す。なお、南部に位置する桃山断層～鹿ヶ谷断層との連動も考えられるが、すべり成分が異質であることにより、桃山断層～鹿ヶ谷断層とは異なる断層として識別されている。

図 3. 2. 14 に示す最大加速度分布図によると、市街地のほぼ全域で  $400\text{cm/s}^2$  以上の加速度となり、左京区の市街地、東山区の広い範囲及び山科区、上京区の一部で  $800\text{cm/s}^2$  を超える地域が見られる。図 3. 2. 15 に示す最大速度分布図によると、大きな振幅を示す地域が最大加速度分布に比べ南に広がった分布を示し、市街地の広い範囲で  $60\text{cm/s}$  を超える。左京区、中京区、下京区、東山区の多くの地域及び上京区、伏見区、山科区等の一部で  $100\text{cm/s}$  を超える振幅となる。

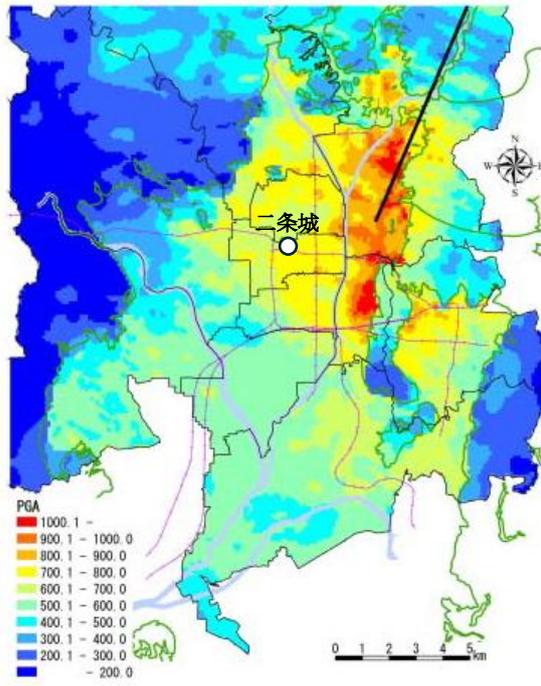


图 3. 2. 14 最大加速度分布图（花折断層）

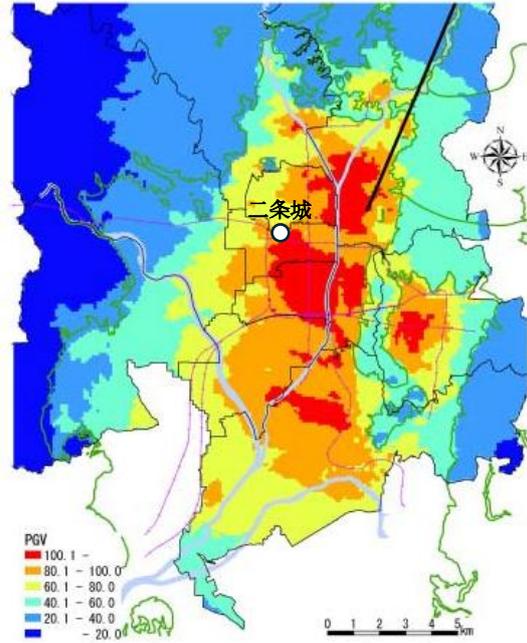


图 3. 2. 15 最大速度分布图（花折断層）

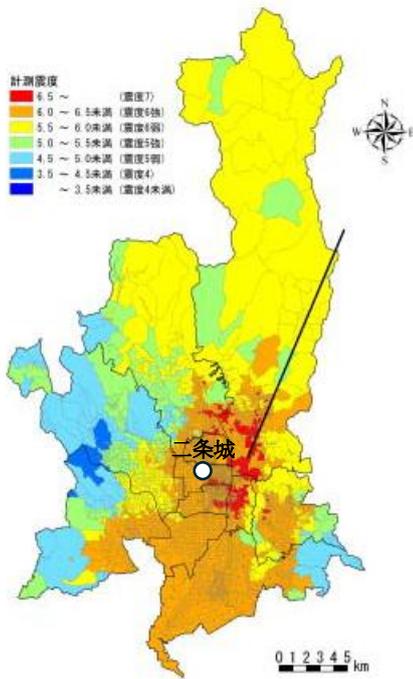


图 3. 2. 16 震度分布图（花折断層）

（京都市第3次地震被害想定より抜粋し加筆）

京都市第3次地震被害想定の花折断層地震動データの地表面波形は速度振幅が最大となる方向のみの地震動データであるため、工学的基盤位置の地震動の速度・加速度オービットから、東から南に30度方向で速度振幅及び加速度振幅が卓越することを確認した。

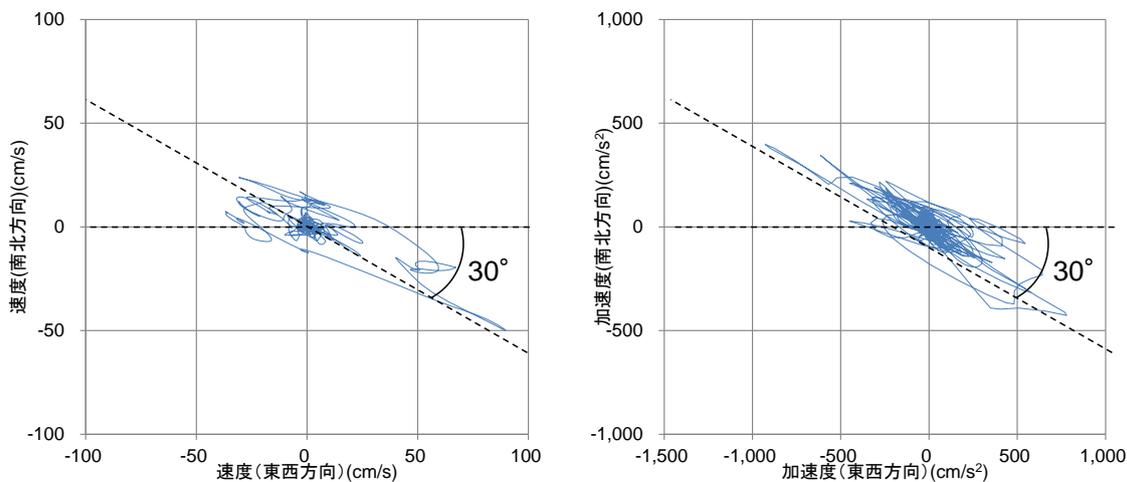


図 3.2.17 工学的基盤位置の花折断層地震動データの速度・加速度オービット

京都市第3次地震被害想定の花折断層は、北から東に約30度の方向に延びており、その結果、断層直交方向（東から南に30度方向）の速度振幅が最大になると考えられる。

ただし、本検討においては安全側の検討として、南北方向、東西方向及び主軸方向（45度、135度）すべてに、あらかじめ作成されたこの速度振幅が最大となる地表面波形を入力する。

表 3.2.18 地震動の入力方向

ケース	入力方向	
	1	南北方向
2	東西方向	90度
3	主軸方向	45度
4	主軸方向	135度

### (3) 地盤調査

#### ア 過去の地盤調査結果

本診断においては、過去に実施した地盤調査結果を参照することで当該地盤の状況を確認した。

平成 19 (2007) 年 1 月に、蘇鉄之間・大広間近傍で実施した地盤調査結果「国宝 (建造物) 二条城二之丸御殿大広間他 3 棟耐震診断事業に伴う地質調査報告書」(以下、「地質調査報告書」という) の PS 検層結果 (No. B4) によれば、盛土の下部は主に砂礫からなる区間であって、P 波速度は  $1,380\text{m/s} \sim 1,810\text{m/s}$ 、S 波速度は  $300\text{m/s} \sim 440\text{m/s}$  を示している。P 波速度、S 波速度は、相対的に大きい値を示し、飽和度が高く締まった剛性の大きい土層である。

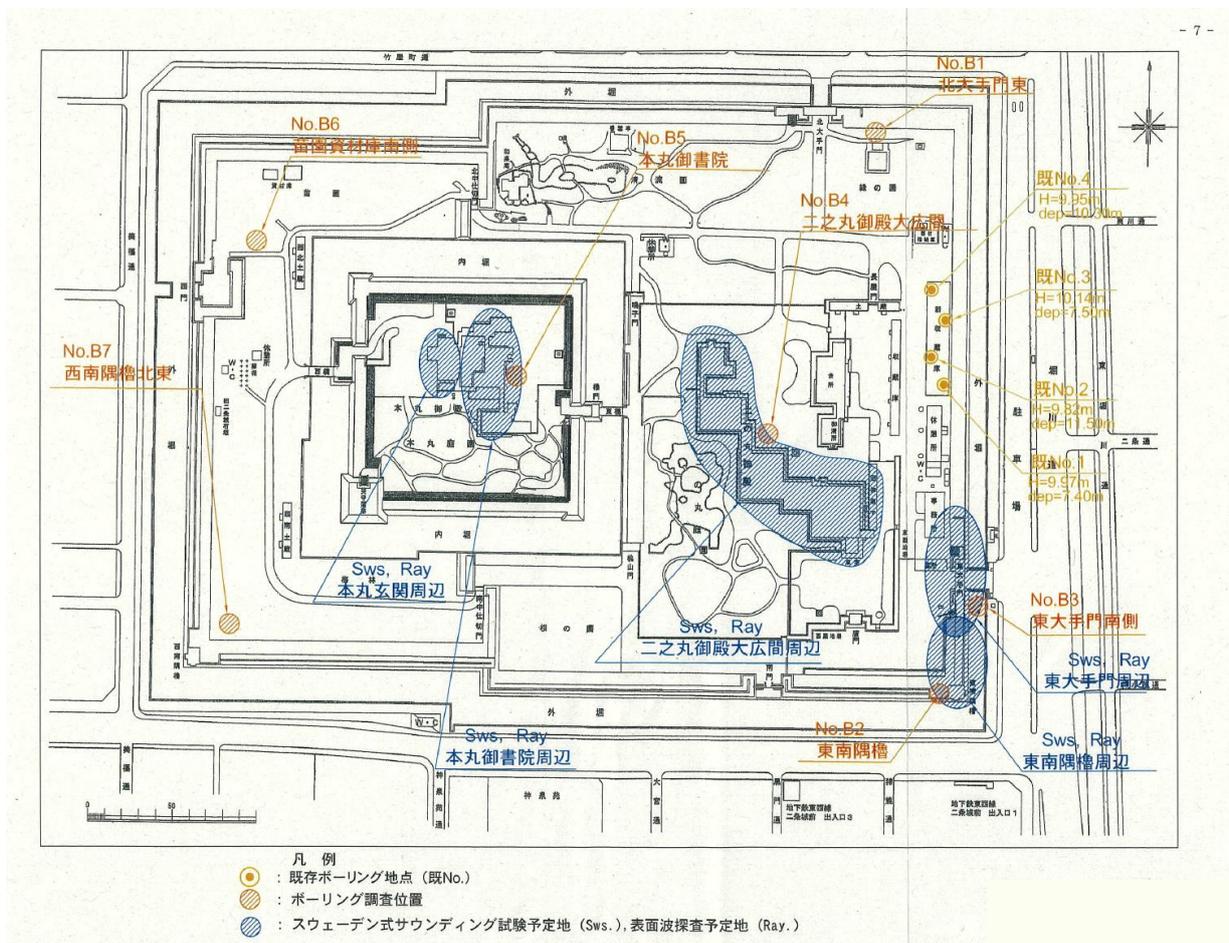


図 3.2.19 地質調査報告書記載 調査位置図

[B4地点]

表 7.4.1 P S 検層結果一覧表 (No.B4)

速度層	下端深度 [m]	主な土質	地層区分	単体重量 [g/cm <sup>3</sup> ]	弾性波速度		ポアソン比	剛性率 [MPa]	ヤング率 [MPa]
					P波 [m/s]	S波 [m/s]			
1	1.00	盛土・粘土混り砂礫		1.80	590	90	0.488	14.6	43.4
	1.50			2.00				16.2	48.2
2	5.00	砂礫		2.00	1,380	330	0.470	218	640
3	8.00	粘土混り砂礫		2.00	1,580	300	0.481	180	533
4	13.00		2.00	1,710	320	0.482	205	607	
5	15.00		2.00	1,810	440	0.469	387	1,140	

※ 単体体積重量は、推定値である。

盛土の下部は主に砂礫からなる区間であって、P波速度は1380m/s~1810m/s、S波速度は300m/s~440m/sを示している。P波速度、S波速度は、相対的に大きい値を示し、飽和度が高くよく締まった剛性の大きい土層である。

P S 検層走時曲線図

調査名	国宝（建造物）二条城二之丸御殿周辺地質調査		
ボーリング名	NO. B4	調査位置	京都市中京区二条城町541（二条城敷地内）
発注機関	京都工業繊維大学	測定深度	GL-15.00m
調査業者名	株式会社キンキ地質センター	測定機器	収録装置：GEODAS7-20ds型 受振器：OYO-3315型

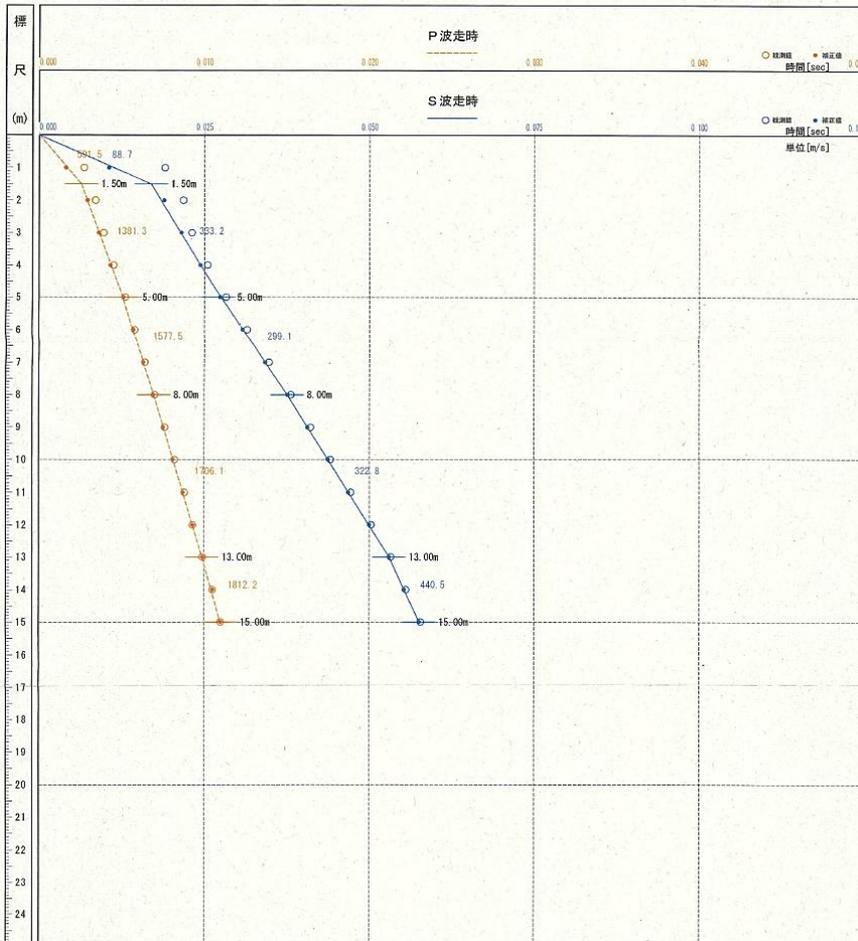


図 3.2.20 地質調査報告書より PS 検層走時曲線図 (蘇鉄之間・大広間近傍)

## イ 地盤特性

限界耐力計算に用いる表層地盤による加速度増幅率を、平成 12 (2000) 年建設省告示第 1457 号第 10 に示される略算法及び精算法により算出し比較を行った。略算法及び精算法による各地盤種別ごとの表層地盤による加速度増幅率 ( $G_s$ ) の算定結果を以下に示す。

精算法による  $G_s$  の算定結果は、短周期 (固有周期 0.5 秒前後以下) 領域で略算法による第 3 種地盤の  $G_s$  を超える範囲があるが、全体的には略算法による第 1 種地盤の  $G_s$  ( $G_s=1.35$ ) を下回り精算法の下限值 ( $G_s=1.23$ ) を示すことから、当該地盤の特性は第 1 種地盤相当であると判断した。

なお、各地層の境界で波動インピーダンス比が 1.0 以下となる境界層 (2 層目と 1 層目の間、工学基盤と 4 層目の間) を工学的基盤としてみなした場合の  $G_s$  の算出結果を併せて記載している。

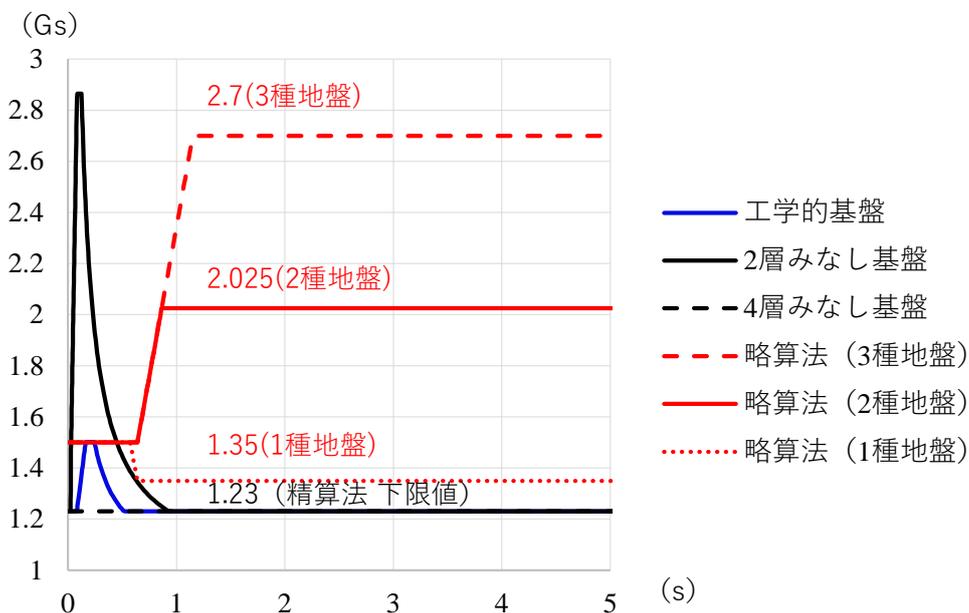


図 3.2.21 表層地盤による加速度増幅率 ( $G_s$ ) の算定結果

## (4) 材料特性

### ア 基本事項

解析モデルの構築に際し、現地調査結果をもとに部材断面及び材種を決定し、断面性能及び材料特性を設定する。構造調査の結果、耐震診断に関わる軸部の主な樹種はヒノキと考えられるため、解析モデルではすべてヒノキとする。

### イ 許容応力度と材料強度

材料特性は、建築基準法関係法令その他日本建築学会規基準類に示される値を採用する。

柱材については、衝撃弾性波試験結果から動的ヤング係数を算定し、得られた動的ヤング係数を曲げヤング係数に換算した上で、柱材の機械等級を設定する。

衝撃弾性波試験を行っていない柱以外の部材の基準強度については、無等級材として設定を行う。

表 3.2.22 繊維方向の許容応力度

長期に生じる力に対する許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )				短期に生じる力に対する許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )			
圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
1.1F <sub>c</sub> /3	1.1F <sub>t</sub> /3	1.1F <sub>b</sub> /3	1.1F <sub>s</sub> /3	2F <sub>c</sub> /3	2F <sub>t</sub> /3	2F <sub>b</sub> /3	2F <sub>s</sub> /3

表 3.2.23 無等級材の繊維方向の基準強度

樹種	基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )			
	F <sub>c</sub> (圧縮)	F <sub>t</sub> (引張)	F <sub>b</sub> (曲げ)	F <sub>s</sub> (せん断)
ヒノキ	20.7	16.2	26.7	2.1

ウ 衝撃弾性波試験結果

対象 6 棟の柱 355 本について衝撃弾性波試験を実施した。柱に設置した圧電加速度センサー一間の衝撃弾性波の伝播速度より動的ヤング係数を求め、動的ヤング係数から曲げヤング係数を推定した。推定した曲げヤング係数値より柱の機械等級を決定し、曲げ基準強度を推定した。

表 3.2.24 衝撃弾性波試験結果 (1/2) (柱)

機械等級	曲げヤング係数		曲げ基準強度 σ <sub>b</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	本数 (本)
	範囲 E <sub>b</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	平均値 E <sub>b ave.</sub> (N/mm <sup>2</sup> )		
E70	5.90 ≤ E <sub>b</sub> < 7.80	7.10	22.2	44
E90	7.80 ≤ E <sub>b</sub> < 9.80	8.76	30.6	224
E110	9.80 ≤ E <sub>b</sub> < 11.8	10.4	38.4	85
E130	11.8 ≤ E <sub>b</sub> < 13.7	12.2	46.8	2
合計	-	-	-	355

表 3.2.25 衝撃弾性波試験結果 (2/2) (柱)

機械等級	白書院 (本)	黒書院 (本)	蘇鉄之間 (本)	大広間 (本)	式台 (本)	遠待及び車寄 (本)
E70	5	6	2	17	4	10
E90	36	40	14	46	23	65
E110	28	19	3	9	5	21
E130	0	2	0	0	0	0
合計	69	67	19	72	32	96

### 3 解析方法

#### (1) 立体架構モデル

##### ア 基本事項

解析モデルは、(株)構造システム社製汎用解析ソフト「任意形状立体フレーム弾塑性解析 ver. 8」下を用いて作成した。

解析は礎石より上部の小屋組を含む建物全体を対象とし、構造要素として柱・横架材等の軸部材、小壁筋違、床下筋違、足固め、土壁、床をモデル化する。なお、長押等の造作材はモデル化の対象としていない。

平面のモデル化範囲は、附属之間、車寄、渡廊を含む対象6棟とし、全体の応答性状に影響のない納戸や便所はモデル化していない。

小屋組は構造調査における常時微動測定結果から剛体に近い挙動をすることを確認したため、屋根面(外郭)を剛体としてモデル化した。天井面は、小屋組を立体モデルとして入力するため非剛床としてモデル化した。

柱と横架材等の軸部材は、曲げ、せん断、軸、ねじり変形を考慮した線材に置換した。

柱は、貫による断面欠損(二方差、三方差、四方差)を分類し、モデル化した。断面欠損により、柱の断面係数は約25%減となる。

小壁筋交い、床下筋交いは圧縮のみに有効な軸部材としてモデル化した。

土壁、床は、引張と圧縮に有効な軸部材としてモデル化した。

部材端部は貫の回転剛性を考慮した非線形の半剛接合(引抜に対しては耐力を0とする)とした。

柱脚は礎石建てであるが、上部構造の検討に対しては柱脚をピンとした。ただし、浮き上がりを考慮するため、柱脚鉛直方向のみ浮き上がり非線形ばねを設けている。(滑りによる上部構造の応答低減は行わない)。

減衰は、初期剛性と割線剛性の剛性比を比較し、初期剛性比例型で減衰定数 $h_0=0.02$ とすることで、概ね安全確保水準時に $h_0=0.05$ の減衰を発揮するようにした。

建物の層間変形角は $1/30\text{rad}$ 以上になることから、補強後の耐震性能評価における解析については、部材にP- $\Delta$ 効果を考慮した。ただし、現状の耐震性能評価における解析では、建物の層間変形角が過大になり解析が一部発散するため、やむを得ずP- $\Delta$ 効果は考慮せずに解析を行い、その結果を記載した。このため、建物を倒そうとする力(P- $\Delta$ 効果)を考慮した補強後の診断結果の方が、P- $\Delta$ 効果を考慮していない現状の診断結果に比べて、より変形量が増加するため一部で層間変形角が厳しい値となった。

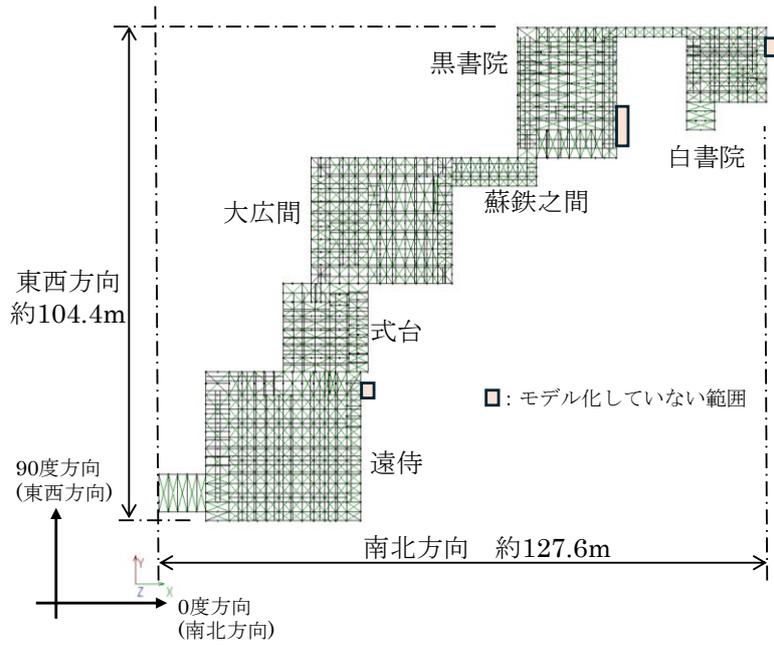


図 3.3.1 構造解析モデル (平面図)

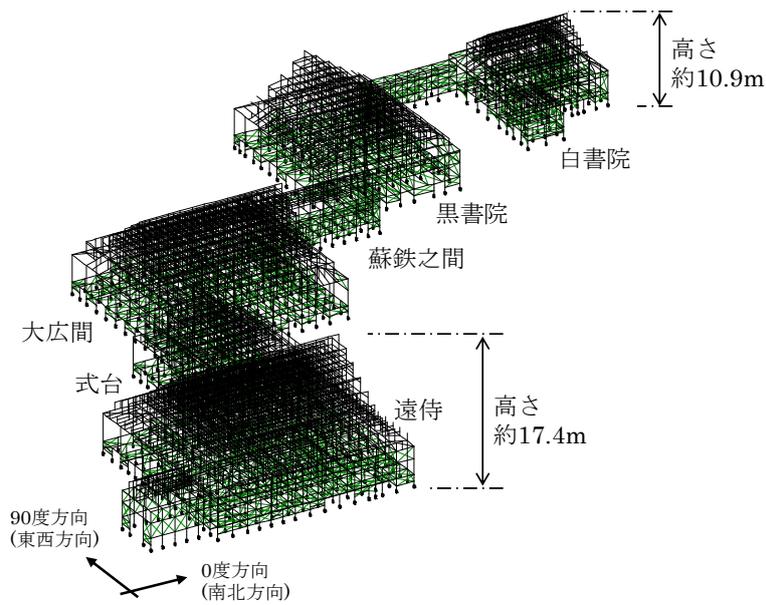


図 3.3.2 構造解析モデル (鳥瞰図)

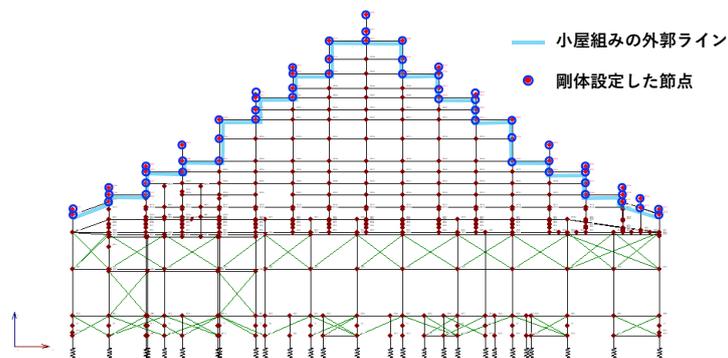


図 3.3.3 小屋組のモデル化

イ 部材寸法

表 3.3.4 代表的な部材寸法 (1/3)

	部分	部材	寸法 (単位: mm)	樹種
白書院	小屋組	小屋梁	300φ等	マツ
		棟木	182×197	マツ
		小屋貫	39×121等	マツ
		小屋束	150×150等	マツ
	軸部	柱	197×197等	ヒノキ
		軒桁	225×480等	ヒノキ
		敷梁	330×330等	ヒノキ
	床組	床束	197×194等	ヒノキ
		床下貫	30×120等	ヒノキ
		床下筋違	60×180等	ヒノキ
		足固め	121×240等	ヒノキ
大引		300×270等	ヒノキ	
渡廊	小屋組	小屋梁	145×180	ヒノキ
		小屋束	105φ	マツ
	軸部	柱	240×240等	ヒノキ
黒書院	小屋組	小屋梁	330φ、258×333等	マツ
		棟木	182×197	マツ
		小屋貫	39×121等	マツ
		小屋束	152×152等	マツ
	軸部	柱	212×212等	ヒノキ
		軒桁	273×515等	ヒノキ
		敷梁	288×288等	ヒノキ
	床組	床束	212×212等	ヒノキ
		床下貫	48×152等	ヒノキ
		床下筋違	57×180等	ヒノキ
		足固め	121×230等	ヒノキ
大引		288×288等	ヒノキ	

表 3.3.5 代表的な部材寸法 (2/3)

	部分	部材	寸法 (単位: mm)	樹種
蘇鉄之間	小屋組	小屋梁	240φ等	マツ
		棟木	180×130	マツ
		小屋貫	33×117等	マツ
		小屋束	105×105等	マツ
	軸部	柱	200×200、206×206等	ヒノキ
		軒桁	200×200等	ヒノキ
	床組	床束	160×160等	ヒノキ
		床下貫	60×190等	ヒノキ
		床下筋違	60×180等	ヒノキ
		足固め	60×190等	ヒノキ
		大引	240×250等	ヒノキ
大広間	小屋組	小屋梁	300φ等	マツ
		棟木	182×212	マツ
		小屋貫	39×136等	マツ
		小屋束	150×150等	マツ
	軸部	柱	200×200、242×242等	ヒノキ
		軒桁	240×215等	ヒノキ
		敷梁	380×410等	ヒノキ
	床組	床束	200×200等	ヒノキ
		床下貫	60×180等	ヒノキ
		床下筋違	80×180等	ヒノキ
		足固め	120×230等	ヒノキ
		大引	300×300等	ヒノキ
	式台	小屋組	小屋梁	300φ、240×240等
棟木			170×180	マツ
小屋貫			39×136等	マツ
小屋束			150×150等	マツ
軸部		柱	230×230等	ヒノキ
		軒桁	273×539等	ヒノキ
		敷梁	270×250等	ヒノキ
床組		床束	200×200等	ヒノキ
		床下貫	60×160等	ヒノキ
		床下筋違	80×180等	ヒノキ
		足固め	120×235等	ヒノキ
		大引	285×285等	ヒノキ

表 3.3.6 代表的な部材寸法 (3/3)

	部分	部材	寸法 (単位: mm)	樹種
遠待及び車寄	小屋組	小屋梁	330φ等	マツ
		棟木	182×248	マツ
		小屋貫	39×136等	マツ
		小屋束	180×180等	マツ
	軸部	柱	320×320、242×242等	ヒノキ
		軒桁	330×550等	ヒノキ
		敷梁	360×260等	ヒノキ
	床組	床束	200×200等	ヒノキ
		床下貫	60×160等	ヒノキ
		床下筋違	60×180等	ヒノキ
		足固め	120×230等	ヒノキ
		大引	300×300等	ヒノキ

#### ウ 荷重条件

固定荷重は、屋根、柱・梁・造作の軸部、壁及び床とし、主に4つの部位から成る。

部材の単位荷重は、平均的な単位体積重量としてヒノキは、4.0kN/m<sup>3</sup>、マツは5.0kN/m<sup>3</sup>とした。

壁重量は、壁の見付面積に単位面積重量を乗じて算定した。壁の単位面積重量は、建築基準法施行例第84条(木造建築地区物の小舞壁 830N/m<sup>2</sup> (厚 60mm 想定))を参考に設定した。壁厚は、実測調査より、腰壁(外壁) 60mm、内法壁(外壁) 170mm、小壁(外壁) 170mm、小壁(内壁) 120mmとした。また渡廊や附属間の床下の土壁は、35mmとした。

本診断では、前回調査から屋根荷重の算定範囲及び屋根の構成を見直し、屋根荷重を再検討した。屋根は、葺き土・平瓦・丸瓦・棟瓦・土居葺・野地板・野垂木・桔木桔木押さえ・地垂木・垂木掛・飛えん垂木・木負・茅負・差母屋・差母屋受・前包受により構成され、これらを屋根荷重として積算し、反映した。軒廻りの部材(地垂木・飛えん垂木・垂木掛・木負・茅負)は、図面より積算し屋根重量に反映した。

瓦及び土葺きの単位面積荷重は、「重要文化財二条城調査報告書(平成20年度分)」、P.48、P.167及びP.337より、白書院、黒書院及び蘇鉄之間は1.80kN/m<sup>2</sup>、大広間・式台・遠待は1.99kN/m<sup>2</sup>とした。

屋根の棟の荷重については、大棟・降棟・隅棟に分けて算定した。大棟・降棟・隅棟は、棟木と瓦及び土葺き部分の断面積比を考慮し、各棟で単位長さ当たりの荷重を算定した。

各棟の固定荷重の割合をみると、屋根重量(小屋組を含む)が、全体重量の6割から7割(※)を占めている(渡廊を除く)。各棟の荷重は、遠待及び車寄・大広間・黒書院・白書院・式台・蘇鉄之間・渡廊の順で大きい。

建物荷重に作用する位置は、屋根レベル、軒桁・小屋梁レベル、床レベルである。一般的に位置が高いほど地震時に作用する影響が大きい。

重量構成について、屋根レベルでは全体重量の約7割を、軒桁・小屋梁レベルでは約2割を、床レベルでは約1割を占めており、屋根荷重が支配的であることから、地震時の建物に与える影響が大きいものと考えられる

なお、屋根は、耐震対策において空葺きとするため、補強前の耐震性能評価では、屋根の「瓦、葺き土、垂木等」の重量から、「葺き土」の重量を除いた荷重を設定した。

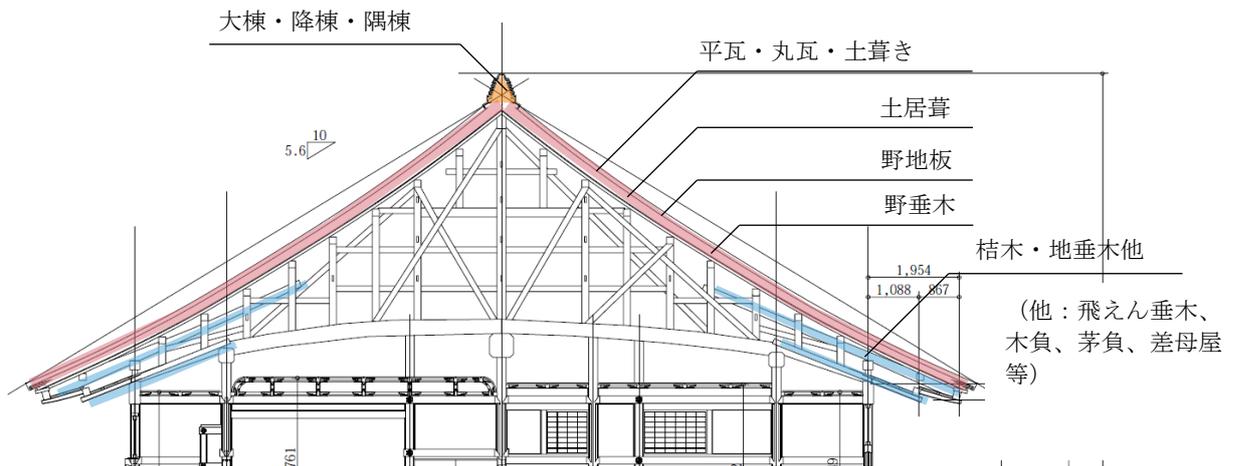


図 3.3.7 屋根の構成及び屋根荷重積算範囲（白書院の例）

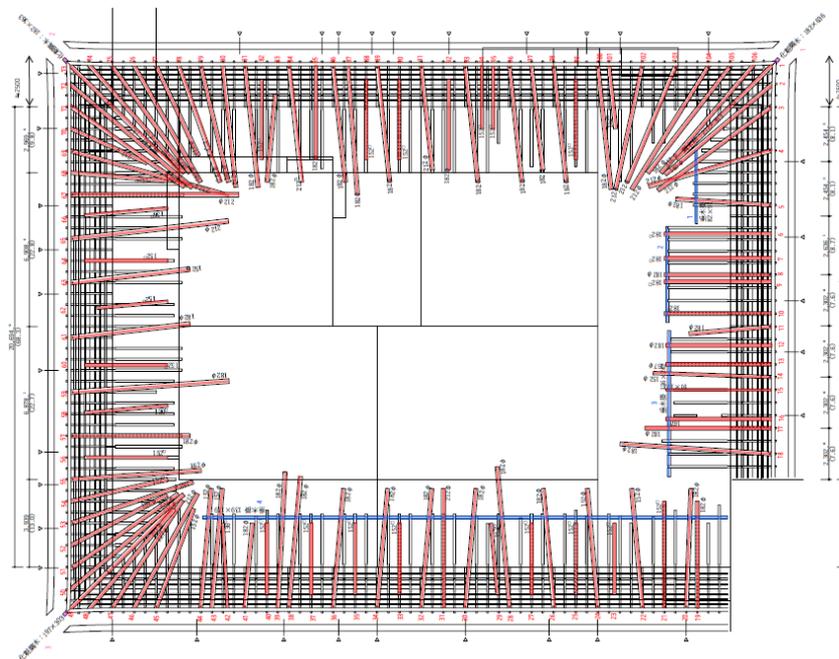


図 3.3.8 軒廻りの部材及び屋根荷重積算範囲（黒書院の例、北を上とする）

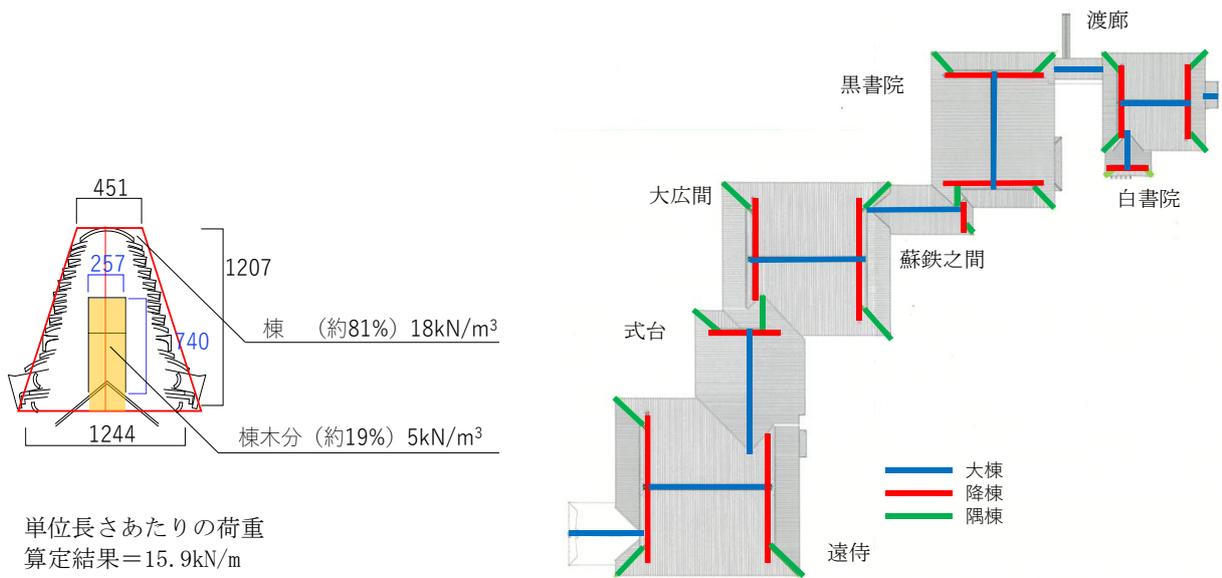


図 3.3.9 棟の荷重（遠侍大棟の例）（左） 及び大棟・降棟・隅棟の算定範囲（右）

表 3.3.10 屋根荷重（大棟・降棟・隅棟）

	白書院	渡廊	黒書院	蘇鉄之間	大広間	式台	遠侍及び車寄
■ 大棟 (kN/m)	5.81	5.81	8.32	4.08	15.8	6.72	15.9
■ 降棟 (kN/m)	5.41	-	5.93	2.91	11.0	4.80	11.1
■ 隅棟 (kN/m)	5.41	-	7.57	3.79	10.1	6.25	9.88

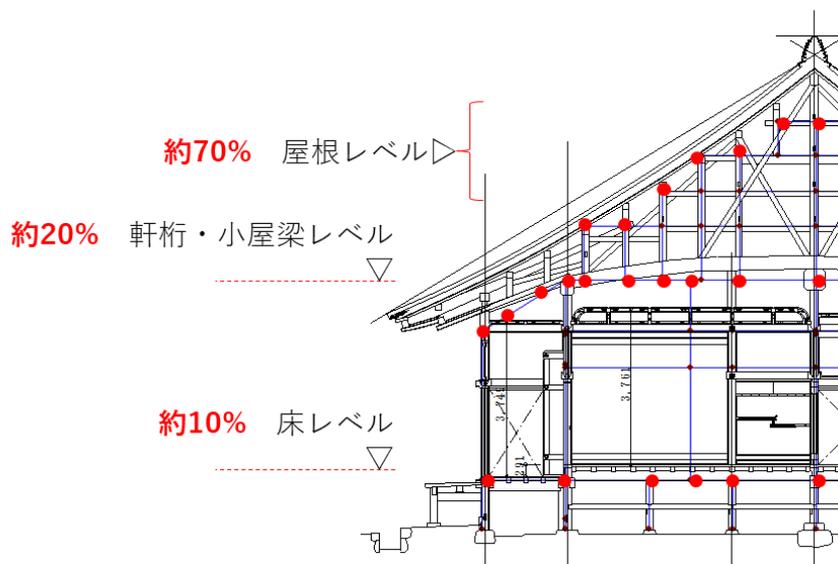


図 3.3.11 各棟の荷重の分布（左） 及び高さ方向の荷重の分布

表 3.3.12 各棟の固定荷重

(1) 白書院

部位	内訳	荷重		単位面積荷重		割合	
		(kN)	計(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	計(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	計(%)
屋根	瓦、葺き土、垂木等	1,782	2,024	5.97	6.78	63%	71%
	軒廻り	121		0.40		4.3%	
	小屋組	121		0.40		4.2%	
柱梁 造作	小屋梁・軒桁・敷梁	128	334	0.43	1.11	4.5%	12%
	格子天井	78		0.25		2.8%	
	天井・内法長押	37		0.12		1.3%	
	柱	65		0.22		2.3%	
	敷居・鴨居	25		0.08		0.9%	
壁	土壁	220	222	0.74	0.74	7.8%	8%
	板壁	2		0.01		0.1%	
床 床下	床板	47	256	0.15	0.82	1.7%	9%
	足固め・大引・根太	162		0.52		5.7%	
	振れ止め・床束	34		0.11		1.2%	
	足固め貫・足元筋交い	6		0.02		0.2%	
	切目長押・腰長押	7		0.02		0.2%	
合計		2,836	2,836	9.45	9.45	100%	100%

(2) 渡廊

部位	内訳	荷重		単位面積荷重		割合	
		(kN)	計(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	計(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	計(%)
屋根	瓦、葺き土、垂木等	107	112	3.68	3.86	36%	38%
	軒廻り	4		0.14		1.3%	
	小屋組	1		0.04		0.4%	
柱梁 造作	小屋梁・軒桁・敷梁	6	20	0.22	0.70	2.1%	7%
	格子天井	7		0.25		2.4%	
	天井・内法長押	3		0.09		0.9%	
	柱	4		0.13		1.2%	
	敷居・鴨居	1		0.02		0.2%	
壁	土壁	147	147	5.06	5.06	49%	49%
	板壁	—		—		0%	
床 床下	床板	2	18	0.08	0.63	0.7%	6%
	足固め・大引・根太	13		0.44		4.3%	
	振れ止め・床束	2		0.07		0.7%	
	足固め貫・足元筋交い	—		—		0%	
	切目長押・腰長押	1		0.04		0.4%	
合計		298	298	10.25	10.25	100%	100%

## (3) 黒書院

部位	内訳	荷重		単位面積荷重		割合	
		(kN)	計(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	計(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	計(%)
屋根	瓦、葺き土、垂木等	2,675	2,968	4.69	5.20	65%	73%
	軒廻り	178		0.31		4.4%	
	小屋組	114		0.20		2.8%	
柱梁 造作	小屋梁・軒桁・敷梁	273	596	0.48	1.03	6.7%	15%
	格子天井	149		0.25		3.6%	
	天井・内法長押	47		0.08		1.1%	
	柱	87		0.15		2.1%	
	敷居・鴨居	40		0.07		1.0%	
壁	土壁	188	189	0.33	0.33	4.6%	5%
	板壁	2		0.00		0.0%	
床 床下	床板	89	332	0.15	0.58	2.2%	8%
	足固め・大引・根太	226		0.40		5.5%	
	振れ止め・床束	6		0.01		0.1%	
	足固め貫・足元筋交い	8		0.01		0.2%	
	切目長押・腰長押	3		0.01		0.1%	
合計		4,085	4,085	7.14	7.14	100%	100%

## (4) 蘇鉄之間

部位	内訳	荷重		単位面積荷重		割合	
		(kN)	計(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	計(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	計(%)
屋根	瓦、葺き土、垂木等	587	638	5.60	6.09	53%	57%
	軒廻り	29		0.28		2.6%	
	小屋組	23		0.22		2.0%	
柱梁 造作	小屋梁・軒桁・敷梁	25	82	0.24	0.78	2.2%	7%
	格子天井	26		0.25		2.4%	
	天井・内法長押	9		0.09		0.8%	
	柱	21		0.20		1.9%	
	敷居・鴨居	—		—		0.0%	
壁	土壁	337	337	1.13	1.13	30%	30%
	板壁	—		—		0.0%	
床 床下	床板	16	54	0.15	0.52	1.4%	5%
	足固め・大引・根太	33		0.31		2.9%	
	振れ止め・床束	4		0.04		0.4%	
	足固め貫・足元筋交い	2		0.02		0.2%	
	切目長押・腰長押	—		—		0.0%	
合計		1,111	1,111	8.52	8.52	100%	100%

## (5) 大広間

部位	内訳	荷重		単位面積荷重		割合	
		(kN)	計(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	計(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	計(%)
屋根	瓦、葺き土、垂木等	4,173	4,826	5.31	6.14	65%	76%
	軒廻り	264		0.34		4.1%	
	小屋組	389		0.50		6.1%	
柱梁造作	小屋梁・軒桁・敷梁	470	885	0.60	1.13	7.4%	14%
	格子天井	196		0.25		3.1%	
	天井・内法長押	31		0.04		0.5%	
	柱	129		0.16		2.0%	
	敷居・鴨居	58		0.07		0.9%	
壁	土壁	80	82	0.10	0.10	1.2%	1%
	板壁	2		0.00		0.0%	
床床下	床板	118	593	0.15	0.75	1.8%	9%
	足固め・大引・根太	345		0.44		5.4%	
	振れ止め・床束	39		0.05		0.6%	
	足固め貫・足元筋交い	86		0.11		1.4%	
	切目長押・腰長押	5		0.01		0.1%	
合計		6,386	6,386	8.13	8.13	100%	100%

## (6) 式台

部位	内訳	荷重		単位面積荷重		割合	
		(kN)	計(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	計(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	計(%)
屋根	瓦、葺き土、垂木等	1,670	1,835	5.04	5.53	69%	76%
	軒廻り	53		0.16		2.2%	
	小屋組	112		0.34		4.6%	
柱梁造作	小屋梁・軒桁・敷梁	138	310	0.42	0.94	5.7%	13%
	格子天井	83		0.25		3.4%	
	天井・内法長押	17		0.05		0.7%	
	柱	47		0.14		2.0%	
	敷居・鴨居	25		0.07		1.0%	
壁	土壁	78	79	0.26	0.26	3.2%	3%
	板壁	1		0.00		0.1%	
床床下	床板	50	195	0.15	0.59	2.1%	8%
	足固め・大引・根太	116		0.35		4.8%	
	振れ止め・床束	15		0.05		0.6%	
	足固め貫・足元筋交い	11		0.03		0.4%	
	切目長押・腰長押	3		0.01		0.1%	
合計		2,419	2,419	7.32	7.32	100%	100%

## (7) 遠待及び車寄

部位	内訳	荷重		単位面積荷重		割合	
		(kN)	計(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	計(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	計(%)
屋根	瓦、葺き土、垂木等	5,664	6,688	5.05	6.0	62%	74%
	軒廻り	343		0.31		3.8%	
	小屋組	680		0.61		7.5%	
柱梁 造作	小屋梁・軒桁・敷梁	765	1,372	0.68	1.2	8%	15%
	格子天井	283		0.25		3.1%	
	天井・内法長押	90		0.08		1.0%	
	柱	169		0.15		1.9%	
	敷居・鴨居	64		0.06		0.7%	
壁	土壁	433	436	1.45	1.5	4.8%	5%
	板壁	3		0.00		0.0%	
床 床下	床板	170	588	0.15	0.5	1.9%	6%
	足固め・大引・根太	329		0.29		3.6%	
	振れ止め・床束	34		0.03		0.4%	
	足固め貫・足元筋交い	45		0.04		0.5%	
	切目長押・腰長押	9		0.01		0.1%	
合計		9,083	9,083	9.1	9.1	100%	100%

## (8) 土葺きと空葺きの屋根重量比較

		荷重 (kN)						
		白書院	渡廊	黒書院	蘇鉄之間	大広間	式台	遠待及び車寄
土葺き	瓦、葺き土、垂木等	1,782	107	2,675	587	4,173	1,670	5,664
空葺き	瓦、垂木等	1,295	72	1,921	341	3,016	1,118	4,013
差分		488	35	755	246	1,158	552	1,651

積載荷重は、「文化庁要領」(P. 11)に記載の「住宅の居室」の積載荷重を設定する。下記の積載荷重は、人間等の全体荷重を建物の全体床面積で除したものであるため、居室・廊下の区別を設けずに住宅の居室用の積載荷重を設定する。

観覧人数や時間帯、観覧通路か部屋内かにより積載荷重の差があると考えられるが、屋根の固定荷重に比べると、積載荷重の変動は小さいため、平均的な積載荷重として設定する。屋根レベルについては、屋根上及び小屋裏での人の活動及び什器設置の実態が無いため考慮していない。

表 3.3.13 積載荷重の設定 (単位 : N/m<sup>2</sup>)

用途	積載荷重
居室・廊下 (住宅の居室相当)	600

検討に用いる地震波は、告示波の神戸位相 (以下、告示波 (神戸) という)、八戸位相 (以下、告示波 (八戸) という)、乱數位相 (以下、告示波 (乱数) という) 及びサイト波を用いる。

地震動の入力方向は、0 度方向 (南北方向)、90 度方向 (東西方向) に加え主軸方向 (45 度方向、135 度方向) にも入力する。なお、主軸は対象 6 棟の平面的な形状から算定している。

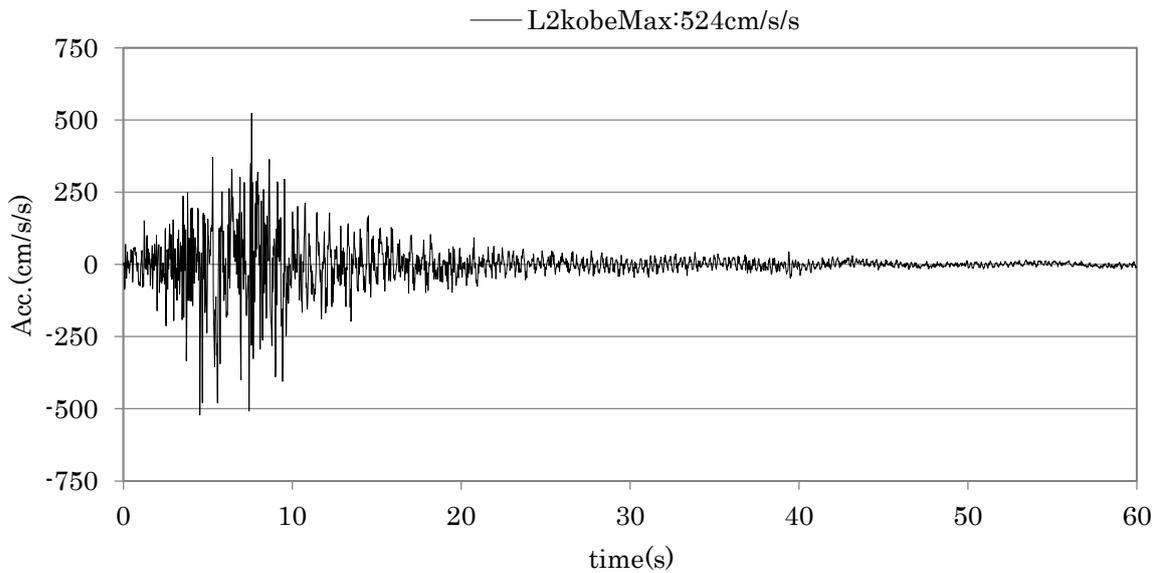


図 3.3.14 検討用地震波 (告示波 (神戸))

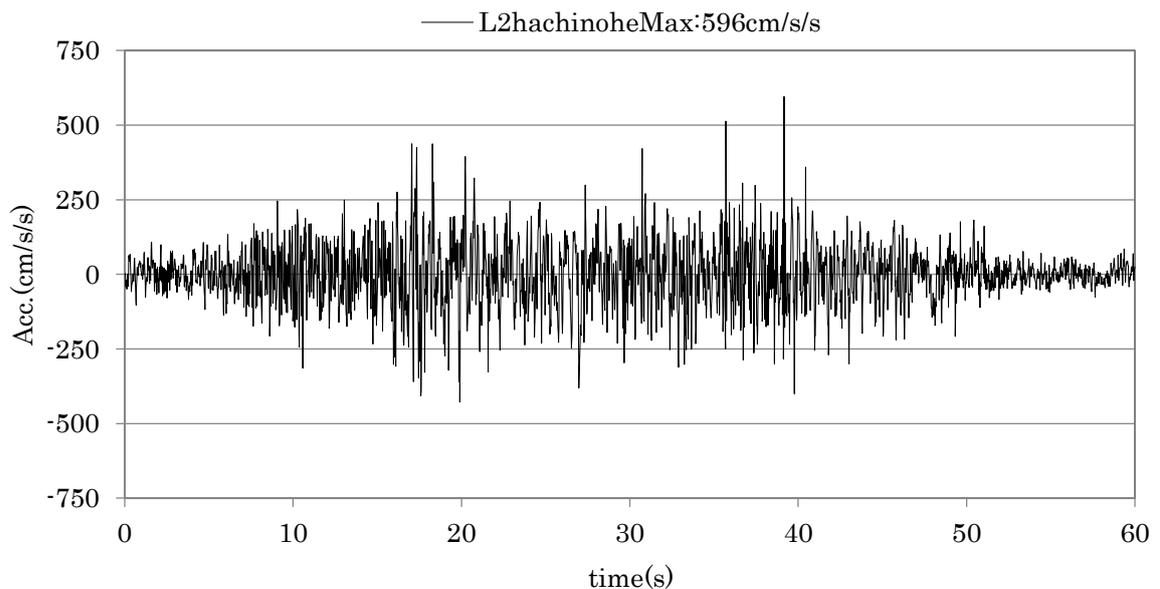


図 3.3.15 検討用地震波 (告示波 (八戸))

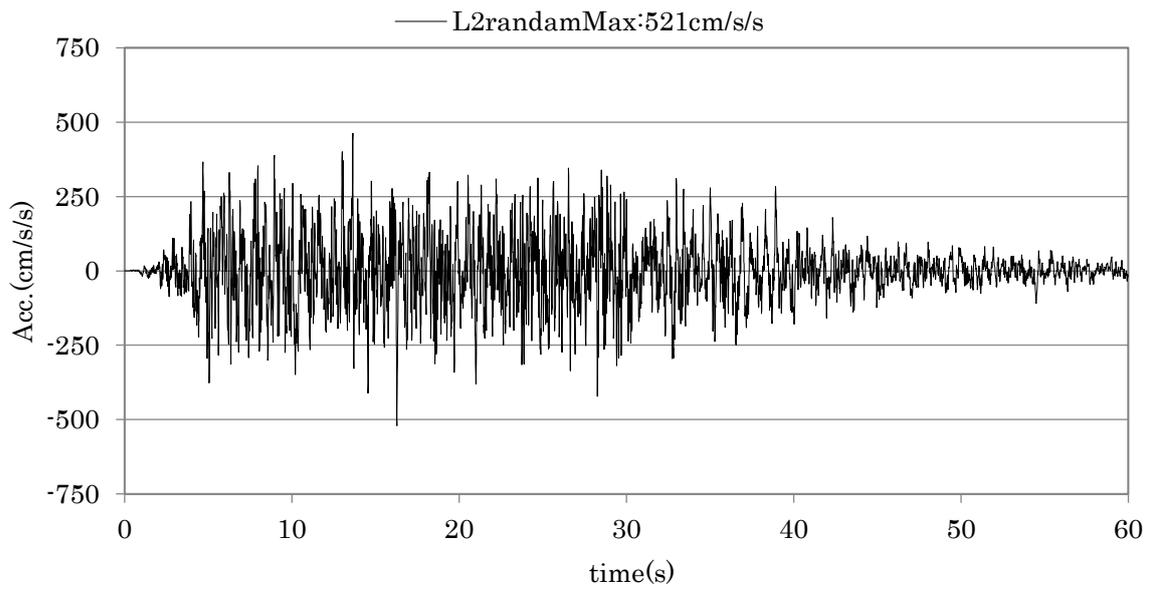


図 3.3.16 検討用地震波（告示波（乱数））

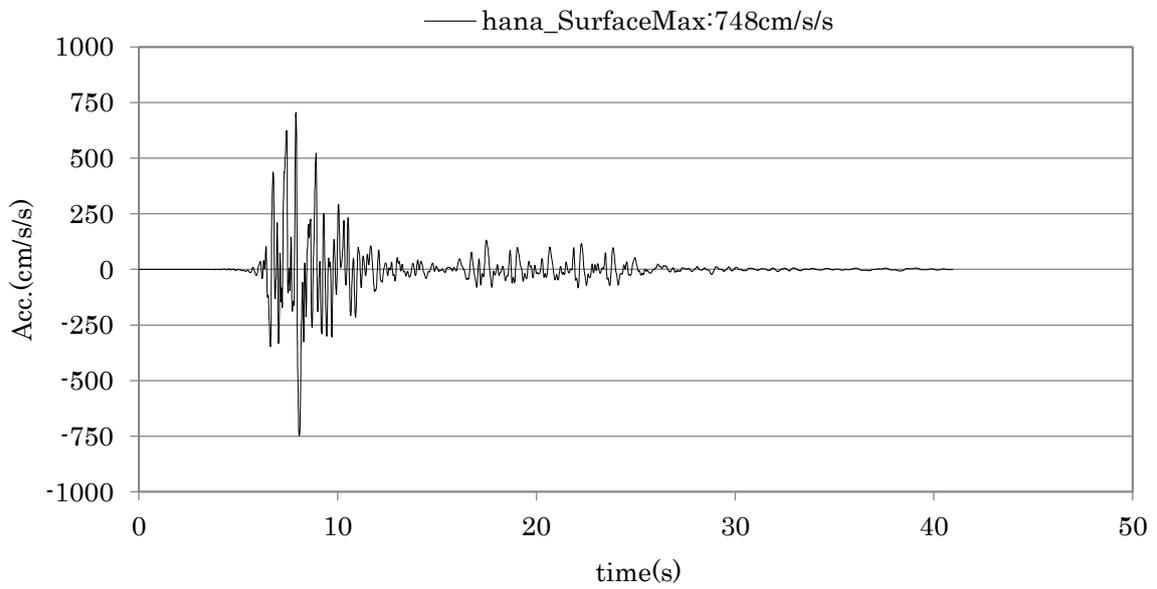


図 3.3.17 検討用地震波（サイト波）

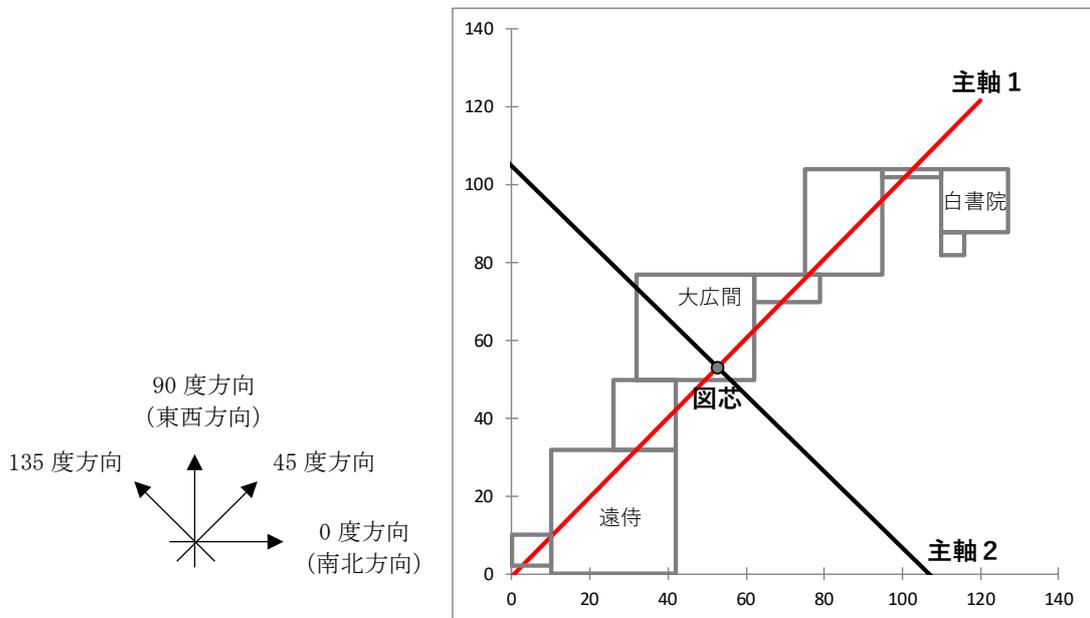


図 3.3.18 主軸と建物形状の模式図

#### エ 耐震要素の設定

床下に設けられた土壁は、各棟の柱のサイズ及びチリ寸法から、厚さは約 60mm と推定される。渡廊及び附属間の土壁は、柱のサイズが小さいことから、厚さは約 35mm と推定される。

各棟外壁に面した内法壁の土壁は、柱のサイズ及びチリ寸法から、厚さは約 170mm と推定される。渡廊及び附属間の土壁は、柱のサイズが小さいことから、厚さは約 78mm と推定される。

各棟外壁に面した小壁の土壁は、柱のサイズ及びチリ寸法から、厚さは約 170mm と推定される。内壁については、同様に厚さ約 120mm と推定される。渡廊及び附属間の土壁は、柱のサイズが小さいことから、厚さは約 78mm と推定される。

耐震診断には、土壁の厚さと幅（長さ）から求まる耐力と剛性を反映する。ただし、筋違が内部に設けられている場合は、土壁の断面の大部分が欠損されていることから土壁は耐力と剛性には見込まず、筋違のみの耐力と剛性を考慮する。

外部に面した土壁には、同一構面内に筋違が設けられている個所がある。その場合、圧縮側の耐力と剛性には、土壁と筋違の剛性と耐力を反映し、引張側には土壁だけの耐力と剛性を反映した。

各棟の板壁は、スケールによる実測から、厚さは約 10mm と推定される。

板壁の四周は釘等により固定されているものと推定されるが、そのピッチや仕様は不明であるため、木ずり壁程度の耐力と剛性を見込む。

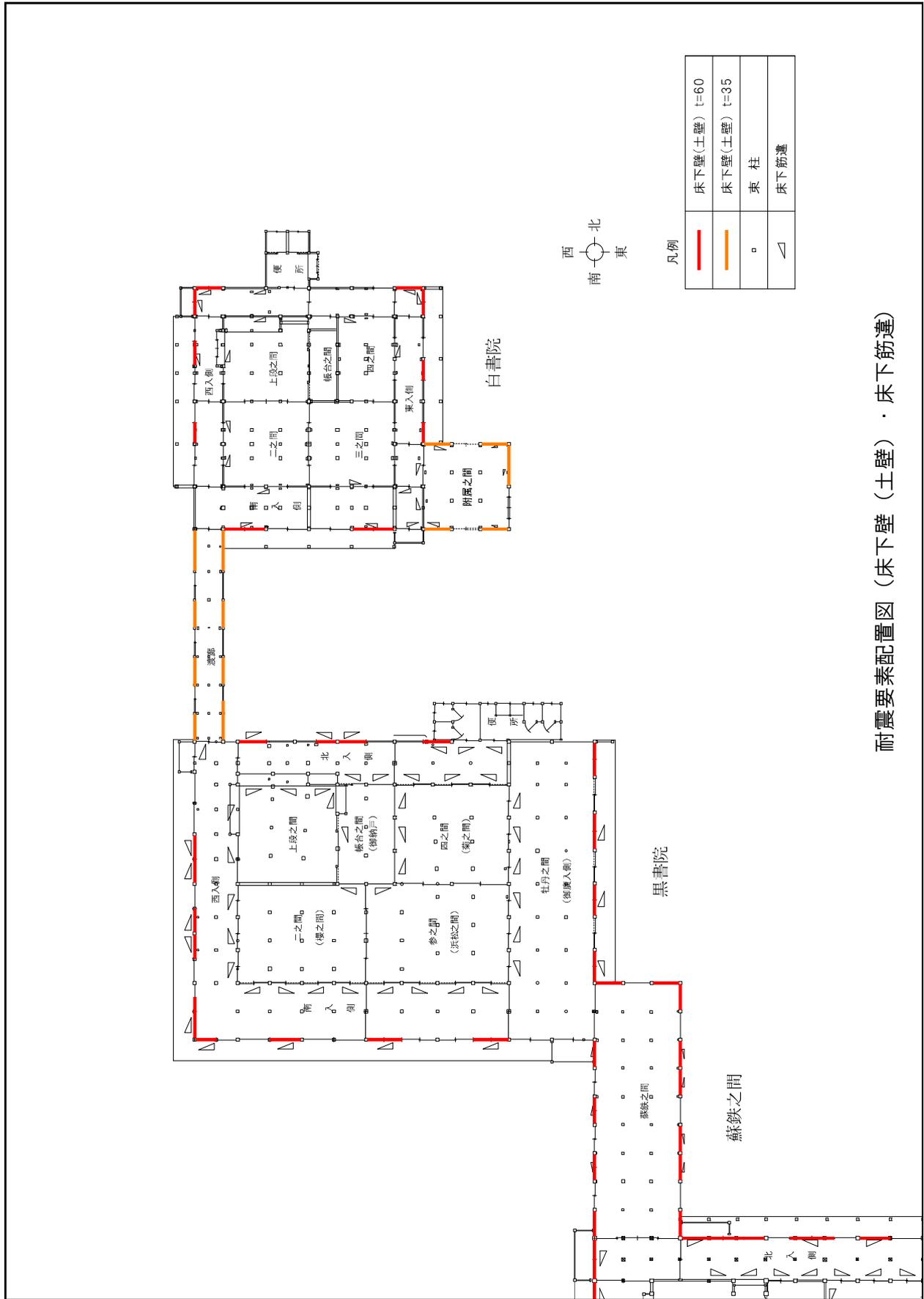
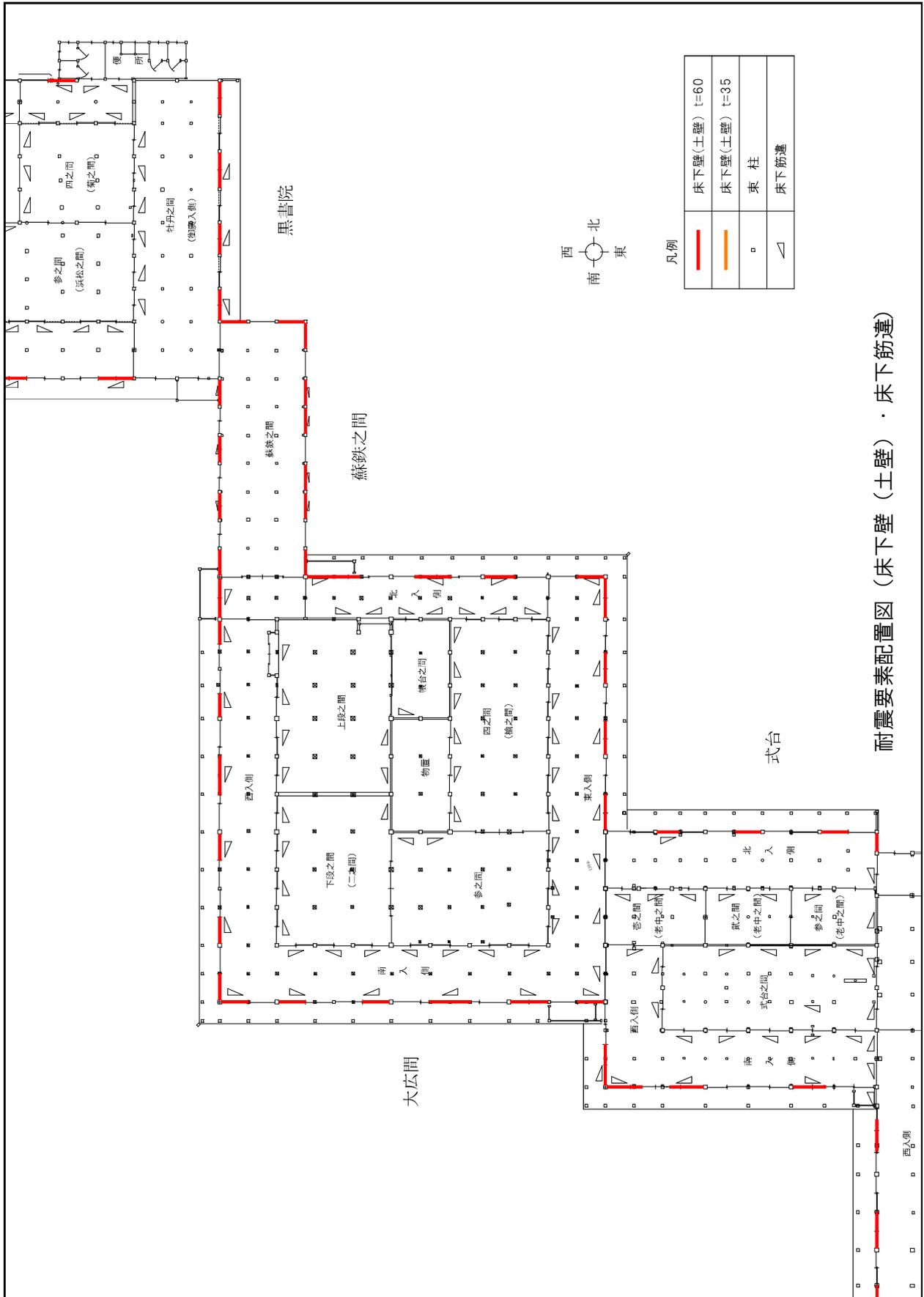


図 3.3.19 耐震要素配置図 (床下壁 (土壁)・床下筋違) (1 / 3)

耐震要素配置図 (床下壁 (土壁)・床下筋違)



耐震要素配置図 (床下壁 (土壁) ・ 床下筋違)

図 3.3.20 耐震要素配置図 (床下壁 (土壁) ・ 床下筋違) (2 / 3)



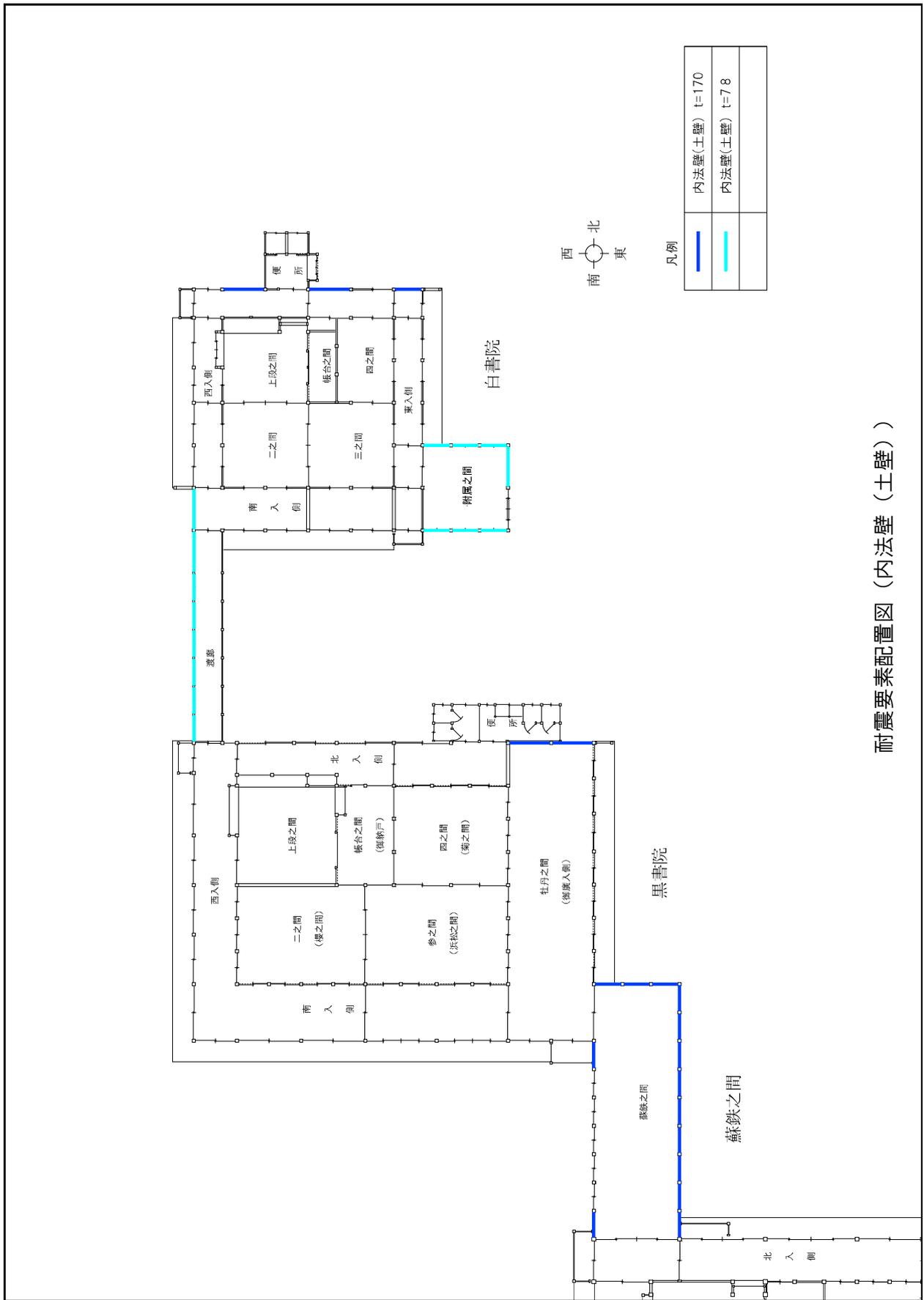


図 3.3.22 耐震要素配置図 (内法壁 (土壁)) (1 / 3)

耐震要素配置図 (内法壁 (土壁))

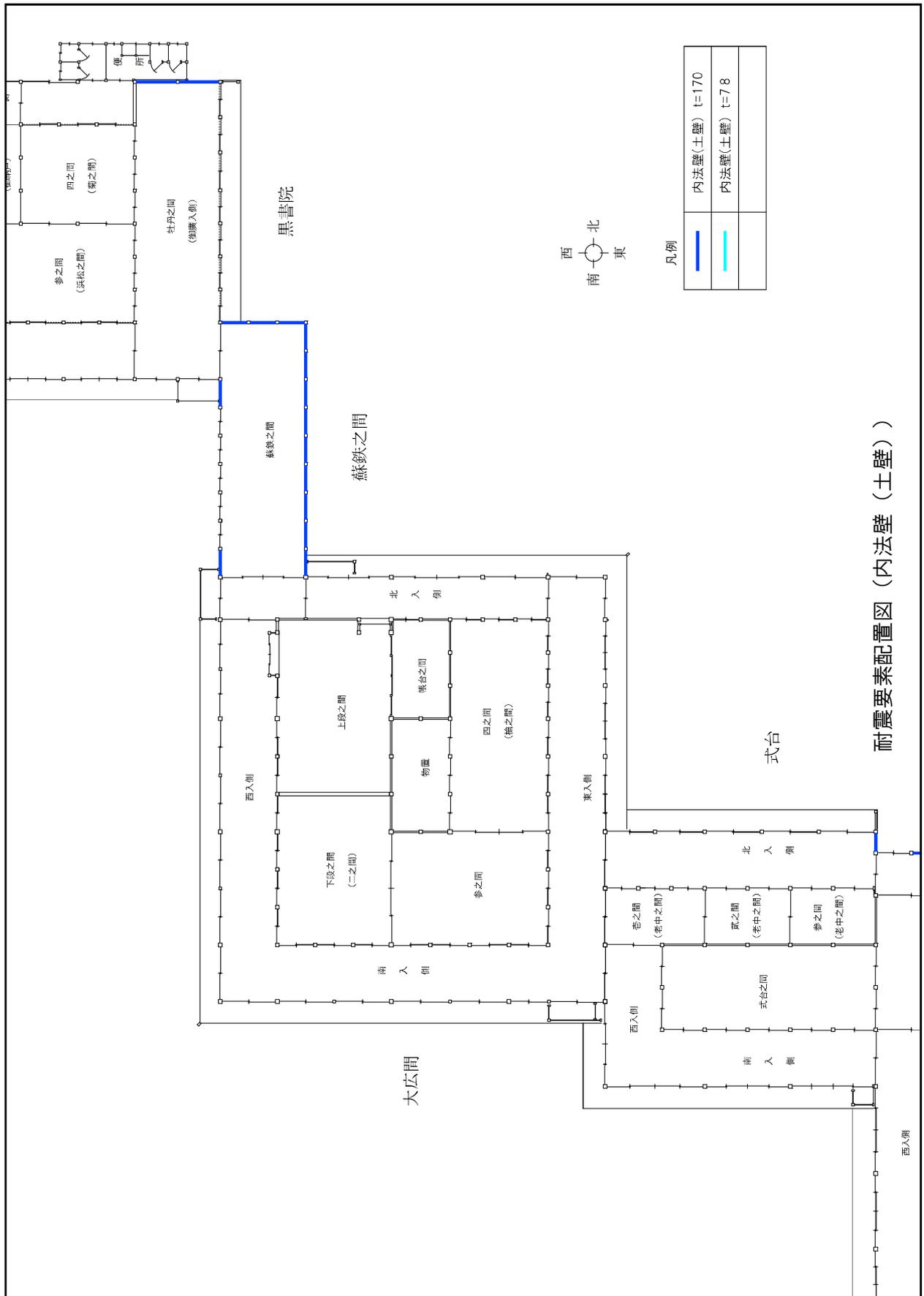


图 3.3.23 耐震要素配置図 (内法壁 (土壁)) (2 / 3)

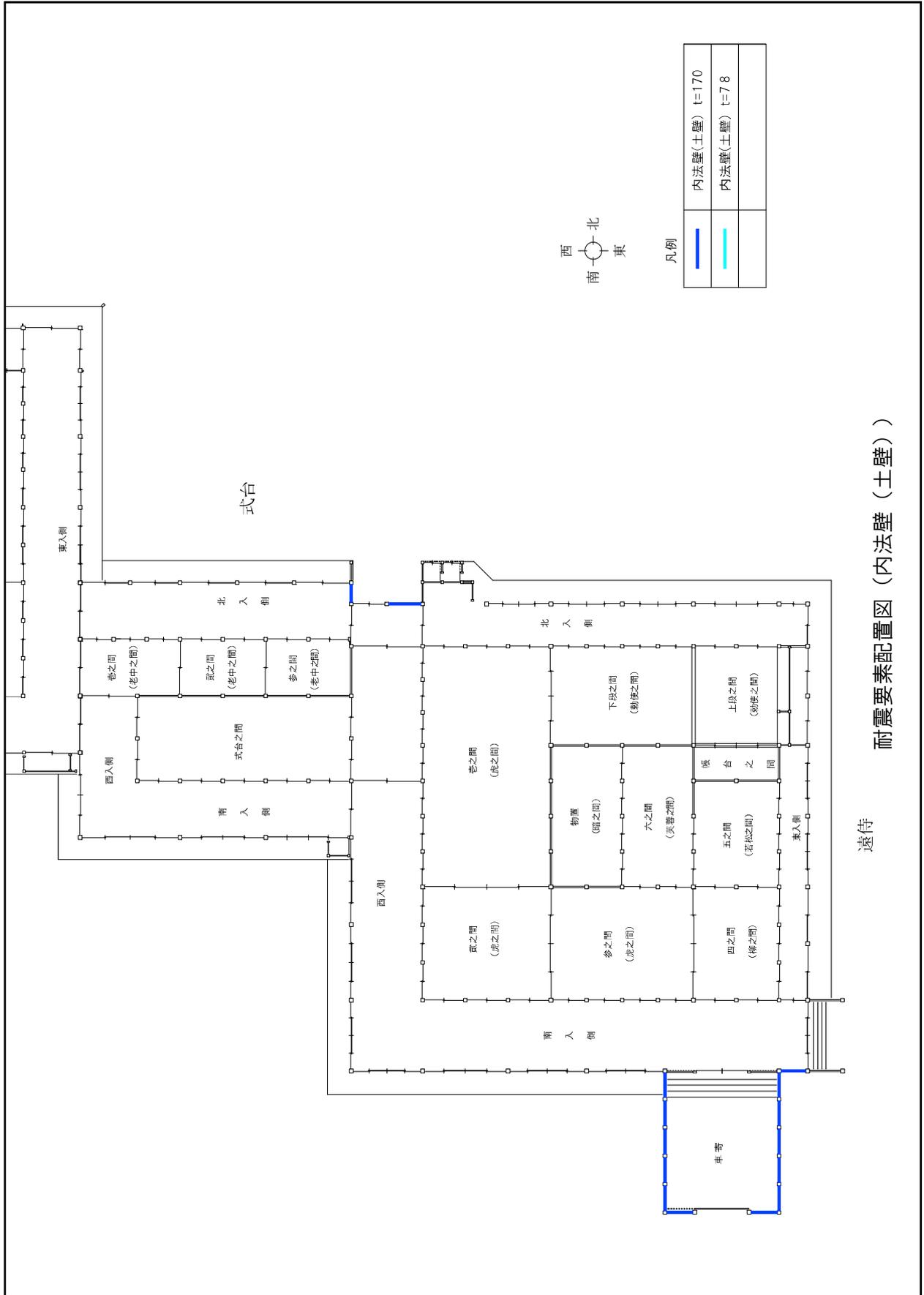
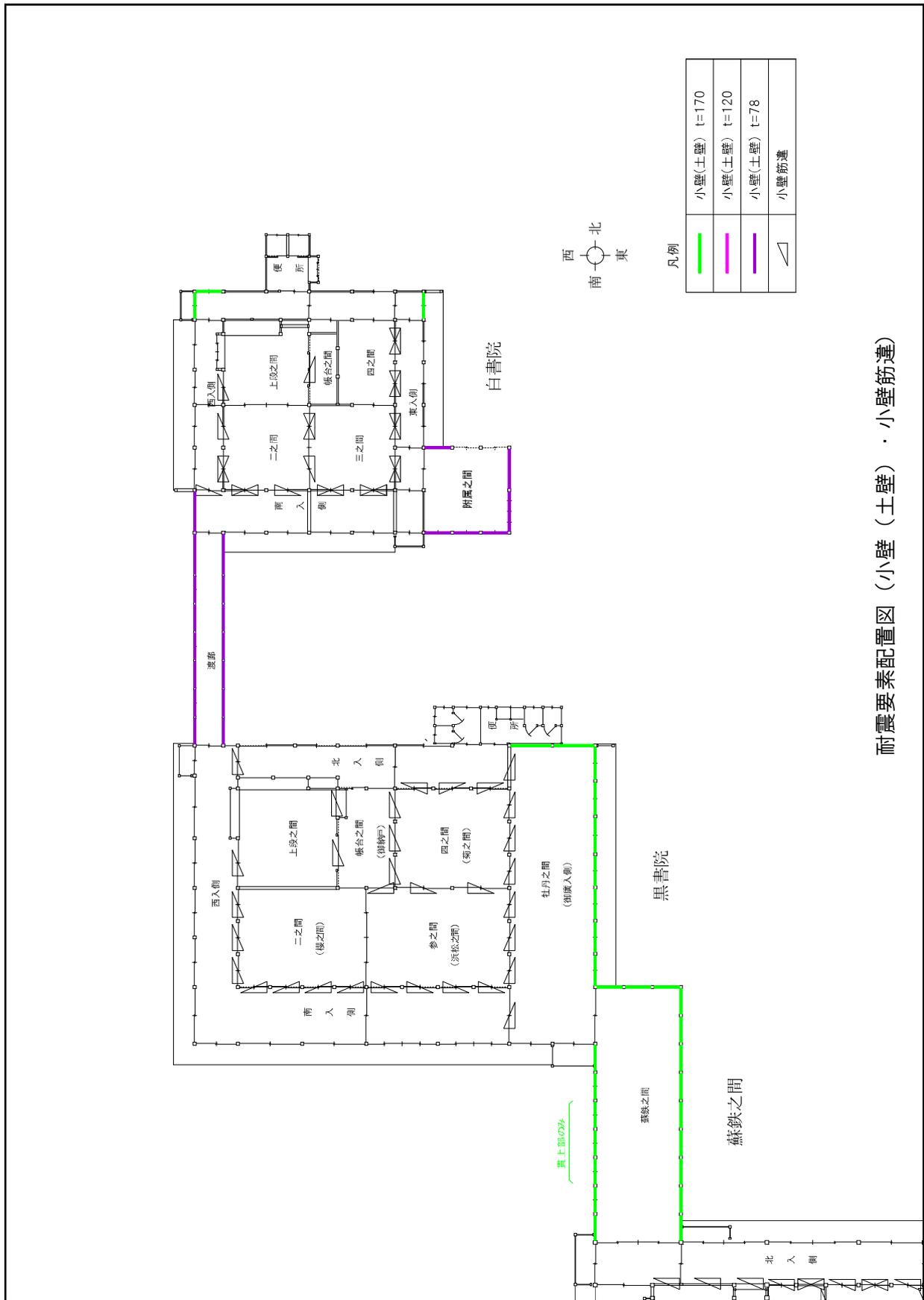


図 3.3.24 耐震要素配置図 (内法壁 (土壁)) (3 / 3)



耐震要素配置図(小壁(土壁)・小壁筋違)

図 3.3.25 耐震要素配置図(小壁(土壁)・小壁筋違)(1/3)

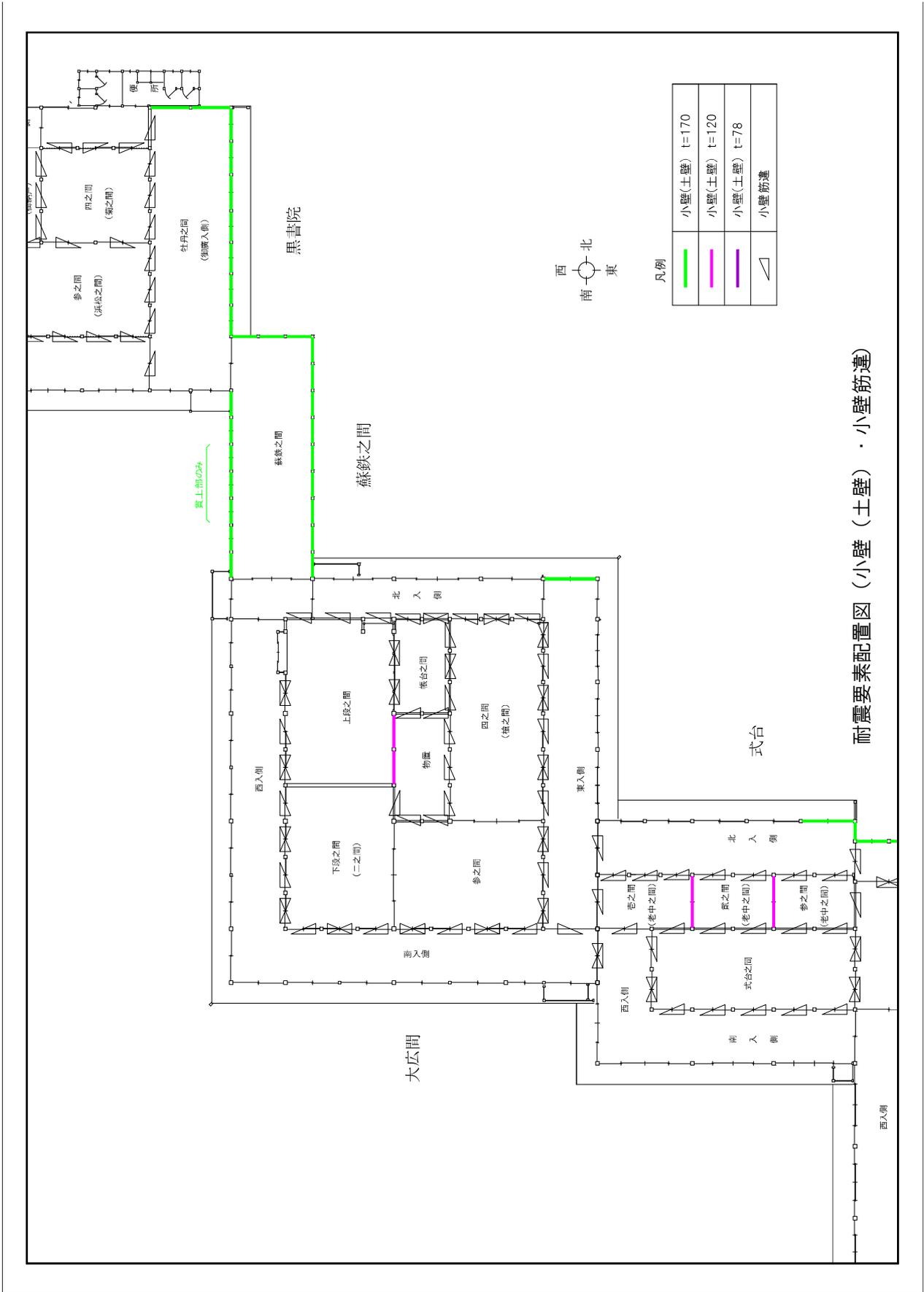


図 3. 3. 26 耐震要素配置図 (小壁 (土壁)・小壁筋違) (2 / 3)







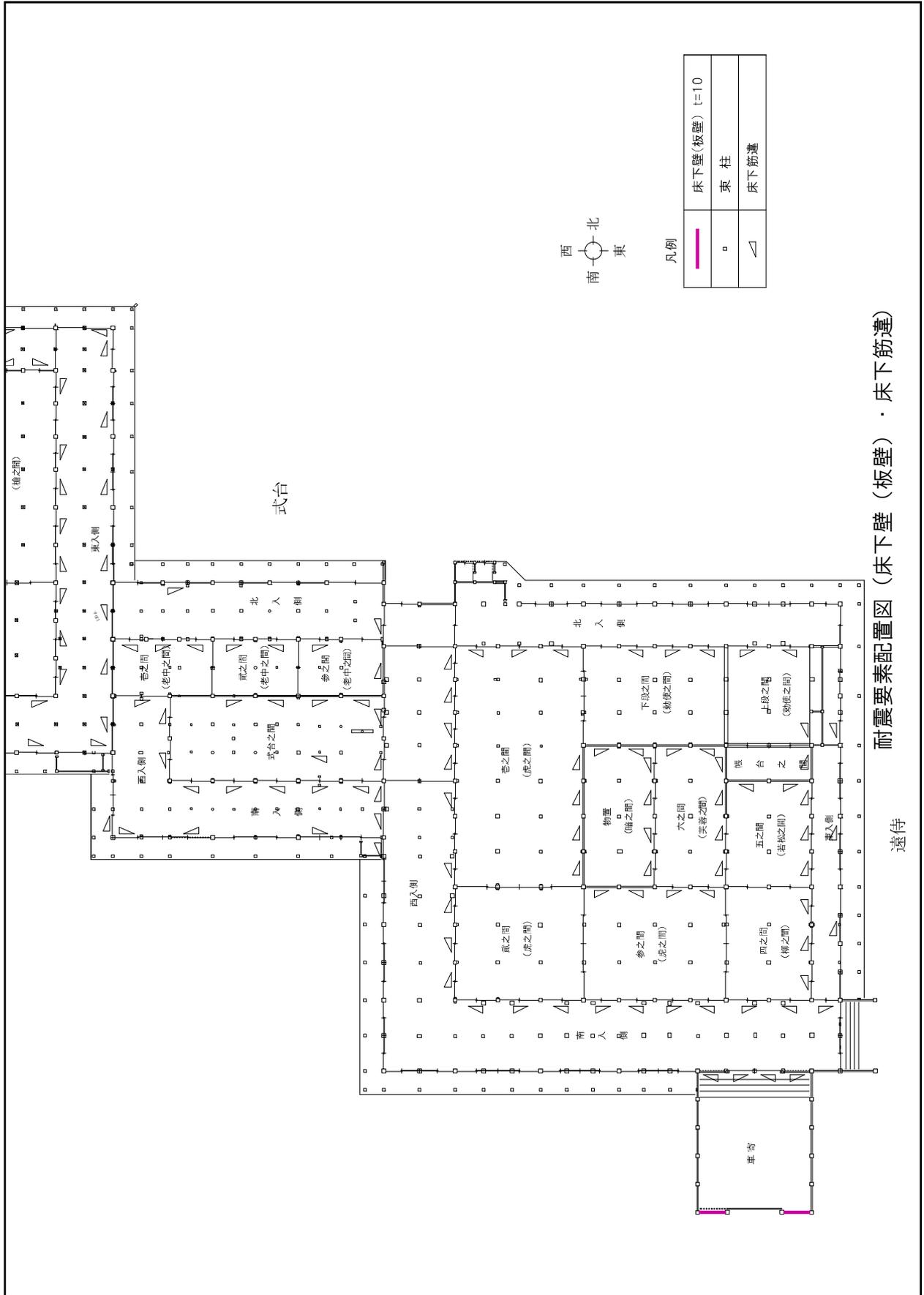
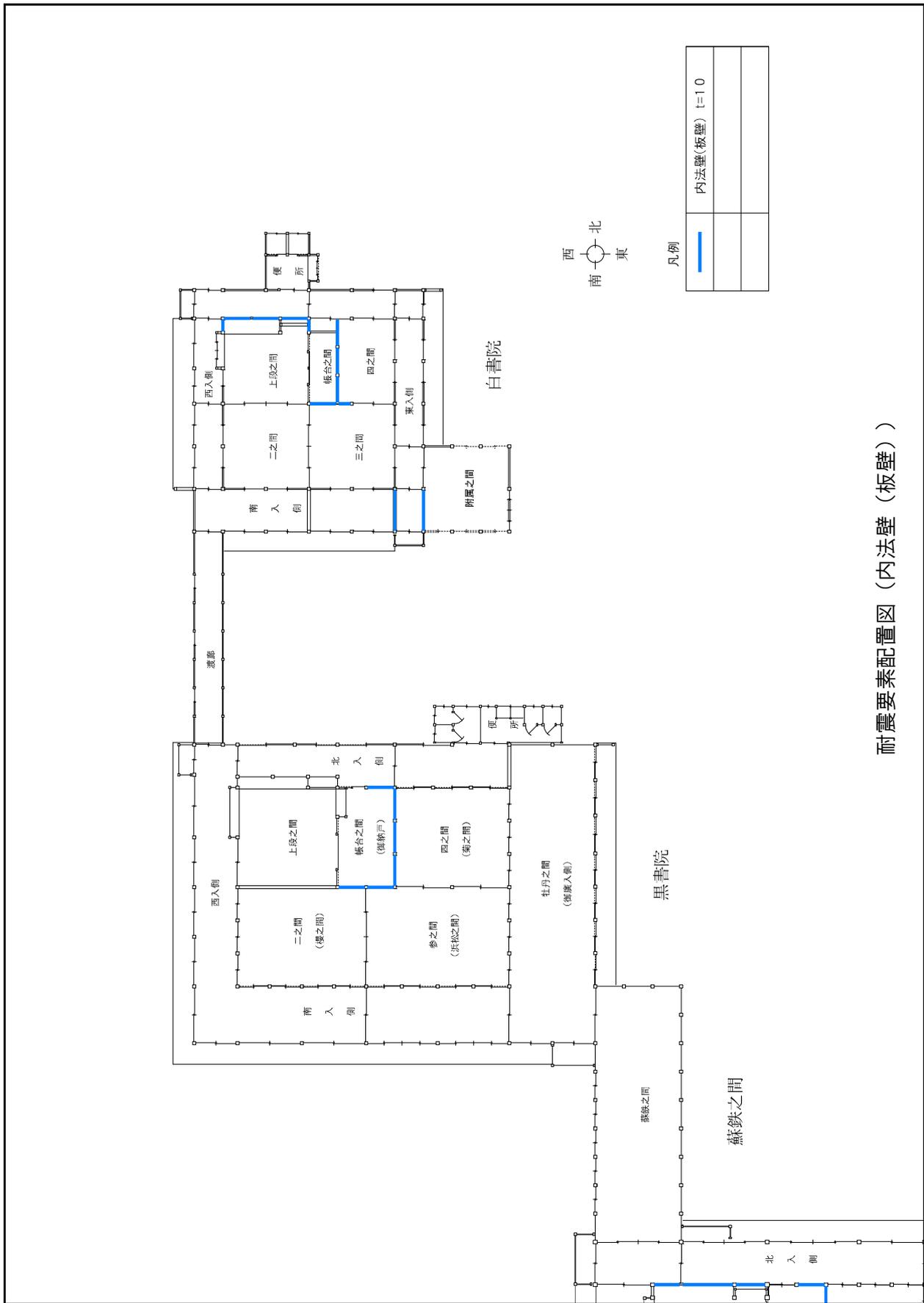


图 3.3.30 耐震要素配置図 (床下壁 (板壁) ・ 床下筋違) (3 / 3)



耐震要素配置図 (内法壁 (板壁))

图 3.3.31 耐震要素配置図 (内法壁 (板壁)) (1 / 3)

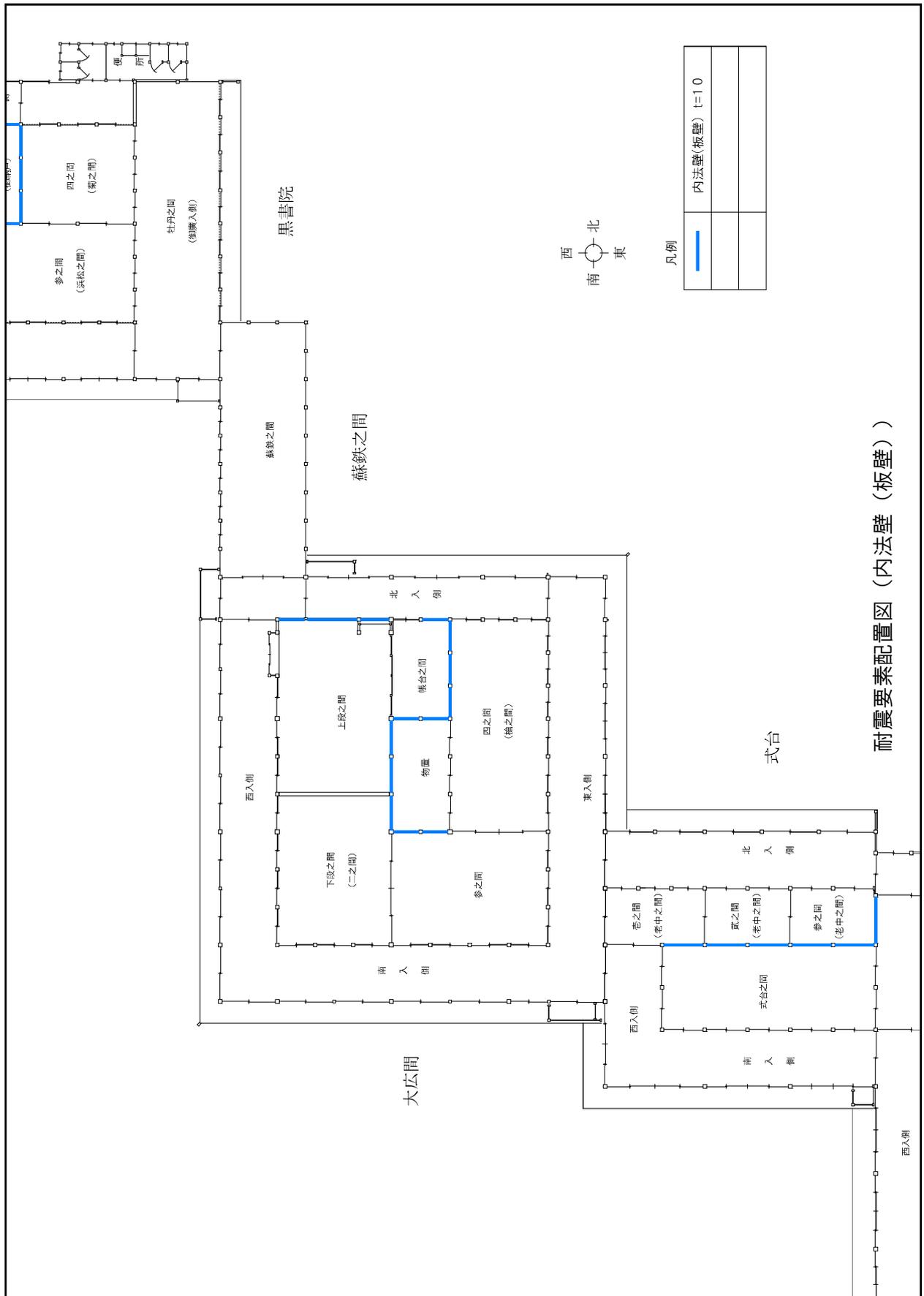


图 3.3.32 耐震要素配置図 (内法壁 (板壁)) (2 / 3)

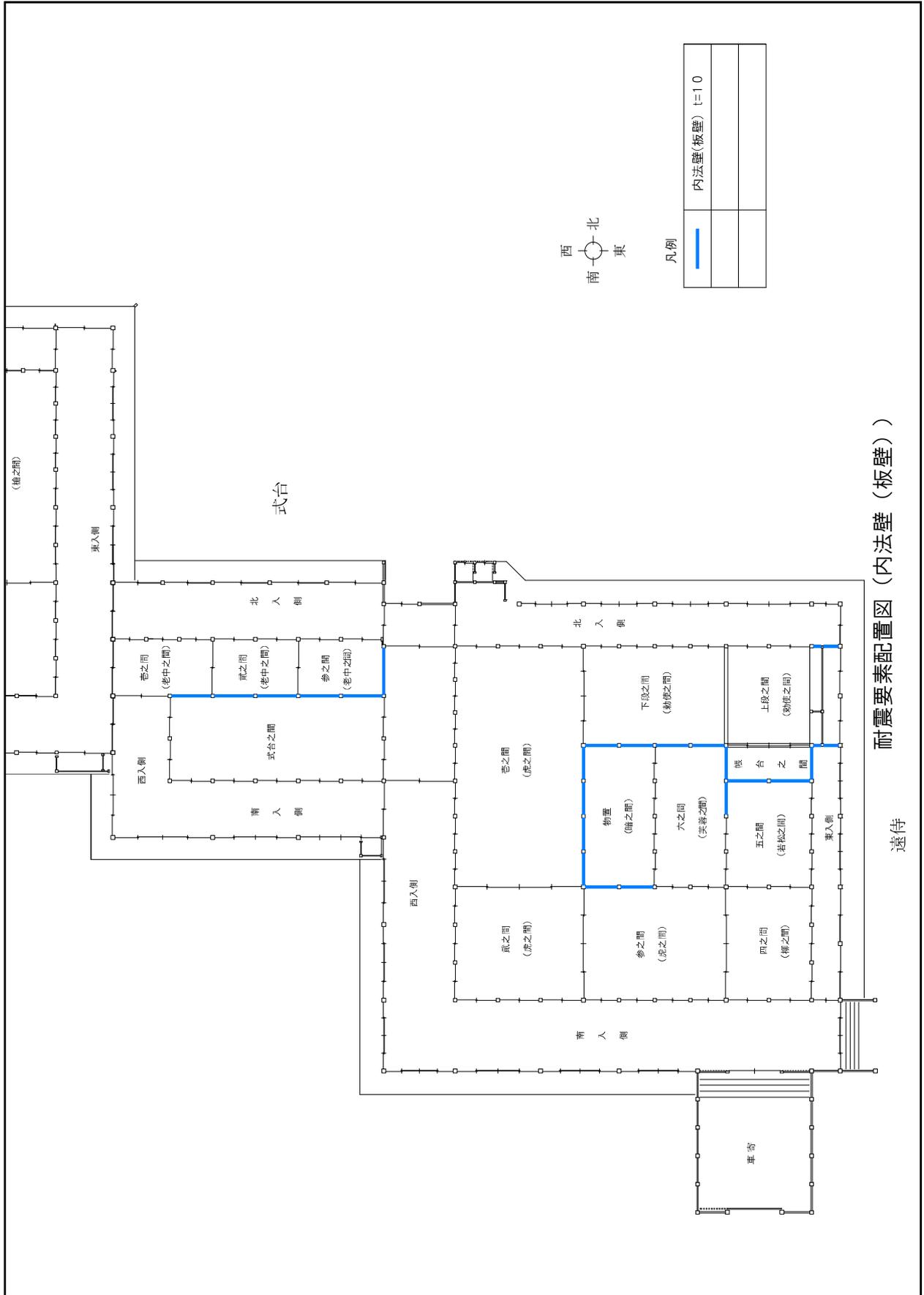


图 3.3.33 耐震要素配置图 (内法壁 (板壁)) (3 / 3)



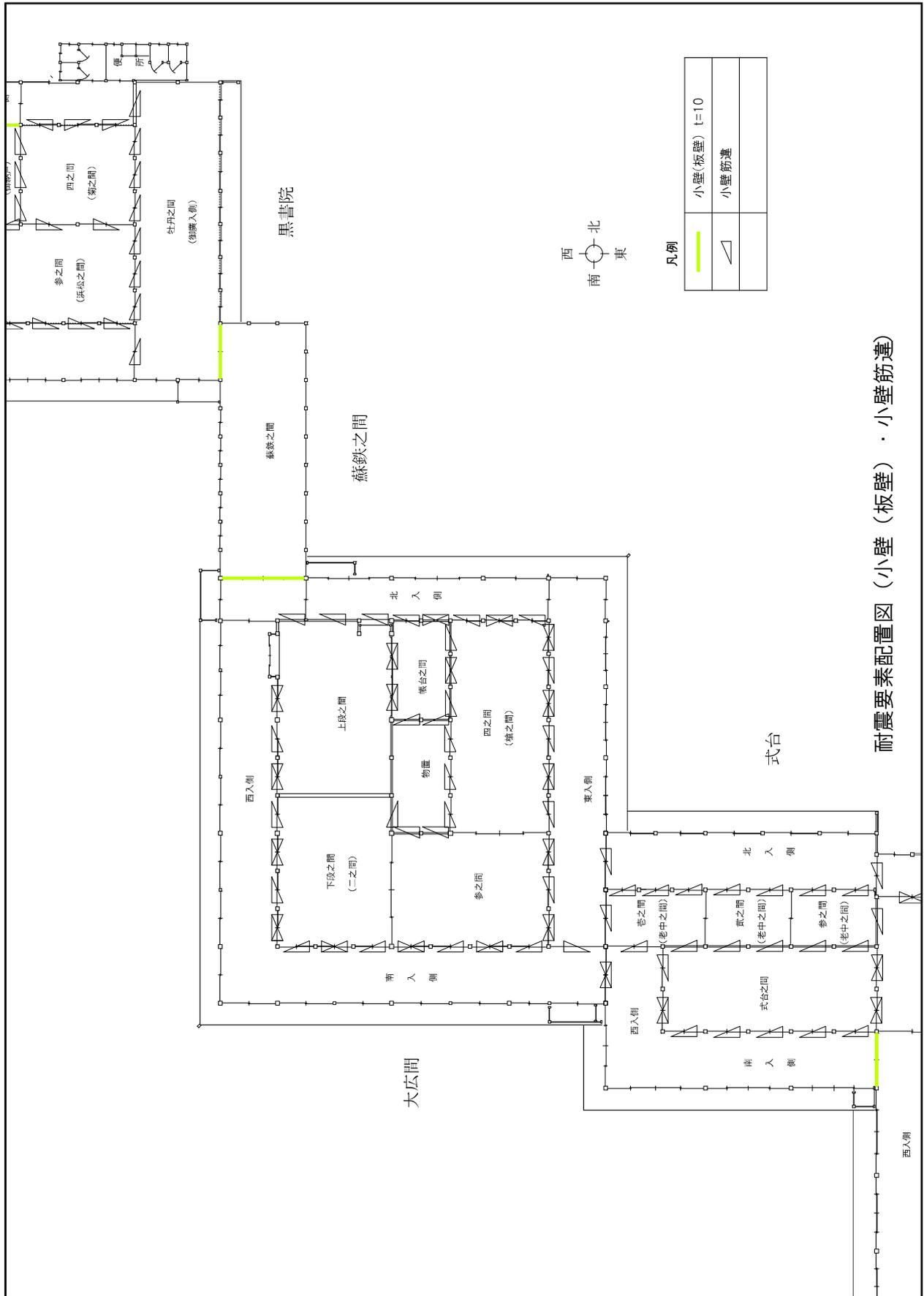


图 3.3.35 耐震要素配置図 (小壁 (板壁)・小壁筋違) (2 / 3)



オ 復元力特性

柱は、曲げ成分について非線形特性を与えてモデル化した。衝撃弾性波試験結果を参考に柱の曲げ降伏耐力を設定し、曲げ降伏後は劣化勾配を考慮した骨格曲線を設定し、曲げ降伏後は耐力を喪失するモデル化とする。履歴特性は、原点指向型とした。

柱の曲げ降伏耐力は、貫が方差しされているものとし、断面欠損は、貫の状況を確認した上で、断面係数に低減係数を乗じて算定した。

低減係数は、柱ごとに貫による欠損を考慮した断面係数を算定し、元の断面係数との比率から断面欠損率を算定することで設定した。

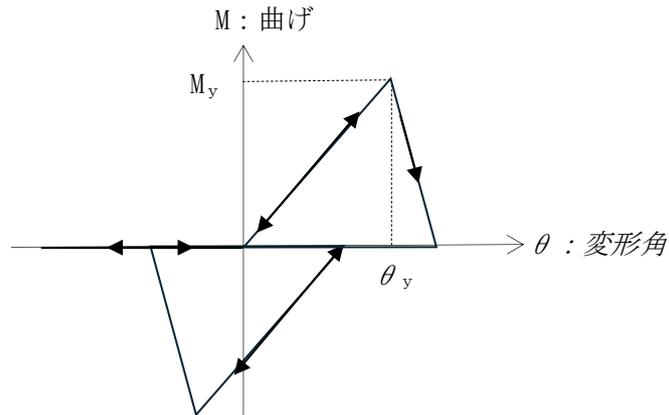


図 3.3.37 柱の復元力特性

表 3.3.38 方差しによる断面係数の低減（代表例）

	断面係数の低減率
遠侍及び車寄	0.75
式台	0.70
大広間	0.75
蘇鉄之間	0.70
黒書院	0.78
白書院	0.78

小壁筋違及び床下筋違は、劣化勾配を考慮した骨格曲線を設定した。引張側は端部の詳細な接合状況が不明であるため無効とし、圧縮側のみ有効とした。降伏軸力は、「重要文化財二条城調査報告書（平成 23 年）」P. 380 に基づきオイラー座屈荷重とし、履歴特性は、原点指向型とした。

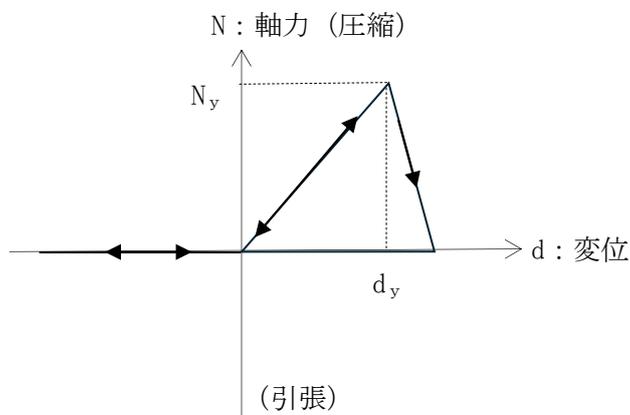


図 3.3.39 小壁筋違及び床下筋違の復元力特性

土壁の骨格曲線は、「文化庁要領」を参考に劣化勾配を考慮した骨格曲線を設定し、履歴特性は原点指向型とし、ブレース置換してモデル化した。

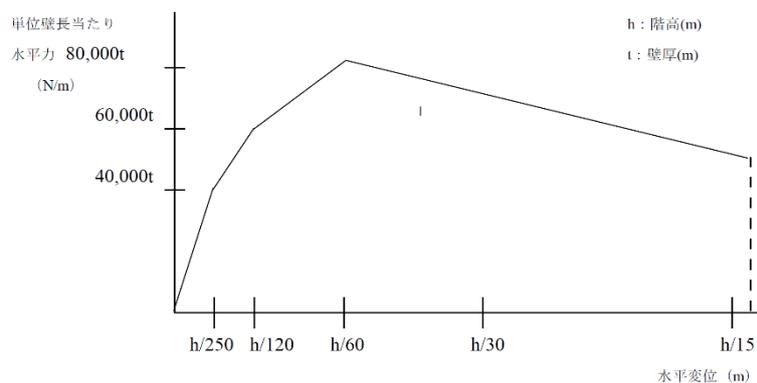


図 3.3.40 土壁の骨格曲線

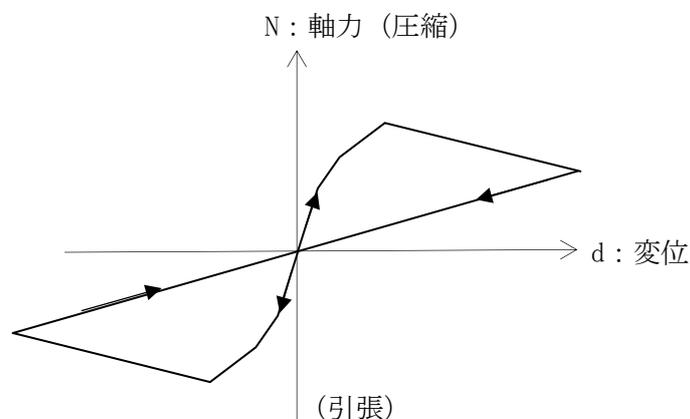


図 3.3.41 土壁の復元力特性（ブレース置換）

床板の厚さは本計画では未調査であるため、「重要文化財二条城調査工事報告書（平成 20 年度分）」P. 341 にならってモデル化した。具体的には、床板を弾性モデルとしてブレース置換し、『木造軸組工法住宅の許容応力度設計（令和元年）』に記載の許容せん断耐力の最小値である  $0.39\text{kN/m}$  からブレースの軸剛性を設定した。

柱と天井貫・内法貫・足固貫の接合部は、等価な弾塑性回転バネモデルに置換した。接合部の回転剛性は、『木質構造設計規準・同解説、日本建築学会（平成 18 年）』に従って算出し、解析モデルでは等価な回転剛性を持つ回転バネに置換した。履歴特性はバイリニアスリップ型とし、ねじれについては弾性とした。降伏後の剛性低下率  $\beta$  は  $0.001$  とする。安全側の検討のため、摩擦係数の項は考慮しない。貫の引抜耐力は  $0$  とし、プログラムへの入力値は解析の扱い上  $0.01\text{kN}$  とした。

貫材端の継手の状況が不明であることから、回転剛性ならびに降伏曲げモーメントの算定値に低減係数  $1/2$  を乗じた。側貫となる箇所については低減係数  $1/4$  を乗じた。

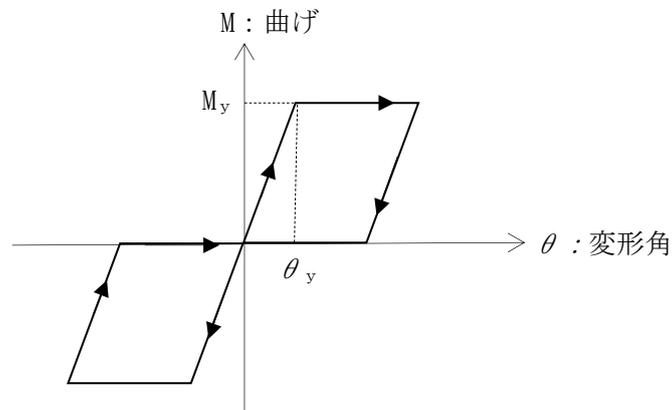


図 3.3.42 貫の復元力特性

その他、腰壁と全壁が隣り合う箇所がある場合は柱中間に生じる軸力を処理するためにダミー梁（非座屈・剛性無）を設置し、全壁を上下にブレース置換してモデル化した。

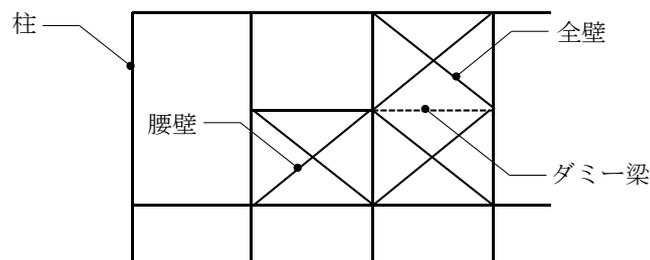


図 3.3.43 腰壁と全壁が隣り合う箇所のモデル化

各棟の接続部については、引抜耐力は  $0$  とし、プログラムへの入力値は  $0.01\text{kN}$  とした。圧縮剛性は貫の軸剛性を基に弾性バネを配置した。

板壁は、下地・釘の仕様が不明なため、『伝統的な軸組工法を主体とした木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル第 3 版（改訂版）（平成 31 年）』に記載の木ずり壁の骨

格曲線を参考に設定した。解析モデルでは等価な軸剛性を持つブレースに置換する。履歴特性は周辺部材へのめり込みに期待し、トリリニアスリップ型とした。

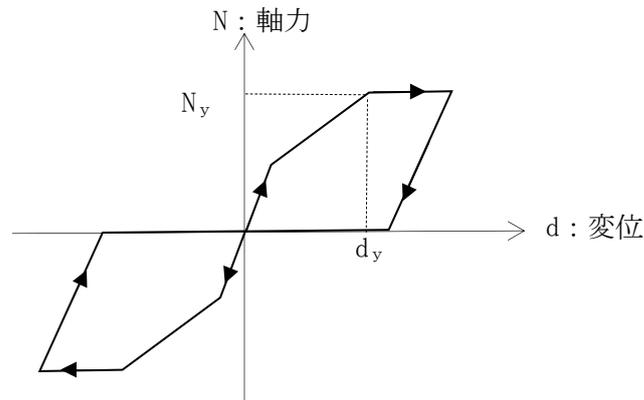


図 3.3.44 板壁の復元力特性

### カ 減衰

安全確保水準時の層間変形角の割線剛性に対して5%の剛性比例型減衰を与える方針とした。

プログラムの都合上、初期剛性比例型減衰もしくは接線剛性比例型（瞬間剛性比例型）で減衰係数もしくは減衰定数を設定する方法しかないため、やむを得ず、初期剛性比例型減衰とした上で減衰定数を2%とすることで、安全確保水準時の層間変形時に概ね5%程度の減衰を発揮するように設定した。

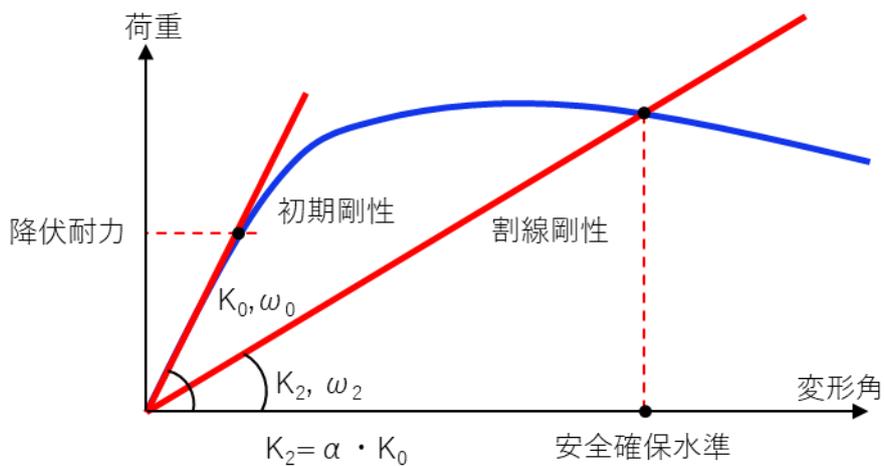


図 3.3.45 初期剛性と安全確保水準時の割線剛性

(2) 立体固有値解析結果

時刻歴応答解析に用いる立体架構モデルの固有値解析結果を求めた。棟個別の並進モードは見られず、相互に影響することを確認した。

図 3.3.48 に示す 2 次モードは黒書院と北西に接続する渡廊と南東の蘇鉄之間が相互に関係するモード図であり、図 3.3.49 に示す 3 次モードは渡廊が接続することで白書院の西側の刺激関数値が東側より小さいモード図であることを確認した。

また図 3.3.50 以降に示す 4 次モード以降についても遠侍及び車寄から黒書院まで相互に影響するモード図であり、対象 6 棟全体の連成効果があることを確認した。

表 3.3.46 立体固有値解析結果

次数	固有周期 (s)	備考※
1 次	2.76	渡廊 並進
2 次	1.98	黒書院 ねじれ
3 次	1.93	白書院 並進 (南北)
4 次	1.79	遠侍、式台、大広間 並進 (東西)
5 次	1.72	遠侍、式台、大広間、 蘇鉄之間、黒書院 並進 (135 度)
6 次	1.68	遠侍、式台、大広間、 蘇鉄之間、黒書院 並進 (135 度)
7 次	1.58	遠侍、式台、大広間、 蘇鉄之間、黒書院 並進 (東西)
8 次	1.51	遠侍、式台、大広間、 蘇鉄之間、黒書院 並進 (135 度)
9 次	1.42	遠侍、式台、大広間、 蘇鉄之間、黒書院 並進 (45 度)
10 次	1.41	白書院 ねじれ
11 次	1.40	黒書院 ねじれ
12 次	1.26	白書院 ねじれ
13 次	1.22	遠侍、式台、大広間 ねじれ 蘇鉄之間 並進 (東西)
14 次	1.21	蘇鉄之間 ねじれ 車寄 並進 (東西)
15 次	1.15	遠侍・式台・大広間 並進 (東西)

※解析結果は、対象 6 棟の連成による複雑な挙動をする建物に対して、固有値解析を行い、15 次までの高次モードに対して、「並進」、「ねじれ」のモードに着目し、主要なモードと判断した棟について表に記載した。

その判断基準については、一般的に、高次モードになるほど複雑な挙動が現れるため、必ずしも並進、ねじれだけでは表現できない場合もあるが、対象 6 棟全体の動きから、大きな動きをする棟につられて動いている棟や、動きが小さいと判断した棟については、表の記載から除外した。

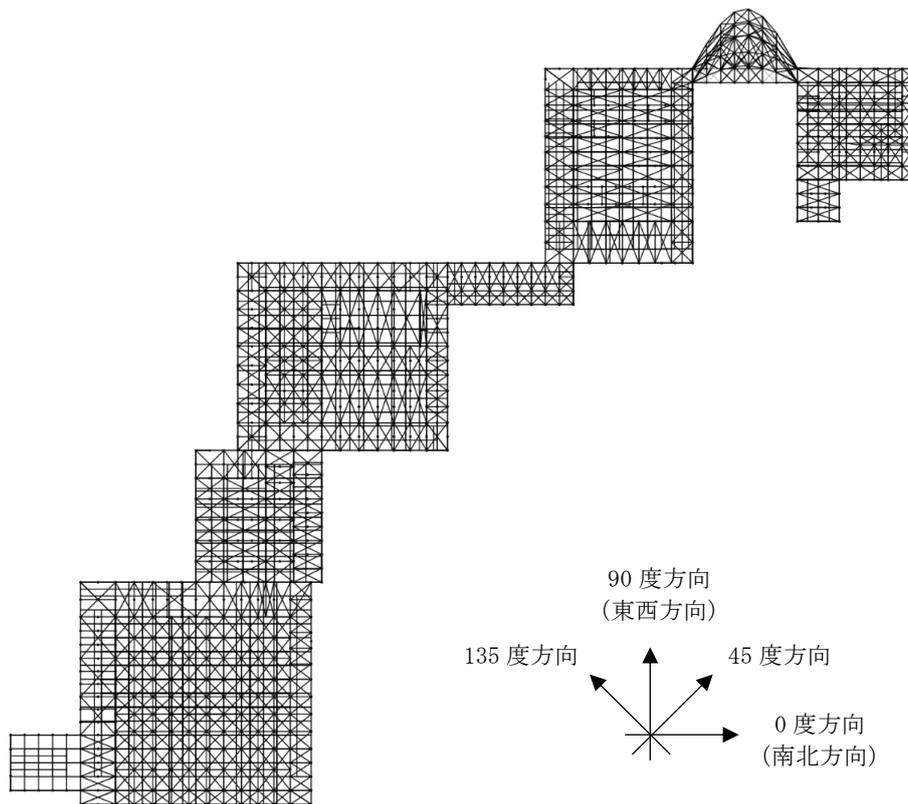


图 3.3.47 1次モード図

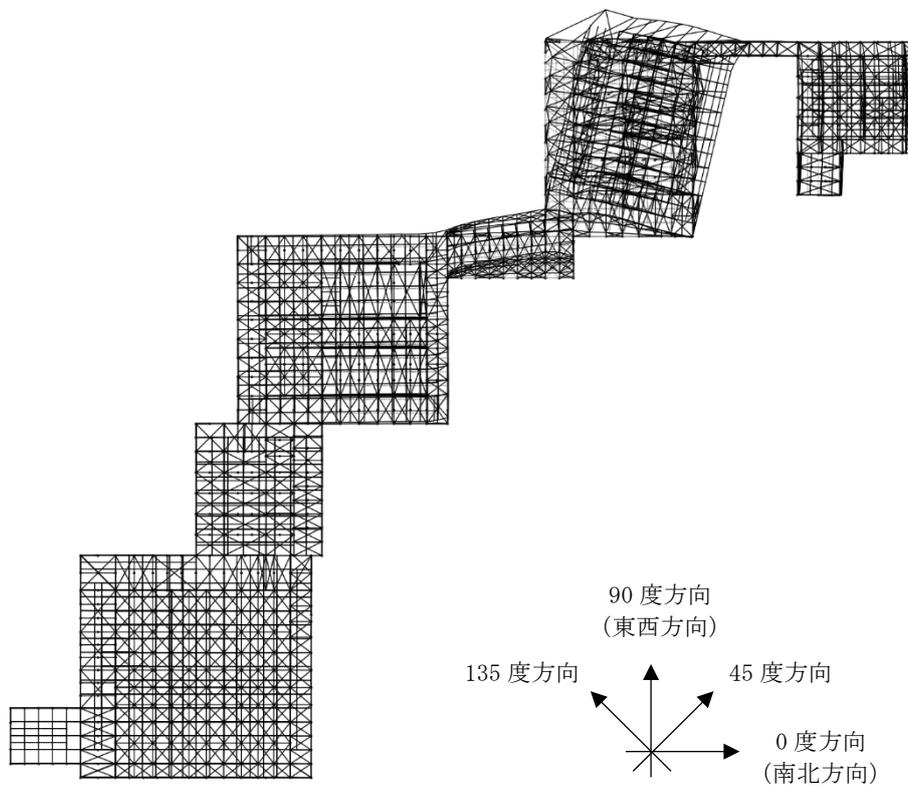


图 3.3.48 2次モード図

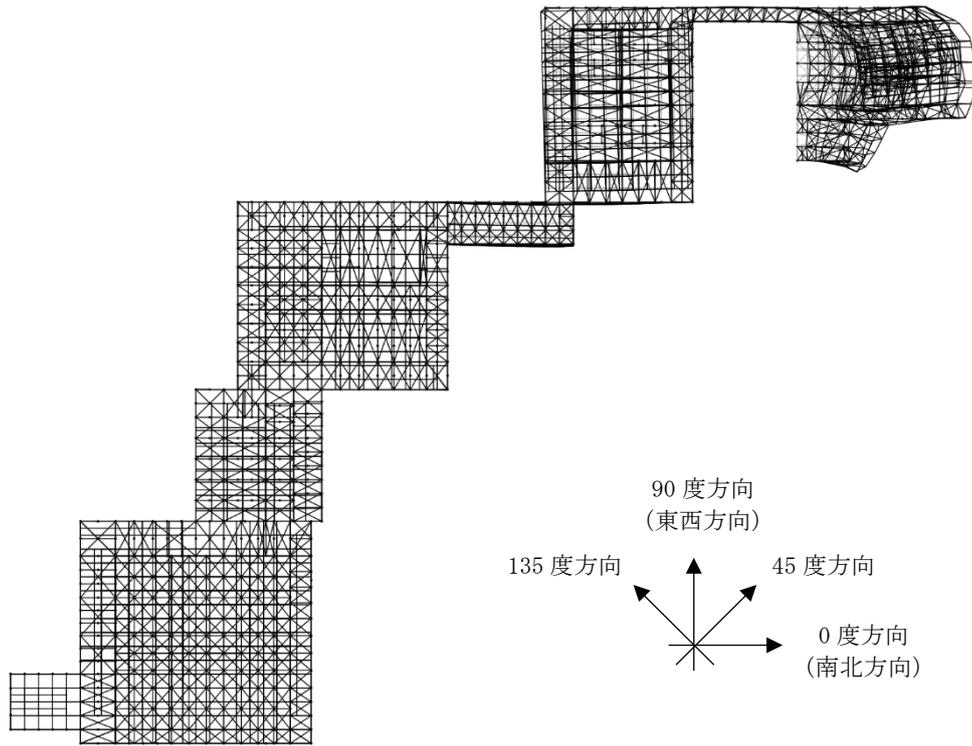


图 3.3.49 3次モード図

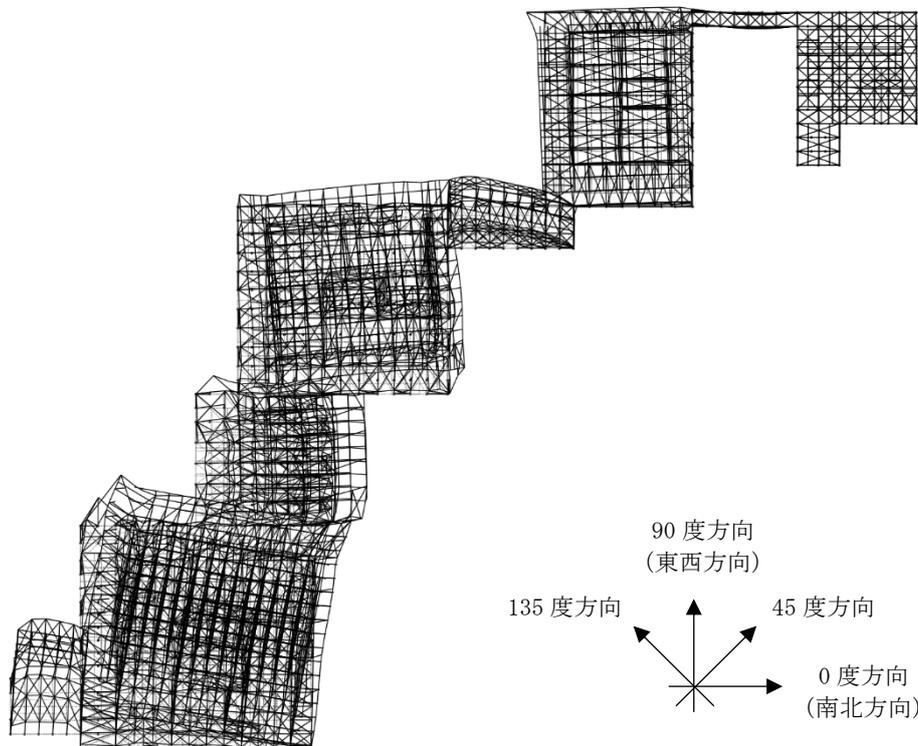


图 3.3.50 4次モード図

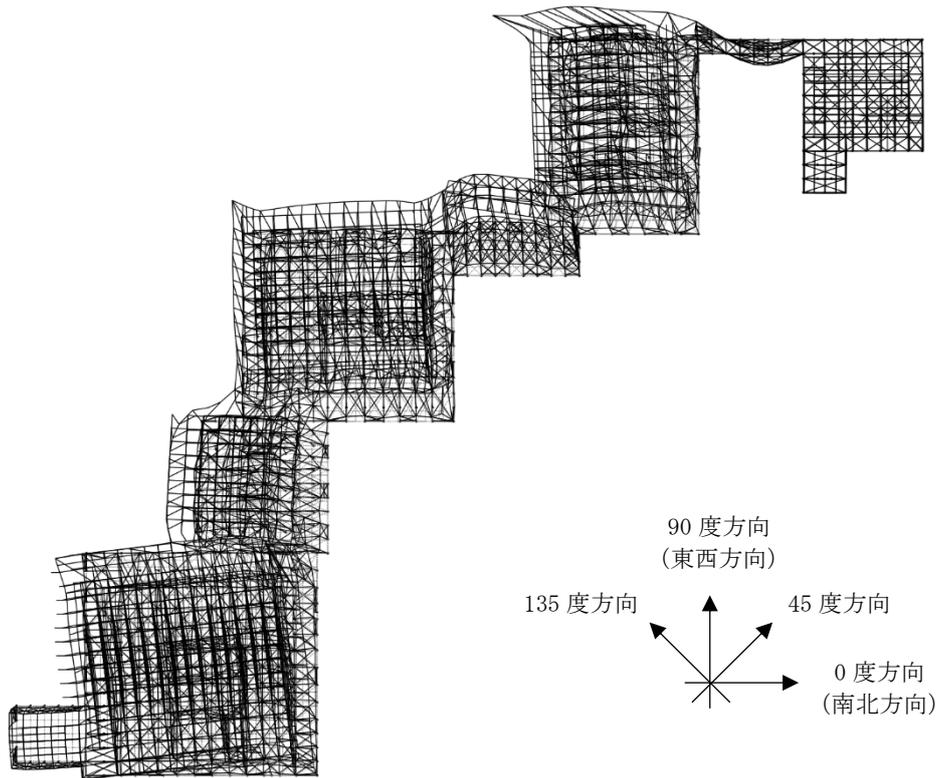


图 3.3.51 5次モード図

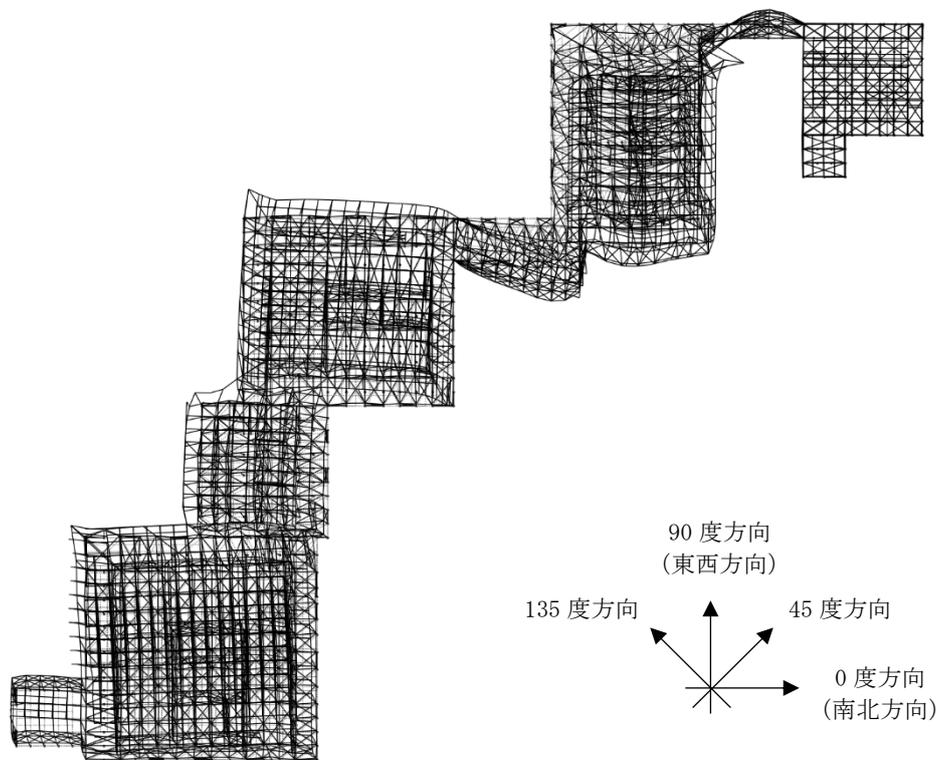


图 3.3.52 6次モード図

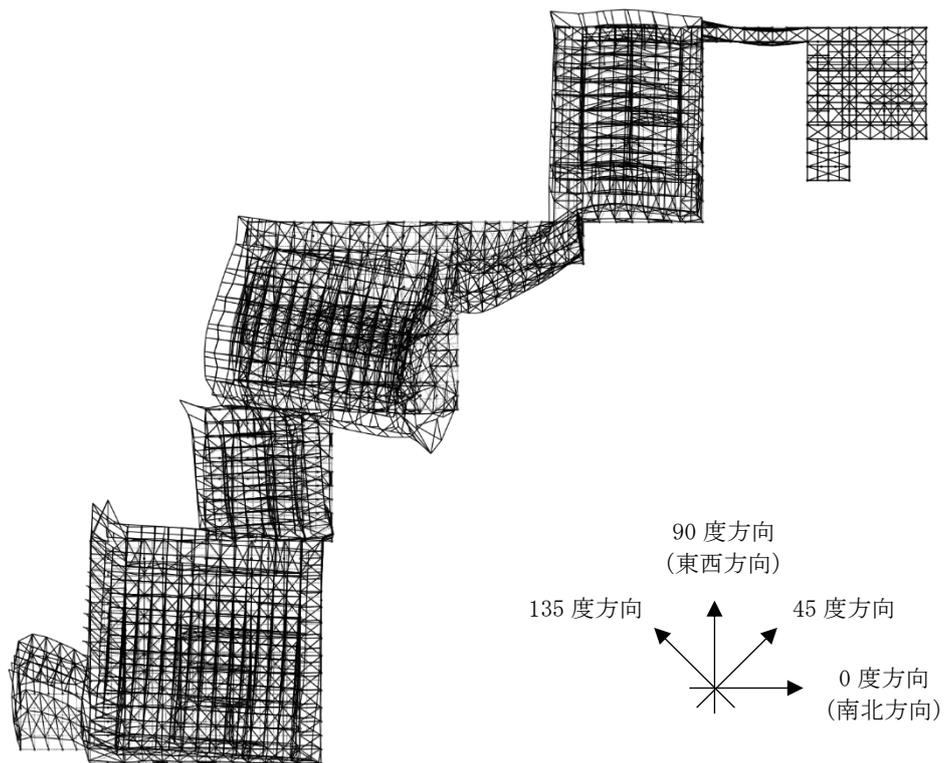


图 3.3.53 7次モード図

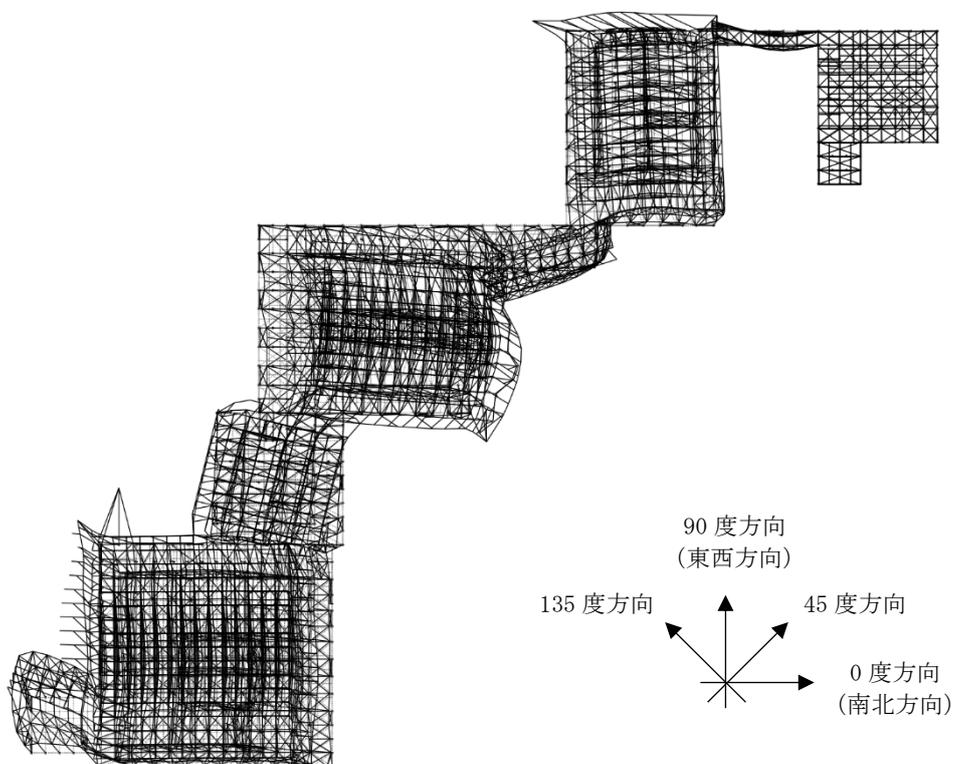


图 3.3.54 8次モード図

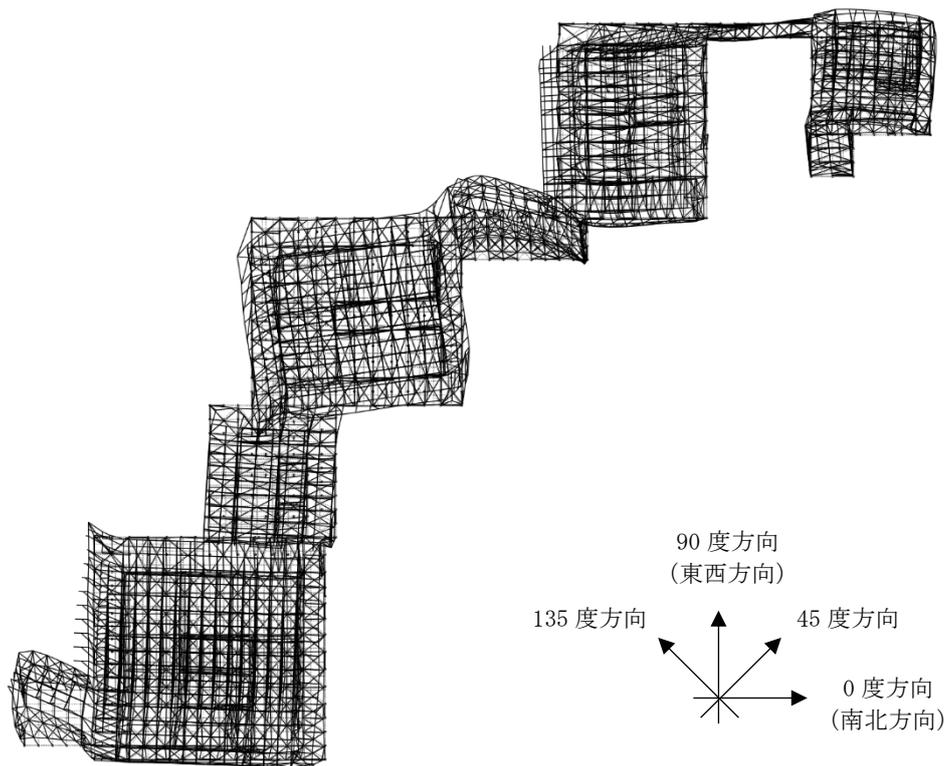


图 3.3.55 9 次モード図

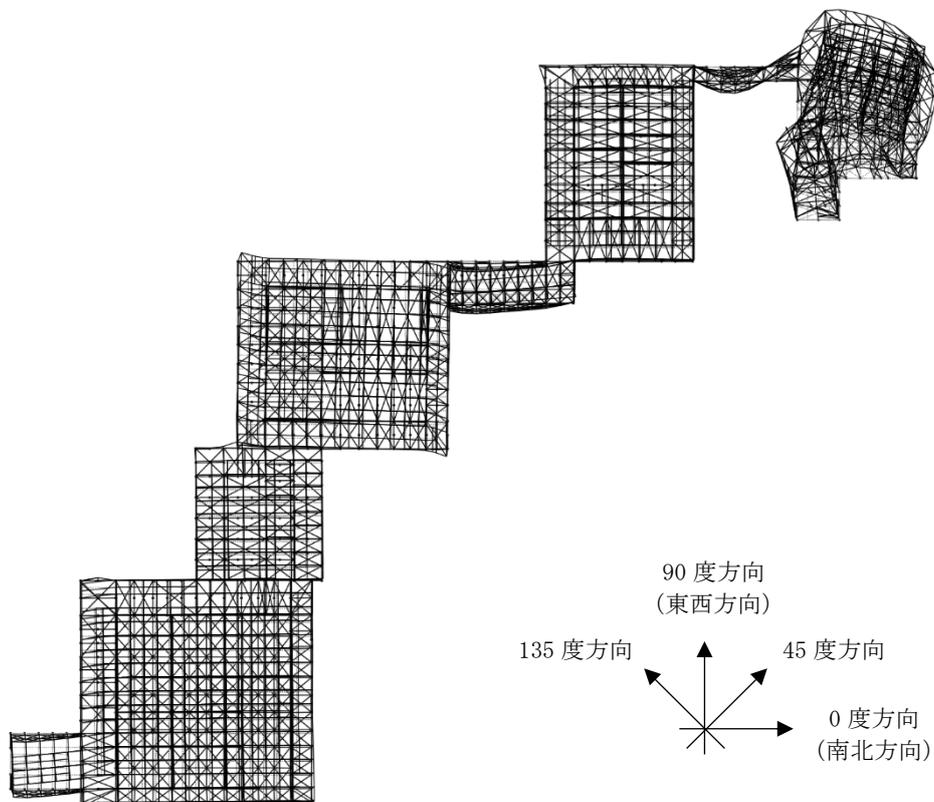


图 3.3.56 10 次モード図

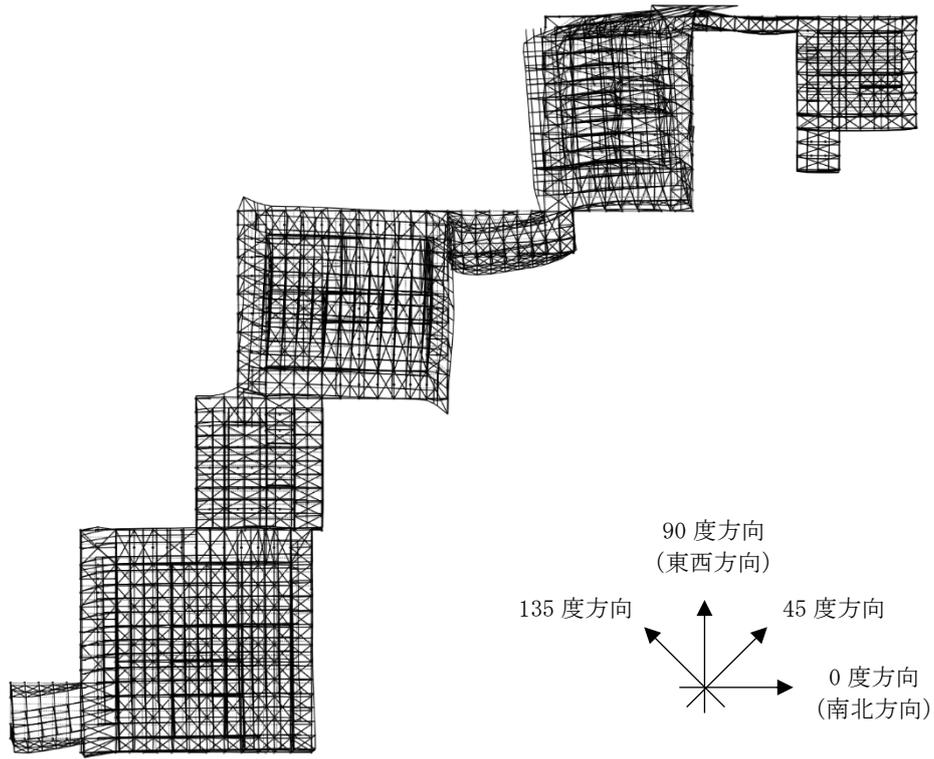


图 3.3.57 11 次モード図

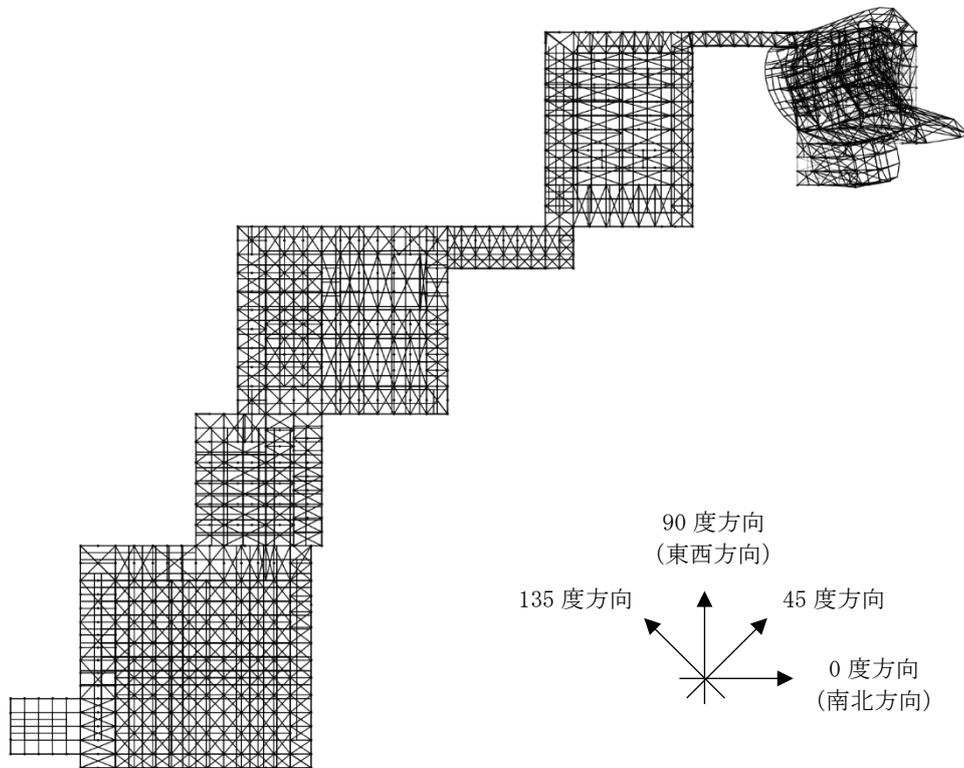


图 3.3.58 12 次モード図

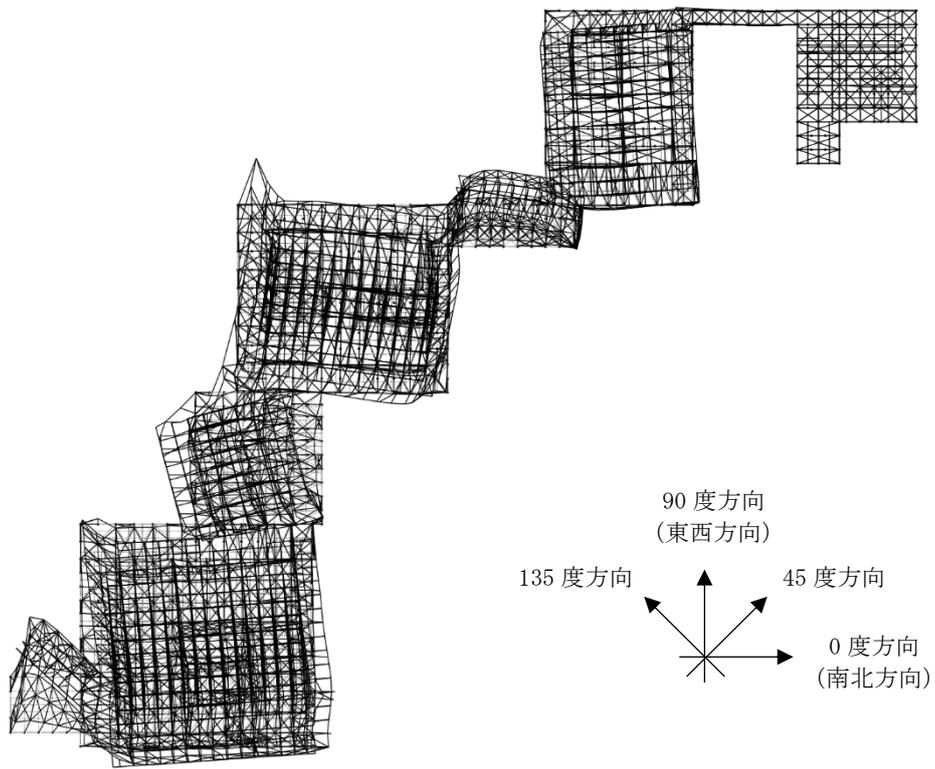


图 3.3.59 13 次モード図

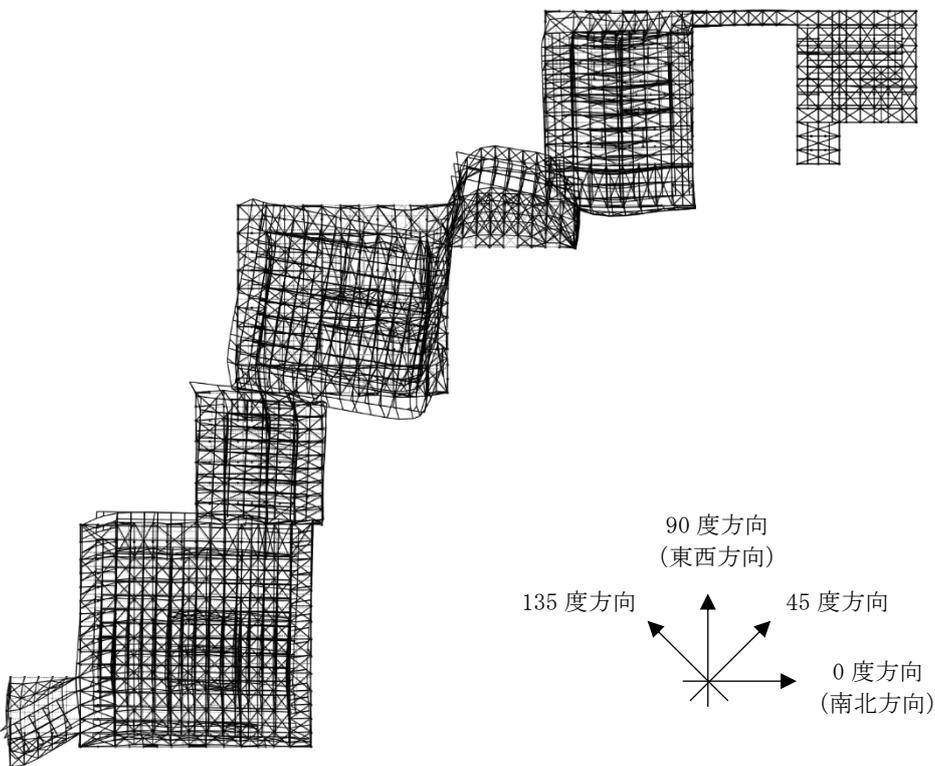


图 3.3.60 14 次モード図

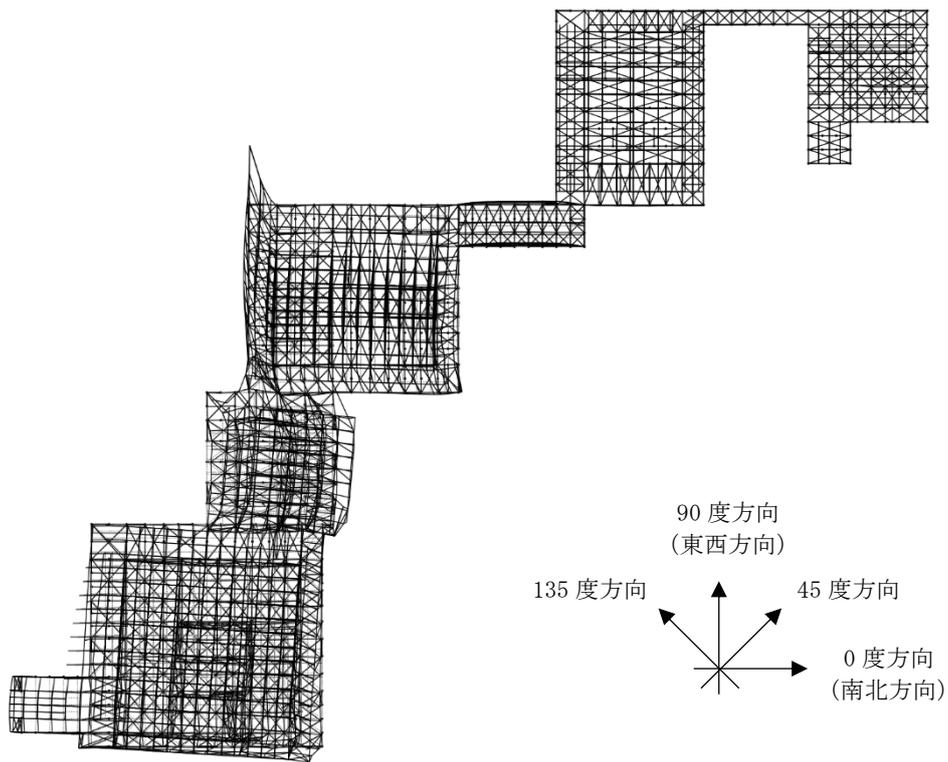


图 3.3.61 15 次モード図

### (3) 時刻歴応答解析結果

#### ア 基本事項

時刻歴応答解析により告示波の3波及びサイト波に対する最大応答変位と最大層間変形角及び柱の曲げ折れ箇所を求めた。

対象6棟は雁行しているため、0度方向（南北方向）、90度方向（東西方向）に加え、建物の主軸方向（45度、135度）にも地震動を入力した。

応答変位は、ねじれ変形を考慮し東西方向の変位と南北方向の変位を二乗和平方した値とした。応答変位の出力箇所は、図3.3.63に示すとおり、各棟の四隅と中央及び、附属之間、渡廊、車寄を含めた。余力の判定に用いる応答変位は、建物四隅の応答変位の時刻歴の平均値の最大値とした。

最大層間変形角は、最大応答変位を各棟の小屋高さで除して求めた。各棟の小屋高さを表3.3.64に示す。

柱の曲げ折れ（折損）は、柱に発生する曲げ応力が、基準強度に貫による断面欠損を考慮して低減した断面係数を乗じた曲げ耐力を上回った場合に曲げ折れが発生するとした。各柱の床レベル、小壁下端レベル、小壁上端レベルに分け、柱の曲げ折れ箇所を求めた。

また、屋根は耐震対策で空葺きとするため、診断及び補強計算ともに空葺きを想定した屋根重量の荷重設定とした。

倒壊に対する余力は、自重によって倒壊に至るまでの余力を変形角R（時刻歴応答解析から求まる棟の平均層間変形角）におけるベースシア係数（ $C=F(R)/W$ 、 $F(R)$ =変形角Rにおける復元力、 $W$ =建物重量）により求めた。告示波による倒壊に対する余力は各棟の告示波の3波の応答変位の最大値を用いて求めた。

ベースシア係数は、各棟個別のモデルを用い、ねじれ変形を拘束した状態で並進方向の増分解析を実施し、得られた復元力と変位の関係より算定した。なお、柱の曲げ折れや土壁の劣化勾配による不釣り合い力が大きく増分解析結果が得られない棟もあったため、これらの棟については、時刻歴応答解析で柱に曲げ折れが生じる箇所をピン接合としてモデル化し、土壁については最大耐力を1/10rad相当の残存耐力とするバイリニアでモデル化する修正を加えた上で、増分解析を行っている。

なお、サイト波については、入力地震動の主要動が10秒付近であり、地震動の最大加速度発生時刻付近にて最大応答変位となるため、解析時間は約13秒までとしている。また、告示波についても同様に、概ね最大応答変位が得られる解析時間まで解析を行っている。

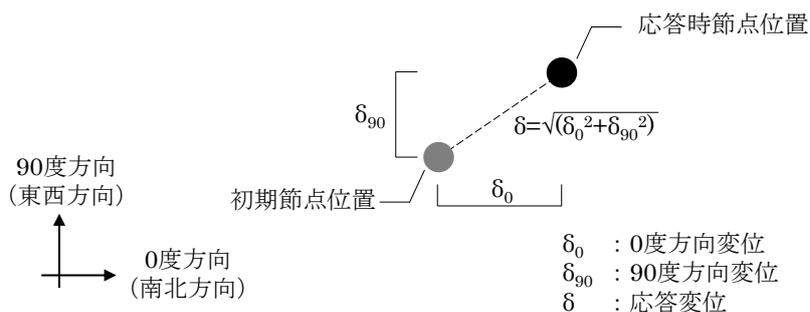


図3.3.62 応答変位算出方法

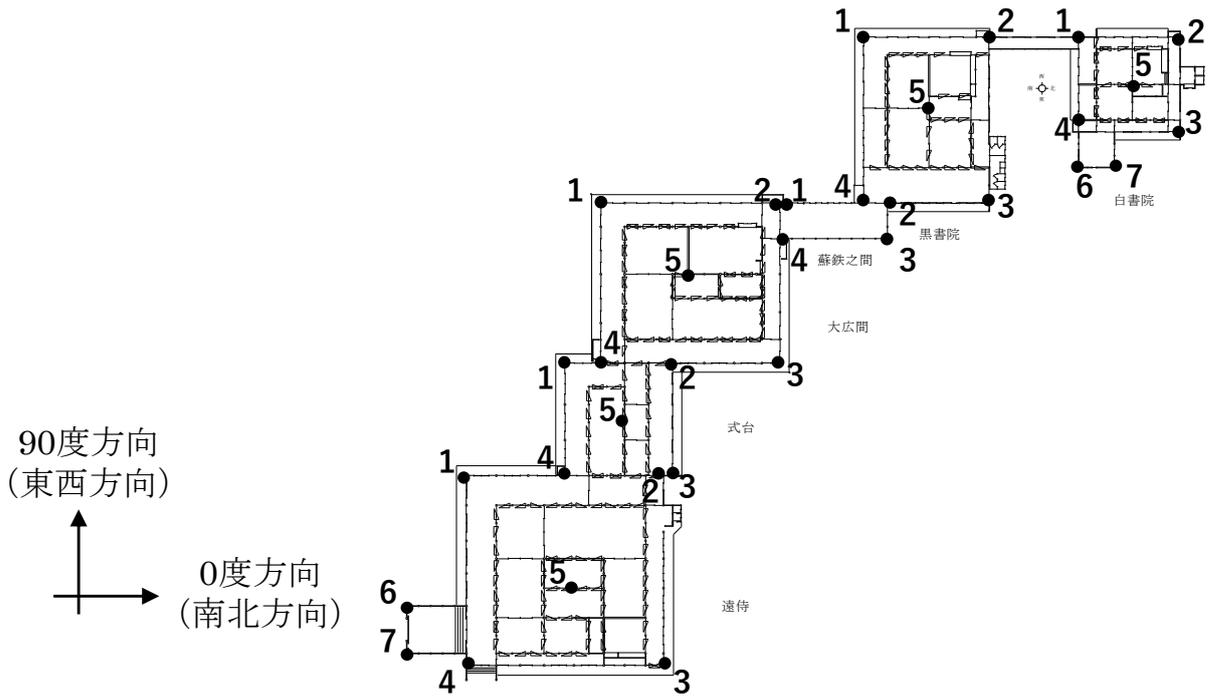


図 3. 3. 63 応答変位出力箇所

表 3. 3. 64 各棟の小屋高さ

棟	小屋高さ (mm)
遠待及び車寄	6, 300
式台	6, 000
大広間	6, 700
蘇鉄之間	5, 400
黒書院	6, 800
白書院	5, 900

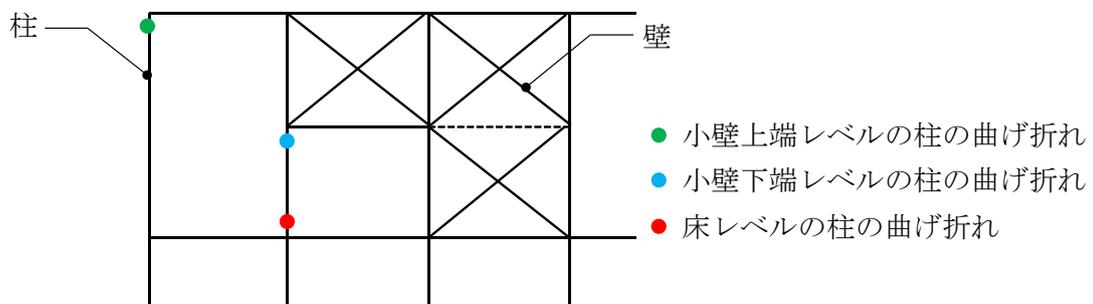


図 3. 3. 65 柱の曲げ折れ箇所の例

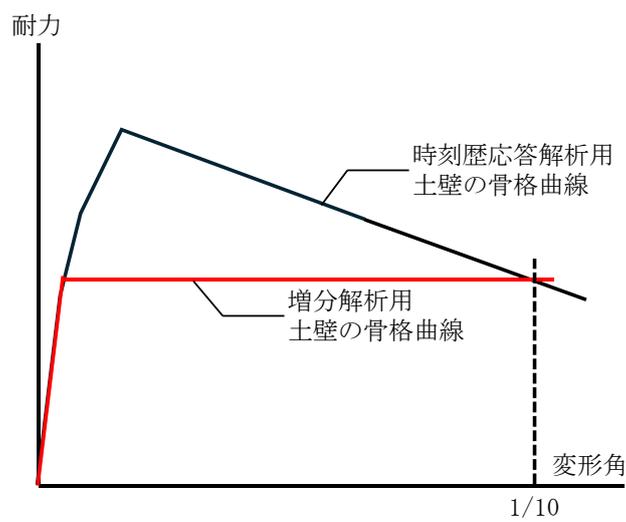
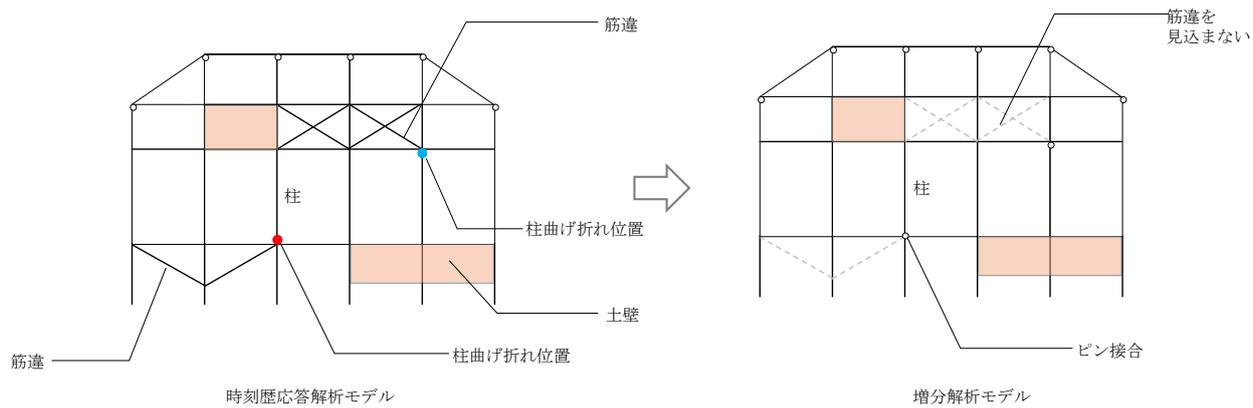


図 3.3.66 時刻歴応答解析モデルと増分解析モデルとの違い

イ 耐震診断結果

告示波の3波及びサイト波に対する最大応答変位と最大層間変形角を以下の表に示す。表中の赤太字の数値は各方向の最大値を示す。

なお、耐震診断においては、変形が過大になり解析が発散するためP-Δ効果は考慮していない。

表 3.3.67 最大応答変位及び最大層間変形角 白書院 告示波（神戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	142	1/31	207	1/31	263	1/33	168	1/30
		(1/41)		(1/28)		(1/22)		(1/35)	
	2	141		116		98		67	
		(1/42)		(1/51)		(1/60)		(1/88)	
	3	<b>265</b>		181		100		259	
		(1/22)		(1/32)		(1/59)		(1/22)	
	4	<b>265</b>		241		<b>264</b>		298	
		(1/22)		(1/24)		(1/22)		(1/19)	
	5	260		<b>255</b>		207		243	
		(1/22)		(1/23)		(1/28)		(1/24)	
	6	228		207		262		<b>300</b>	
		(1/25)		(1/28)		(1/22)		(1/19)	
	7	226		183		230		290	
		(1/26)		(1/32)		(1/25)		(1/20)	

表 3.3.68 最大応答変位及び最大層間変形角 黒書院 告示波（神戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	230	1/39	<b>257</b>	1/39	204	1/33	211	1/31
		(1/29)		(1/26)		(1/33)		(1/32)	
	2	<b>246</b>		207		211		<b>284</b>	
		(1/27)		(1/32)		(1/32)		(1/23)	
	3	119		125		207		221	
		(1/56)		(1/54)		(1/32)		(1/30)	
	4	99		150		197		163	
		(1/68)		(1/45)		(1/34)		(1/41)	
	5	212		203		<b>216</b>		243	
		(1/31)		(1/33)		(1/31)		(1/27)	

表 3.3.69 最大応答変位及び最大層間変形角 蘇鉄之間 告示波（神戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	168	1/41	240	1/30	<b>284</b>	1/25	163	1/38
		(1/32)		(1/22)		(1/19)		(1/33)	
	2	113		124		193		159	
		(1/47)		(1/43)		(1/27)		(1/33)	
	3	75		121		191		140	
		(1/72)		(1/44)		(1/28)		(1/38)	
	4	<b>189</b>		<b>241</b>		283		<b>182</b>	
		(1/28)		(1/22)		(1/19)		(1/29)	

表 3.3.70 最大応答変位及び最大層間変形角 大広間 告示波（神戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	208	1/31	176	1/29	247	1/25	219	1/31
		(1/32)		(1/37)		(1/27)		(1/30)	
	2	168		240		284		163	
		(1/39)		(1/27)		(1/23)		(1/41)	
	3	<b>307</b>		<b>309</b>		283		221	
		(1/21)		(1/21)		(1/23)		(1/30)	
	4	304		241		239		<b>247</b>	
		(1/21)		(1/27)		(1/28)		(1/27)	
	5	195		218		<b>286</b>		234	
		(1/34)		(1/30)		(1/23)		(1/28)	

表 3.3.71 最大応答変位及び最大層間変形角 式台 告示波（神戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	<b>301</b>	1/21	<b>263</b>	1/23	249	1/24	224	1/26
		(1/19)		(1/22)		(1/23)		(1/26)	
	2	<b>301</b>		258		<b>283</b>		<b>262</b>	
		(1/19)		(1/23)		(1/21)		(1/22)	
	3	253		228		238		217	
		(1/23)		(1/26)		(1/25)		(1/27)	
	4	246		258		253		209	
		(1/24)		(1/23)		(1/23)		(1/28)	
	5	281		235		241		247	
		(1/21)		(1/25)		(1/24)		(1/24)	

表 3.3.72 最大応答変位及び最大層間変形角 遠待及び車寄 告示波（神戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	<b>280</b>	1/34	319	1/26	<b>259</b>	1/25	190	1/35
		(1/22)		(1/19)		(1/24)		(1/33)	
	2	254		223		237		222	
		(1/24)		(1/28)		(1/26)		(1/28)	
	3	156		135		237		185	
		(1/40)		(1/46)		(1/26)		(1/34)	
	4	158		265		<b>259</b>		181	
		(1/39)		(1/23)		(1/24)		(1/34)	
	5	155		207		258		183	
		(1/40)		(1/30)		(1/24)		(1/34)	
	6	243		<b>326</b>		239		247	
		(1/26)		(1/19)		(1/26)		(1/25)	
	7	235		324		239		<b>256</b>	
		(1/26)		(1/19)		(1/26)		(1/24)	

表 3.3.73 最大応答変位及び最大層間変形角 白書院 告示波（八戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	185	1/25	151	1/40	188	1/48	134	1/38
		(1/32)		(1/39)		(1/31)		(1/44)	
	2	184		122		59		53	
		(1/32)		(1/48)		(1/101)		(1/112)	
	3	283		150		63		207	
		(1/21)		(1/39)		(1/93)		(1/28)	
	4	<b>283</b>		181		<b>191</b>		<b>244</b>	
		(1/20)		(1/32)		(1/31)		(1/24)	
	5	278		<b>207</b>		156		206	
		(1/21)		(1/28)		(1/38)		(1/28)	
	6	251		145		188		227	
		(1/23)		(1/40)		(1/31)		(1/26)	
	7	251		133		170		211	
		(1/23)		(1/44)		(1/35)		(1/28)	

表 3.3.74 最大応答変位及び最大層間変形角 黒書院 告示波（八戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	242	1/40	<b>271</b>	1/40	<b>235</b>	1/33	179	1/40
		(1/28)		(1/24)		(1/28)		(1/37)	
	2	<b>263</b>		229		199		<b>213</b>	
		(1/25)		(1/29)		(1/34)		(1/31)	
	3	107		93		196		175	
		(1/63)		(1/72)		(1/34)		(1/38)	
	4	94		138		189		124	
		(1/72)		(1/49)		(1/35)		(1/54)	
	5	201		187		225		191	
		(1/33)		(1/36)		(1/30)		(1/35)	

表 3.3.75 最大応答変位及び最大層間変形角 蘇鉄之間 告示波（八戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	<b>123</b>	1/66	<b>288</b>	1/32	<b>257</b>	1/27	143	1/44
		(1/44)		(1/18)		(1/21)		(1/37)	
	2	102		107		160		105	
		(1/52)		(1/50)		(1/33)		(1/51)	
	3	64		82		127		90	
		(1/83)		(1/65)		(1/42)		(1/60)	
	4	123		288		257		<b>160</b>	
		(1/44)		(1/18)		(1/21)		(1/33)	

表 3.3.76 最大応答変位及び最大層間変形角 大広間 告示波（八戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	119	1/42	125	1/29	214	1/28	209	1/35
		(1/56)		(1/53)		(1/31)		(1/32)	
	2	123		288		257		143	
		(1/54)		(1/23)		(1/26)		(1/46)	
	3	<b>231</b>		<b>334</b>		259		195	
		(1/28)		(1/20)		(1/25)		(1/34)	
	4	226		203		207		<b>231</b>	
		(1/29)		(1/33)		(1/32)		(1/28)	
	5	109		201		<b>260</b>		220	
		(1/61)		(1/33)		(1/25)		(1/30)	

表 3.3.77 最大応答変位及び最大層間変形角 式台 告示波（八戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	218	1/26	226	1/27	190	1/30	202	1/28
		(1/27)		(1/26)		(1/31)		(1/29)	
	2	218		<b>244</b>		<b>257</b>		<b>246</b>	
		(1/27)		(1/24)		(1/23)		(1/24)	
	3	232		190		150		193	
		(1/25)		(1/31)		(1/39)		(1/30)	
	4	222		221		189		185	
		(1/26)		(1/26)		(1/31)		(1/32)	
	5	<b>249</b>		216		193		225	
		(1/23)		(1/27)		(1/30)		(1/26)	

表 3.3.78 最大応答変位及び最大層間変形角 遠待及び車寄 告示波（八戸）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	244	1/40	290	1/33	208	1/35	166	1/42
		(1/25)		(1/21)		(1/30)		(1/38)	
	2	233		190		159		202	
		(1/27)		(1/33)		(1/39)		(1/31)	
	3	105		87		149		139	
		(1/60)		(1/72)		(1/42)		(1/45)	
	4	118		235		206		120	
		(1/53)		(1/26)		(1/30)		(1/52)	
	5	127		154		192		149	
		(1/49)		(1/41)		(1/32)		(1/42)	
	6	181		223		166		181	
		(1/34)		(1/28)		(1/37)		(1/34)	
	7	184		223		166		189	
		(1/34)		(1/28)		(1/37)		(1/33)	

表 3.3.79 最大応答変位及び最大層間変形角 白書院 告示波（乱数）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	159	1/28	197	1/34	224	1/38	151	1/39
		(1/37)		(1/30)		(1/26)		(1/39)	
	2	158		144		91		69	
		(1/37)		(1/41)		(1/65)		(1/85)	
	3	263		167		93		209	
		(1/22)		(1/35)		(1/64)		(1/28)	
	4	264		210		224		246	
		(1/22)		(1/28)		(1/26)		(1/24)	
	5	254		240		201		223	
		(1/23)		(1/24)		(1/29)		(1/26)	
	6	232		187		224		253	
		(1/25)		(1/31)		(1/26)		(1/23)	
	7	232		176		206		233	
		(1/25)		(1/33)		(1/28)		(1/25)	

表 3.3.80 最大応答変位及び最大層間変形角 黒書院 告示波（乱数）

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	201	1/46	232	1/45	208	1/35	184	1/39
		(1/33)		(1/29)		(1/32)		(1/36)	
	2	223		192		191		202	
		(1/30)		(1/35)		(1/35)		(1/33)	
	3	124		137		190		174	
		(1/54)		(1/49)		(1/35)		(1/38)	
	4	121		152		189		163	
		(1/56)		(1/44)		(1/35)		(1/41)	
	5	174		180		207		194	
		(1/39)		(1/37)		(1/32)		(1/34)	

表 3.3.81 最大応答変位及び最大層間変形角 蘇鉄之間 告示波 (乱数)

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	127	1/51	<b>203</b>	1/37	<b>194</b>	1/31	168	1/36
		(1/42)		(1/26)		(1/27)		(1/32)	
	2	122		124		153		133	
		(1/44)		(1/43)		(1/35)		(1/40)	
	3	79		102		147		94	
		(1/68)		(1/53)		(1/36)		(1/57)	
	4	<b>130</b>		<b>203</b>		<b>194</b>		<b>175</b>	
		(1/41)		(1/26)		(1/27)		(1/30)	

表 3.3.82 最大応答変位及び最大層間変形角 大広間 告示波 (乱数)

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	133	1/44	151	1/38	168	1/36	174	1/41
		(1/50)		(1/44)		(1/39)		(1/38)	
	2	127		203		194		168	
		(1/52)		(1/32)		(1/34)		(1/39)	
	3	<b>205</b>		<b>243</b>		195		178	
		(1/32)		(1/27)		(1/34)		(1/37)	
	4	202		183		178		<b>189</b>	
		(1/33)		(1/36)		(1/37)		(1/35)	
	5	145		158		<b>204</b>		183	
		(1/46)		(1/42)		(1/32)		(1/36)	

表 3.3.83 最大応答変位及び最大層間変形角 式台 告示波 (乱数)

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	200	1/30	<b>199</b>	1/31	199	1/31	178	1/34
		(1/29)		(1/29)		(1/30)		(1/33)	
	2	200		192		202		<b>202</b>	
		(1/29)		(1/31)		(1/29)		(1/29)	
	3	195		173		177		171	
		(1/30)		(1/34)		(1/33)		(1/34)	
	4	188		190		<b>207</b>		184	
		(1/31)		(1/31)		(1/28)		(1/32)	
	5	<b>204</b>		178		189		192	
		(1/29)		(1/33)		(1/31)		(1/31)	

表 3.3.84 最大応答変位及び最大層間変形角 遠待及び車寄 告示波 (乱数)

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	205	1/40	242	1/36	215	1/32	175	1/40
		(1/30)		(1/26)		(1/29)		(1/36)	
	2	196		169		179		177	
		(1/32)		(1/37)		(1/35)		(1/35)	
	3	150		126		179		144	
		(1/42)		(1/49)		(1/35)		(1/43)	
	4	152		205		215		162	
		(1/41)		(1/30)		(1/29)		(1/38)	
	5	149		150		211		171	
		(1/42)		(1/42)		(1/29)		(1/36)	
	6	187		228		187		204	
		(1/33)		(1/27)		(1/33)		(1/30)	
	7	195		229		187		208	
		(1/32)		(1/27)		(1/33)		(1/30)	

表 3.3.85 最大応答変位及び最大層間変形角 白書院 サイト波

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト 波	1	205	1/20	303	1/21	364	1/20	264	1/21
		(1/28)		(1/19)		(1/16)		(1/22)	
	2	161		216		210		175	
		(1/36)		(1/27)		(1/28)		(1/33)	
	3	397		273		212		313	
		(1/14)		(1/21)		(1/28)		(1/18)	
	4	396		344		364		374	
		(1/14)		(1/17)		(1/16)		(1/15)	
	5	434		374		334		387	
		(1/13)		(1/15)		(1/17)		(1/15)	
	6	358		321		362		391	
		(1/16)		(1/18)		(1/16)		(1/15)	
	7	356		304		357		366	
		(1/16)		(1/19)		(1/16)		(1/16)	

表 3.3.86 最大応答変位及び最大層間変形角 黒書院 サイト波

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト 波	1	331	1/25	394	1/22	388	1/17	327	1/19
		(1/20)		(1/17)		(1/17)		(1/20)	
	2	328		289		357		385	
		(1/20)		(1/23)		(1/18)		(1/17)	
	3	213		224		357		338	
		(1/31)		(1/30)		(1/18)		(1/20)	
	4	208		337		422		312	
		(1/32)		(1/20)		(1/16)		(1/21)	
	5	334		343		378		369	
		(1/20)		(1/19)		(1/17)		(1/18)	

表 3.3.87 最大応答変位及び最大層間変形角 蘇鉄之間 サイト波

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト波	1	250	1/24	327	1/16	<b>408</b>	1/13	<b>309</b>	1/18
		(1/21)		(1/16)		(1/13)		(1/17)	
	2	205		301		378		293	
		(1/26)		(1/17)		(1/14)		(1/18)	
	3	119		286		376		269	
		(1/45)		(1/18)		(1/14)		(1/20)	
	4	<b>301</b>		<b>352</b>		<b>408</b>		299	
		(1/17)		(1/15)		(1/13)		(1/18)	

表 3.3.88 最大応答変位及び最大層間変形角 大広間 サイト波

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト波	1	320	1/19	313	1/18	351	1/17	312	1/19
		(1/20)		(1/21)		(1/19)		(1/21)	
	2	250		327		<b>408</b>		309	
		(1/26)		(1/20)		(1/16)		(1/21)	
	3	389		<b>419</b>		<b>408</b>		358	
		(1/17)		(1/15)		(1/16)		(1/18)	
	4	<b>390</b>		383		361		<b>369</b>	
		(1/17)		(1/17)		(1/18)		(1/18)	
	5	334		351		376		326	
		(1/20)		(1/19)		(1/17)		(1/20)	

表 3.3.89 最大応答変位及び最大層間変形角 式台 サイト波

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト波	1	391	1/14	390	1/15	365	1/16	361	1/16
		(1/15)		(1/15)		(1/16)		(1/16)	
	2	389		387		368		362	
		(1/15)		(1/15)		(1/16)		(1/16)	
	3	421		392		366		386	
		(1/14)		(1/15)		(1/16)		(1/15)	
	4	407		<b>400</b>		<b>381</b>		381	
		(1/14)		(1/14)		(1/15)		(1/15)	
	5	<b>440</b>		392		362		<b>402</b>	
		(1/13)		(1/15)		(1/16)		(1/14)	

表 3.3.90 最大応答変位及び最大層間変形角 遠待及び車寄 サイト波

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト 波	1	<b>423</b>	1/17	<b>450</b>	1/17	428	1/15	387	1/17
		(1/14)		(1/14)		(1/14)		(1/16)	
	2	422		382		360		389	
		(1/14)		(1/16)		(1/17)		(1/16)	
	3	294		282		365		326	
		(1/21)		(1/22)		(1/17)		(1/19)	
	4	295		363		428		324	
		(1/21)		(1/17)		(1/14)		(1/19)	
	5	325		340		391		357	
		(1/19)		(1/18)		(1/16)		(1/17)	
	6	296		311		<b>444</b>		407	
		(1/21)		(1/20)		(1/14)		(1/15)	
	7	288		307		<b>444</b>		<b>432</b>	
		(1/21)		(1/20)		(1/14)		(1/14)	

各棟の応答変位及び層間変形角の出力箇所を示す。節点の共有箇所である、蘇鉄之間（No. 1）と大広間（No. 2）については、より危険な条件となる階高の低い建物の数値を記載した。

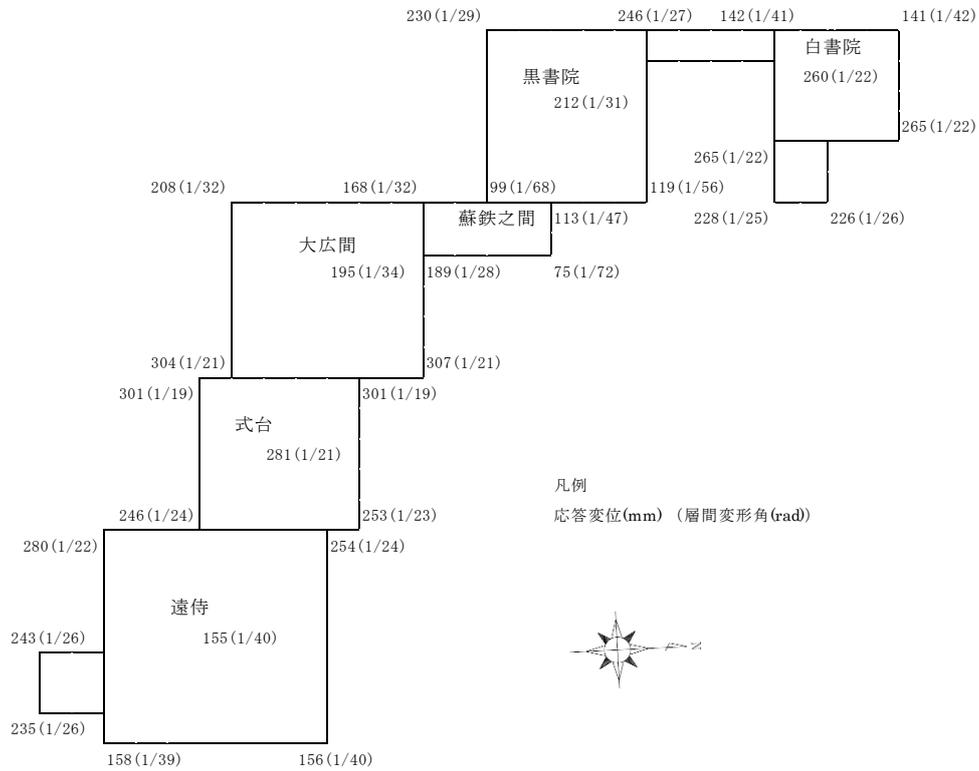


図 3. 3. 91 最大応答変位及び最大層間変形角（0度方向（南北方向）入力時 告示波（神戸））

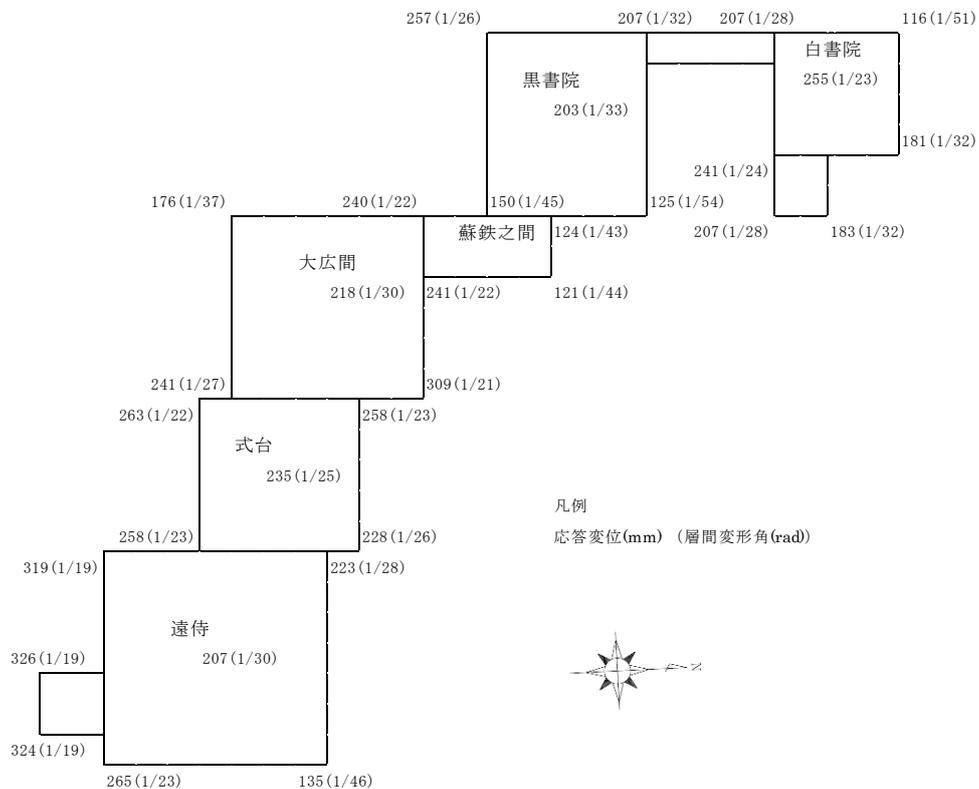


図 3. 3. 92 最大応答変位及び最大層間変形角（45度方向入力時 告示波（神戸））

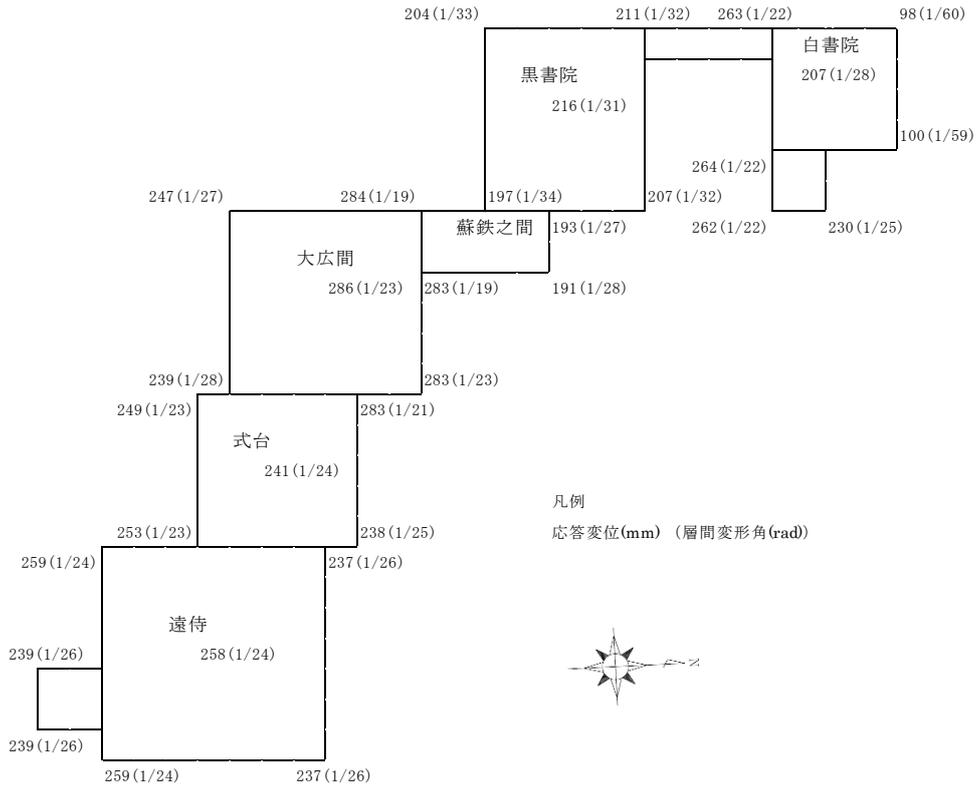


図 3.3.93 最大応答変位及び最大層間変形角 (90 度方向 (東西方向) 入力時 告示波 (神戸))

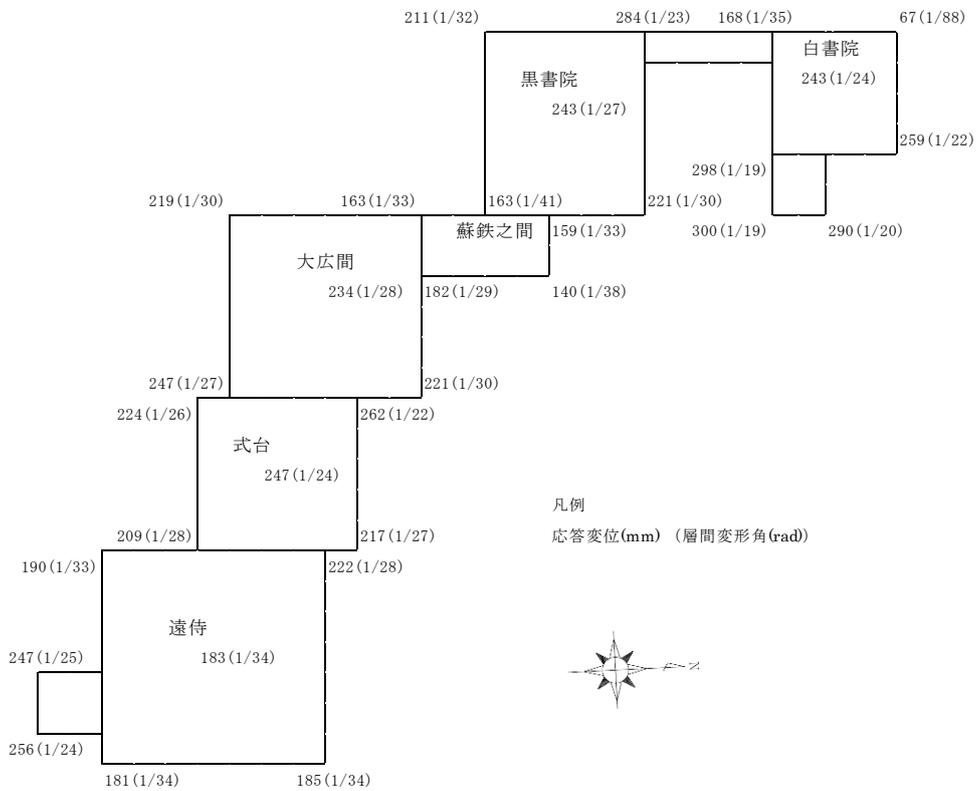


図 3.3.94 最大応答変位及び最大層間変形角 (135 度方向入力時 告示波 (神戸))

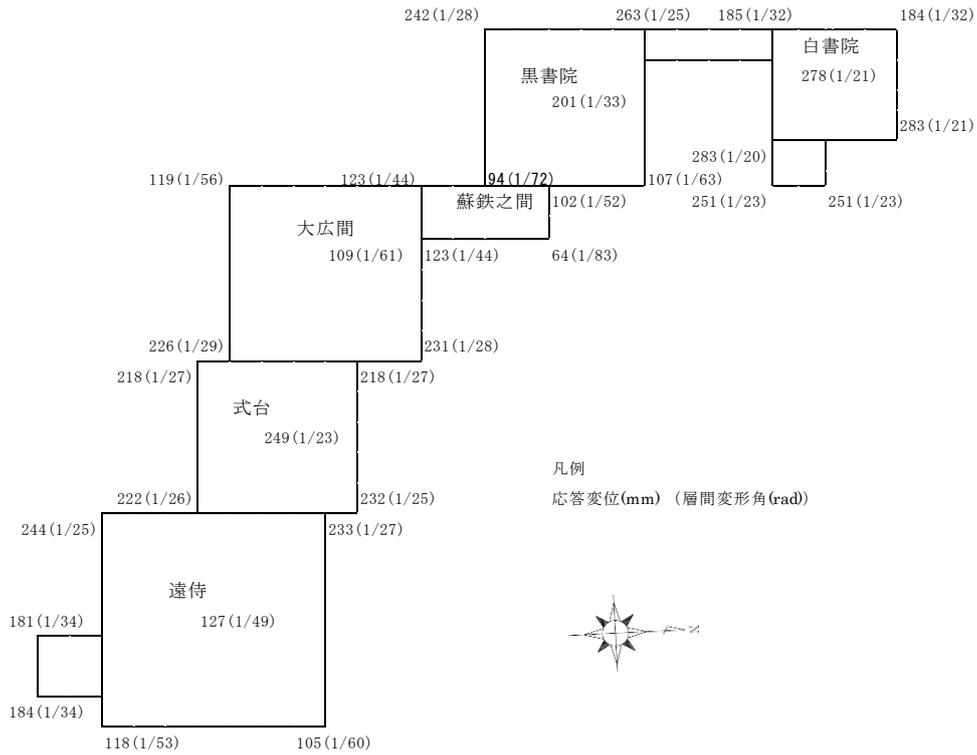


图 3. 3. 95 最大応答変位及び最大層間変形角 (0 度方向 (南北方向) 入力時 告示波 (八戸))

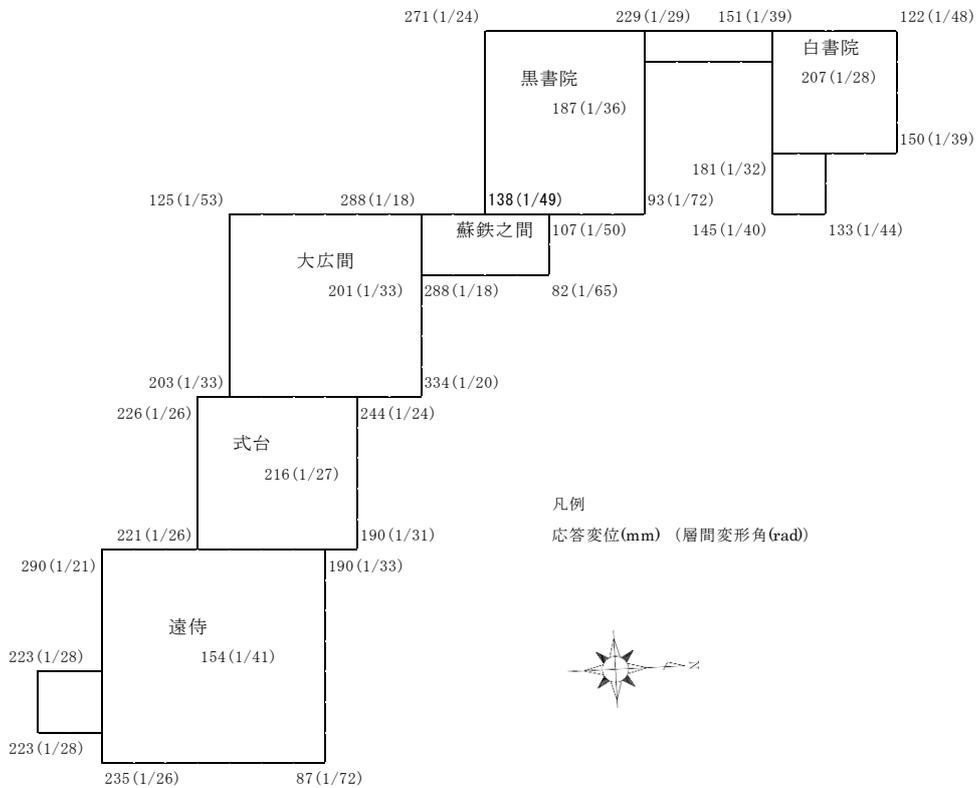


图 3. 3. 96 最大応答変位及び最大層間変形角 (45 度方向入力時 告示波 (八戸))

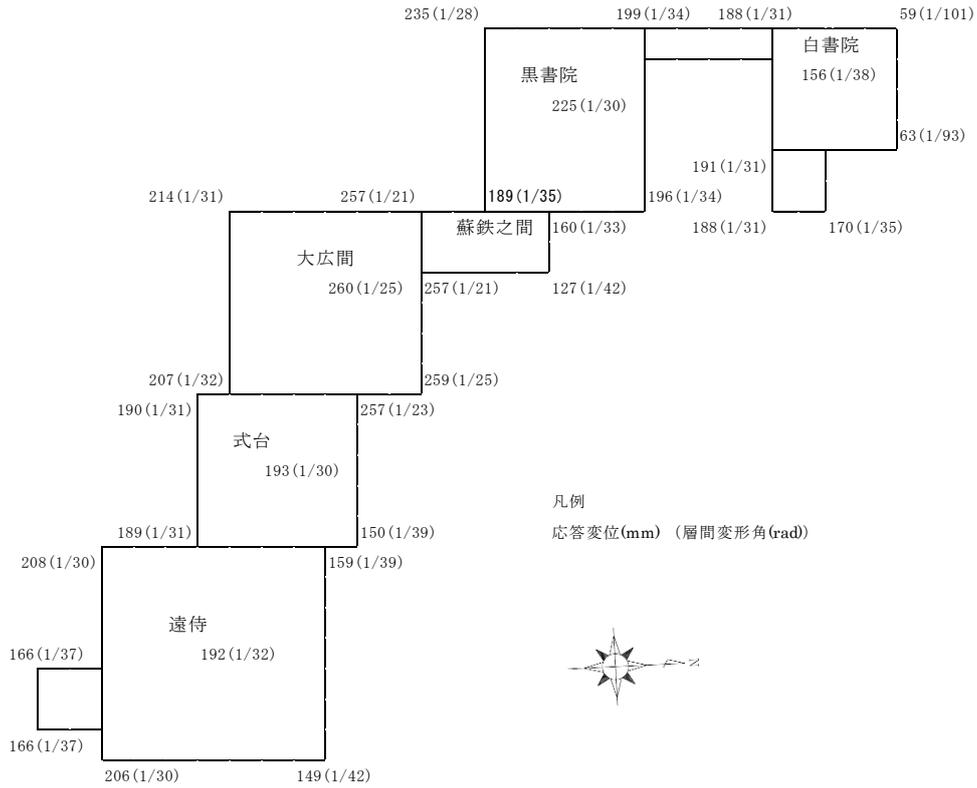


图 3.3.97 最大応答変位及び最大層間変形角 (90 度方向 (東西方向) 入力時 告示波 (八戸))

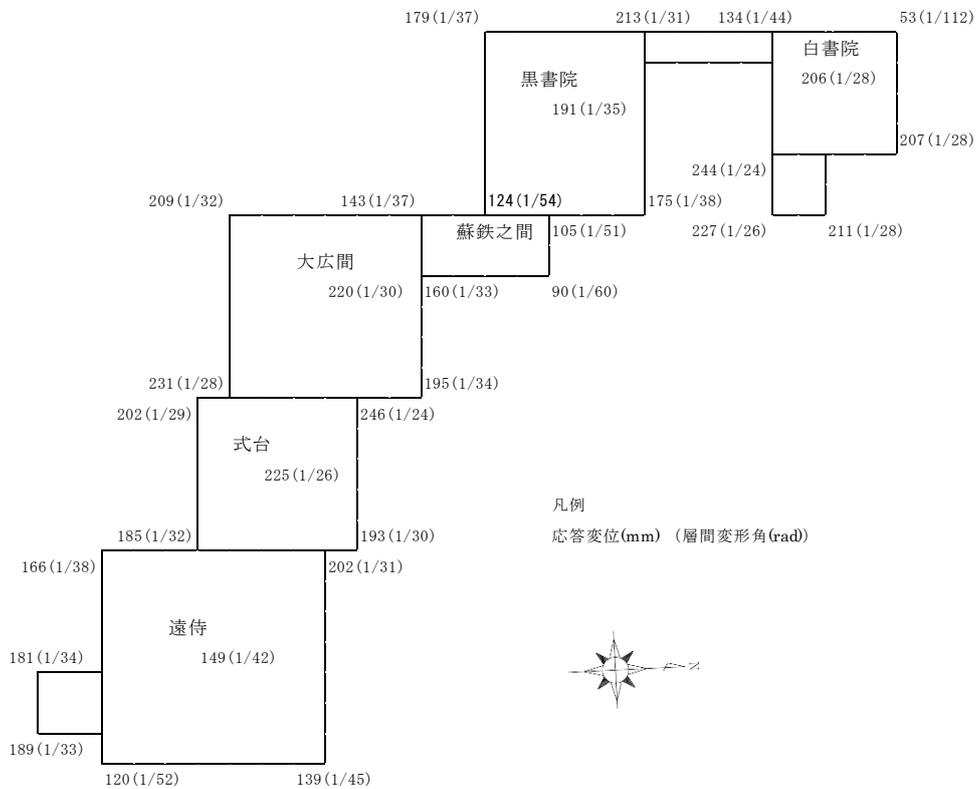


图 3.3.98 最大応答変位及び最大層間変形角 (135 度方向入力時 告示波 (八戸))

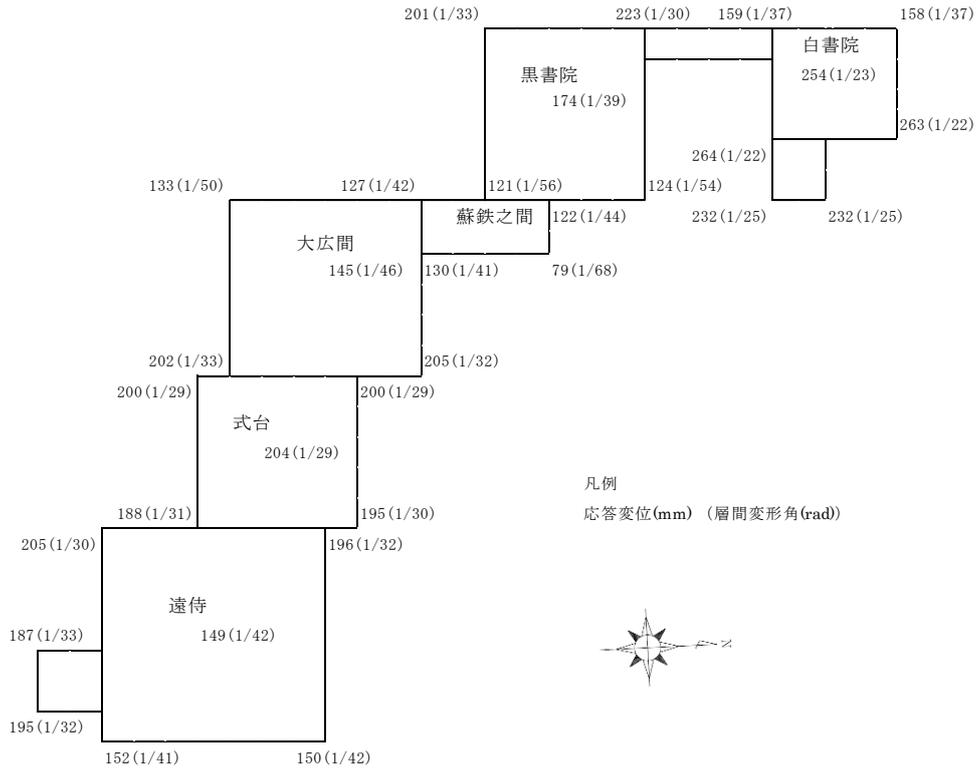


图 3.3.99 最大応答変位及び最大層間変形角 (0 度方向 (南北方向) 入力時 告示波 (乱数))

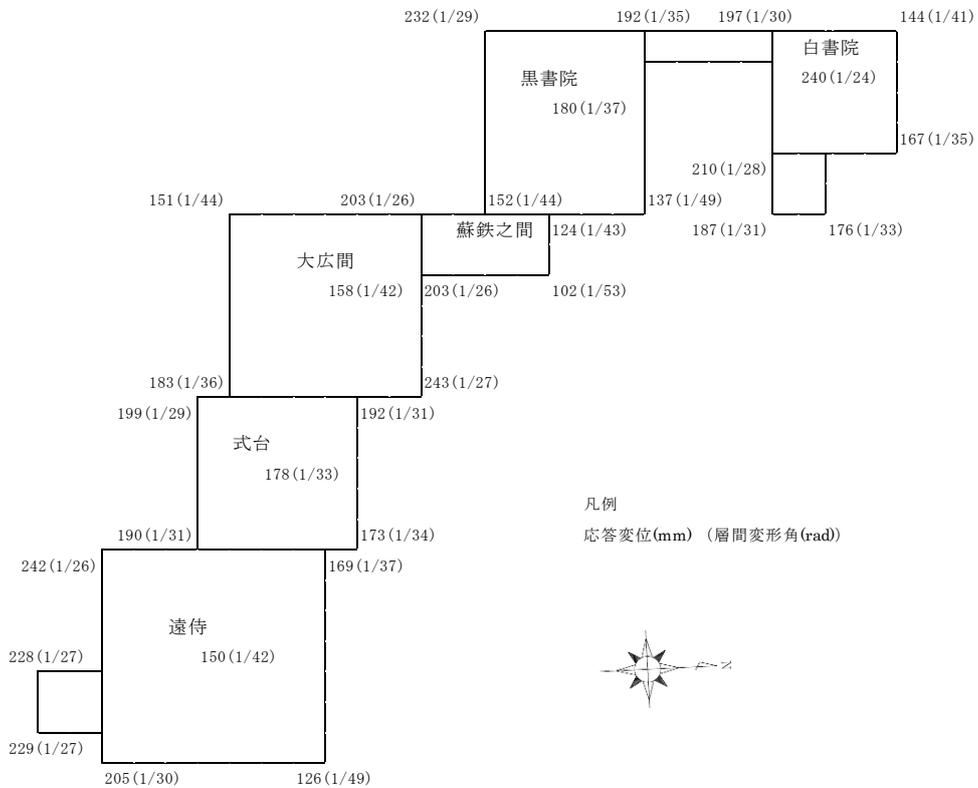


图 3.3.100 最大応答変位及び最大層間変形角 (45 度方向入力時 告示波 (乱数))

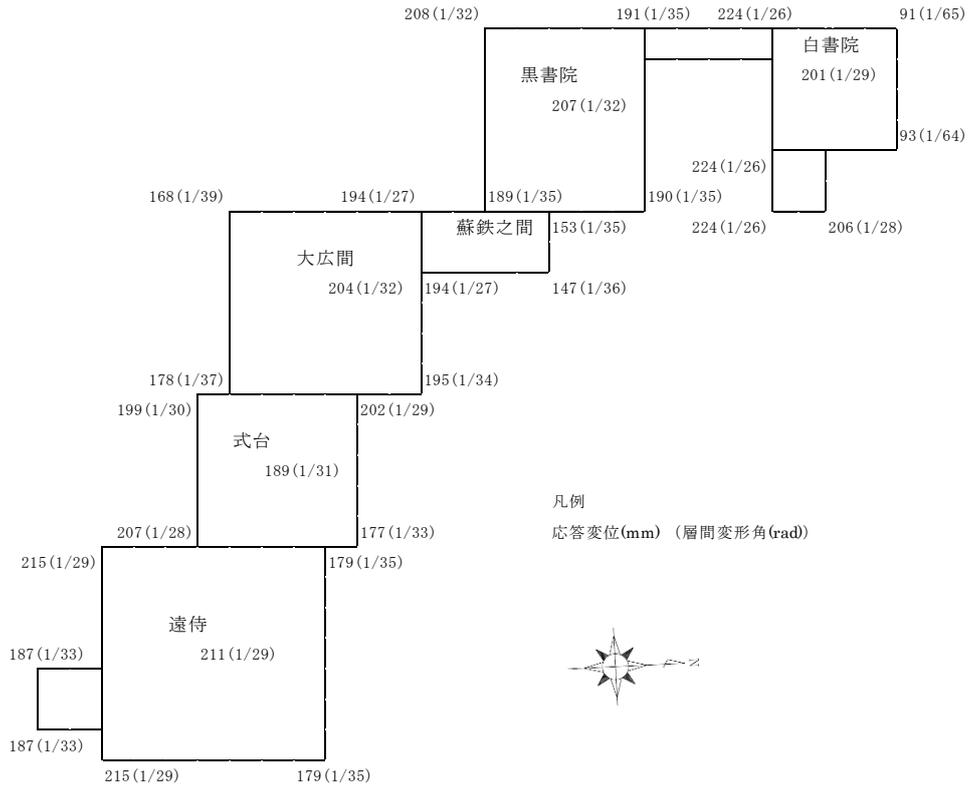


図 3.3.101 最大応答変位及び最大層間変形角 (90 度方向 (東西方向) 入力時 告示波 (乱数))

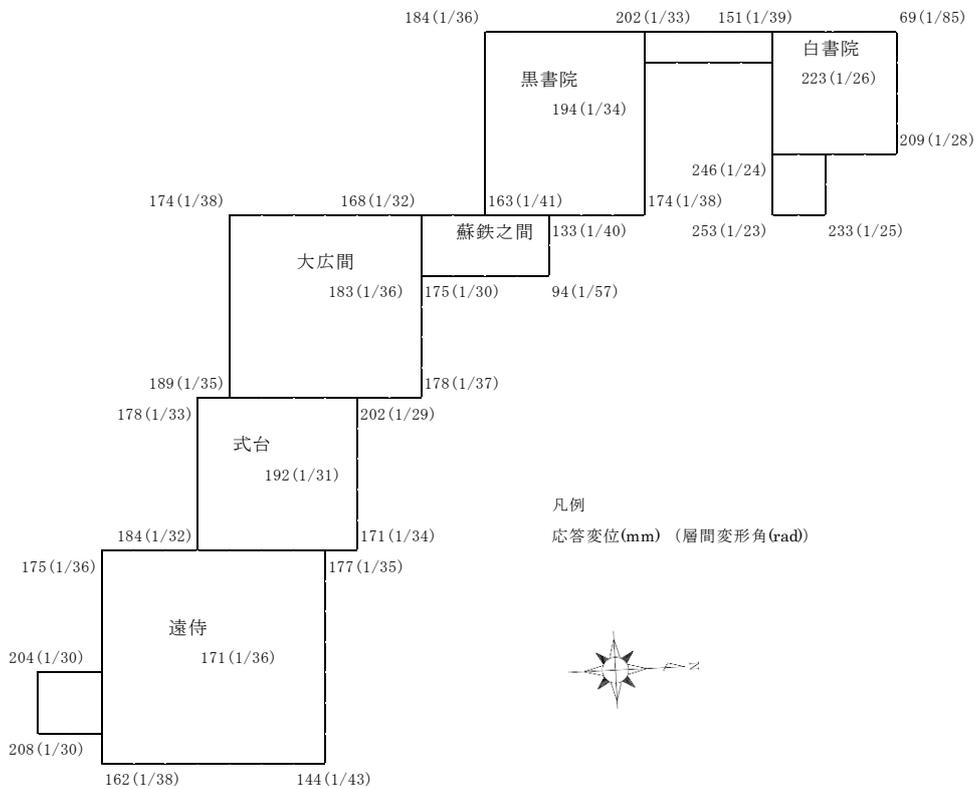


図 3.3.102 最大応答変位及び最大層間変形角 (135 度方向入力時 告示波 (乱数))

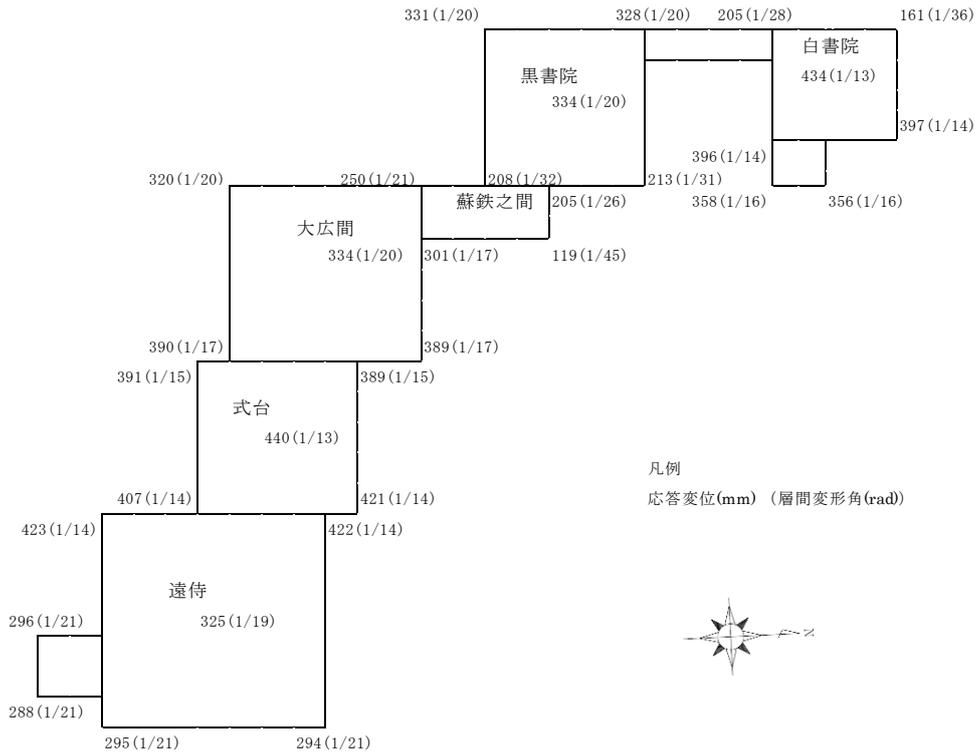


図 3.3.103 最大応答変位及び最大層間変形角 (0 度方向 (南北方向) 入力時 サイト波)

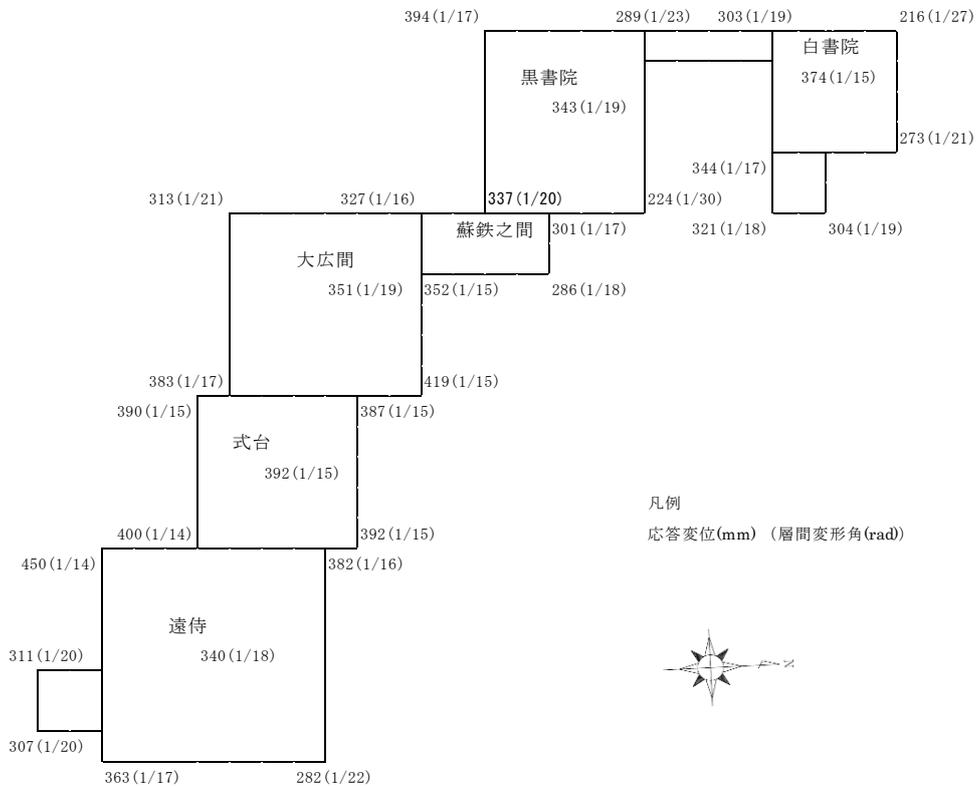


図 3.3.104 最大応答変位及び最大層間変形角 (45 度方向入力時 サイト波)

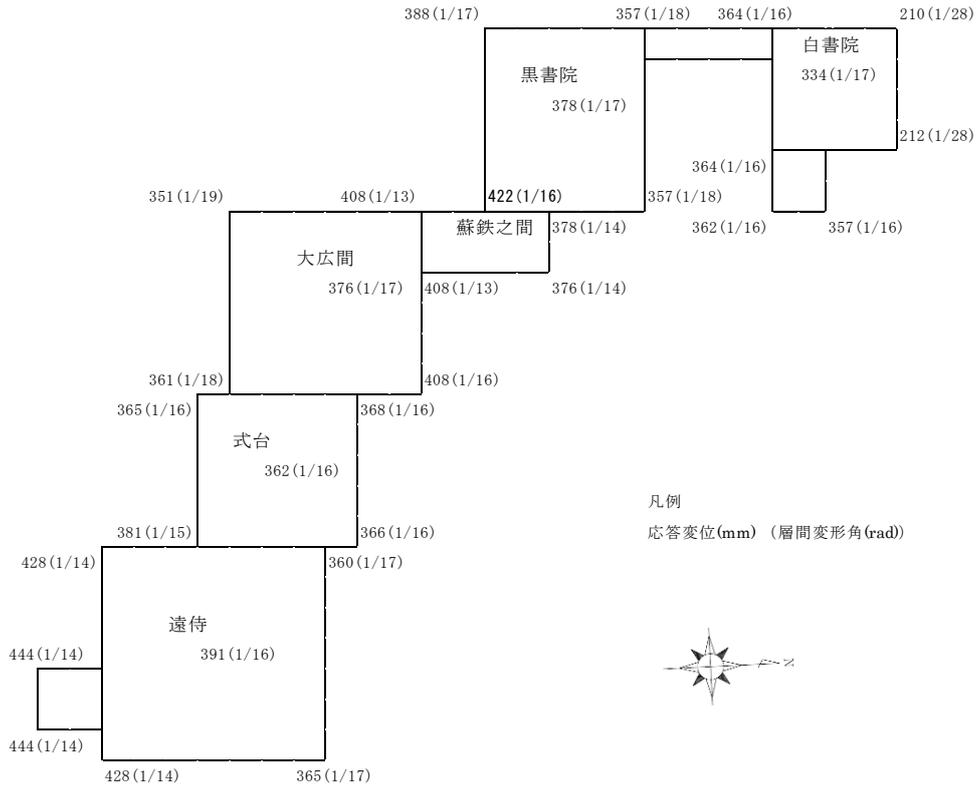


図 3. 3. 105 最大応答変位及び最大層間変形角 (90 度方向 (東西方向) 入力時 サイト波)

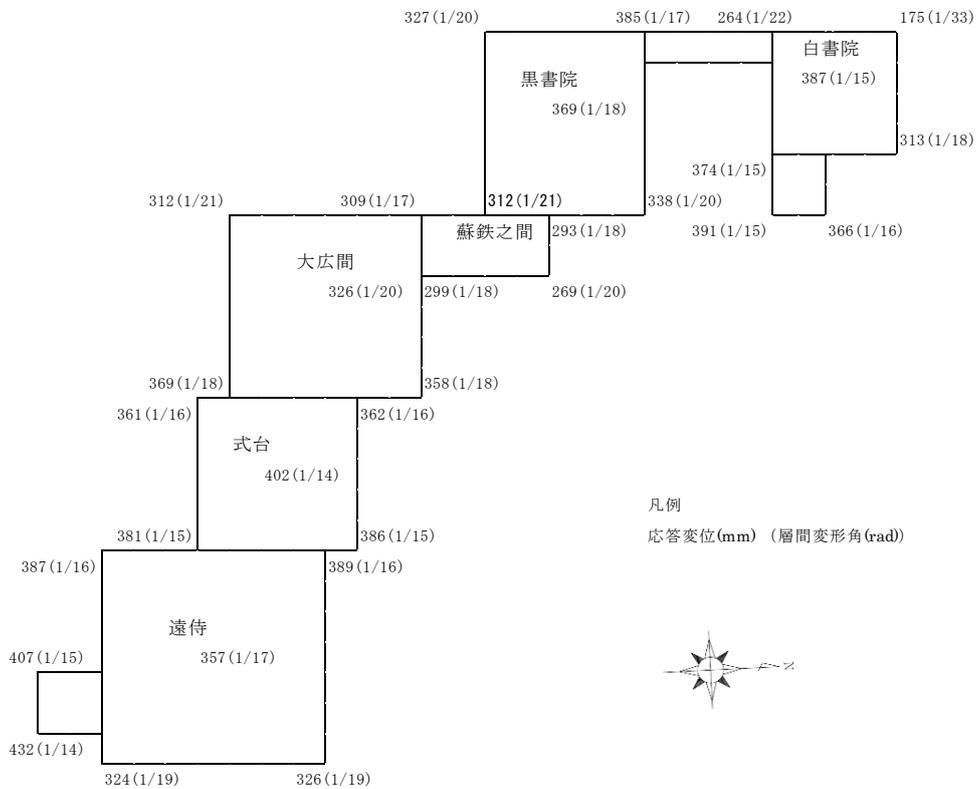


図 3. 3. 106 最大応答変位及び最大層間変形角 (135 度方向入力時 サイト波)

表 3.3.107 倒壊に対する余力（告示波）

		白書院	黒書院	蘇鉄之間	大広間	式台	遠侍
屋根重量(kN)		1,870	2,809	474	4,554	1,594	6,408
0度方向 (南北方向)	平均層間変形角	1/25	1/39	1/41	1/31	1/21	1/34
	復元力 $F_{(R)}$ (kN)	98	112	242	58	43	220
	ベースシア係数	0.05	0.04	0.51	0.01	0.03	0.03
	倒壊に対する余力	1.34	1.57	21.39	0.40	0.59	1.18
90度方向 (東西方向)	平均層間変形角	1/33	1/33	1/25	1/25	1/24	1/25
	復元力 $F_{(R)}$ (kN)	174	101	62	87	51	175
	ベースシア係数	0.09	0.04	0.13	0.02	0.03	0.03
	倒壊に対する余力	3.10	1.20	3.26	0.49	0.77	0.70

灰ハッチ部は必要耐震性能を満たしていない(※)棟

※倒壊に対する余力が1.5を下回る場合を指す

表 3.3.108 倒壊に対する余力（サイト波）

		白書院	黒書院	蘇鉄之間	大広間	式台	遠侍
屋根重量(kN)		1,870	2,809	474	4,554	1,594	6,408
0度方向 (南北方向)	平均層間変形角	1/20	1/25	1/24	1/19	1/14	1/17
	復元力 $F_{(R)}$ (kN)	104	125	259	67	46	240
	ベースシア係数	0.06	0.04	0.55	0.01	0.03	0.04
	倒壊に対する余力	1.14	1.12	13.48	0.29	0.43	0.66
90度方向 (東西方向)	平均層間変形角	1/20	1/17	1/13	1/17	1/16	1/15
	復元力 $F_{(R)}$ (kN)	201	118	65	108	59	224
	ベースシア係数	0.11	0.04	0.14	0.02	0.04	0.03
	倒壊に対する余力	2.23	0.75	1.83	0.41	0.60	0.56

灰ハッチ部は必要耐震性能を満たしていない(※)棟

※倒壊に対する余力が1.2を下回る場合を指す

サイト波の応答変位スペクトルは、建物の固有周期によらず約40cmで一定値を示すことから、最大層間変形角は概ね1/15rad前後の値となっている。

白書院は、最大層間変形角が1/13rad(0度方向)となり1/15radを超えているが、平均層間変形角は1/20rad(0度方向・90度方向)となり1/15radを下回っている。倒壊に対する余力は、告示波(0度方向)に対して1.34、サイト波(0度方向)に対して1.14であり、いずれも必要耐震性能を満たしていない。

黒書院は、最大層間変形角が1/16rad(90度方向)となり1/15radを下回っており、平均層間変形角も1/17rad(90度方向)となり1/15radを下回っている。倒壊に対する余力は、告示波(90度方向)に対して1.20、サイト波(0度方向)に対して1.12、サイト波(90度方向)に対して0.75であり、いずれも必要耐震性能を満たしていない。

蘇鉄之間は、最大層間変形角が1/13rad(90度方向)となり1/15radを超えており、平均層間変形角も1/13rad(90度方向)となり1/15radを超えている。倒壊に対する余力は、告示波及びサイト波のいずれの方向に対しても、必要耐震性能を満たしている。

大広間は、最大層間変形角が  $1/15\text{rad}$  (45 度方向) となり、平均層間変形角は  $1/17\text{rad}$  (90 度方向) となり  $1/15\text{rad}$  を下回っている。倒壊に対する余力は、告示波及びサイト波のいずれの方向に対しても、必要耐震性能を満たしていない。

式台は、最大層間変形角が  $1/13\text{rad}$  (0 度方向) となり  $1/15\text{rad}$  を超えており、平均層間変形角も  $1/14\text{rad}$  (0 度方向) となり  $1/15\text{rad}$  を超えている。倒壊に対する余力は、告示波及びサイト波のいずれの方向に対しても、必要耐震性能を満たしていない。

遠侍及び車寄は、最大層間変形角がいずれの方向も  $1/14\text{rad}$  となり  $1/15\text{rad}$  を超えているが、平均的層間変形角は  $1/15\text{rad}$  (90 度方向) である。倒壊に対する余力は、告示波及びサイト波のいずれの方向に対しても、必要耐震性能を満たしていない。

告示波の3波及びサイト波に対する柱の曲げ折れ箇所を示す。

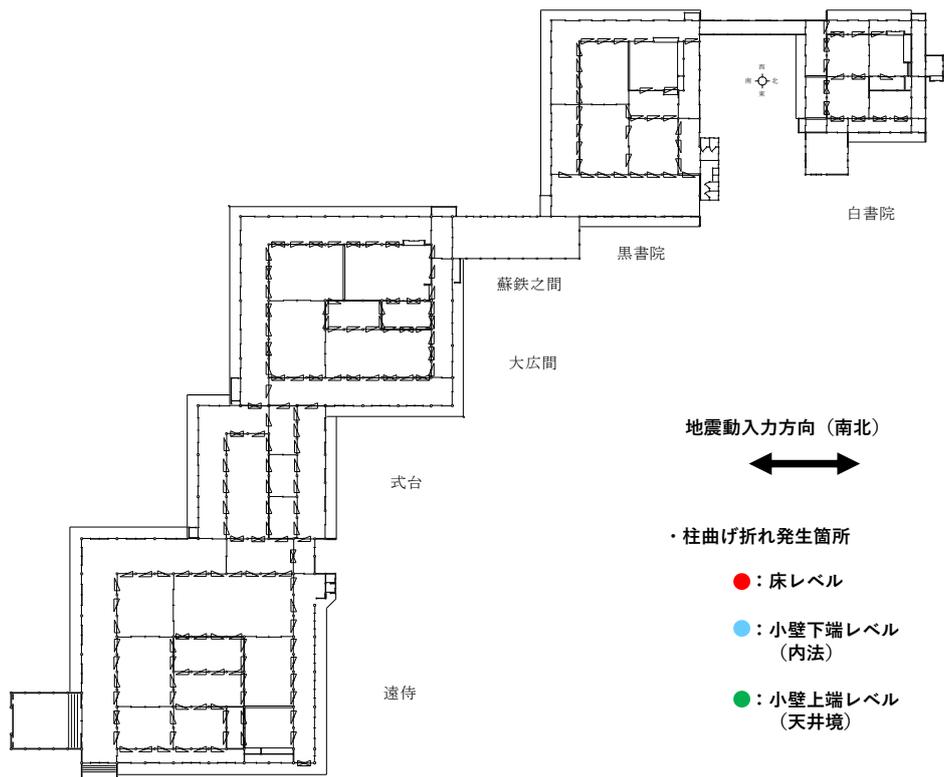


図 3. 3. 109 柱の曲げ折れ箇所 (0度方向 (南北方向) 入力時 告示波 (神戸))

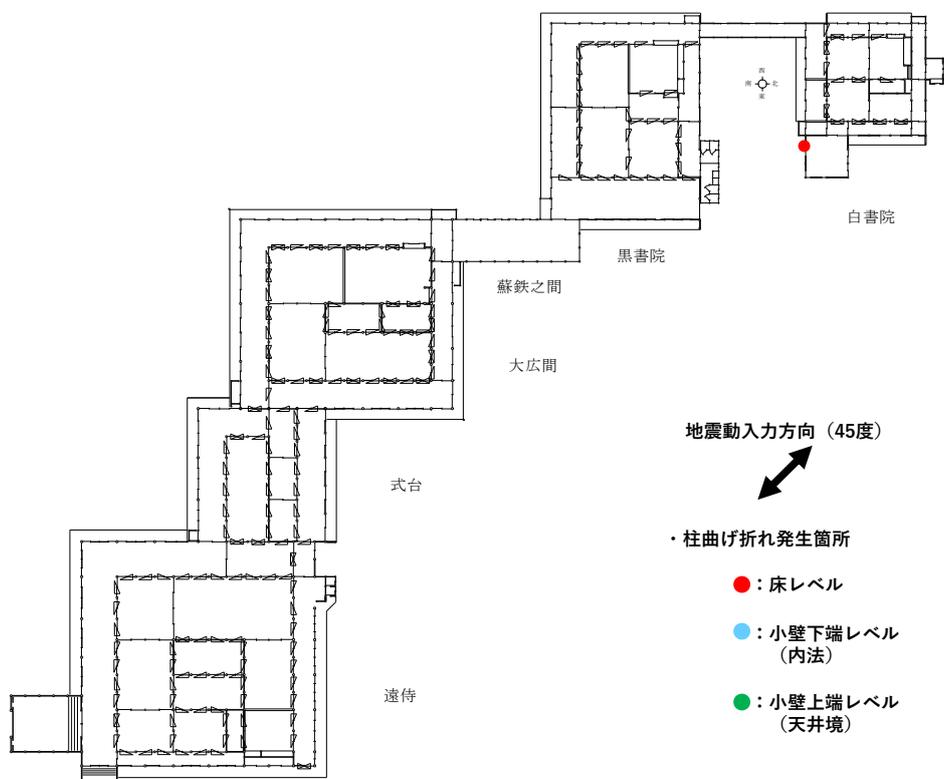


図 3. 3. 110 柱の曲げ折れ箇所 (45度方向入力時 告示波 (神戸))

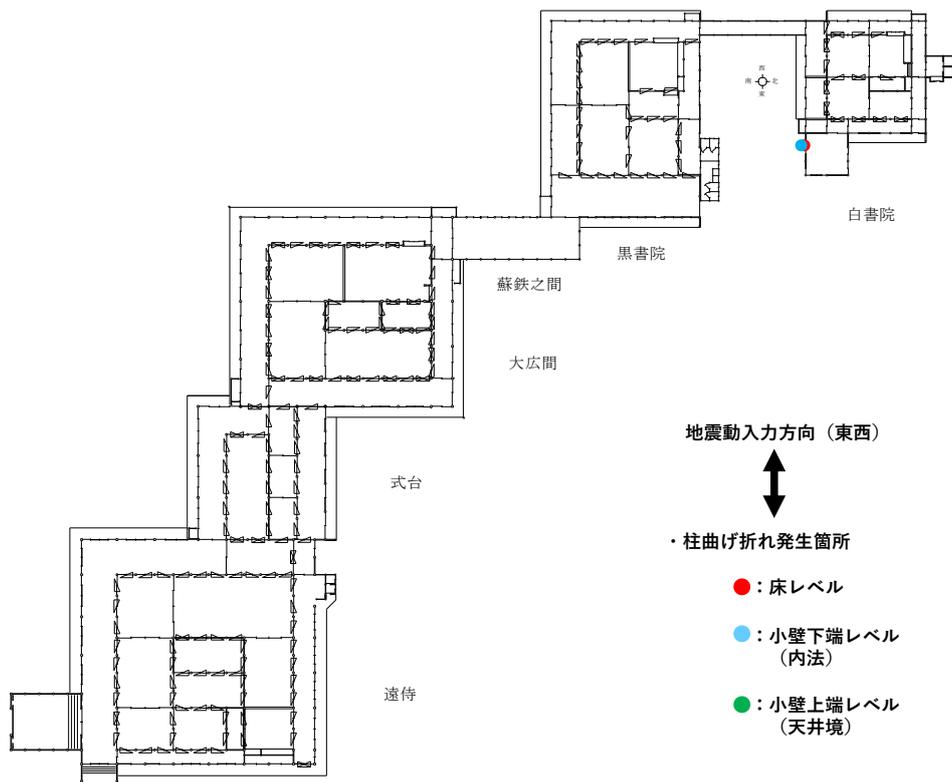


図 3.3.111 柱の曲げ折れ箇所 (90 度方向 (東西方向) 入力時 告示波 (神戸))

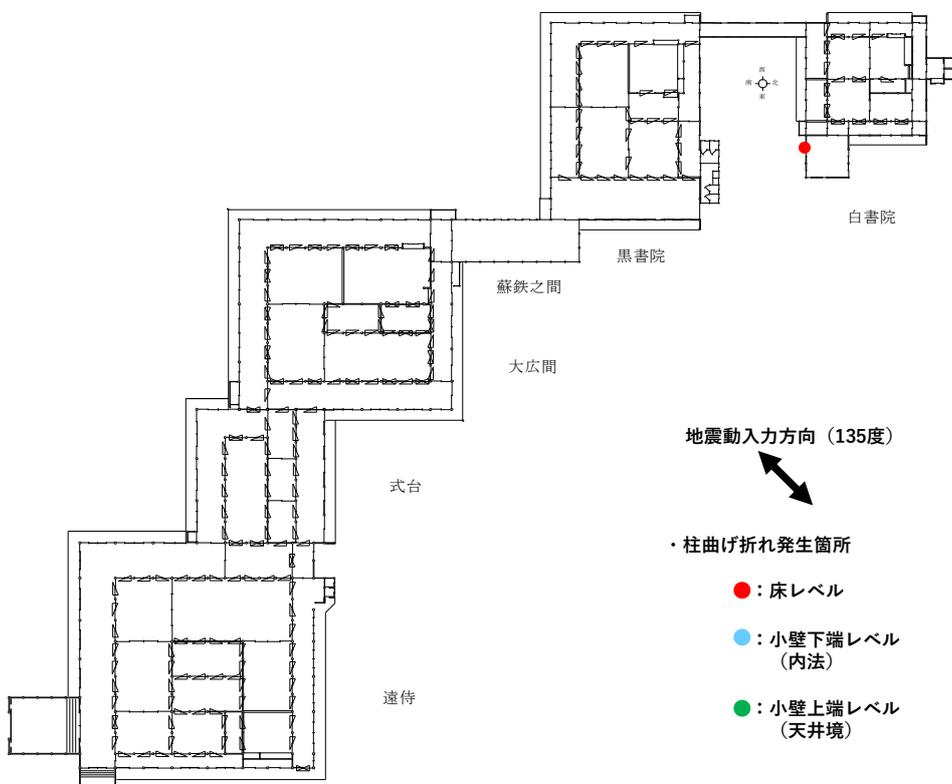


図 3.3.112 柱の曲げ折れ箇所 (135 度方向入力時 告示波 (神戸))

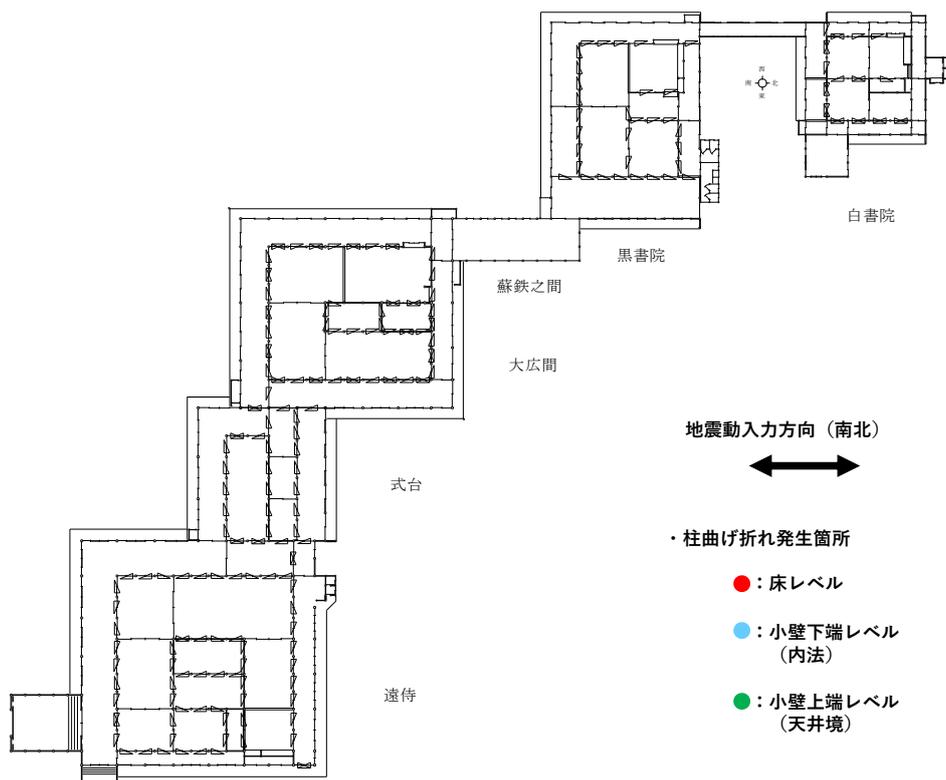


図 3. 3. 113 柱の曲げ折れ箇所 (0 度方向 (南北方向) 入力時 告示波 (八戸))

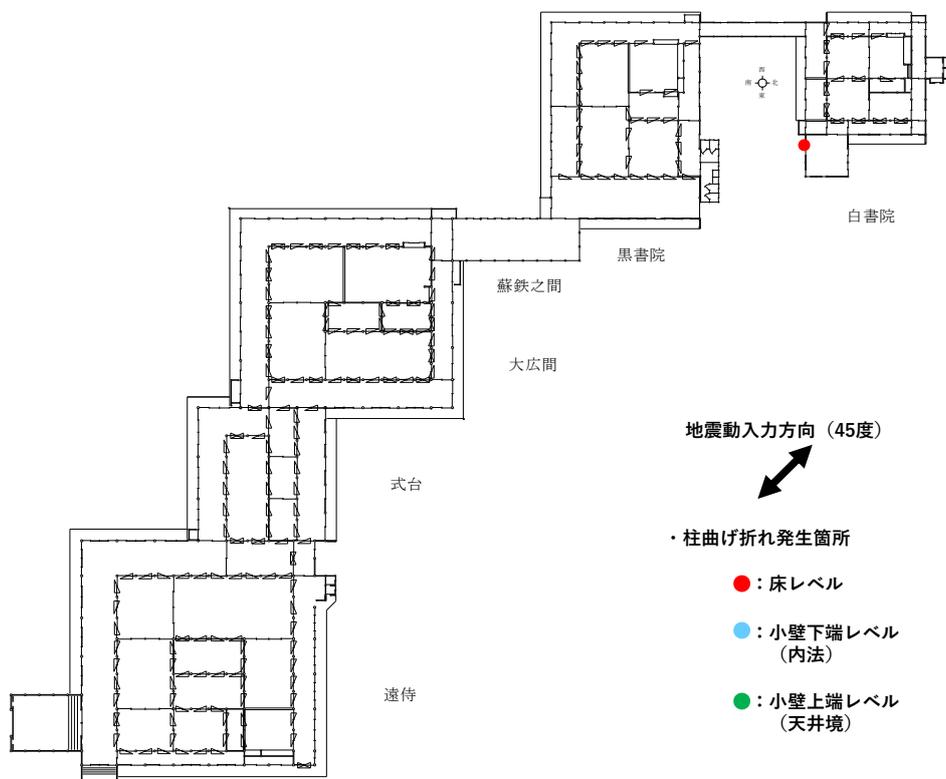


図 3. 3. 114 柱の曲げ折れ箇所 (45 度方向入力時 告示波 (八戸))

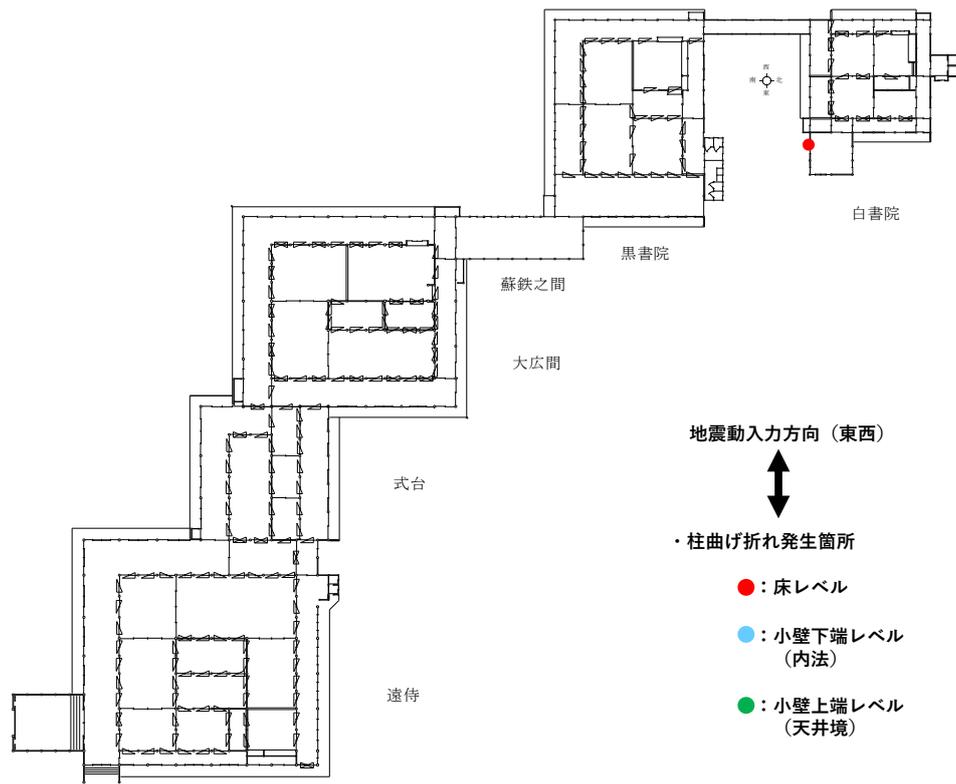


図 3.3.115 柱の曲げ折れ箇所 (90度方向 (東西方向) 入力時 告示波 (八戸))

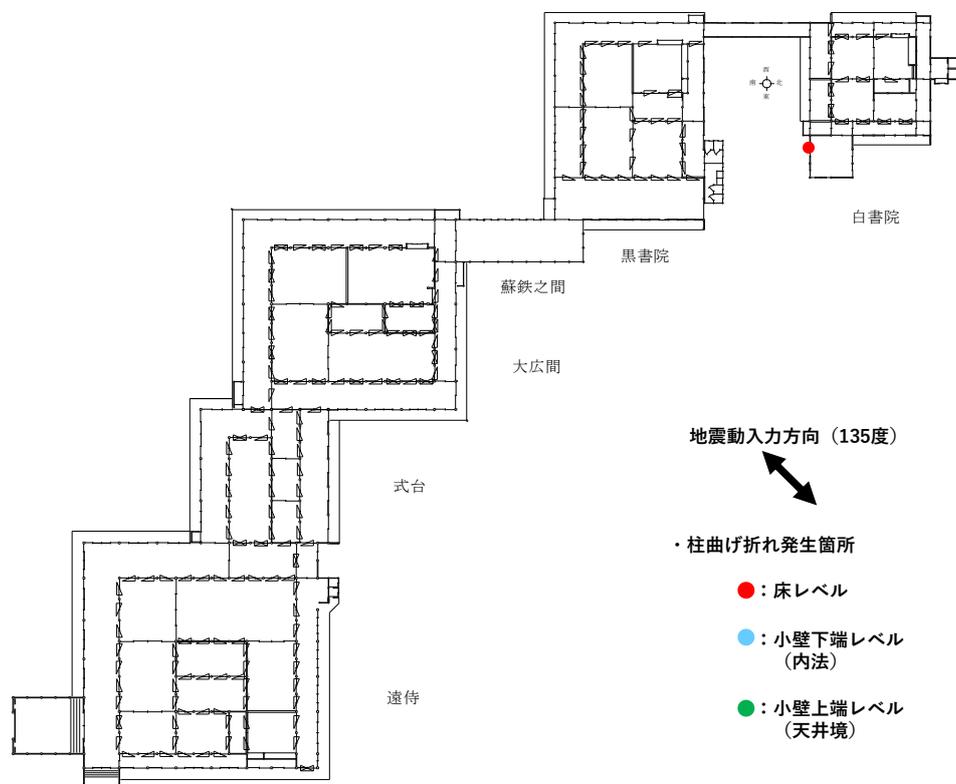


図 3.3.116 柱の曲げ折れ箇所 (135度方向入力時 告示波 (八戸))

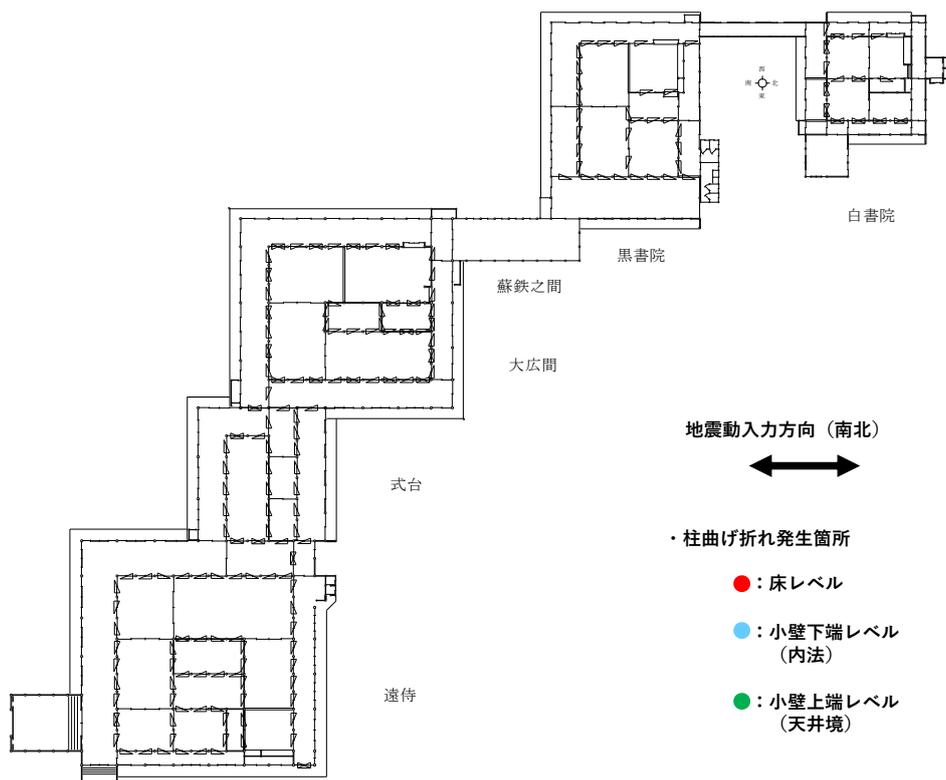


図 3. 3. 117 柱の曲げ折れ箇所 (0 度方向 (南北方向) 入力時 告示波 (乱数))

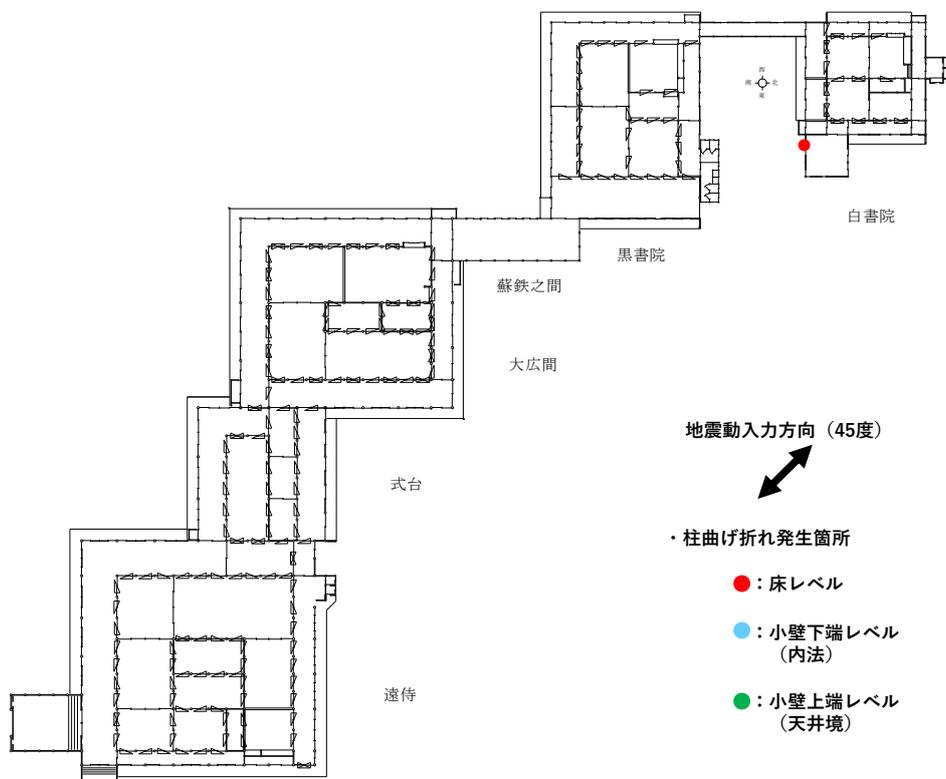


図 3. 3. 118 柱の曲げ折れ箇所 (45 度方向入力時 告示波 (乱数))

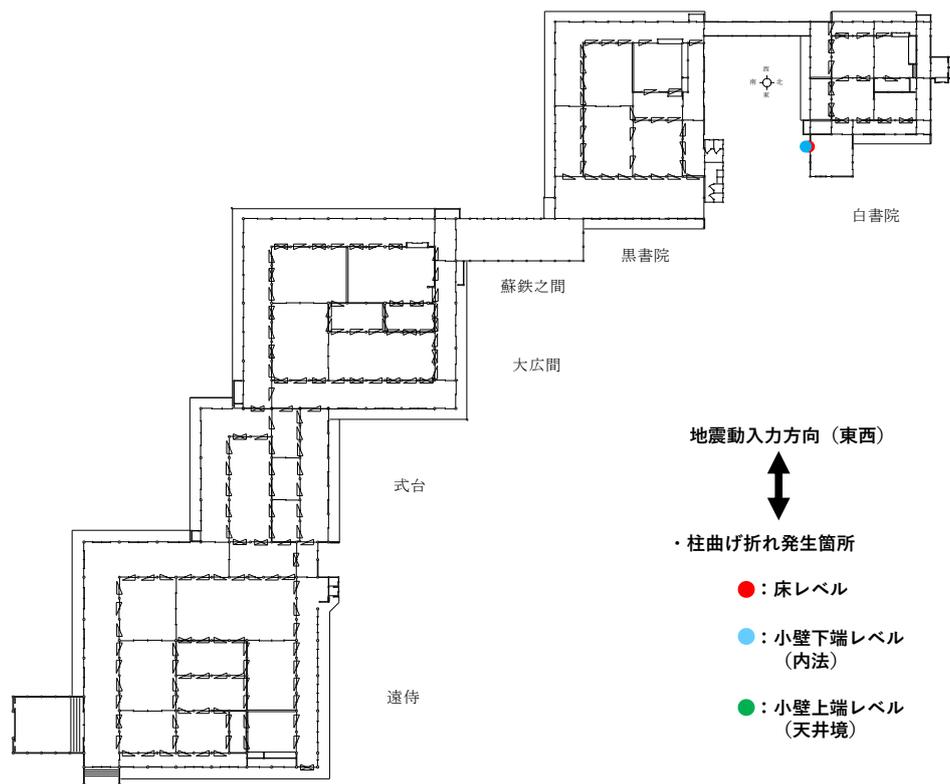


図 3.3.119 柱の曲げ折れ箇所 (90度方向 (東西方向) 入力時 告示波 (乱数))

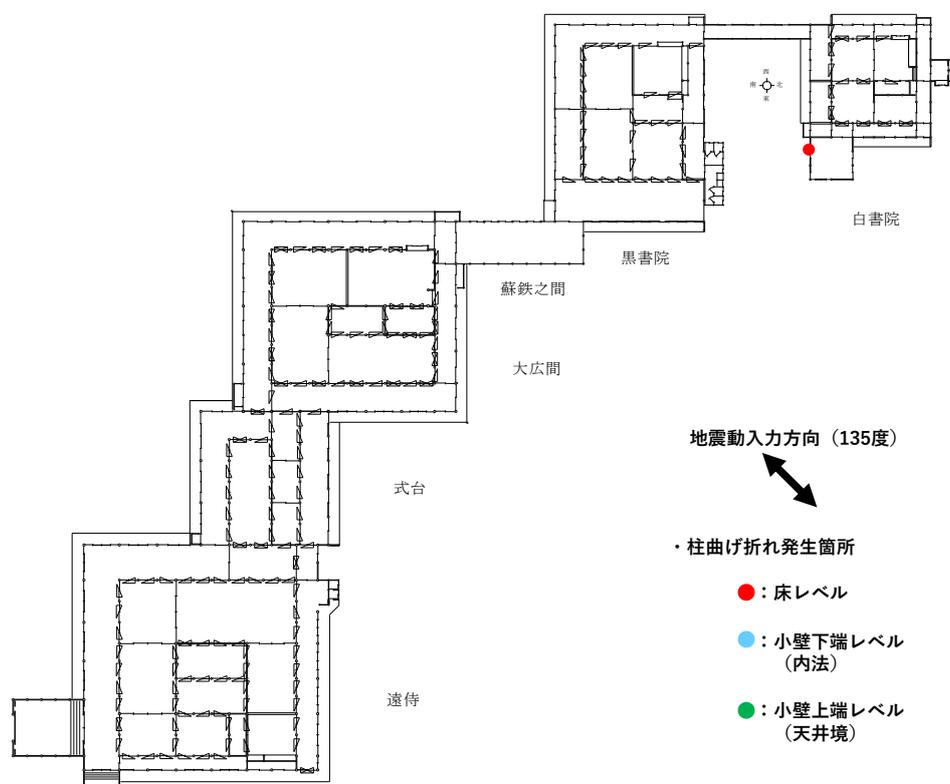


図 3.3.120 柱の曲げ折れ箇所 (135度方向入力時 告示波 (乱数))

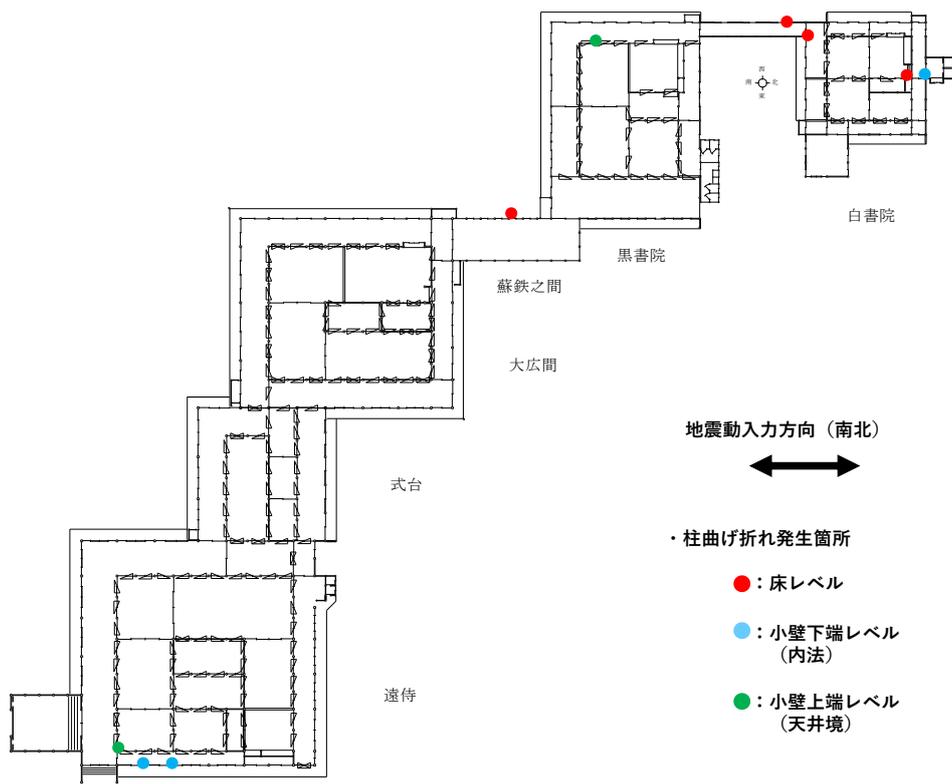


図 3. 3. 121 柱の曲げ折れ箇所 (0 度方向 (南北方向) 入力時 サイト波)

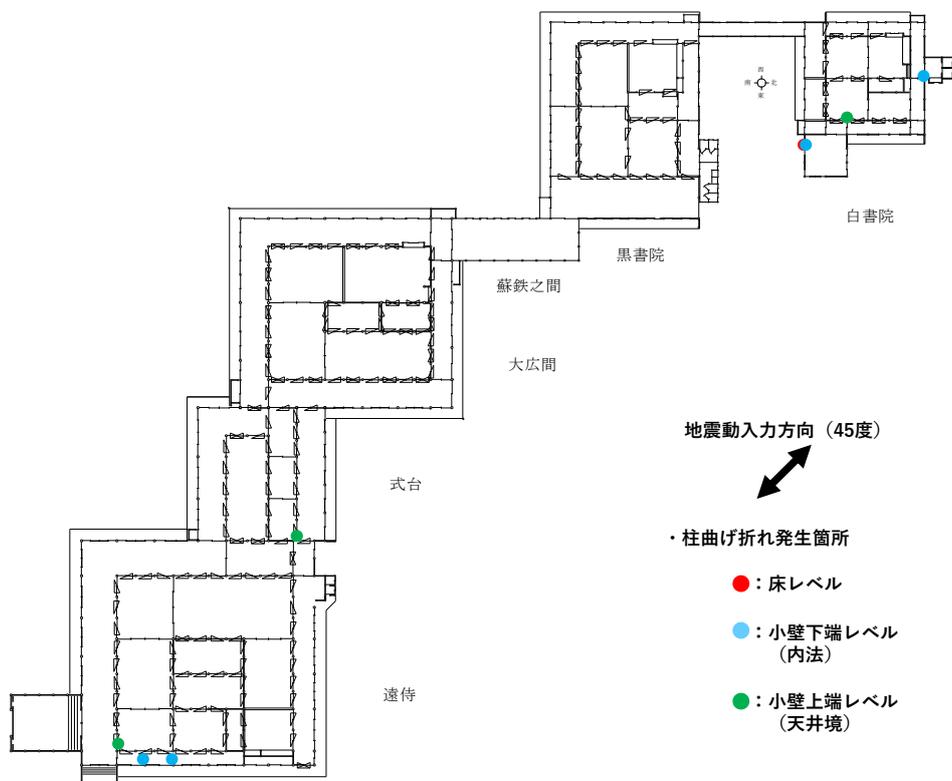


図 3. 3. 122 柱の曲げ折れ箇所 (45 度方向入力時 サイト波)

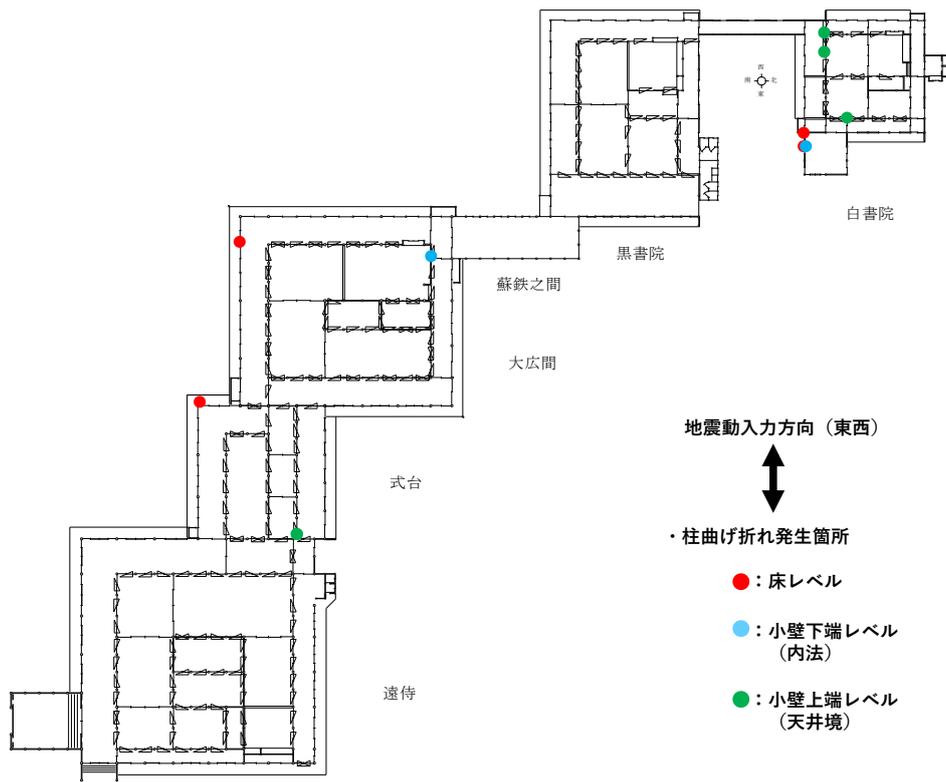


図 3.3.123 柱の曲げ折れ箇所 (90度方向 (東西方向) 入力時 サイト波)

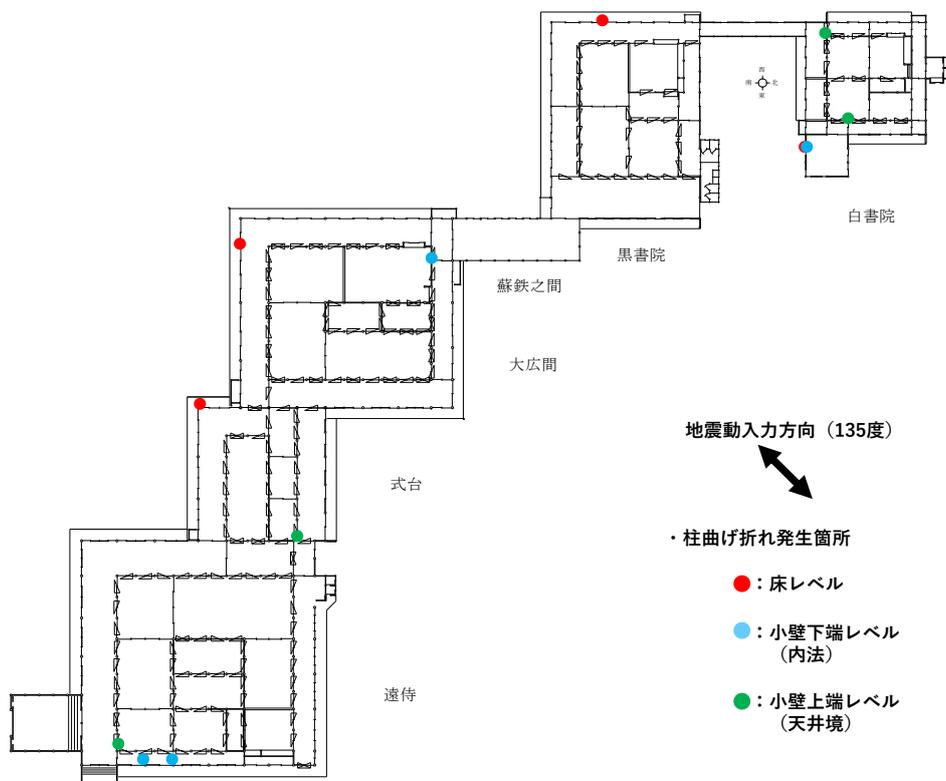


図 3.3.124 柱の曲げ折れ箇所 (135度方向入力時 サイト波)

すべての棟の柱に曲げ折れが発生する箇所がある。特に、床下の筋違で変形が拘束されている柱（各棟）で曲げ折れが生じやすく、また E70 の柱（大広間等）や棟と棟の接続部で応力が集中しやすい箇所（白書院等）、小壁により剛性が集中する箇所（黒書院等）や各棟の隅角部においても曲げ折れが生じる傾向にあった。

時刻歴応答解析による検討の結果、以下の対策により効果を期待できることが分かった。

- ・ 筋違を構造的に効かなくする（外す）ことにより、床下の筋違による変形拘束が解消し、曲げ折れ箇所を減少する効果
- ・ 床下土壁を増設あるいは床上下の土壁の厚さを均一化することで、応力が集中しやすい箇所の柱に対し、生じる応力の位置を調整し、曲げ折れ箇所を減少する効果
- ・ 各棟に床下土壁を満遍なく配置することにより、ねじれるような変形状による各棟隅角部の柱の曲げ折れ箇所を減少する効果

#### ウ 建物の構造上の弱点

サイト波に対する対象6棟の構造上の弱点を示す。

柱の曲げ折れに関しては、遠待及び車寄で小壁が取りつく柱に曲げ折れが集中する傾向にある。式台では、建物の隅の柱に曲げ折れが生じる傾向にある。大広間や黒書院では、E70 の柱に曲げ折れが生じる傾向にある。また、階高の低い白書院に曲げ折れが集中する様子が確認できる。土壁や筋違を適切にモデル化した（早期に耐力、剛性を喪失する）ことで、柱の曲げ折れを回避できている箇所がある。

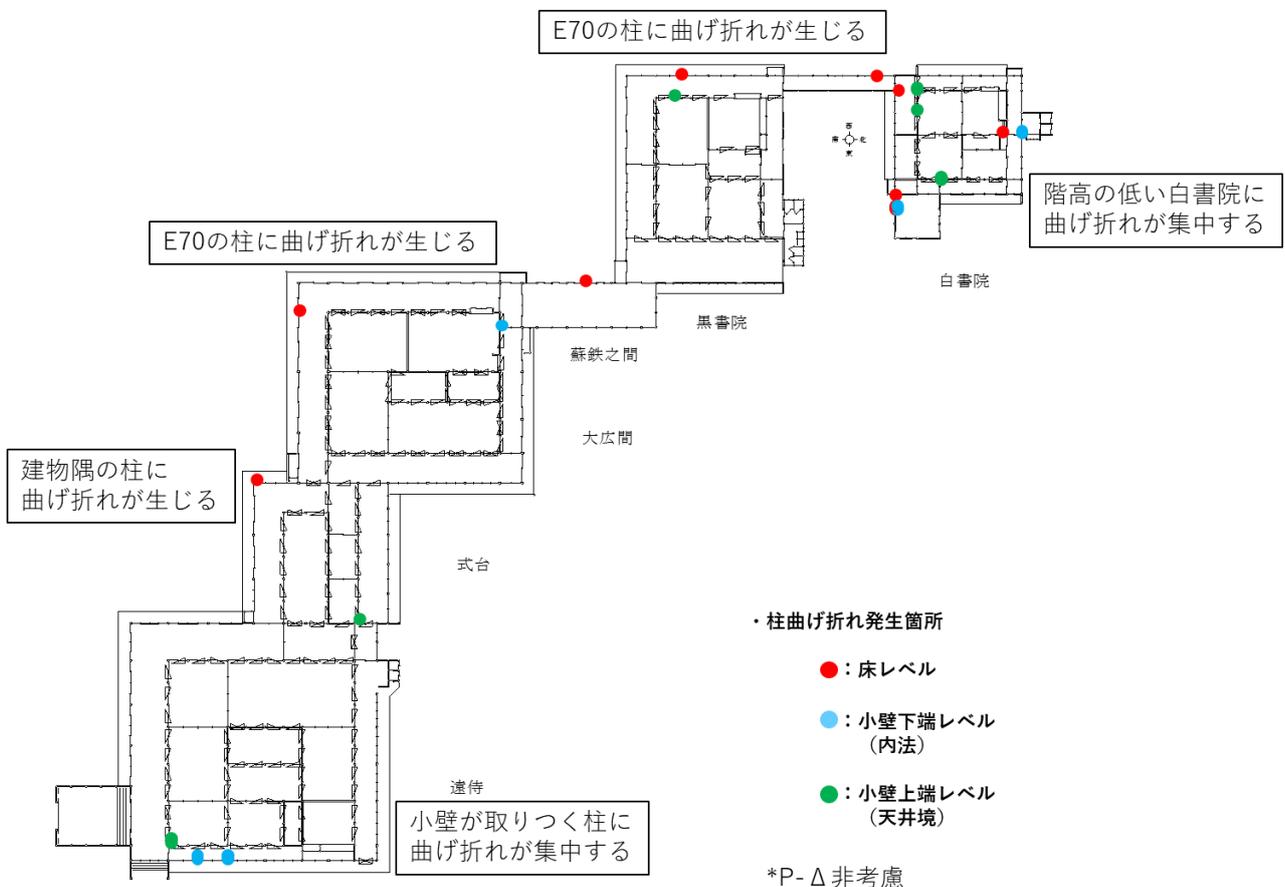


図 3. 3. 125 構造上の弱点（柱の曲げ折れ）

車寄や附属之間等、雁行形状で平面的に突出部となる部分において、ねじれ変形が集中する傾向にある。また遠侍の隅にねじれが生じやすい傾向にある。式台や附属之間、蘇鉄之間は階高が低く、層間変形角が大きくサイト波の変形に追従しにくい傾向にある。

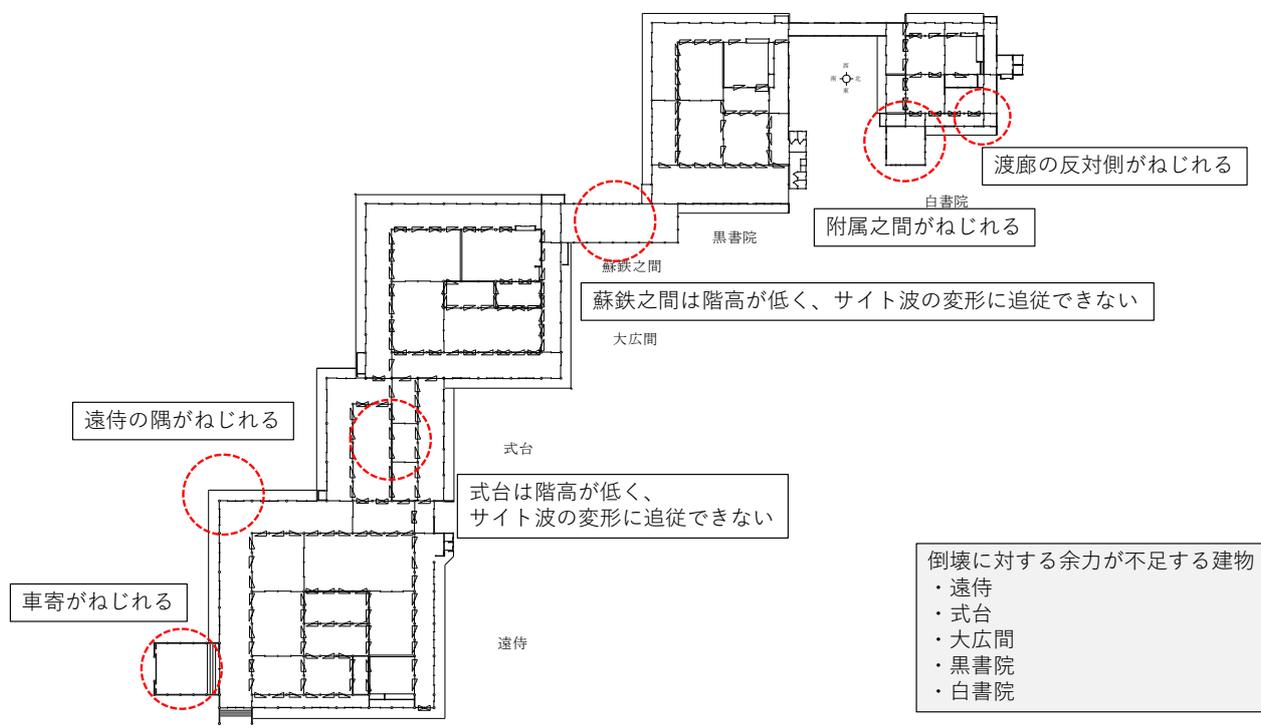


図 3. 3. 126 構造上の弱点（層間変形角）

#### (4) 限界耐力計算

##### ア 基本事項

立体架構モデルを用いた時刻歴応答解析結果の妥当性を確認するため、限界耐力計算（等価線形化法）を用いた耐震診断を行った。

限界耐力計算は、連成モデルではなく棟別にモデルを作成し、0度方向(南北方向)・90度方向(東西方向)それぞれの大地震動時の最大応答変形角を算出して耐震性能を評価した。

屋根は耐震対策で空葺きとするため、診断及び補強計算とも空葺きを想定した荷重設定とした。解析モデルは、小屋組を含めたモデルとし、棟別にモデルを作成した後、ねじれ変形を拘束した並進における増分解析結果から、復元力と変位の関係を算定した。

柱の曲げ折れや土壁の劣化勾配による不釣り合い力が大きく増分解析結果が得られない棟もあったため、これらの棟については、時刻歴応答解析で柱に曲げ折れが生じる箇所をピン接合としてモデル化し、土壁については最大耐力を 1/10rad 相当の残存耐力とするバイリニアでモデル化した。筋違は大変形時には耐力を喪失しているとしてモデル化しない。

1/30rad 以上の変形が生じることから、P- $\Delta$ 効果を考慮し、等価な水平荷重を増分解析に加えた。

限界耐力計算は以下の手順で実施した。

- ① 復元力、変位、質量から等価剛性及び等価周期を求める。減衰定数から加速度の低減率を求める。
- ② 解放工学的基盤面における加速度応答スペクトルを算出する。
- ③ 質量、等価周期、減衰定数から応答せん断力と応答変位を算出する。
- ④ 表層地盤における加速度増幅率  $G_s$  を精算法により設定 ( $G_s=1.23$ : 第1種地盤) し、加速度応答スペクトルを算出する。
- ⑤ 加速度応答スペクトルを荷重-変形関係で評価し、等価剛性の傾きをもつ直線と当該減衰における加速度応答スペクトルの交点を各ステップの応答値とする。

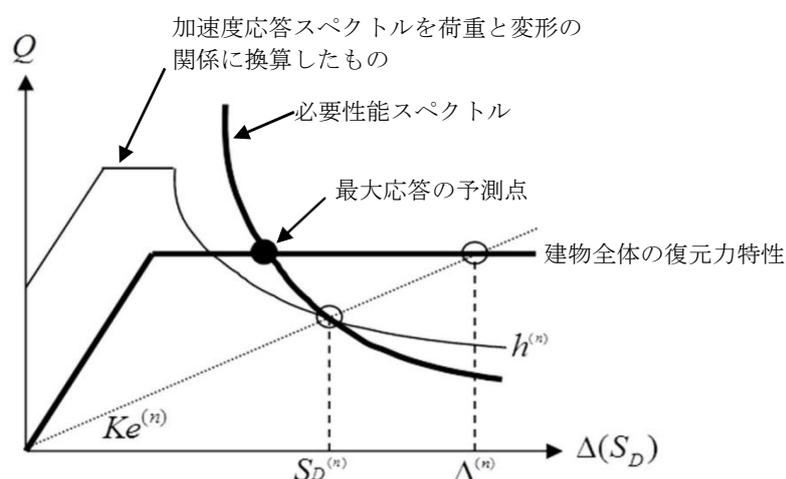


図 3.3.127 応答値の算出

## イ 耐震診断結果

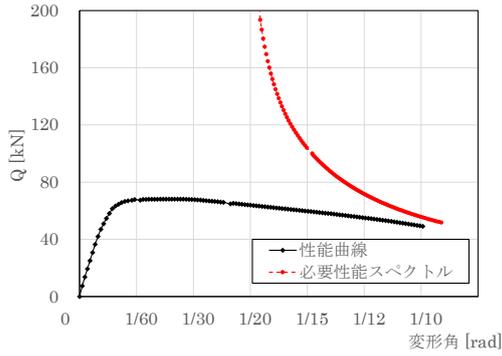
時刻歴応答解析結果を検証する目的で、棟毎に限界耐力計算を実施し、補強効果の確認を行った。以下に、限界耐力計算における診断結果を示す。

ここでは、 $1/15\text{rad}$  を超える層間変形角が生じた場合を「倒壊」と表記している。必要性能スペクトルに対して建物の復元力特性が大幅に小さい場合、必要性能スペクトルと建物の性能曲線が交わらないため、その場合は「応答値無し」と表記している。図 3.3.129～図 3.3.134 内の赤線が大地震時の必要性能スペクトルを示す。

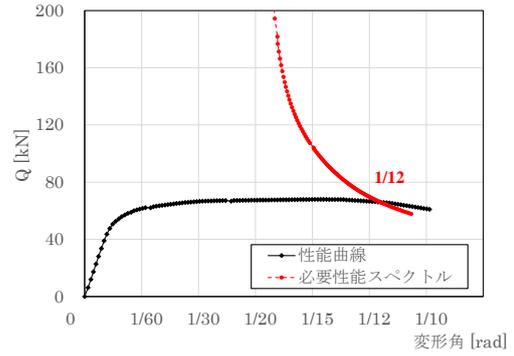
下表の層間変形角は、各方向で算出された正方向 (+)、負方向 (-) の2つの結果のうち、表中にはより危険である方の結果を記載した。正方向・負方向については、0度方向（南北方向）では、南から北を正方向、北から南を負方向とし、90度方向（東西方向）では、東から西を正方向、西から東を負方向とした。

表 3.3.128 限界耐力計算結果（補強前）

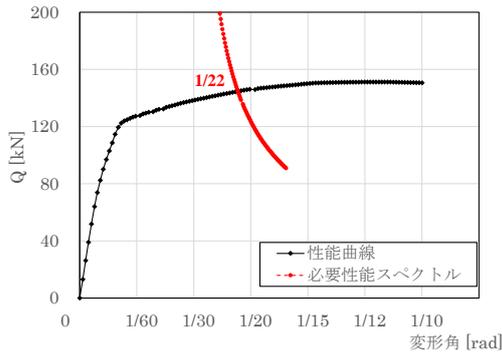
建物	方向	層間変形角 (rad) ※ 破損状況 大地震時 (非倒壊 1/15rad 以下)
白書院	0度方向 (南北方向)	応答値無し 倒壊
	90度方向 (東西方向)	1/22rad
黒書院	0度方向 (南北方向)	応答値無し 倒壊
	90度方向 (東西方向)	応答値無し 倒壊
蘇鉄之間	0度方向 (南北方向)	1/62rad
	90度方向 (東西方向)	1/26rad
大広間	0度方向 (南北方向)	応答値無し 倒壊
	90度方向 (東西方向)	応答値無し 倒壊
式台	0度方向 (南北方向)	応答値無し 倒壊
	90度方向 (東西方向)	応答値無し 倒壊
遠侍及び車寄	0度方向 (南北方向)	応答値無し 倒壊
	90度方向 (東西方向)	応答値無し 倒壊



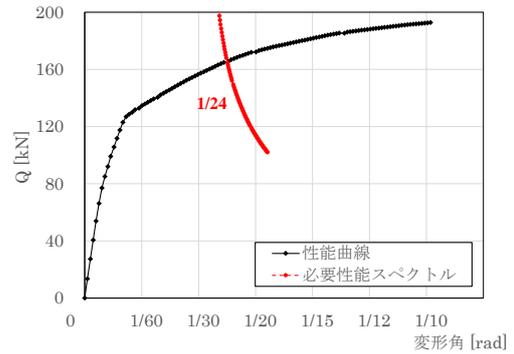
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)

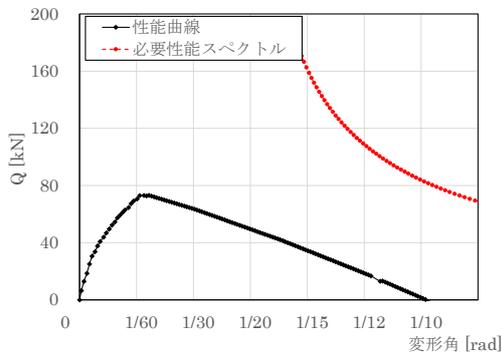


(3) +90 度方向 (東西方向)

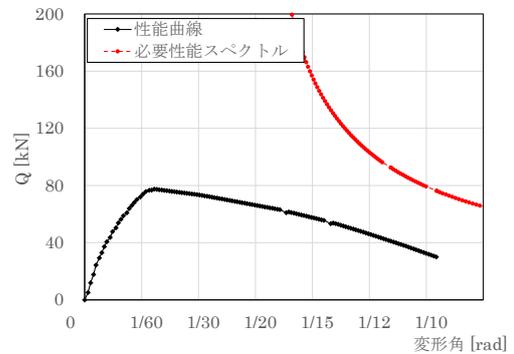


(4) -90 度方向 (東西方向)

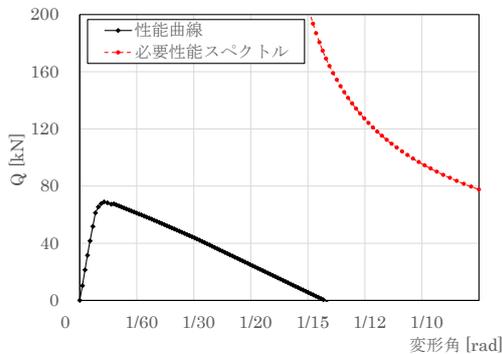
図 3.3.129 性能曲線及び必要性能スペクトル 白書院



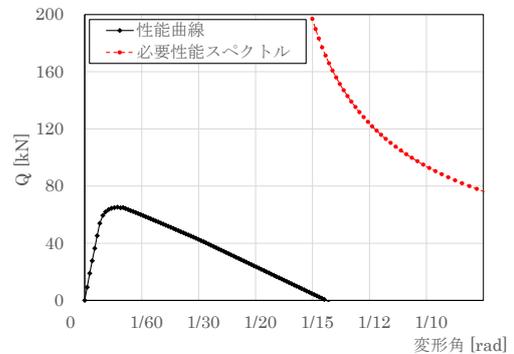
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)

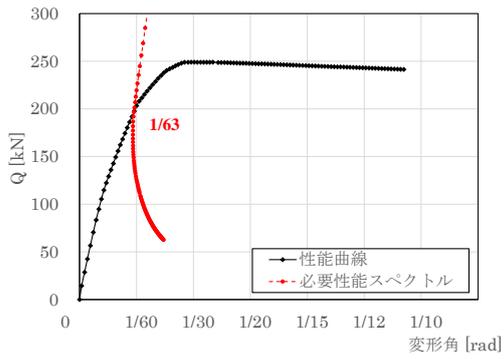


(3) +90 度方向 (東西方向)

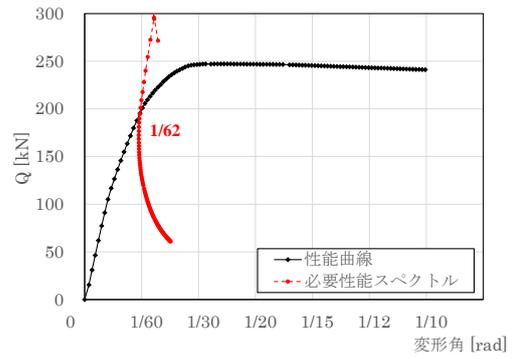


(4) -90 度方向 (東西方向)

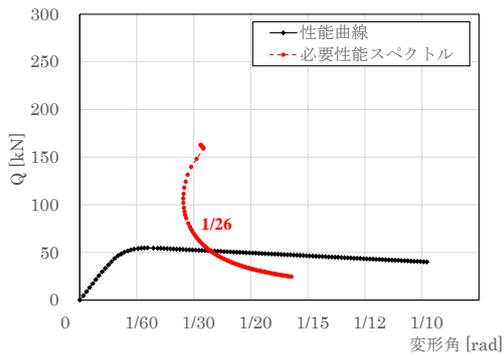
図 3.3.130 性能曲線及び必要性能スペクトル 黒書院



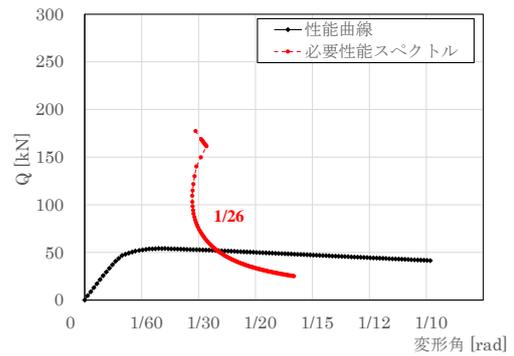
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)

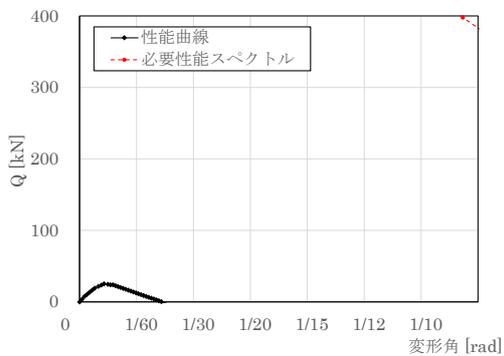


(3) +90 度方向 (東西方向)

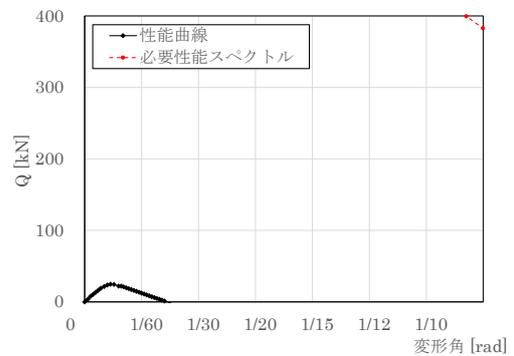


(4) -90 度方向 (東西方向)

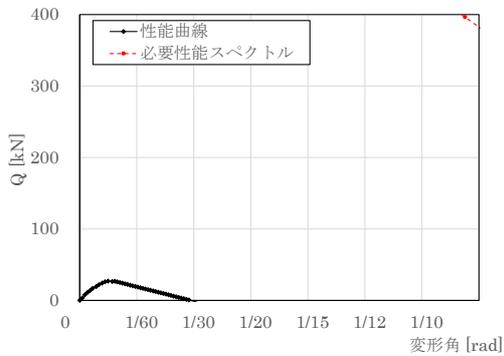
図 3.3.131 性能曲線及び必要性能スペクトル 蘇鉄之間



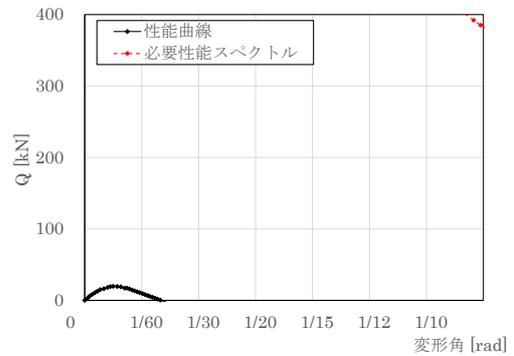
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)

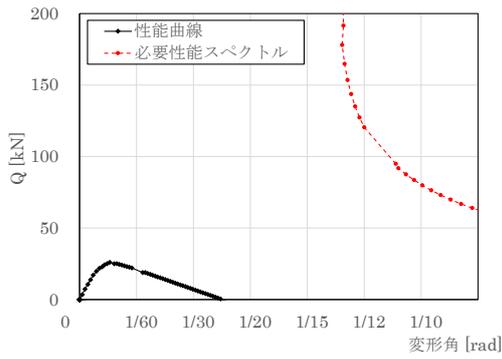


(3) +90 度方向 (東西方向)

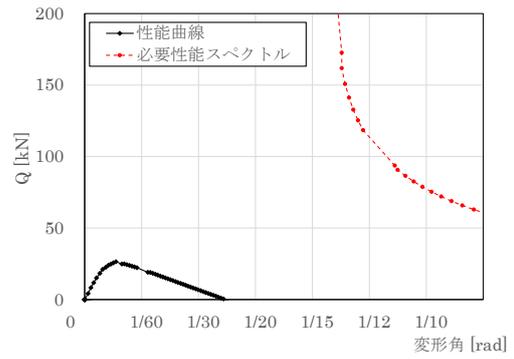


(4) -90 度方向 (東西方向)

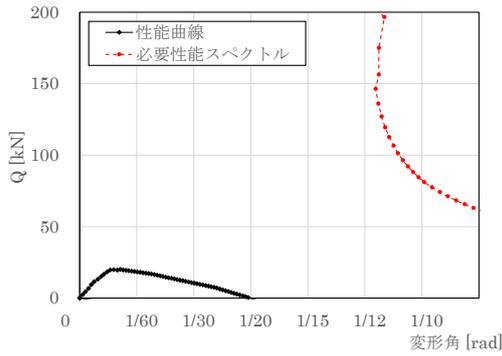
図 3.3.132 性能曲線及び必要性能スペクトル 大広間



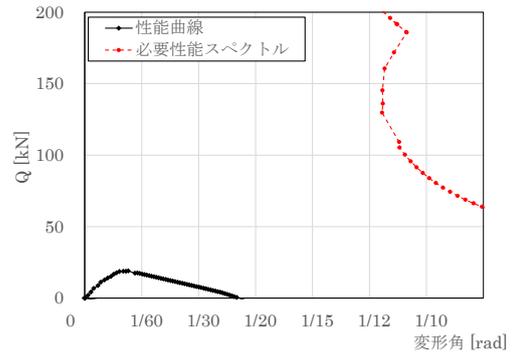
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)

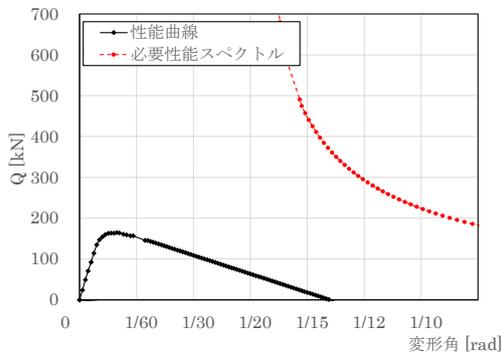


(3) +90 度方向 (東西方向)

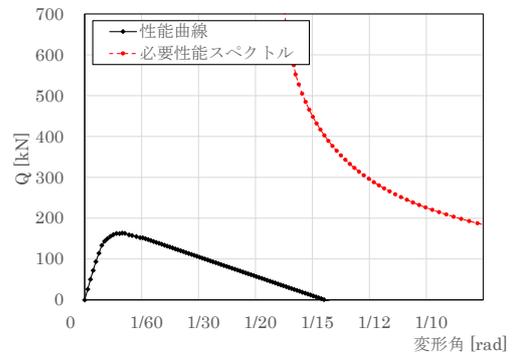


(4) -90 度方向 (東西方向)

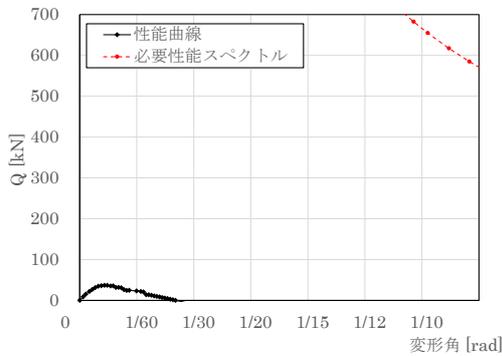
図 3.3.133 性能曲線及び必要性能スペクトル 式台



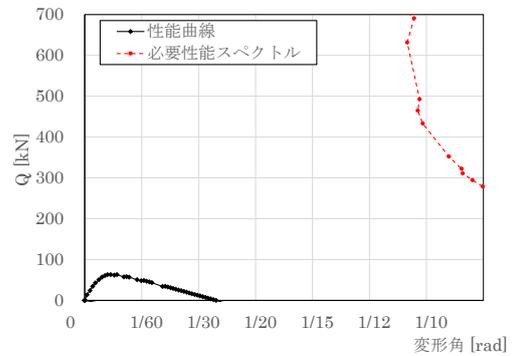
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)



(3) +90 度方向 (東西方向)



(4) -90 度方向 (東西方向)

図 3.3.134 性能曲線及び必要性能スペクトル 遠待及び車寄

白書院は、層間変形角が0度方向は耐震要素が不足しているため応答値無しとなる。90度方向は1/22radとなり1/15radを下回っている。

蘇鉄之間は、層間変形角が0度方向は1/62rad、90度方向は1/26radとなり、いずれも1/15radを下回っている。

黒書院、大広間、式台、遠侍及び車寄の4棟は、いずれの方向についても、耐震要素が不足しているため応答値無しとなる。

(5) 耐震診断結果のまとめ

立体固有値解析結果から、対象6棟の連成効果が認められた。

時刻歴応答解析結果から、サイト波による最大応答変形角は、白書院で1/13rad(0度方向)、黒書院で1/16rad(90度方向)、蘇鉄之間で1/13rad(90度方向)、大広間で1/15rad(45度方向)、式台で1/13rad(0度方向)、遠侍及び車寄で1/14rad(全4方向とも)となった。

倒壊に対する余力は、告示波で最小0.40(大広間)、サイト波で最小0.29(大広間)となった。

柱の曲げ折れは、サイト波により白書院及び渡廊にて計9本、黒書院にて2本、蘇鉄之間にて1本、大広間にて2本、式台にて2本(遠侍との境筋含む)、遠侍及び車寄にて3本の柱に発生した。告示波による柱の曲げ折れ箇所は、サイト波により発生する柱の曲げ折れ箇所に含まれた。

限界耐力計算結果から、白書院の90度方向、蘇鉄之間の0度方向及び90度方向を除き、1/15rad以上の変形もしくは応答値無しとなった。

## 4 耐震性能の向上措置

### (1) 耐震性能の向上措置

#### ア 基本事項

耐震診断の結果を踏まえ概略補強案を策定した。対象6棟の構造上の弱点は、サイト波に対して、柱が地震時の変位に追従できずに曲げ折れが発生すること、屋根が重くかつ耐震要素が不足することにより、ベースシア係数が不足し、P- $\Delta$ 効果による付加曲げモーメントに対して倒壊への余力が不足することである。これらの課題に対し、耐震補強計画の検討を行った。

#### イ 耐震補強案

柱に曲げ折れが生じる主な原因は、床下の筋違による柱の変形拘束と、小壁による柱頭への応力集中である。

耐震補強案を下表に示す。

補強方法としては、①床下の筋違を取り外し、柱の変形の拘束を解消する、②柱頭の応力を低下させるため、床下等に土壁を設け柱頭の応力を低下させる等の方法が考えられる。また、柱に曲げ折れが生じる場合も③解析により柱の折損が建物の倒壊につながらないことが確認できる場合は、柱の曲げ折れを許容し、④柱の折損が建物の倒壊につながる可能性がある場合は、添え柱等の補強を設置することとする。①～④の方法を適切に選択することで、柱の曲げ折れに対して構造安全性を確保した。なお、添え柱補強は鉄骨や木等の部材が考えられる。

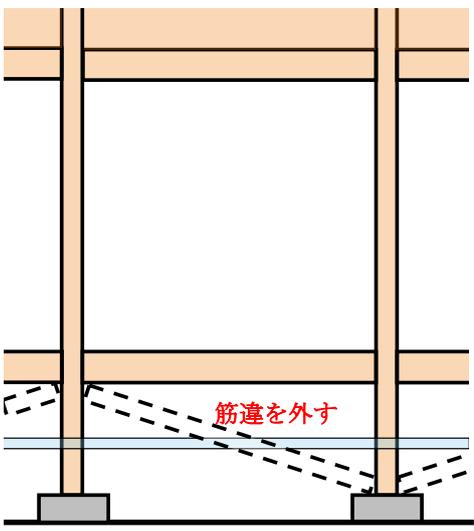
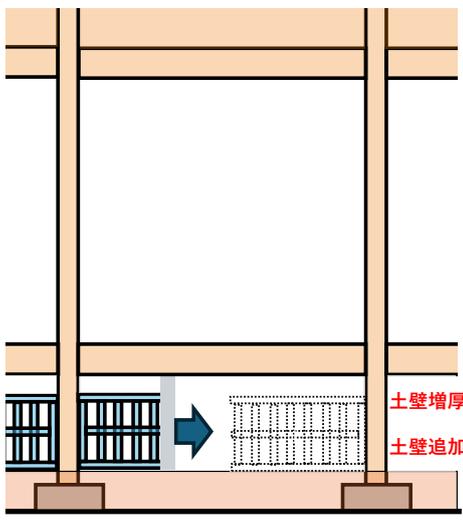
次に、倒壊に対する余力を確保するため、床下を中心に耐震補強を行う計画とした。補強要素には、最大耐力発揮以降、耐力が低下(劣化)するような部材として⑤土壁を用いることで、地震時に大きな変形が生じて、周囲の柱を折損しないように配慮した。

一方、床下の全面に土壁を設けると、床下の通気・換気や、メンテナンス性の低下が懸念されるため、⑥内法壁及び小壁における板壁の一部も土壁に置換え、床下の土壁補強数を減らす計画とした。これにより、建物全体で倒壊防止に必要な土壁量を確保しつつ、床下の通気・換気・メンテナンス性にも配慮したバランスの取れた補強計画とした。また土壁を床下の全面にバランスよく配置することで、建物のねじれ変形を抑え倒壊に対する余力を確保することができる。

土壁以外の補強としては、⑦床下長押補強等の採用も考えられるが、本診断では構法の採用実績を重視し、検討対象から外すこととした。

なお、上記の耐震補強に合わせて、保存修理工事では⑧屋根の空葺きを実施する予定であるが、屋根を軽量化することで、倒壊に対する余力を向上させる効果が期待できる。

表 3.4.1 柱の曲げ折れに対する補強案（対策案）

	① 変形拘束を解消 (筋違を外す等)	② 応力を調整 (土壁を追加する等)
要素		
概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>柱の変形を拘束している部材を取り外し、柱の変形性能を上げる</li> <li>見た目を変えずに、柱の曲げ折れを回避する</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>床下に土壁を設けることで、柱に生じる応力の位置を調整する</li> </ul> <p>※床下の換気口の部分を撤去し、土壁を設ける案は、意匠保護や維持管理の点から不採用とした</p>

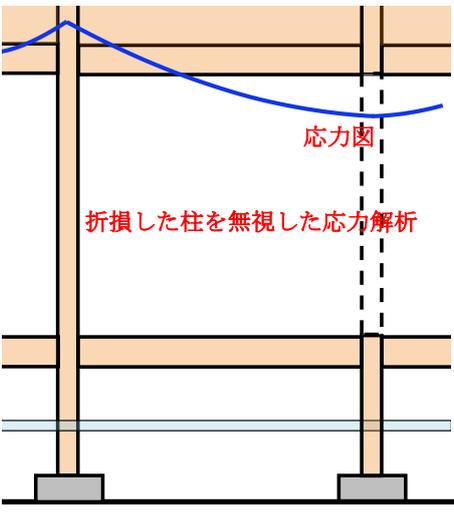
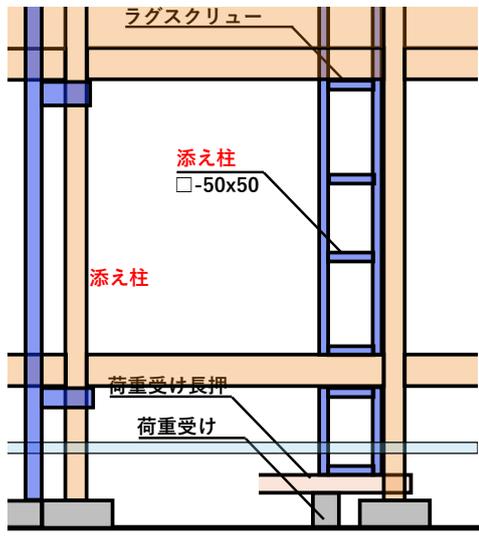
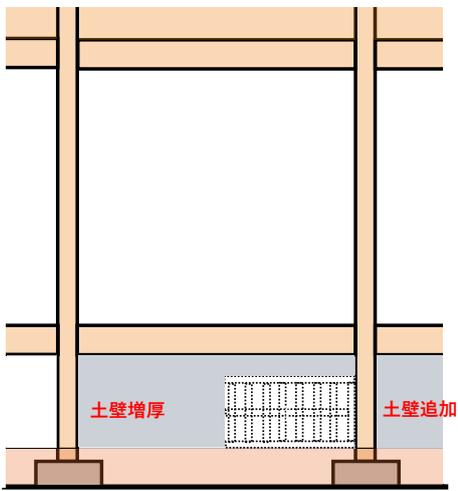
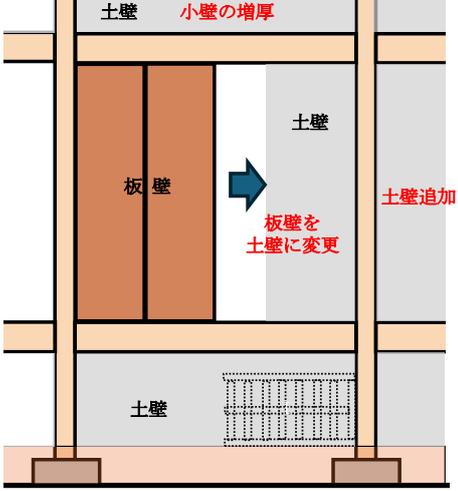
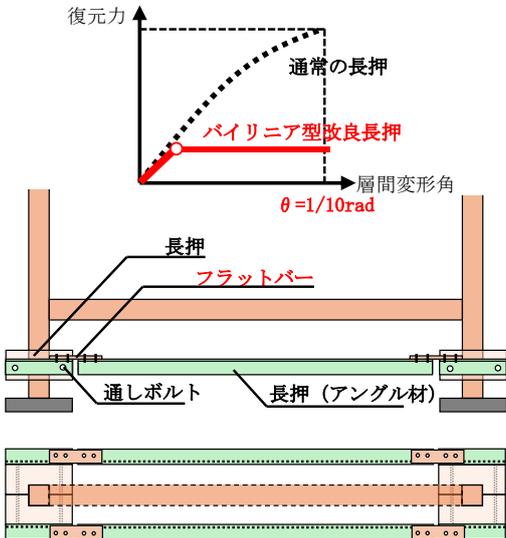
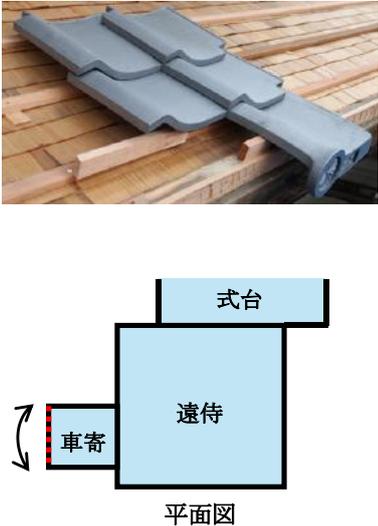
	③ 曲げ折れを許容する (解析で確認する等)	④ 柱の折損防止補強 (代替鉛直支持部材の付加等)
要素		
概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>柱の折損が建物の倒壊につながらないことを解析で確認する</li> <li>補強が不要になる場合があるが、周辺部材には十分な余力が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>柱の折損が建物の倒壊につながる可能性がある場合は、添え柱設置等の補強を行う</li> <li>内外観が変わる</li> </ul>

表 3.4.2 倒壊に対する余力を確保するための補強案

	⑤ 床下壁の増厚・追加 (土壁補強による耐力向上)	⑥ 内法壁の置換・小壁の増厚 (土壁補強による耐力向上)
要素		
概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>見た目を变えずに余力を確保するため、床下に土壁を設ける</li> <li>ただし、小壁に比べて耐力の効率は悪い</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>板壁を土壁に変更することで、大変形時の余力を確保する</li> <li>床下補強に比べて耐力の効率は良いが、見た目に影響がある</li> </ul>

	⑦ 床下長押補強 (改良長押補強)	⑧ 空葺きによる軽量化・ ねじれを抑える補強等
要素	 <p>復元力</p> <p>通常<small>の</small>長押</p> <p>パイリニア型改良長押</p> <p><math>\theta = 1/10 \text{rad}</math></p> <p>層間変形角</p> <p>長押</p> <p>フラットバー</p> <p>通しボルト</p> <p>長押 (アングル材)</p>	 <p>式台</p> <p>遠待</p> <p>車寄</p> <p>平面図</p>
概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>床下土壁の代替案</li> <li>フラットバー (鋼材) を曲げ折れさせることで、パイリニア型の骨格曲線を想定し、最大耐力発揮後は耐力が上がらない</li> <li>※なお、本案は、試験による検証期間と施工性を考慮し今回の検討から除外した</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>屋根を軽量化しP-<math>\Delta</math>効果による変形を低減することで、倒壊に対する余力を確保する</li> <li>平面バランスを改善し、倒壊に対する余力を確保する</li> </ul>

#### ウ 各棟の補強部材配置の考え方

時刻歴応答解析の結果から構造上の弱点を解消するため、各棟の耐震補強要素の配置の考え方を示す。

全棟共通として、通気・換気・メンテナンス性にも配慮した床下土壁の増厚及び新設補強と、建物観覧への影響の少ない範囲の内法壁及び小壁における板壁から土壁への置換補強とした。内法壁及び小壁の置換える土壁の厚さは、現状の障壁画が設置可能かつ施工可能な厚さとした。

白書院は、既存の床下土壁を残しつつ、渡廊・黒書院との連成効果によって棟西側の剛性が東側より相対的に大きくなる。そのため渡廊との接続箇所柱への応力集中を避けるために厚さ120mmの床下土壁の新設補強を、また棟東西間の剛性差を小さくするために棟東側に厚さ120mmの床下土壁の新設補強を設けた。また附属間の剛性を確保するために附属間の三辺に厚さ80mmの土壁の増厚及び新設補強を設けた。

渡廊は、南北方向に白書院及び黒書院が接続し、両側の棟に対して抵抗するような変形状態となる。そのためそれぞれの棟からの反力により渡廊の水平力が増大することを懸念し、水平耐力及び水平剛性確保のために既存の床下土壁を厚さ80mmとする増厚補強とした。

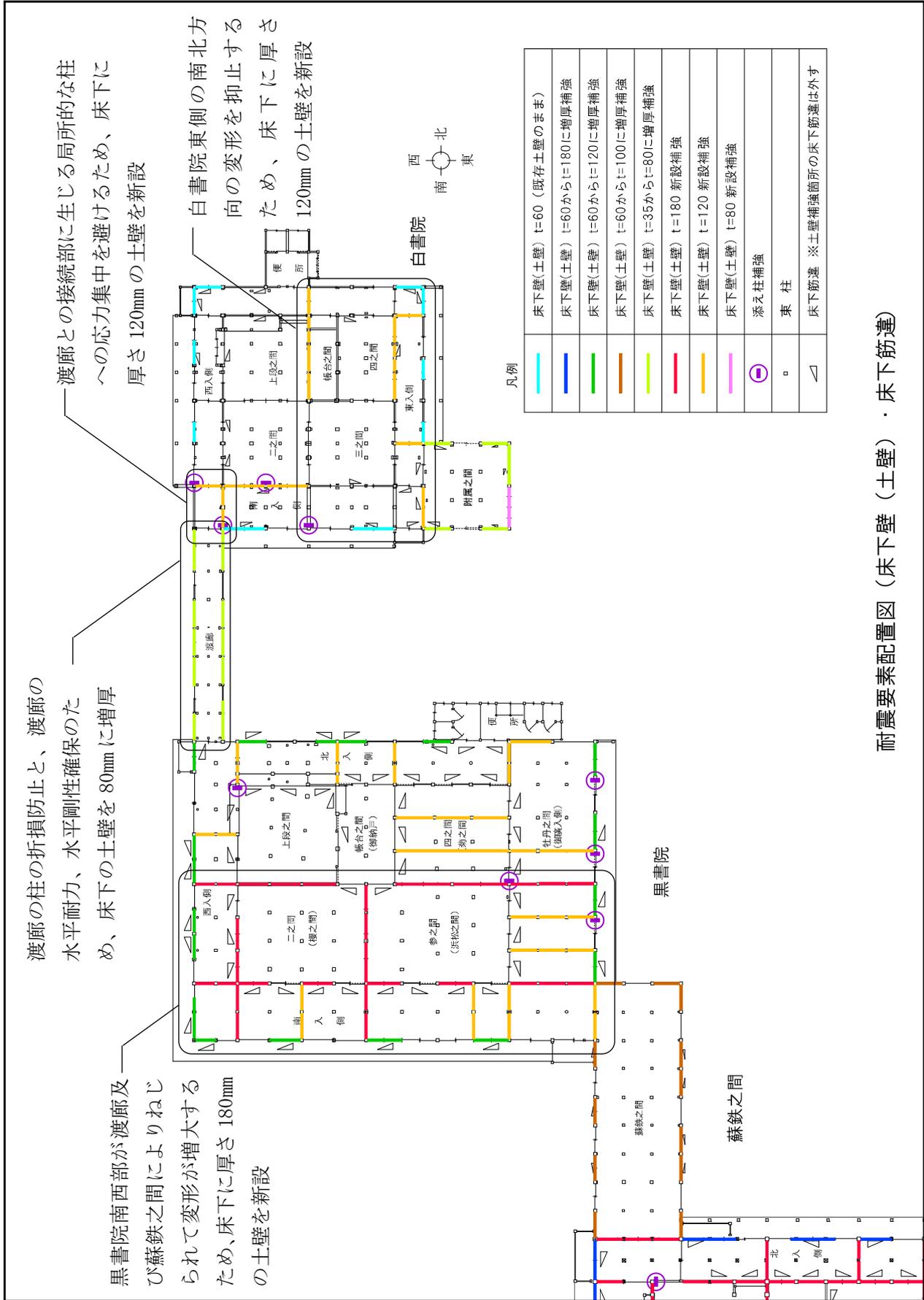
黒書院は、渡廊から蘇鉄之間を結ぶ連続線から跳ね出すように建物南西部が位置しており、同部が大きく変形するため、南西側の床下土壁を厚さ180mmの新設補強とした。同様に小壁の板壁から土壁への置換補強についても南西側に設けた。

蘇鉄之間は、棟単体では余力を確保できているが、棟連成の剛性差が小さくなるように、厚さ100mmの床下土壁を増厚補強した。

大広間は、倒壊に対する余力を確保するために建物全体として、厚さ180mmの床下土壁の増厚及び新設補強を設けた。内法壁の置換補強は施工可能な厚さが場所により異なるため、厚さ90mmと厚さ120mmの土壁が混在する構成とした。

式台は、南北方向の床下土壁は、告示波による変形を抑えるために厚さ180mmの新設補強とした。東西方向の床下土壁は、倒壊に対する余力を確保するために厚さ180mmの新設補強とした。

遠侍及び車寄は、時刻歴応答解析時に小屋レベルにおいて平面的に回転するような変形状態となるため、隅角部を中心に床下土壁を厚さ120mmに増厚及び新設補強とした。また遠侍北側・式台・大広間南側が直線状に連続しており、遠侍の南側が大きく変形するため、遠侍南側の床下土壁は厚さ180mmの新設補強とした。車寄の南側構面は、車寄単体の水平耐力確保のため厚さ180mmの床下土壁の新設補強とした。



耐震要素配置図 (床下壁 (土壁) ・ 床下筋違) (1 / 3)

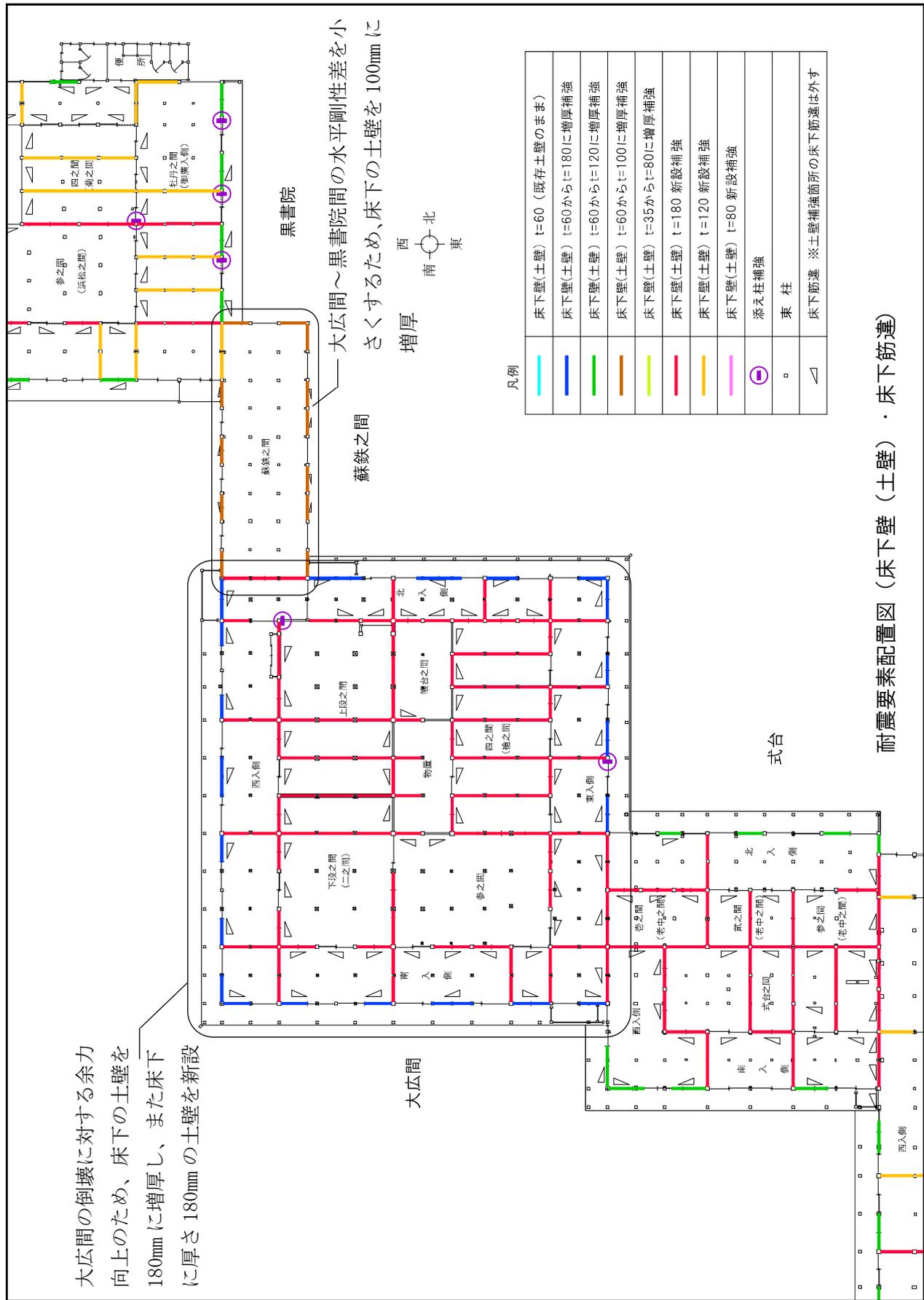


図 3.4.4 耐震補強要素配置図 (床下壁 (土壁) ・ 床下筋違) (2 / 3)

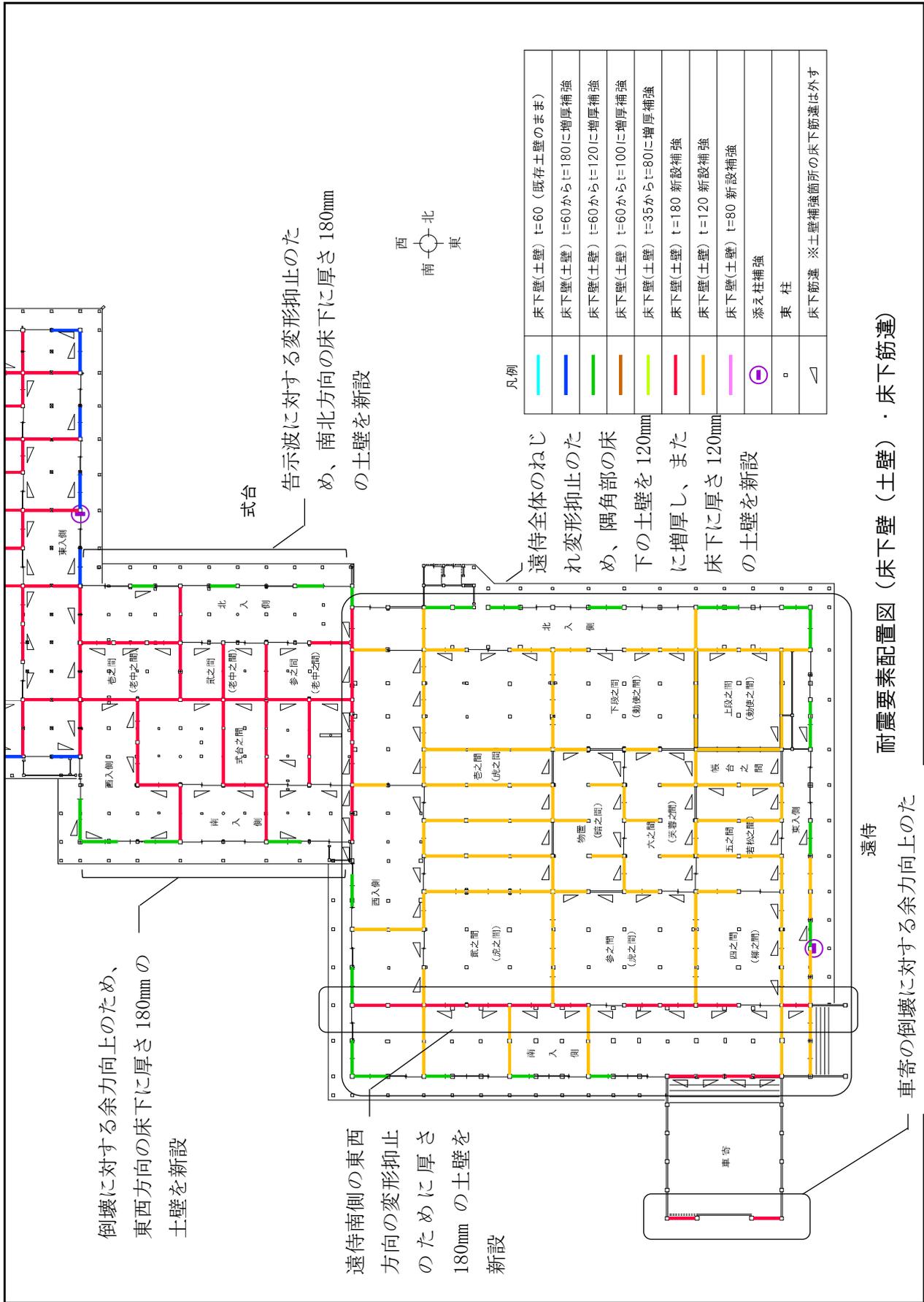


図 3.4.5 耐震補強要素配置図 (床下壁 (土壁)・床下筋違) (3 / 3)

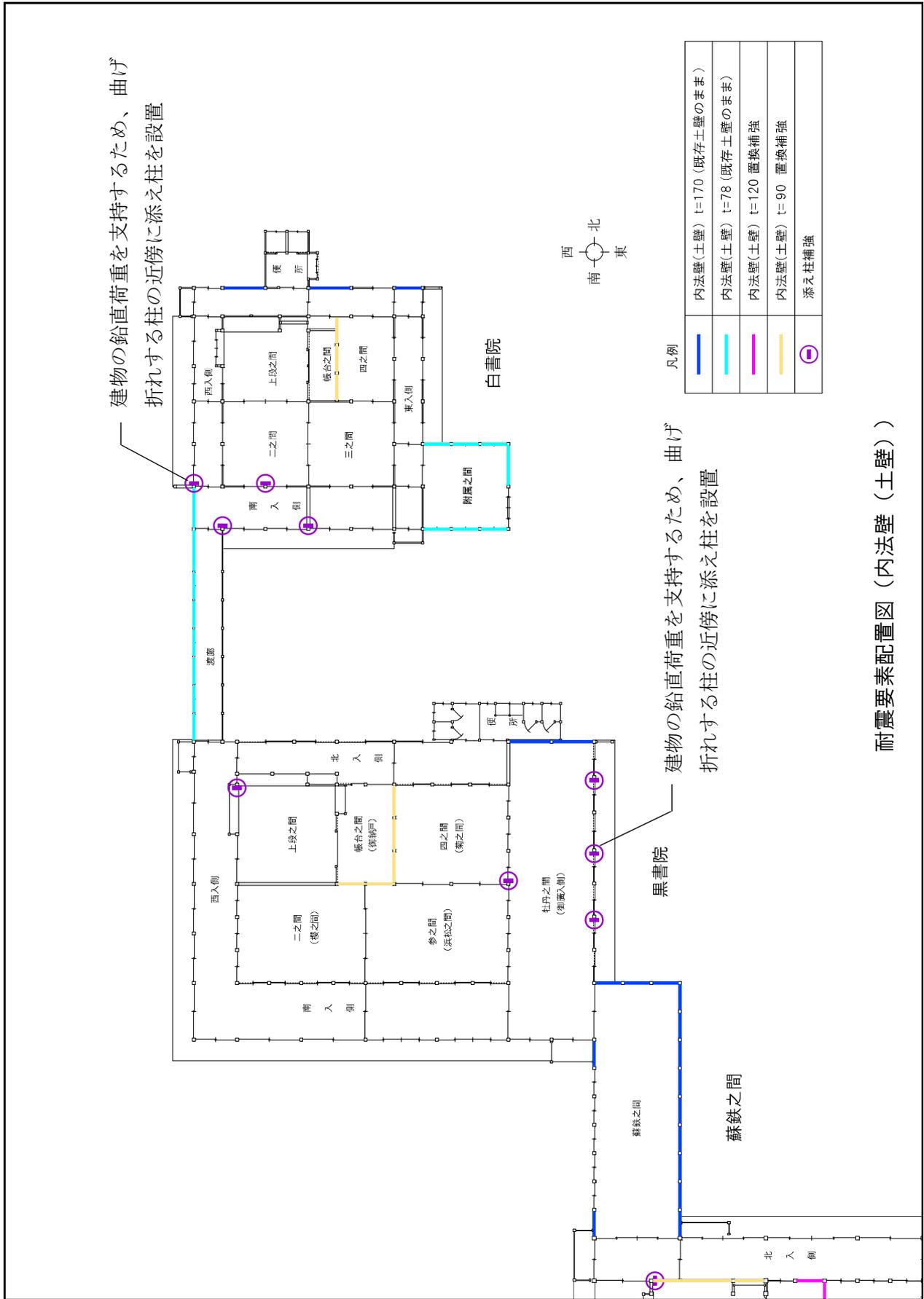
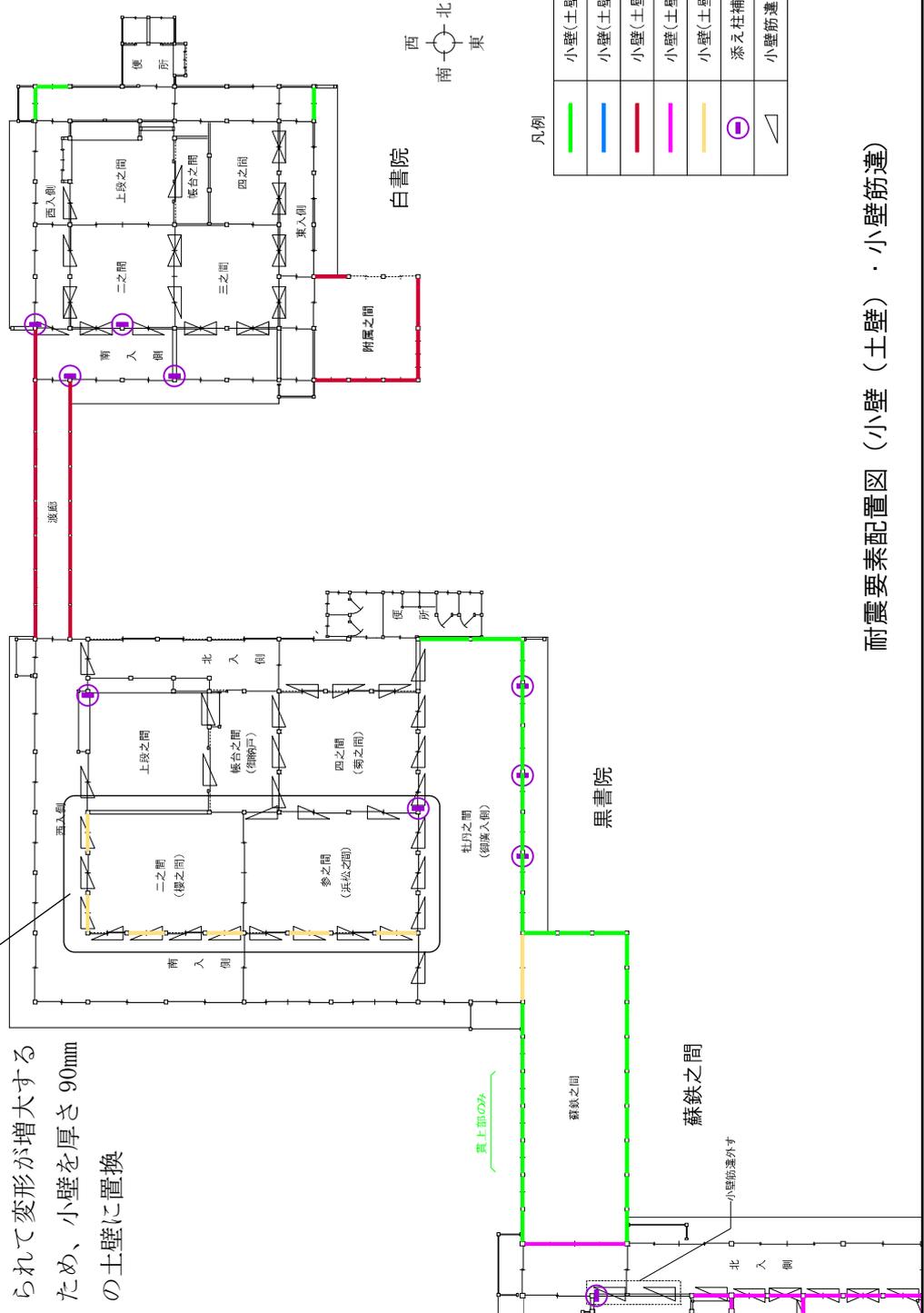


図 3.4.6 耐震補強要素配置図（内法壁）（1 / 3）





黒書院南西部が渡廊及び蘇鉄之間によりねじられて変形が増大するため、小壁を厚さ90mmの土壁に置換



凡例

<span style="color: green;">—</span>	小壁(土壁) t=170 (既存土壁のまま)
<span style="color: blue;">—</span>	小壁(土壁) t=120 (既存土壁のまま)
<span style="color: red;">—</span>	小壁(土壁) t=78 (既存土壁のまま)
<span style="color: yellow;">—</span>	小壁(土壁) t=120 置換補強
<span style="color: orange;">—</span>	小壁(土壁) t=90 置換補強
⊕	添え柱補強
△	小壁筋違

耐震要素配置図 (小壁 (土壁) ・小壁筋違)

図 3.4.9 耐震補強要素配置図 (小壁 (土壁) ・小壁筋違) (1 / 3)





(2) 立体固有値解析結果

補強後の時刻歴応答解析に用いる立体架構モデルの固有値解析結果を求めた。

例えば、2次モード（黒書院ねじれ）においては、補強前後で固有周期が1.98秒から1.90秒になり、3次モード（白書院並進(南北)）においては、補強前後で固有周期が1.93秒から1.68秒になり、補強要素を配置することにより建物剛性が大きくなることを確認した。

表 3.4.12 立体固有値解析結果

次数	固有周期 (s)	備考
1次	2.76	渡廊 並進
2次	1.90	黒書院 ねじれ
3次	1.68	白書院 並進 (南北)
4次	1.65	遠侍、式台、大広間 並進 (東西)
5次	1.58	遠侍、式台、大広間、 蘇鉄之間、黒書院 並進 (東西)
6次	1.50	遠侍、式台、大広間、 蘇鉄之間、黒書院 並進 (135度)
7次	1.45	白書院 (ねじれ)
8次	1.43	大広間、蘇鉄之間、黒書院 並進 (45度)
9次	1.36	遠侍、式台、大広間、 蘇鉄之間、黒書院 並進 (135度)
10次	1.35	遠侍、式台 並進 (南北) 大広間、蘇鉄之間 ねじれ 黒書院 並進 (南北)
11次	1.21	大広間、蘇鉄之間 並進 (東西)
12次	1.18	白書院 ねじれ
13次	1.15	大広間 ねじれ 遠侍及び車寄 並進 (東西)
14次	1.11	遠侍、式台 ねじれ 車寄 並進 (東西)

※解析結果は、対象6棟の連成による複雑な挙動をする建物に対して、固有値解析を行い、14次までの高次モードに対して、「並進」、「ねじれ」のモードに着目し、主要なモードと判断した棟について表に記載した。

その判断基準については、一般的に、高次モードになるほど複雑な挙動が現れるため、必ずしも並進、ねじれだけでは表現できない場合もあるが、対象6棟全体の動きから、大きな動きをする棟につられて動いている棟や、動きが小さいと判断した棟については、表の記載から除外した。

なお、モードの確認範囲については、補強前の15次の固有周期(1.15秒)と合わせて、補強後は14次までを確認した。

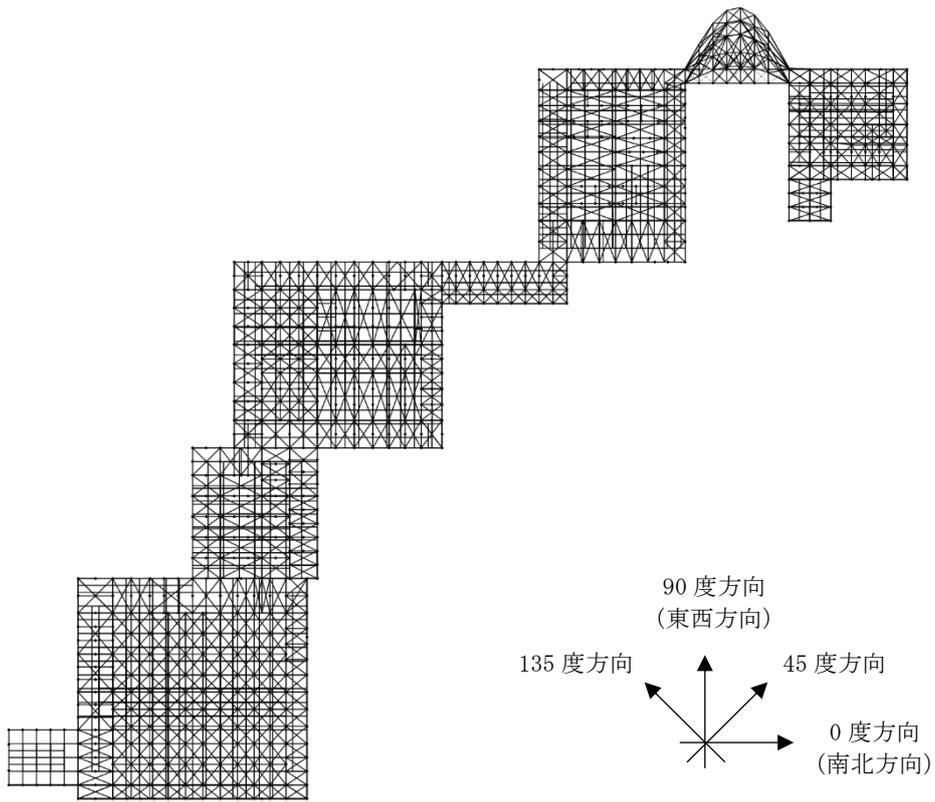


図 3.4.13 1 次モード図

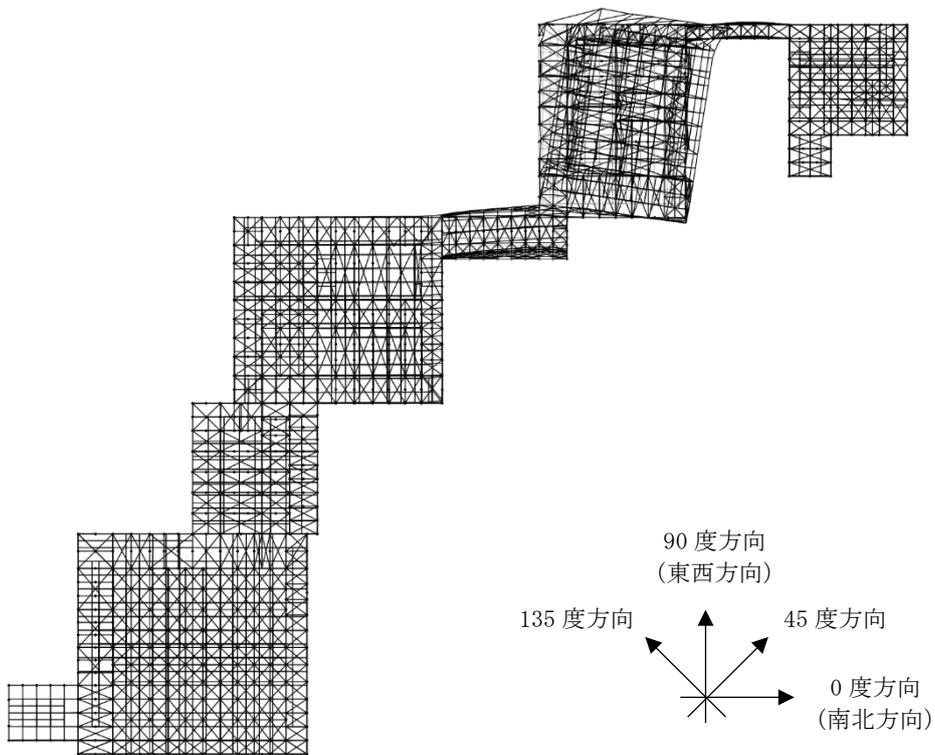


図 3.4.14 2 次モード図

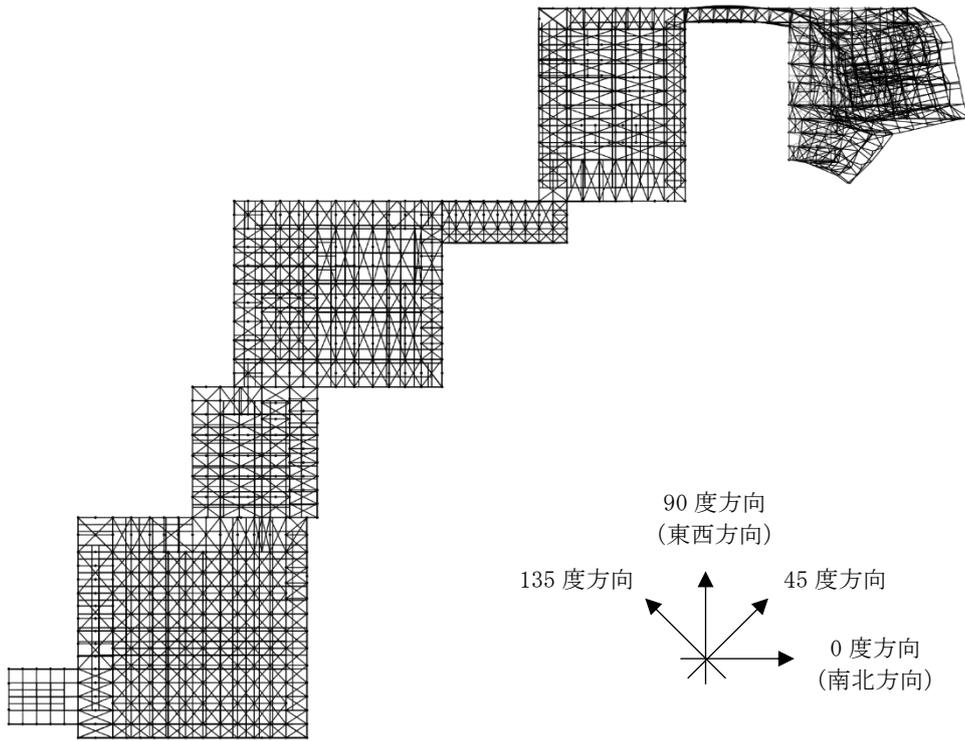


図 3.4.15 3次モード図

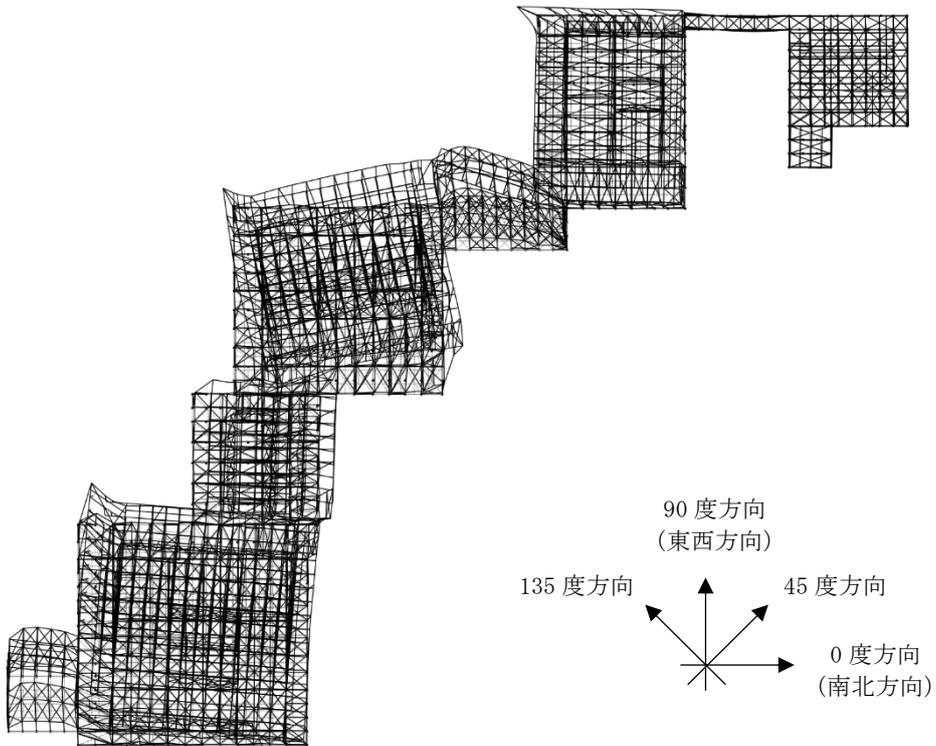


図 3.4.16 4次モード図

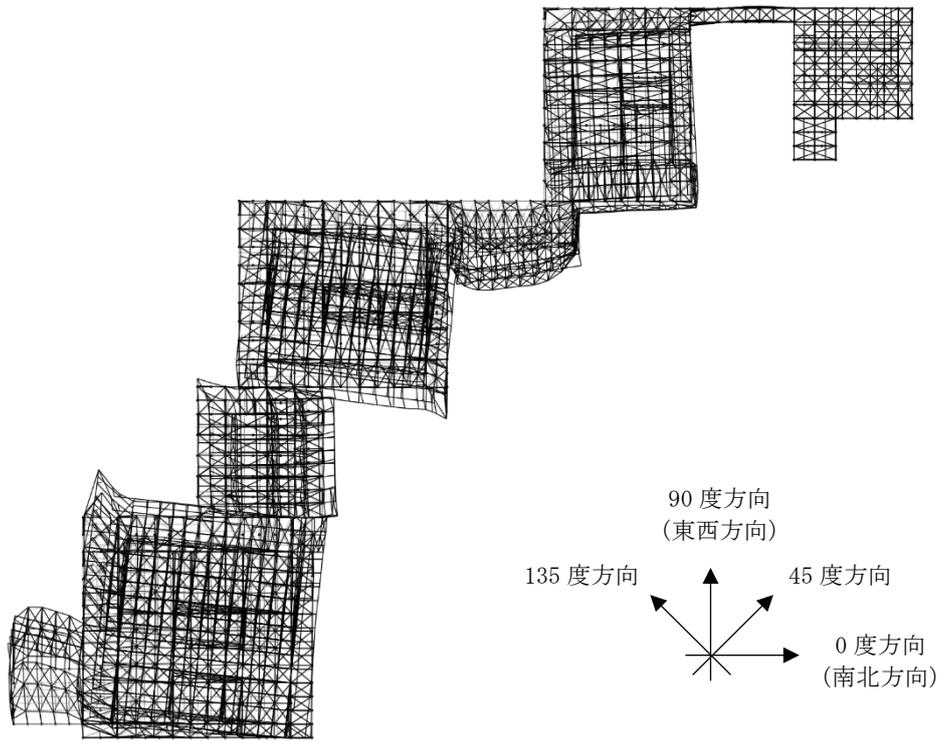


図 3.4.17 5次モード図

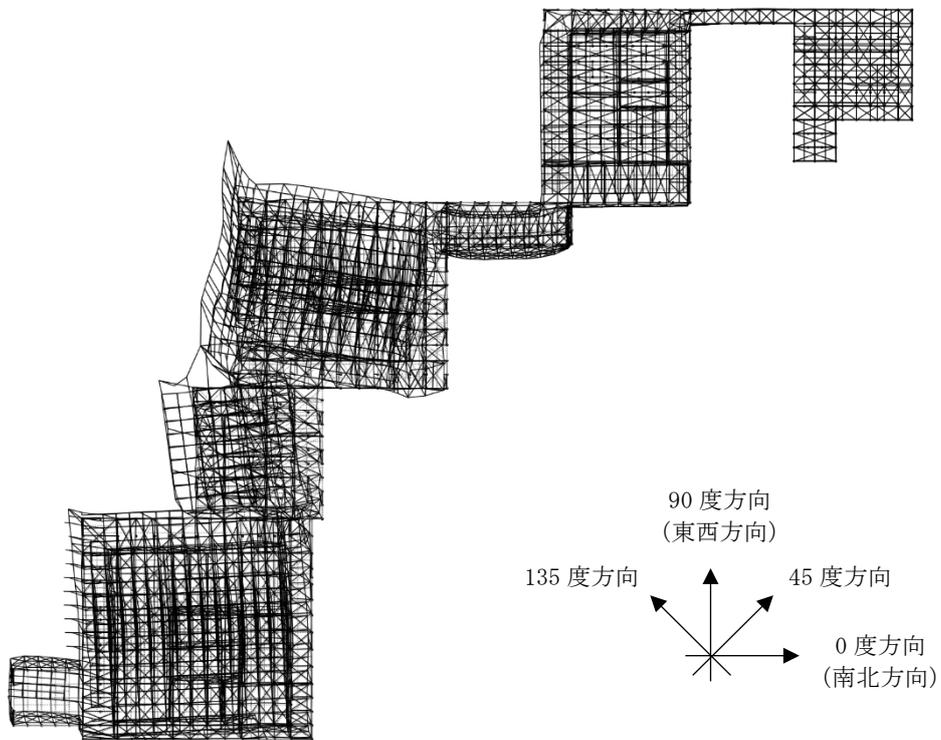


図 3.4.18 6次モード図

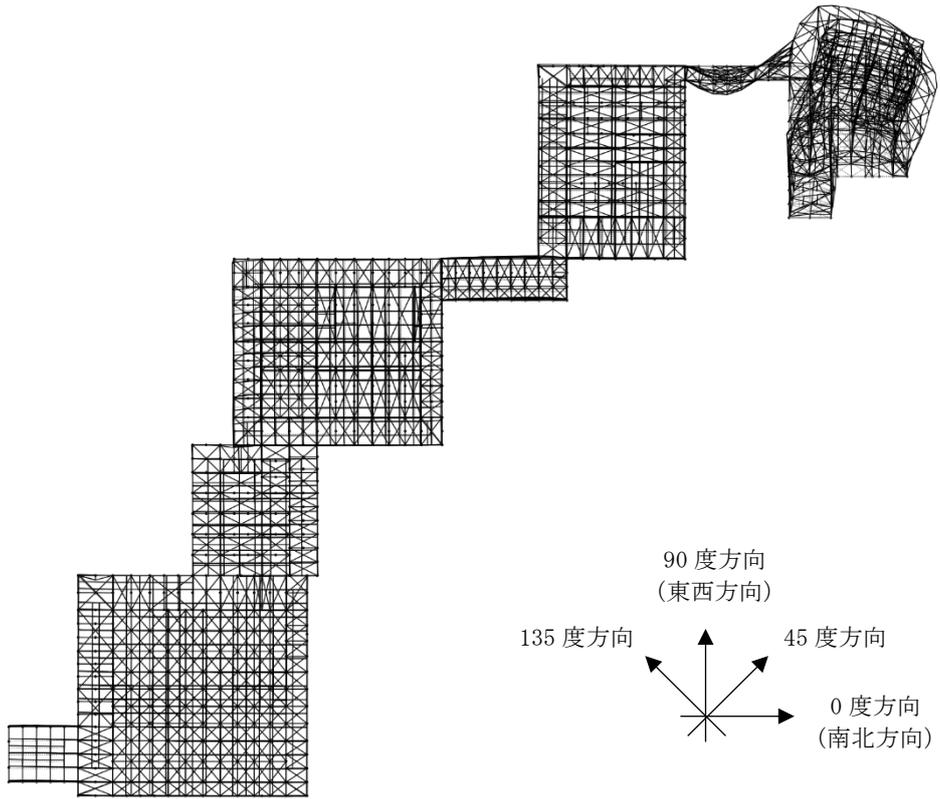


图 3.4.19 7次モード図

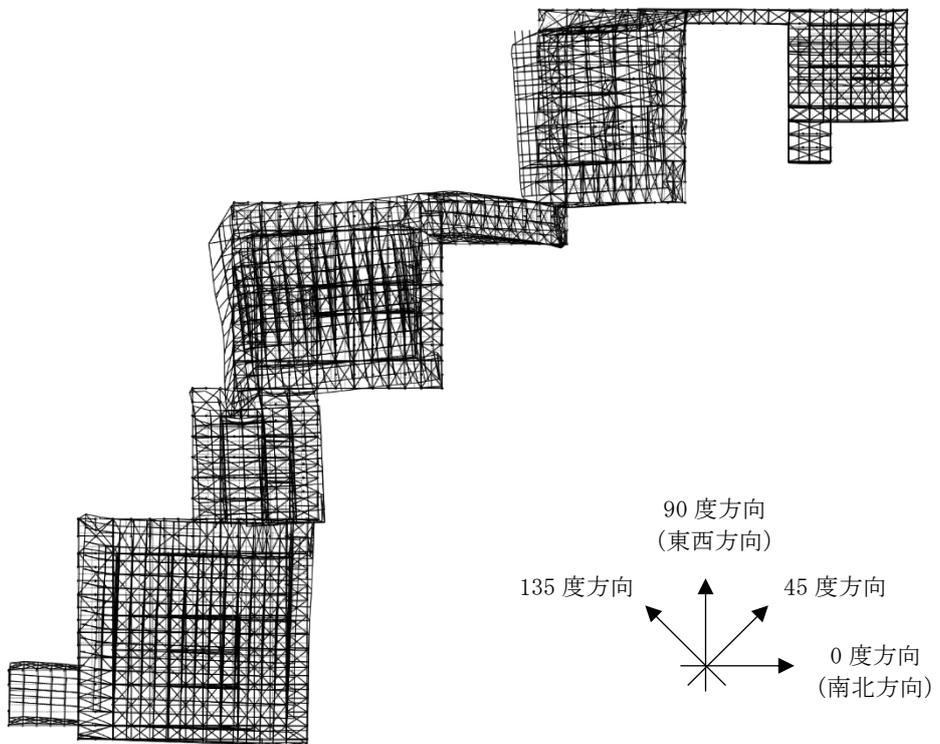


图 3.4.20 8次モード図

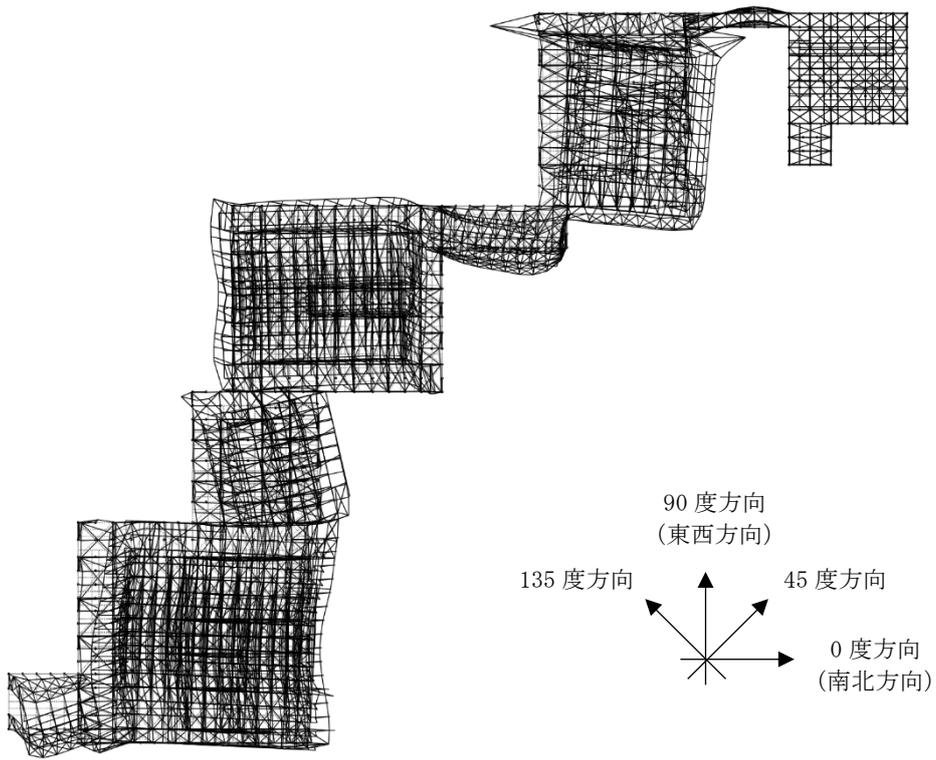


図 3.4.21 9 次モード図

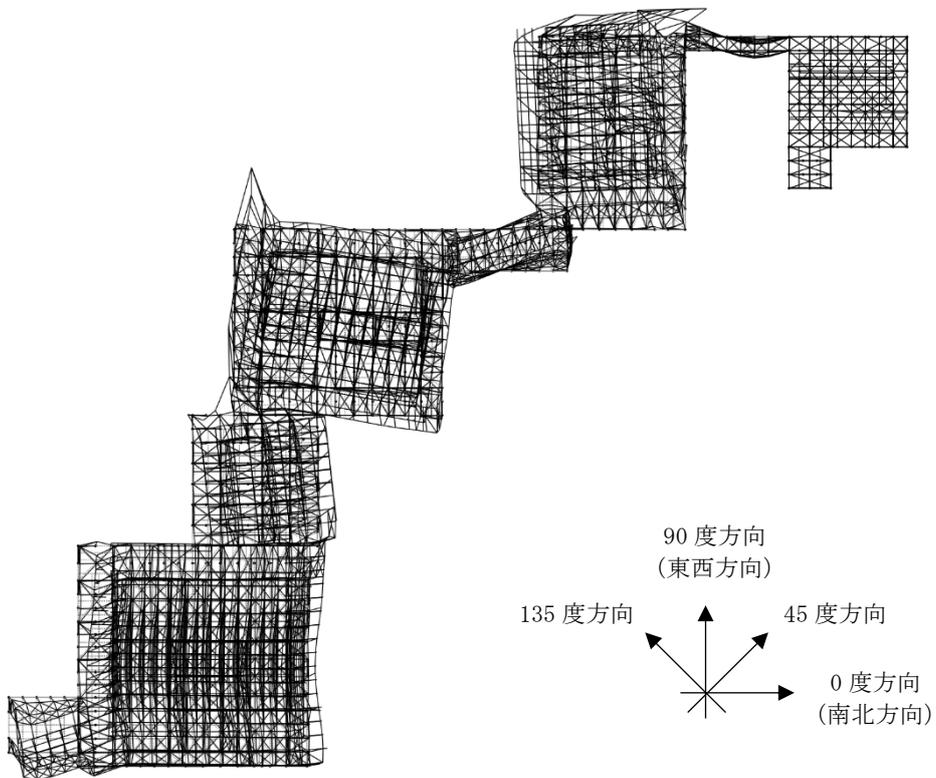


図 3.4.22 10 次モード図

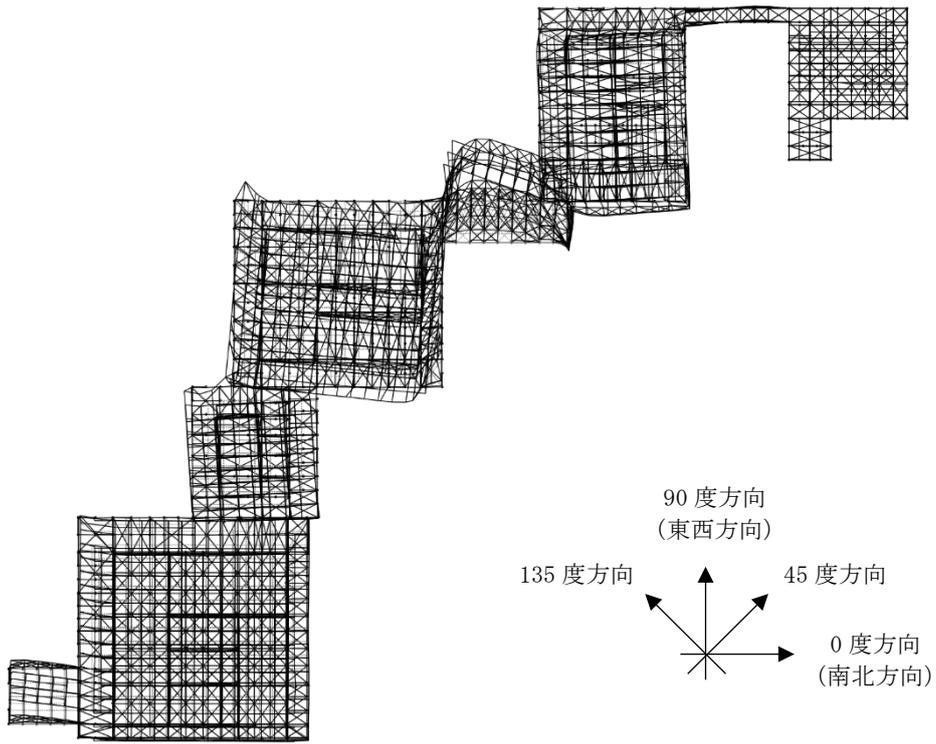


图 3.4.23 11 次モード図

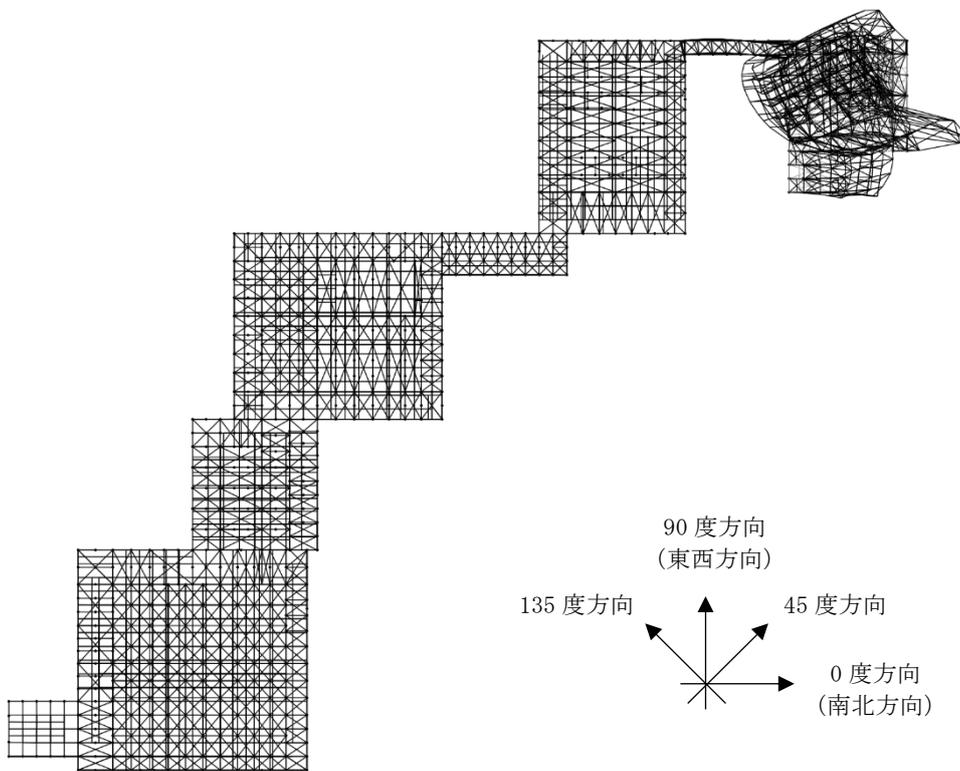


图 3.4.24 12 次モード図

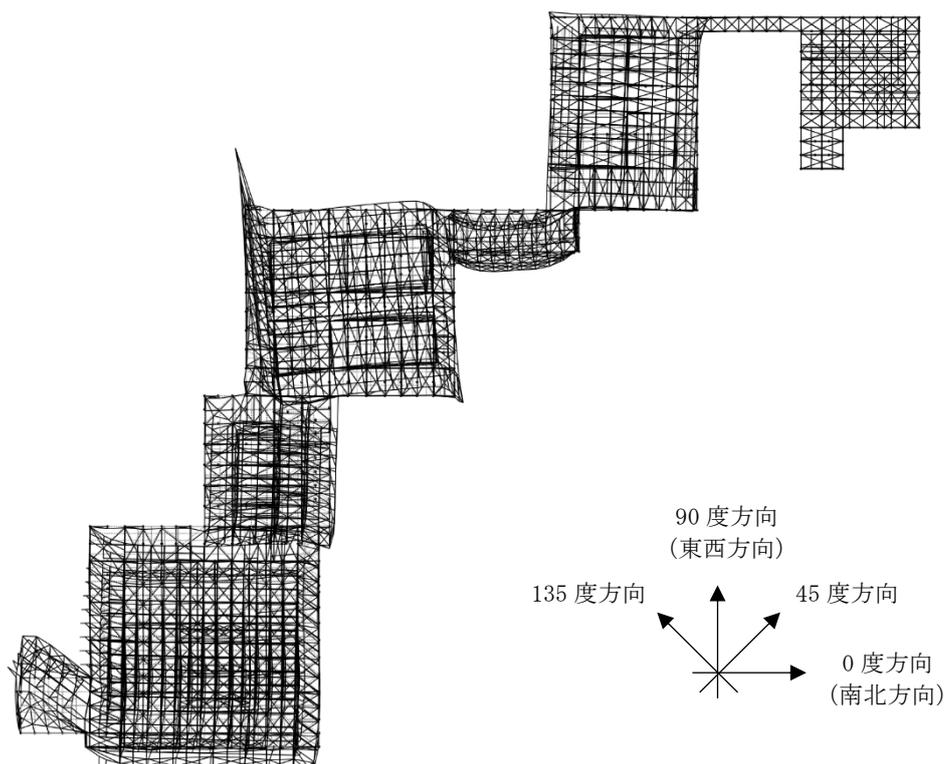


图 3.4.25 13 次モード図

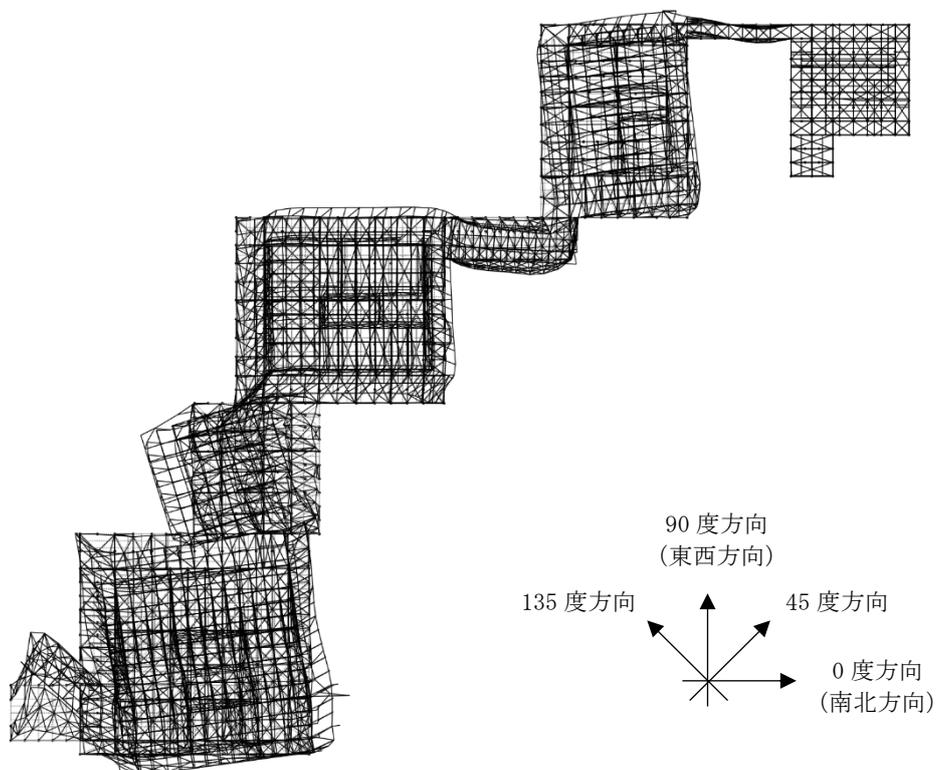


图 3.4.26 14 次モード図

(3) 時刻歴応答解析結果

ア 補強後の解析結果

補強後の耐震性能評価を以下に示す。基本事項は耐震診断と同様であるが、補強後の耐震診断においては、変形が過大とはならないためP-Δ効果を考慮している。

表 3.4.27 最大応答変位及び最大層間変形角 白書院 告示波（神戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	125	1/29	221	1/30	302	1/30	195	1/27
		(1/47)		(1/26)		(1/19)		(1/30)	
	2	104		117		94		70	
		(1/56)		(1/50)		(1/63)		(1/85)	
	3	313		191		95		277	
		(1/18)		(1/31)		(1/62)		(1/21)	
	4	313		<b>259</b>		305		332	
		(1/18)		(1/22)		(1/19)		(1/17)	
	5	234		221		214		213	
		(1/25)		(1/26)		(1/27)		(1/27)	
	6	<b>322</b>		233		<b>307</b>		<b>410</b>	
		(1/18)		(1/25)		(1/19)		(1/14)	
	7	320		199		250		391	
		(1/18)		(1/29)		(1/23)		(1/15)	

表 3.4.28 最大応答変位及び最大層間変形角 黒書院 告示波（神戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	<b>387</b>	1/27	<b>385</b>	1/26	313	1/24	283	1/25
		(1/17)		(1/17)		(1/21)		(1/23)	
	2	377		339		229		<b>304</b>	
		(1/17)		(1/19)		(1/29)		(1/22)	
	3	152		148		225		227	
		(1/44)		(1/45)		(1/30)		(1/29)	
	4	149		263		<b>362</b>		241	
		(1/45)		(1/25)		(1/18)		(1/28)	
	5	233		210		247		248	
		(1/29)		(1/32)		(1/27)		(1/27)	

表 3.4.29 最大応答変位及び最大層間変形角 蘇鉄之間 告示波（神戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	186	1/33	256	1/22	<b>411</b>	1/15	210	1/26
		(1/29)		(1/21)		(1/13)		(1/25)	
	2	149		191		290		216	
		(1/36)		(1/28)		(1/18)		(1/25)	
	3	138		189		288		180	
		(1/39)		(1/28)		(1/18)		(1/30)	
	4	<b>253</b>		<b>269</b>		410		187	
		(1/21)		(1/20)		(1/13)		(1/28)	

表 3.4.30 最大応答変位及び最大層間変形角 大広間 告示波（神戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	280	1/21	274	1/24	349	1/18	271	1/25
		(1/23)		(1/24)		(1/19)		(1/24)	
	2	186		256		<b>411</b>		210	
		(1/36)		(1/26)		(1/16)		(1/31)	
	3	405		<b>354</b>		<b>411</b>		257	
		(1/16)		(1/18)		(1/16)		(1/26)	
	4	<b>408</b>		306		349		<b>308</b>	
		(1/16)		(1/21)		(1/19)		(1/21)	
	5	281		221		351		207	
		(1/23)		(1/30)		(1/19)		(1/32)	

表 3.4.31 最大応答変位及び最大層間変形角 式台 告示波（神戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	406	1/15	<b>310</b>	1/19	346	1/18	262	1/22
		(1/14)		(1/19)		(1/17)		(1/22)	
	2	405		297		<b>351</b>		273	
		(1/14)		(1/20)		(1/16)		(1/21)	
	3	397		299		319		284	
		(1/15)		(1/19)		(1/18)		(1/20)	
	4	383		309		346		259	
		(1/15)		(1/19)		(1/17)		(1/23)	
	5	<b>429</b>		282		314		<b>286</b>	
		(1/13)		(1/21)		(1/18)		(1/20)	

表 3.4.32 最大応答変位及び最大層間変形角 遠待及び車寄 告示波（神戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (神戸)	1	405	1/20	424	1/22	435	1/16	281	1/24
		(1/15)		(1/14)		(1/14)		(1/22)	
	2	397		285		313		287	
		(1/15)		(1/22)		(1/20)		(1/22)	
	3	210		189		322		244	
		(1/30)		(1/33)		(1/19)		(1/25)	
	4	215		347		435		234	
		(1/29)		(1/18)		(1/14)		(1/27)	
	5	247		193		348		223	
		(1/25)		(1/32)		(1/18)		(1/28)	
	6	298		553		690		395	
		(1/21)		(1/11)		(1/9)		(1/15)	
	7	290		555		691		396	
		(1/21)		(1/11)		(1/9)		(1/15)	

表 3.4.33 最大応答変位及び最大層間変形角 白書院 告示波（八戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	180	1/24	156	1/46	201	1/45	120	1/41
		(1/33)		(1/38)		(1/29)		(1/49)	
	2	178		102		61		65	
		(1/33)		(1/58)		(1/97)		(1/92)	
	3	304		116		68		207	
		(1/19)		(1/51)		(1/87)		(1/28)	
	4	305		155		204		235	
		(1/19)		(1/38)		(1/29)		(1/25)	
	5	242		151		166		165	
		(1/24)		(1/39)		(1/35)		(1/35)	
	6	305		134		205		236	
		(1/19)		(1/44)		(1/29)		(1/25)	
	7	305		120		181		219	
		(1/19)		(1/49)		(1/32)		(1/27)	

表 3.4.34 最大応答変位及び最大層間変形角 黒書院 告示波（八戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	401	1/26	<b>369</b>	1/28	<b>287</b>	1/30	173	1/46
		(1/16)		(1/18)		(1/23)		(1/39)	
	2	<b>422</b>		349		199		<b>174</b>	
		(1/16)		(1/19)		(1/34)		(1/38)	
	3	116		150		159		139	
		(1/58)		(1/45)		(1/42)		(1/48)	
	4	123		189		254		171	
		(1/54)		(1/35)		(1/26)		(1/39)	
	5	257		239		209		152	
		(1/26)		(1/28)		(1/32)		(1/44)	

表 3.4.35 最大応答変位及び最大層間変形角 蘇鉄之間 告示波（八戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	<b>146</b>	1/47	<b>321</b>	1/27	<b>284</b>	1/22	<b>144</b>	1/41
		(1/36)		(1/16)		(1/18)		(1/37)	
	2	112		132		187		<b>144</b>	
		(1/48)		(1/40)		(1/28)		(1/37)	
	3	70		111		154		131	
		(1/77)		(1/48)		(1/35)		(1/41)	
	4	117		319		284		135	
		(1/46)		(1/16)		(1/19)		(1/40)	

表 3.4.36 最大応答変位及び最大層間変形角 大広間 告示波（八戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	166	1/58	266	1/32	247	1/34	<b>258</b>	1/51
		(1/40)		(1/25)		(1/27)		(1/25)	
	2	146		<b>321</b>		<b>284</b>		144	
		(1/45)		(1/20)		(1/23)		(1/46)	
	3	<b>276</b>		320		<b>284</b>		202	
		(1/24)		(1/20)		(1/23)		(1/33)	
	4	113		71		82		118	
		(1/58)		(1/93)		(1/81)		(1/56)	
	5	111		149		248		164	
		(1/60)		(1/45)		(1/26)		(1/40)	

表 3.4.37 最大応答変位及び最大層間変形角 式台 告示波（八戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	276	1/21	168	1/33	224	1/28	209	1/26
		(1/21)		(1/35)		(1/26)		(1/28)	
	2	272		179		<b>250</b>		247	
		(1/21)		(1/33)		(1/23)		(1/24)	
	3	287		<b>185</b>		178		242	
		(1/20)		(1/32)		(1/33)		(1/24)	
	4	278		178		249		214	
		(1/21)		(1/33)		(1/23)		(1/27)	
	5	<b>314</b>		170		175		<b>264</b>	
		(1/18)		(1/35)		(1/34)		(1/22)	

表 3.4.38 最大応答変位及び最大層間変形角 遠待及び車寄 告示波（八戸）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (八戸)	1	331	1/28	327	1/30	476	1/19	217	1/33
		(1/19)		(1/19)		(1/13)		(1/29)	
	2	287		181		174		246	
		(1/21)		(1/34)		(1/36)		(1/25)	
	3	170		168		176		185	
		(1/37)		(1/37)		(1/35)		(1/34)	
	4	298		316		479		157	
		(1/21)		(1/19)		(1/13)		(1/40)	
	5	145		129		237		153	
		(1/43)		(1/48)		(1/26)		(1/41)	
	6	<b>701</b>		898		1,030		<b>324</b>	
		(1/9)		(1/7)		(1/6)		(1/19)	
	7	<b>701</b>		<b>905</b>		<b>1,033</b>		324	
		(1/9)		(1/6)		(1/6)		(1/19)	

表 3.4.39 最大応答変位及び最大層間変形角 白書院 告示波（乱数）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度		
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	
告示波 (乱数)	1	152	1/25	184	1/35	276	1/32	178	1/32	
		(1/39)		(1/32)		(1/21)		(1/33)		
	2	147		(1/42)		91		(1/64)		75
		(1/40)		(1/42)		(1/64)		(1/78)		
	3	324		(1/33)		92		(1/64)		234
		(1/18)		(1/33)		(1/64)		(1/25)		
	4	326		<b>212</b>		<b>282</b>		293		
		(1/18)		(1/28)		(1/21)		(1/20)		
	5	232		205		218		224		
		(1/25)		(1/28)		(1/27)		(1/26)		
	6	<b>334</b>		191		<b>282</b>		<b>354</b>		
		(1/17)		(1/31)		(1/21)		(1/16)		
	7	332		188		236		319		
		(1/17)		(1/31)		(1/25)		(1/18)		

表 3.4.40 最大応答変位及び最大層間変形角 黒書院 告示波（乱数）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	356	1/28	<b>383</b>	1/27	<b>284</b>	1/27	<b>220</b>	1/36
		(1/19)		(1/17)		(1/23)		(1/30)	
	2	<b>375</b>		353		208		205	
		(1/18)		(1/19)		(1/32)		(1/33)	
	3	168		171		206		169	
		(1/40)		(1/39)		(1/32)		(1/40)	
	4	169		217		281		176	
		(1/39)		(1/31)		(1/24)		(1/38)	
	5	237		222		224		184	
		(1/28)		(1/30)		(1/30)		(1/36)	

表 3.4.41 最大応答変位及び最大層間変形角 蘇鉄之間 告示波（乱数）補強後

（単位 mm、（ ）内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す）

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	<b>173</b>	1/33	365	1/21	414	1/17	<b>201</b>	1/32
		(1/31)		(1/14)		(1/13)		(1/26)	
	2	169		164		206		138	
		(1/31)		(1/32)		(1/26)		(1/39)	
	3	146		117		160		124	
		(1/36)		(1/46)		(1/33)		(1/43)	
	4	156		<b>366</b>		<b>415</b>		194	
		(1/34)		(1/14)		(1/13)		(1/27)	

表 3.4.42 最大応答変位及び最大層間変形角 大広間 告示波 (乱数) 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	184	1/27	269	1/28	324	1/18	248	1/28
		(1/36)		(1/24)		(1/20)		(1/26)	
	2	173		365		414		201	
		(1/38)		(1/18)		(1/16)		(1/33)	
	3	<b>371</b>		<b>381</b>		<b>415</b>		261	
		(1/18)		(1/17)		(1/16)		(1/25)	
	4	354		259		306		<b>310</b>	
		(1/18)		(1/25)		(1/21)		(1/21)	
	5	176		203		347		190	
		(1/38)		(1/32)		(1/19)		(1/35)	

表 3.4.43 最大応答変位及び最大層間変形角 式台 告示波 (乱数) 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	353	1/17	230	1/24	342	1/18	251	1/21
		(1/16)		(1/25)		(1/17)		(1/23)	
	2	351		234		343		289	
		(1/17)		(1/25)		(1/17)		(1/20)	
	3	339		265		294		295	
		(1/17)		(1/22)		(1/20)		(1/20)	
	4	326		<b>271</b>		<b>347</b>		261	
		(1/18)		(1/22)		(1/17)		(1/22)	
	5	<b>382</b>		242		288		<b>306</b>	
		(1/15)		(1/24)		(1/20)		(1/19)	

表 3.4.44 最大応答変位及び最大層間変形角 遠待及び車寄 告示波 (乱数) 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
告示波 (乱数)	1	410	1/23	446	1/21	496	1/15	257	1/31
		(1/15)		(1/14)		(1/12)		(1/24)	
	2	340		260		292		301	
		(1/18)		(1/24)		(1/21)		(1/20)	
	3	210		177		303		193	
		(1/30)		(1/35)		(1/20)		(1/32)	
	4	436		409		497		209	
		(1/14)		(1/15)		(1/12)		(1/30)	
	5	220		191		347		162	
		(1/28)		(1/33)		(1/18)		(1/38)	
	6	1,073		1,067		956		482	
		(1/5)		(1/5)		(1/6)		(1/13)	
	7	<b>1,083</b>		<b>1,074</b>		<b>957</b>		<b>486</b>	
		(1/5)		(1/5)		(1/6)		(1/12)	

表 3.4.45 最大応答変位及び最大層間変形角 白書院 サイト波 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト波	1	261	1/19	<b>368</b>	1/21	<b>433</b>	1/18	295	1/19
		(1/22)		(1/16)		(1/13)		(1/20)	
	2	260		291		209		177	
		(1/22)		(1/20)		(1/28)		(1/33)	
	3	<b>428</b>		285		210		329	
		(1/13)		(1/20)		(1/28)		(1/18)	
	4	427		<b>368</b>		<b>433</b>		411	
		(1/13)		(1/16)		(1/13)		(1/14)	
	5	412		342		361		354	
		(1/14)		(1/17)		(1/16)		(1/16)	
	6	406		365		430		<b>441</b>	
		(1/14)		(1/16)		(1/13)		(1/13)	
	7	407		349		393		401	
		(1/14)		(1/17)		(1/15)		(1/14)	

表 3.4.46 最大応答変位及び最大層間変形角 黒書院 サイト波 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト波	1	<b>463</b>	1/19	<b>456</b>	1/20	407	1/17	386	1/18
		(1/14)		(1/14)		(1/16)		(1/17)	
	2	458		394		341		<b>407</b>	
		(1/14)		(1/17)		(1/19)		(1/16)	
	3	243		409		341		323	
		(1/27)		(1/16)		(1/19)		(1/20)	
	4	239		338		<b>456</b>		380	
		(1/28)		(1/20)		(1/14)		(1/17)	
	5	352		320		348		341	
		(1/19)		(1/21)		(1/19)		(1/19)	

表 3.4.47 最大応答変位及び最大層間変形角 蘇鉄之間 サイト波 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト波	1	299	1/21	591	1/13	<b>467</b>	1/12	516	1/12
		(1/18)		(1/9)		(1/11)		(1/10)	
	2	238		305		392		317	
		(1/22)		(1/17)		(1/13)		(1/17)	
	3	172		274		390		269	
		(1/31)		(1/19)		(1/13)		(1/20)	
	4	<b>338</b>		<b>593</b>		<b>467</b>		<b>548</b>	
		(1/15)		(1/9)		(1/11)		(1/9)	

表 3.4.48 最大応答変位及び最大層間変形角 大広間 サイト波 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト波	1	372	1/17	553	1/15	445	1/15	514	1/13
		(1/17)		(1/12)		(1/15)		(1/13)	
	2	299		591		<b>467</b>		516	
		(1/22)		(1/11)		(1/14)		(1/12)	
	3	<b>503</b>		<b>641</b>		<b>467</b>		<b>562</b>	
		(1/13)		(1/10)		(1/14)		(1/11)	
	4	471		470		428		459	
		(1/14)		(1/14)		(1/15)		(1/14)	
	5	344		404		448		480	
		(1/19)		(1/16)		(1/14)		(1/13)	

表 3.4.49 最大応答変位及び最大層間変形角 式台 サイト波 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト波	1	472	1/12	378	1/16	407	1/15	430	1/13
		(1/12)		(1/15)		(1/14)		(1/13)	
	2	470		<b>414</b>		<b>448</b>		<b>488</b>	
		(1/12)		(1/14)		(1/13)		(1/12)	
	3	532		390		392		465	
		(1/11)		(1/15)		(1/15)		(1/12)	
	4	514		372		406		432	
		(1/11)		(1/16)		(1/14)		(1/13)	
	5	<b>548</b>		367		381		473	
		(1/10)		(1/16)		(1/15)		(1/12)	

表 3.4.50 最大応答変位及び最大層間変形角 遠待及び車寄 サイト波 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad、赤字は最大応答変位を示す)

	No.	0度		45度		90度		135度	
		応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値	応答変位 (層間変形角)	層間変形角 最大平均値
サイト波	1	<b>570</b>	1/15	564	1/16	493	1/14	480	1/14
		(1/11)		(1/11)		(1/12)		(1/13)	
	2	532		384		385		465	
		(1/11)		(1/16)		(1/16)		(1/13)	
	3	299		467		402		387	
		(1/21)		(1/13)		(1/15)		(1/16)	
	4	311		445		494		432	
		(1/20)		(1/14)		(1/12)		(1/14)	
	5	357		369		412		380	
		(1/17)		(1/17)		(1/15)		(1/16)	
6	496	<b>952</b>	694	679					
	(1/12)	(1/6)	(1/9)	(1/9)					
7	454	946	<b>695</b>	<b>695</b>					
	(1/13)	(1/6)	(1/9)	(1/9)					

各棟の応答変位及び層間変形角の出力箇所を示す。節点の共有箇所である蘇鉄之間（No. 1）と大広間（No. 2）については、より危険な条件となる階高の低い建物の数値を記載した。

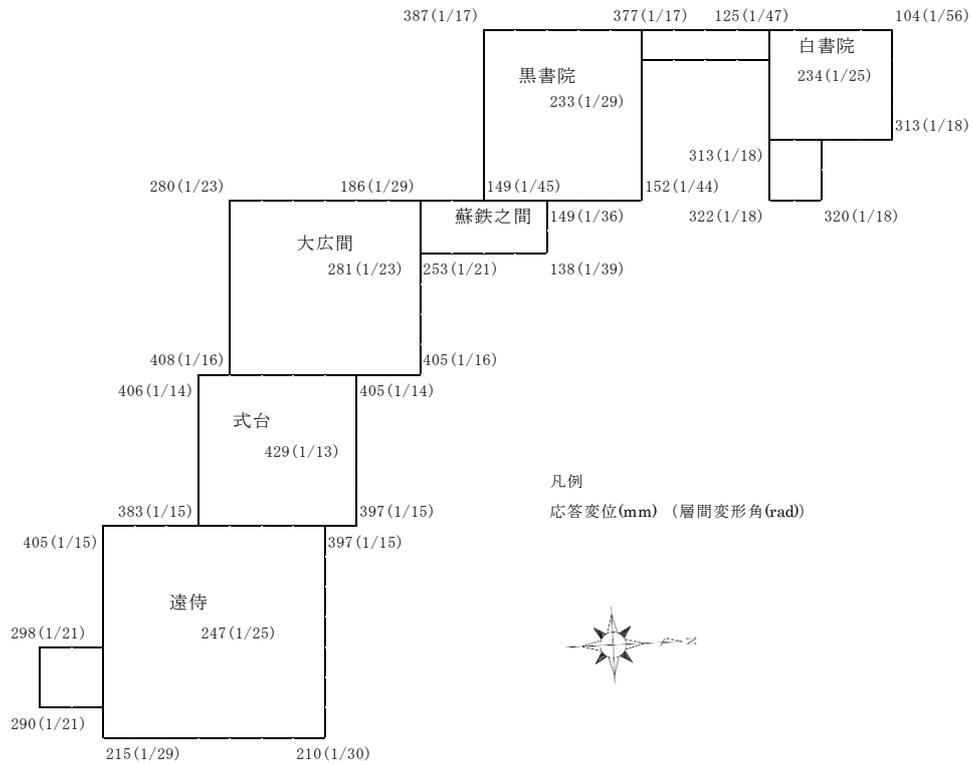


図 3. 4. 51 最大応答変位及び最大層間変形角（0度方向（南北方向） 告示波（神戸） 補強後

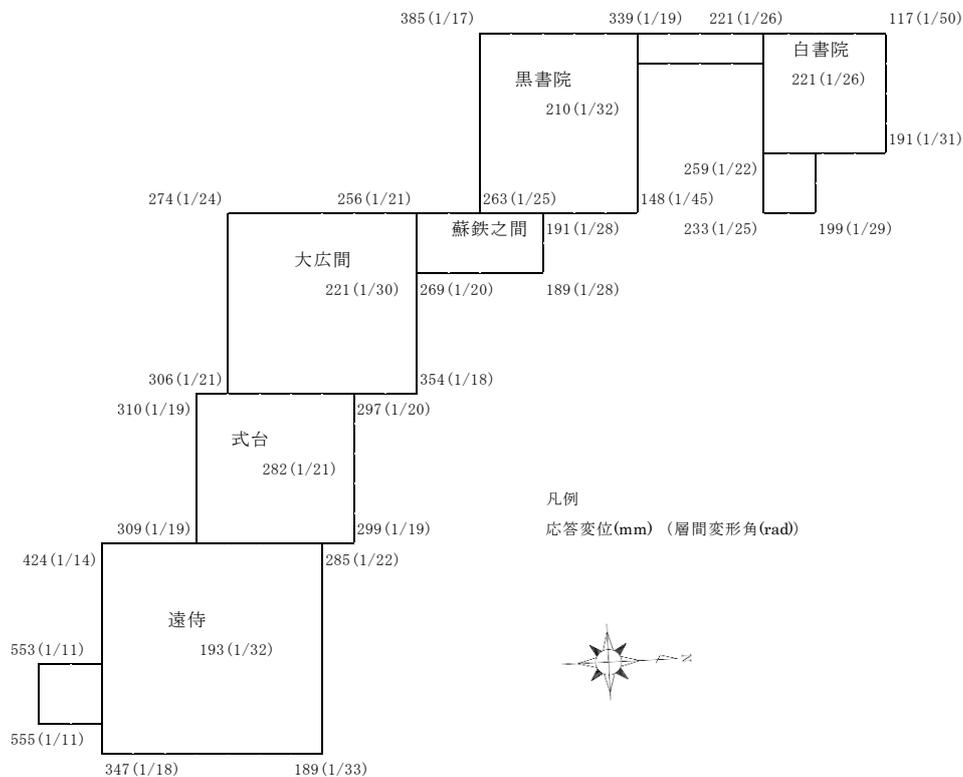


図 3. 4. 52 最大応答変位及び最大層間変形角（45度方向 告示波（神戸） 補強後

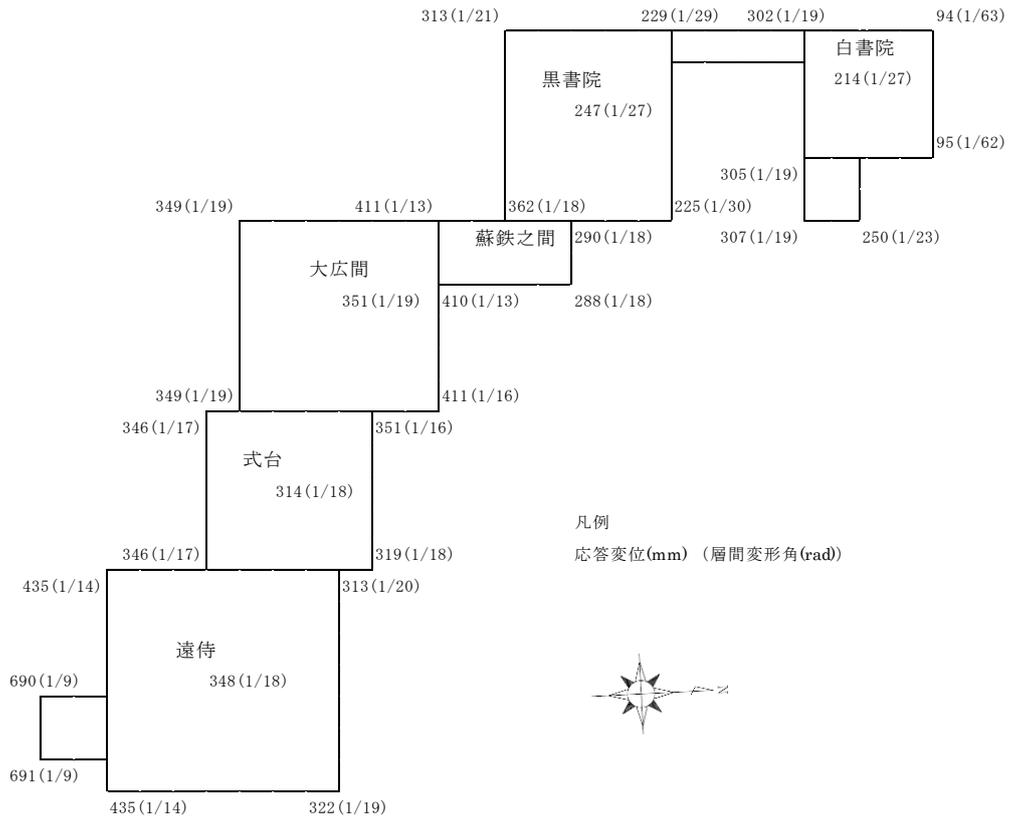


図 3. 4. 53 最大応答変位及び最大層間変形角（90 度方向（東西方向） 告示波（神戸） 補強後

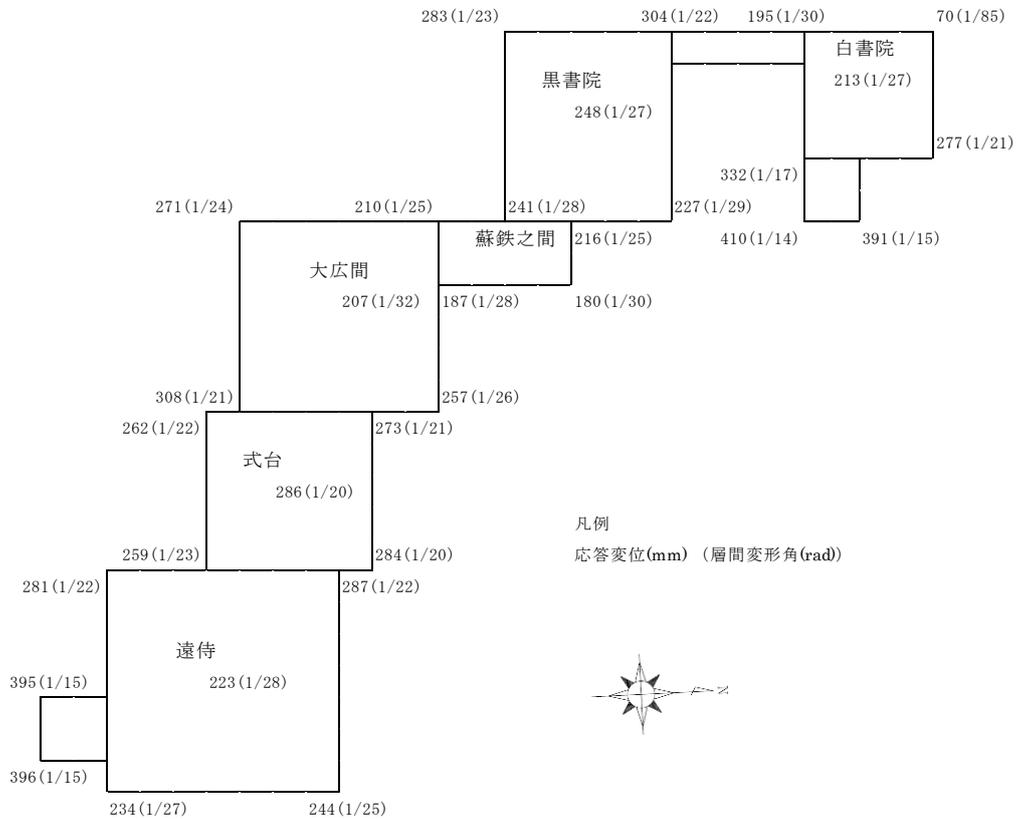


図 3. 4. 54 最大応答変位及び最大層間変形角（135 度方向 告示波（神戸） 補強後

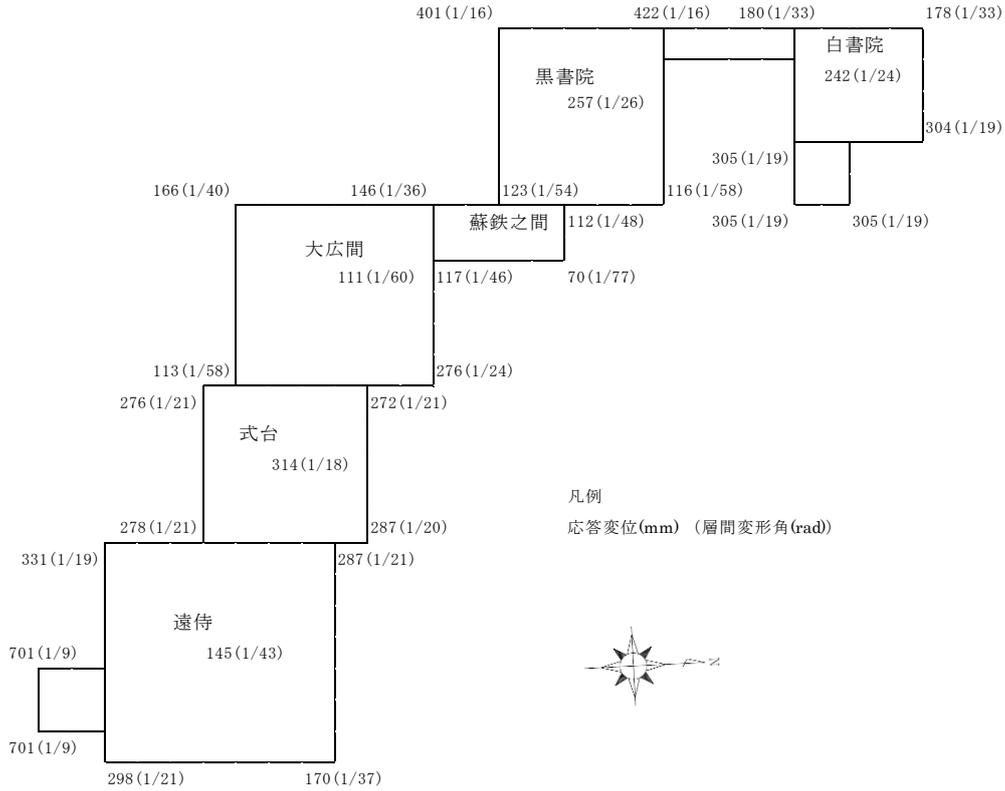


図 3.4.55 最大応答変位及び最大層間変形角（0度方向（南北方向） 告示波（八戸） 補強後

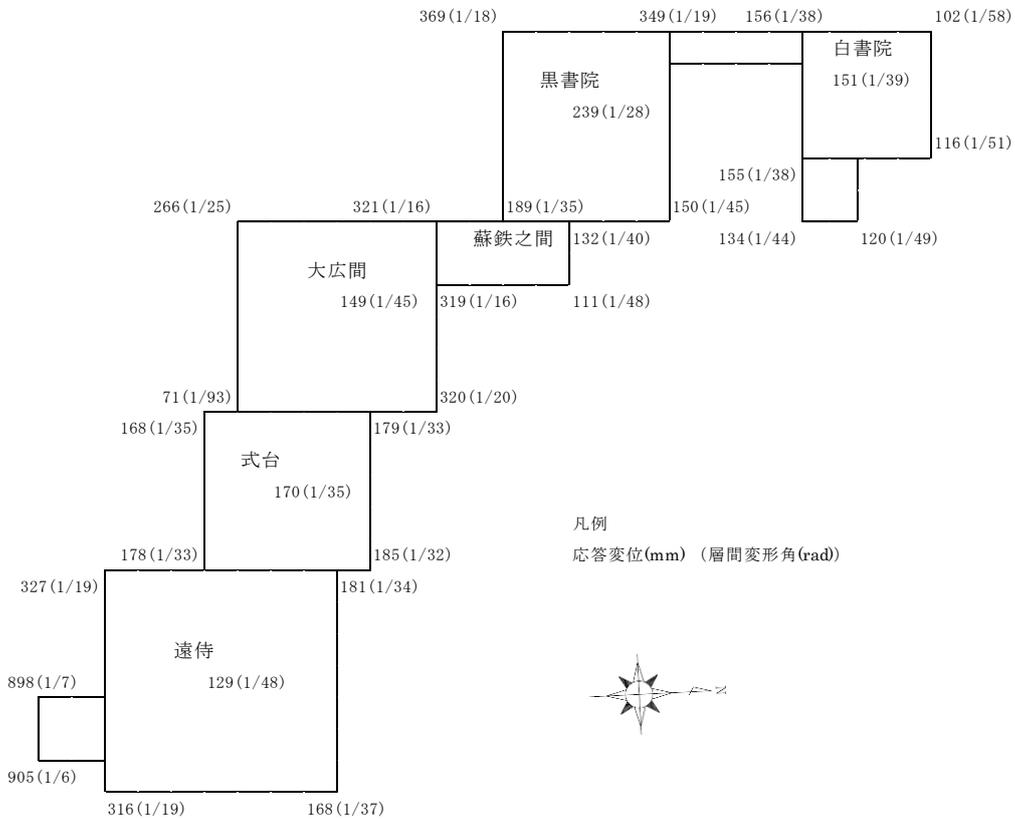


図 3.4.56 最大応答変位及び最大層間変形角（45度方向 告示波（八戸） 補強後

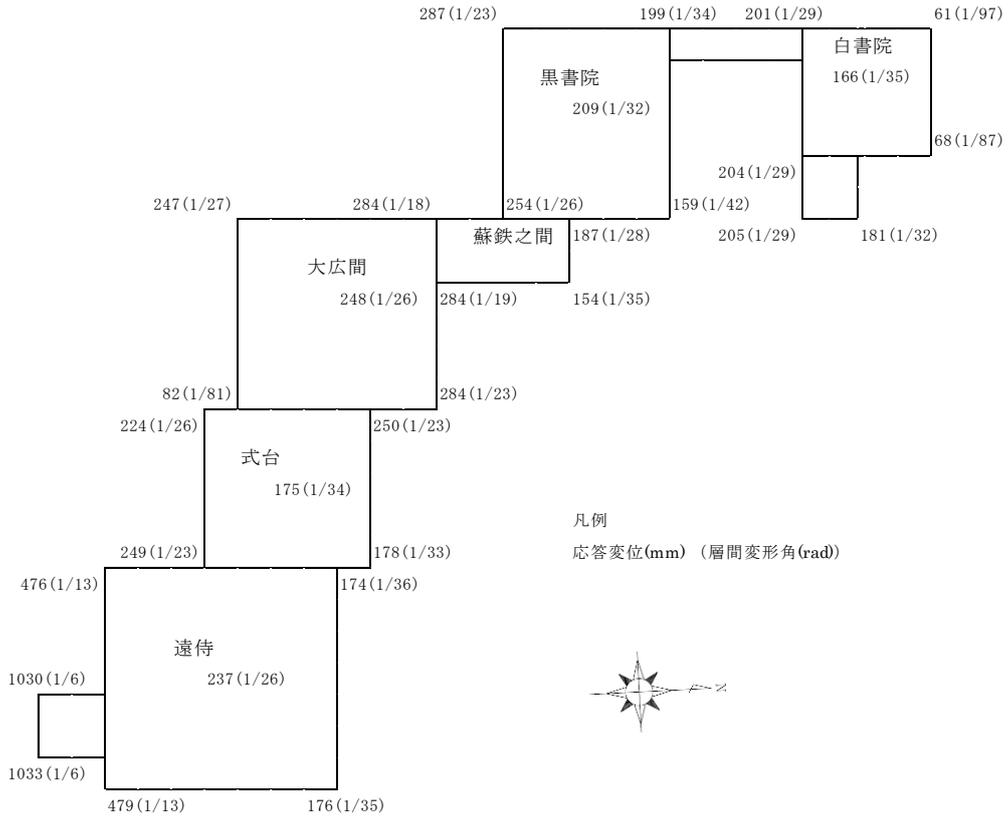


図 3. 4. 57 最大応答変位及び最大層間変形角（90 度方向（東西方向） 告示波（八戸） 補強後

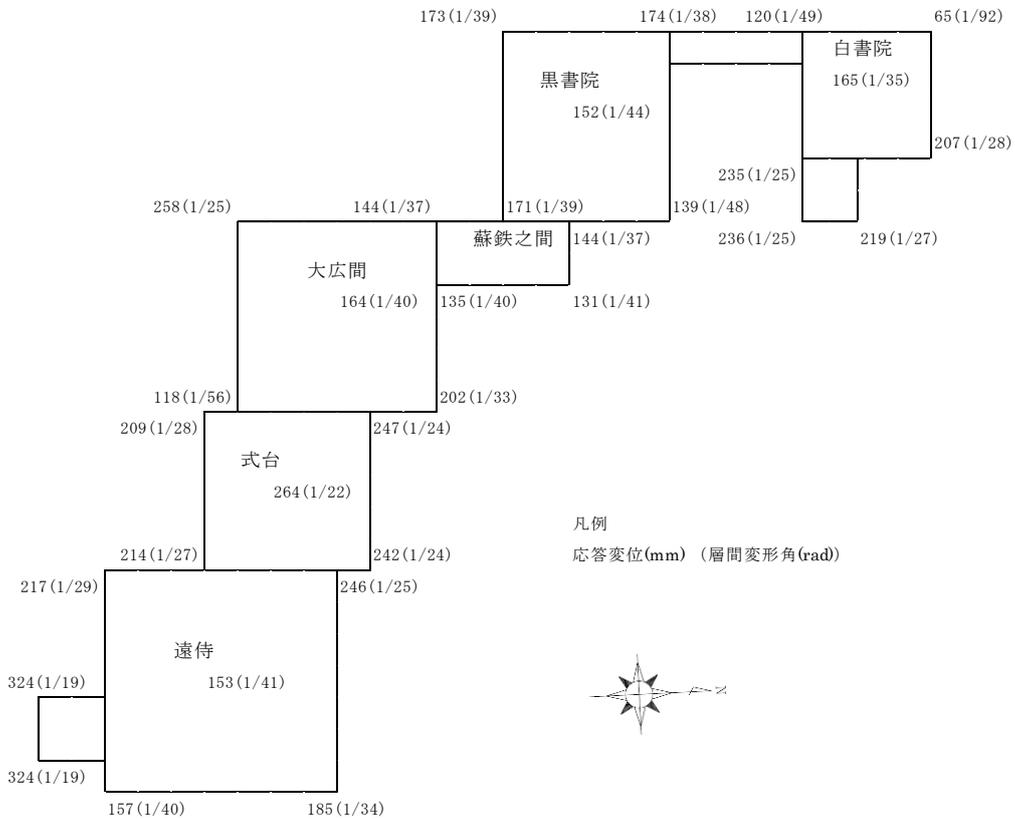


図 3. 4. 58 最大応答変位及び最大層間変形角（135 度方向 告示波（八戸） 補強後

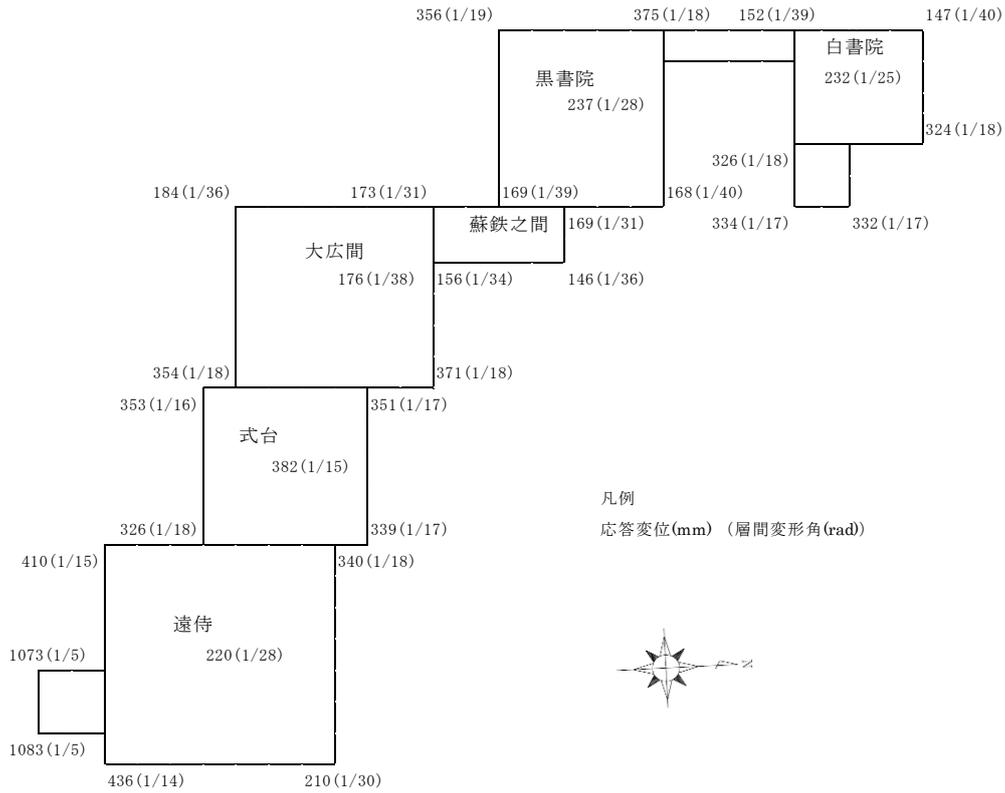


図 3.4.59 最大応答変位及び最大層間変形角（0度方向（南北方向） 告示波（乱数） 補強後

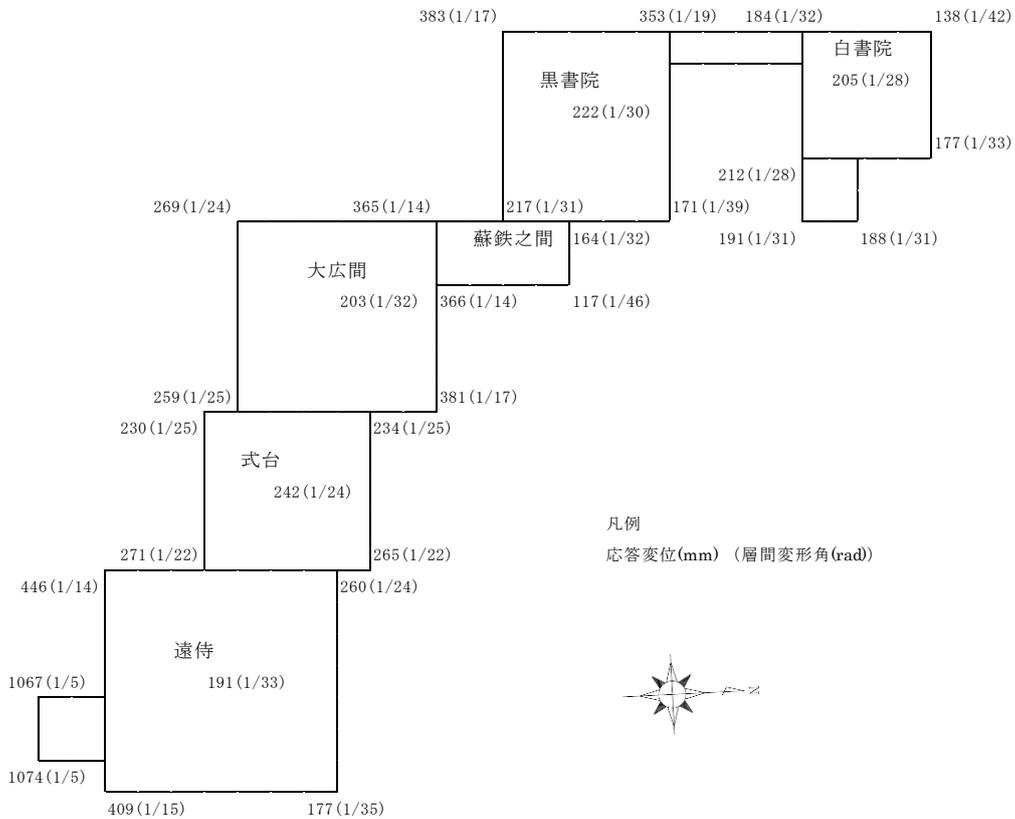


図 3.4.60 最大応答変位及び最大層間変形角（45度方向 告示波（乱数） 補強後

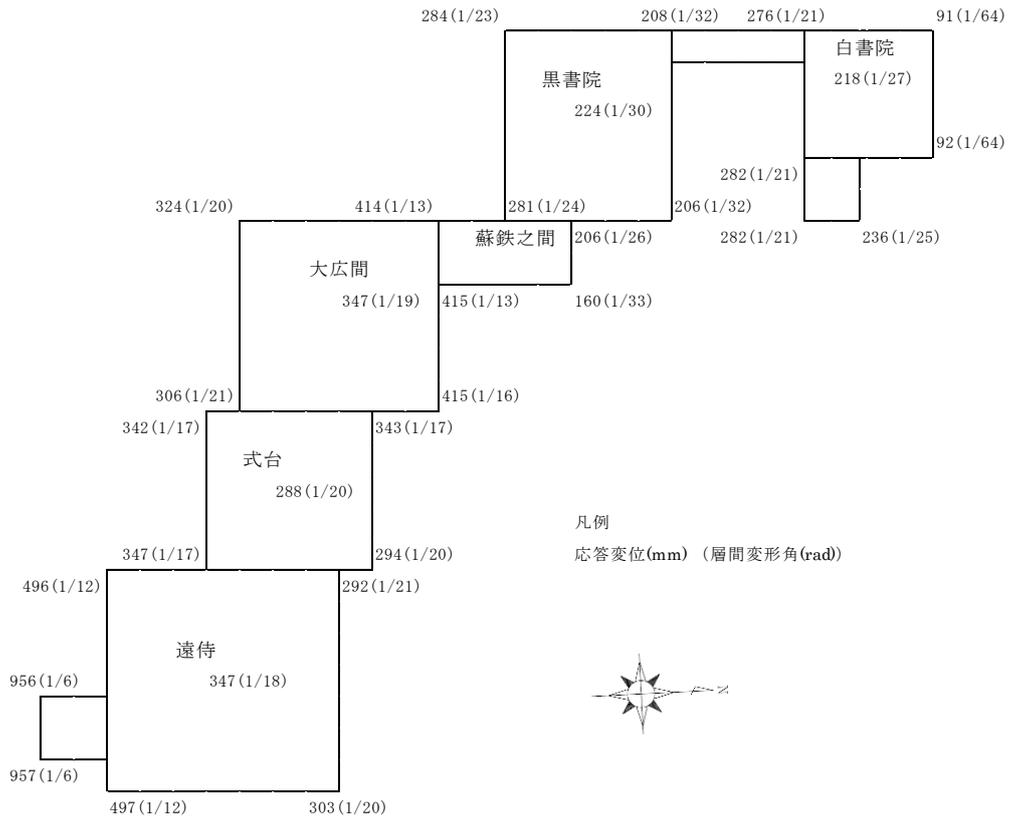


図 3. 4. 61 最大応答変位及び最大層間変形角（90 度方向（東西方向） 告示波（乱数） 補強後

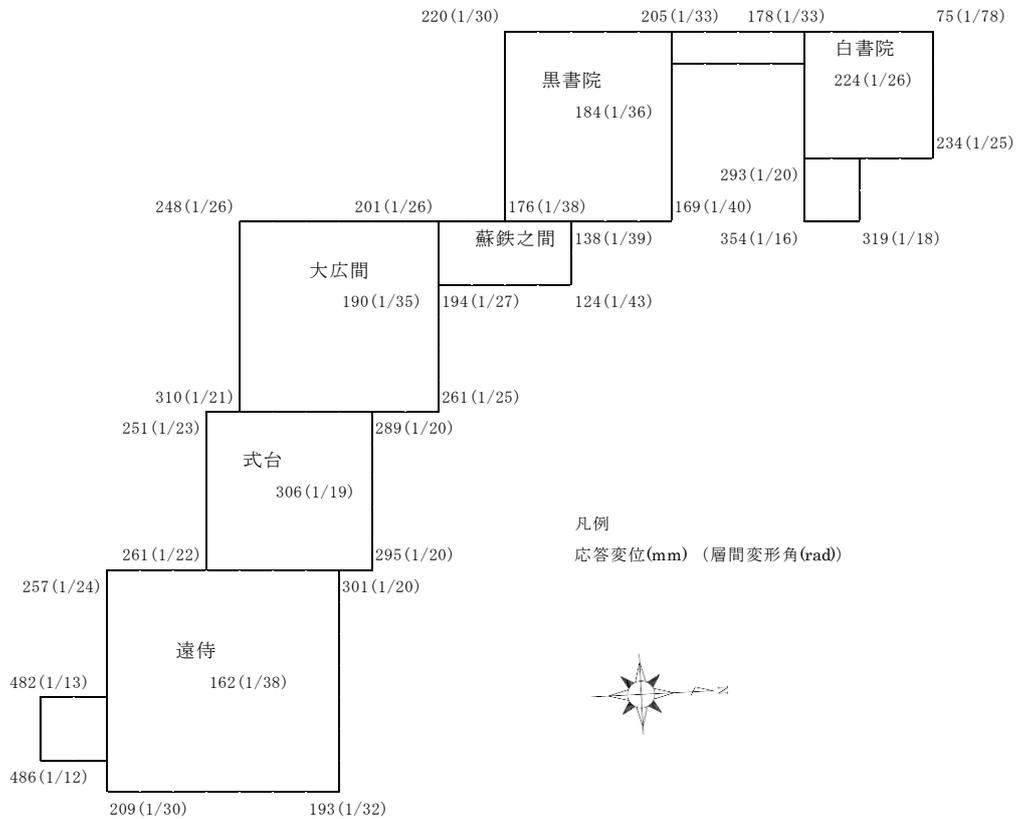


図 3. 4. 62 最大応答変位及び最大層間変形角（135 度方向 告示波（乱数） 補強後

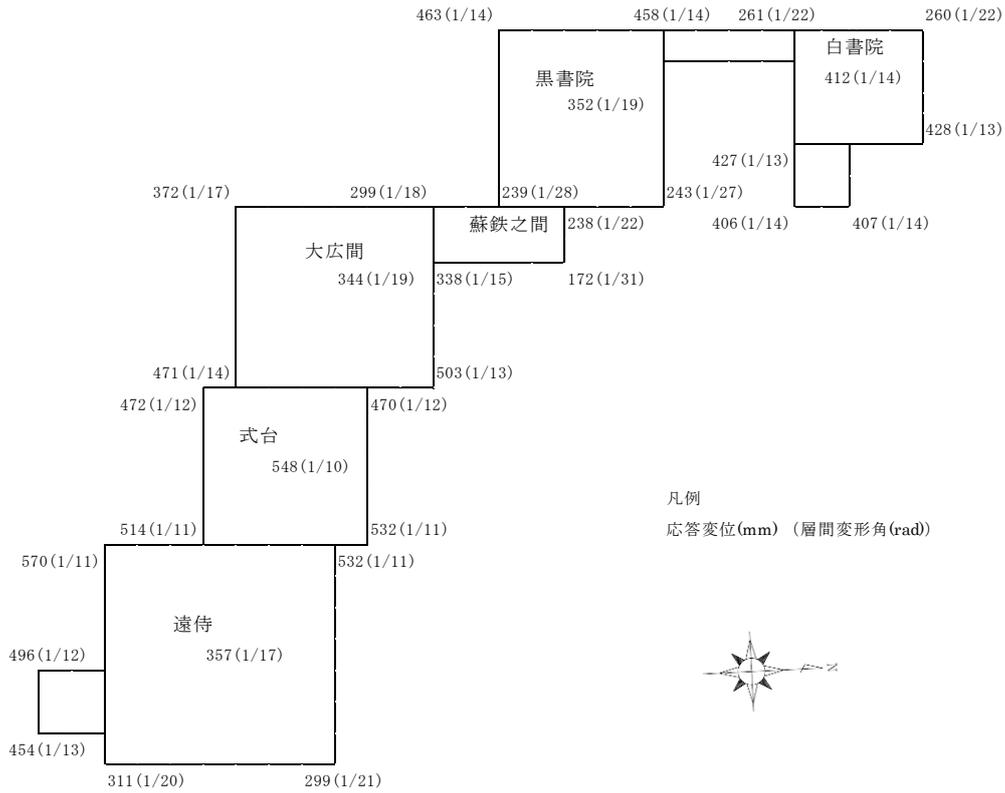


図 3. 4. 63 最大応答変位及び最大層間変形角（0度方向（南北方向） サイト波） 補強後

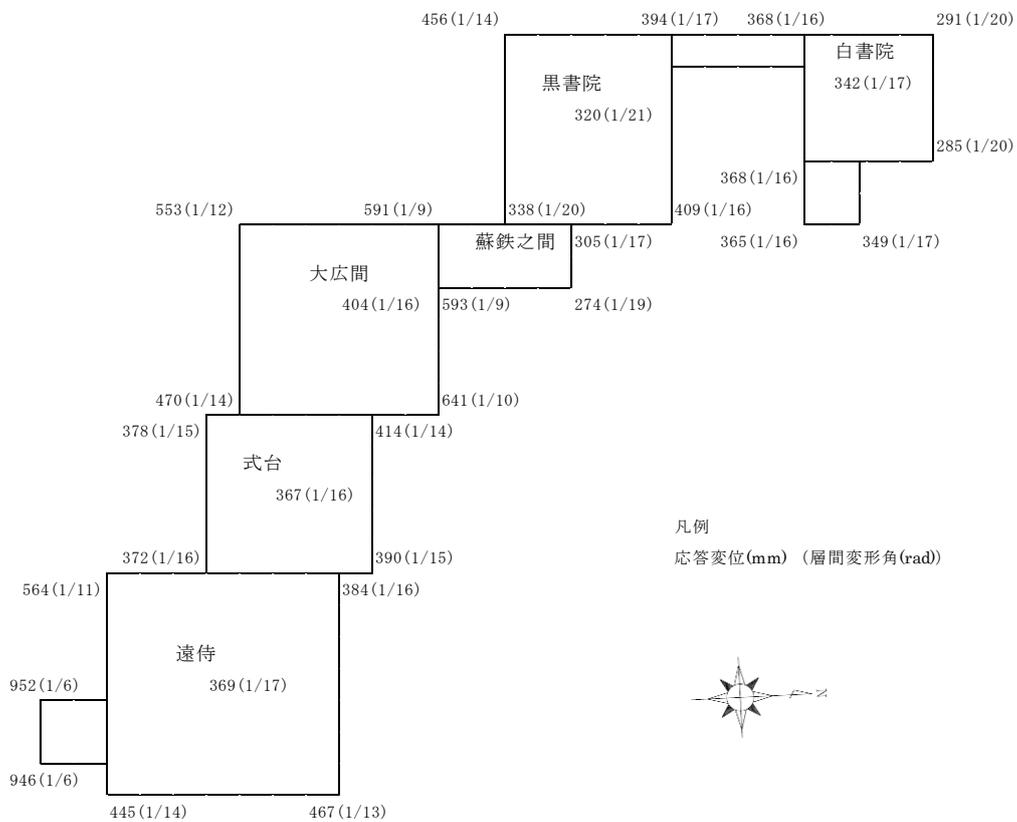


図 3. 4. 64 最大応答変位及び最大層間変形角（45度方向 サイト波） 補強後

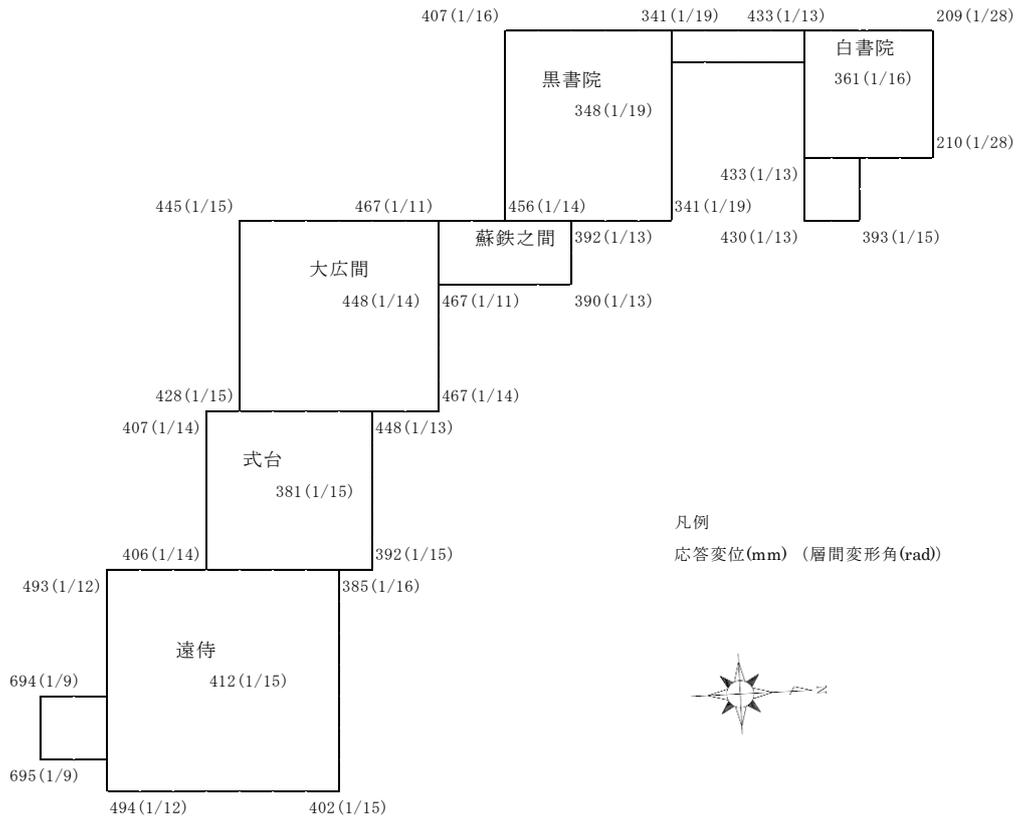


図 3.4.65 最大応答変位及び最大層間変形角 (90 度方向 (東西方向) サイト波) 補強後

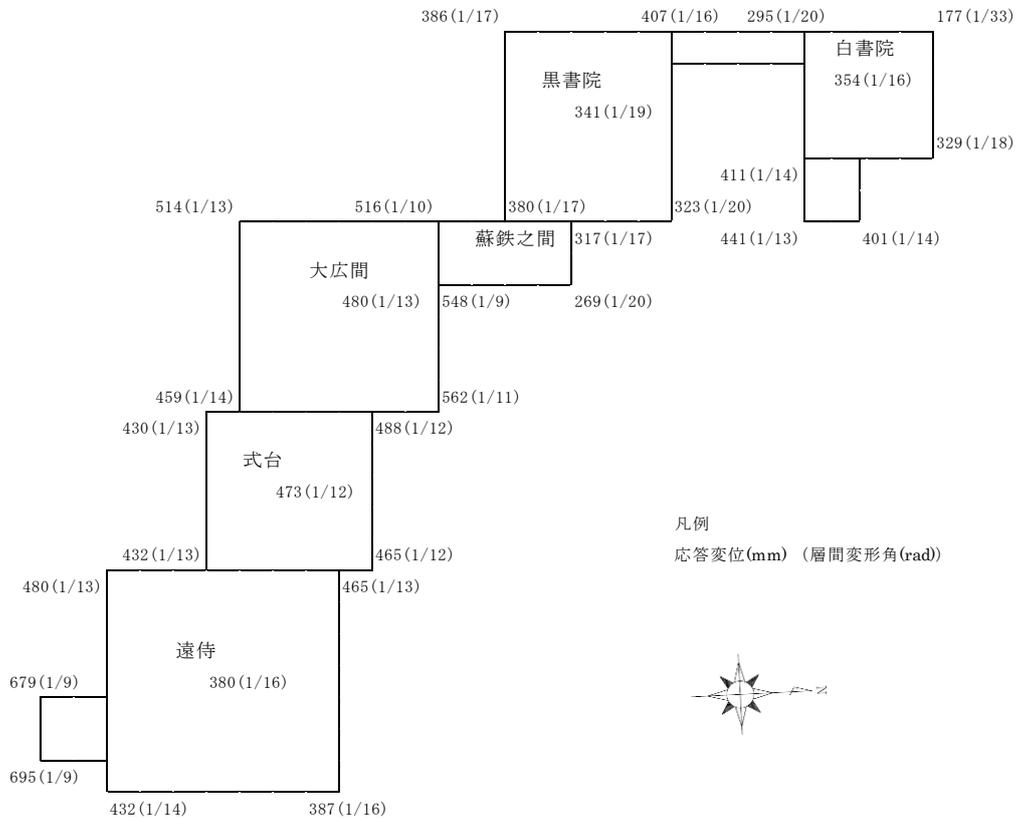


図 3.4.66 最大応答変位及び最大層間変形角 (135 度方向 サイト波) 補強後

表 3.4.67 倒壊に対する余力（告示波） 補強後

		白書院	黒書院	蘇鉄之間	大広間	式台	遠侍
屋根重量(kN)		1,870	2,809	474	4,554	1,594	6,408
0 度 方 向  ( 南 北 方 向 )	平均層間変形角	1/24	1/26	1/33	1/21	1/15	1/20
	復元力 $F_{(R)}$ (kN)	159	221	263	437	291	713
	ベースシア係数	0.09	0.08	0.56	0.10	0.18	0.11
	倒壊に対する余力	2.10	2.12	18.61	2.04	2.74	2.32
90 度 方 向  ( 東 西 方 向 )	平均層間変形角	1/30	1/24	1/14	1/18	1/18	1/15
	復元力 $F_{(R)}$ (kN)	225	269	92	498	198	651
	ベースシア係数	0.12	0.10	0.19	0.11	0.12	0.10
	倒壊に対する余力	3.71	2.30	2.87	1.97	2.24	1.62

※灰ハッチ部は層間変形角 1/15 を超えるが、倒壊に対する余力は 1.5 を上回るため必要耐震性能を満たす

表 3.4.68 倒壊に対する余力（サイト波） 補強後

		白書院	黒書院	蘇鉄之間	大広間	式台	遠侍
屋根重量(kN)		1,870	2,809	474	4,554	1,594	6,408
0 度 方 向  ( 南 北 方 向 )	平均層間変形角	1/19	1/19	1/21	1/17	1/12	1/15
	復元力 $F_{(R)}$ (kN)	165	233	267	442	292	734
	ベースシア係数	0.09	0.08	0.56	0.10	0.18	0.11
	倒壊に対する余力	1.74	1.64	11.91	1.66	2.20	1.75
90 度 方 向  ( 東 西 方 向 )	平均層間変形角	1/18	1/17	1/12	1/15	1/15	1/14
	復元力 $F_{(R)}$ (kN)	252.3	281.0	95.9	509.6	201.8	661.1
	ベースシア係数	0.13	0.10	0.20	0.11	0.13	0.10
	倒壊に対する余力	2.51	1.75	2.46	1.68	1.90	1.47

※灰ハッチ部は層間変形角 1/15 を超えるが、倒壊に対する余力は 1.2 を上回るため必要耐震性能を満たす

告示波の3波及びサイト波に対する柱の曲げ折れ箇所を示す。

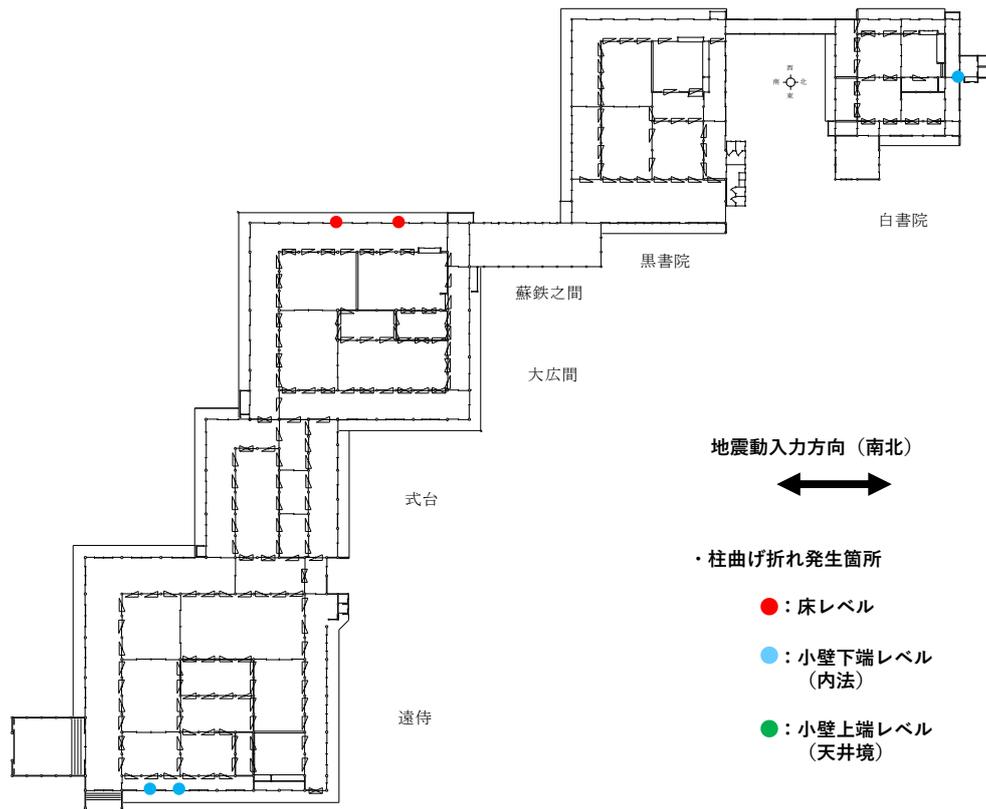


図 3. 4. 69 柱の曲げ折れ箇所 (0度方向 (南北方向) 告示波 (神戸))

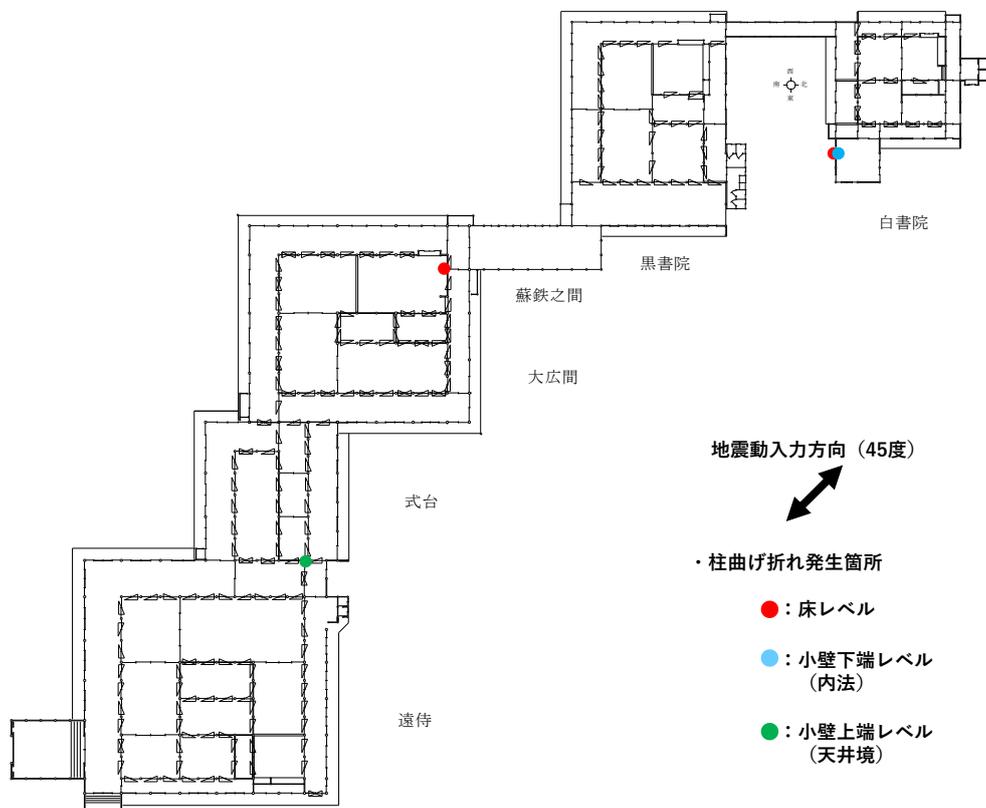


図 3. 4. 70 柱の曲げ折れ箇所 (45度方向 告示波 (神戸))

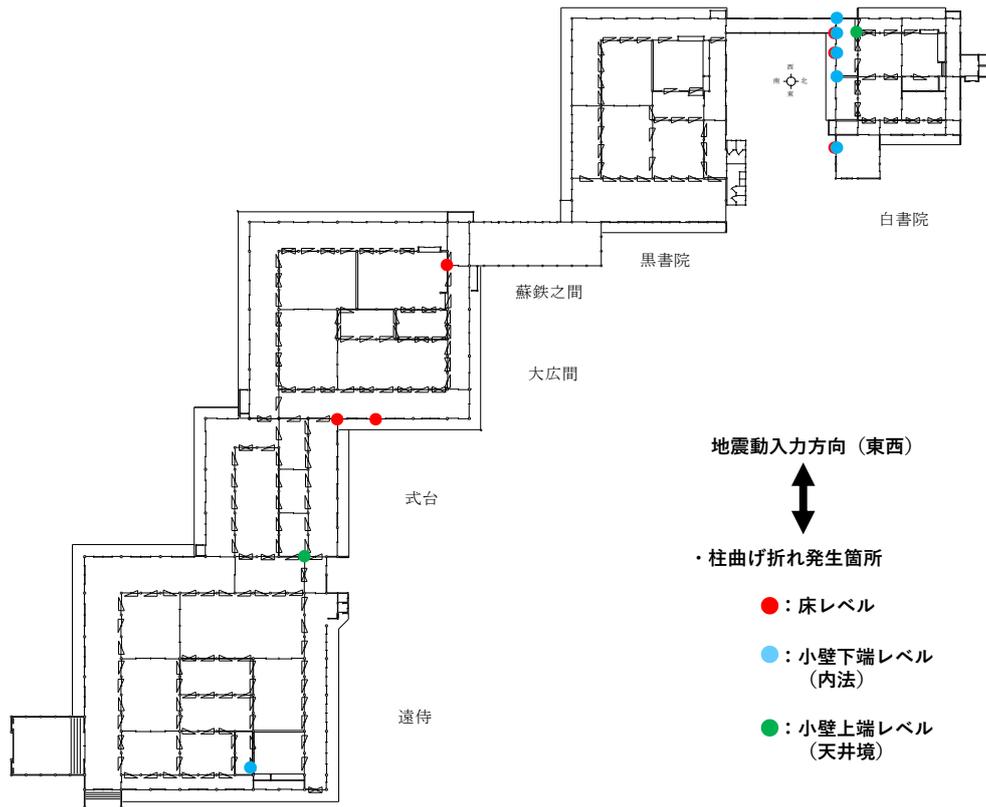


図 3.4.71 柱の曲げ折れ箇所（90度方向（東西方向） 告示波（神戸））

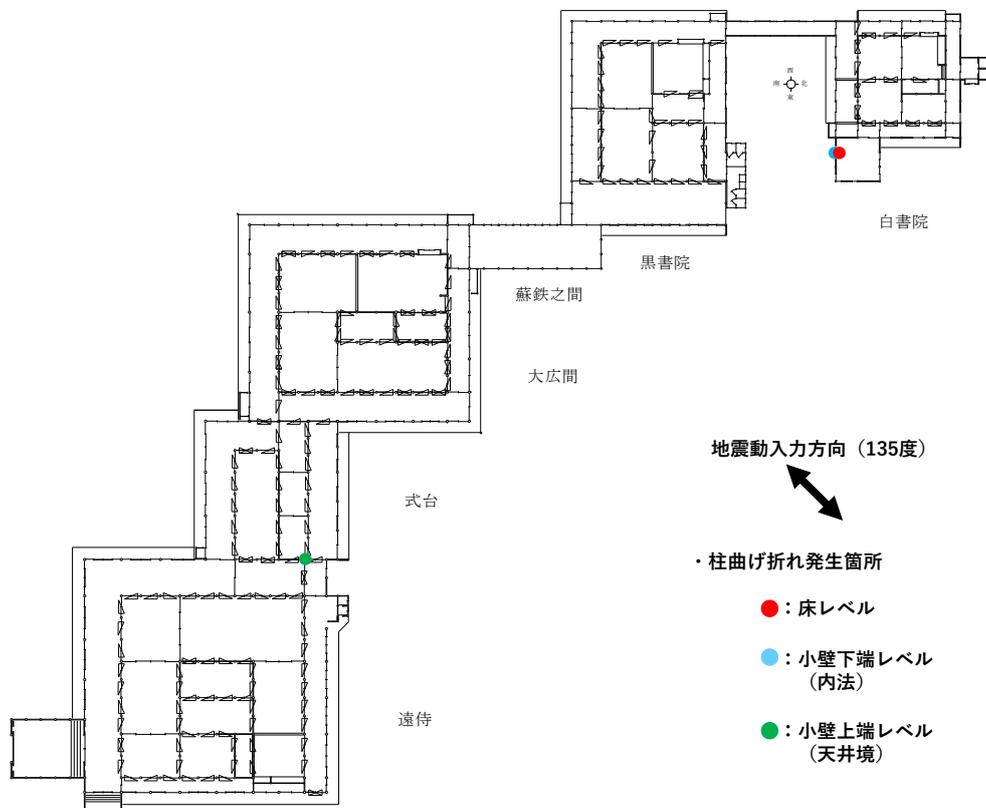


図 3.4.72 柱の曲げ折れ箇所（135度方向 告示波（神戸））

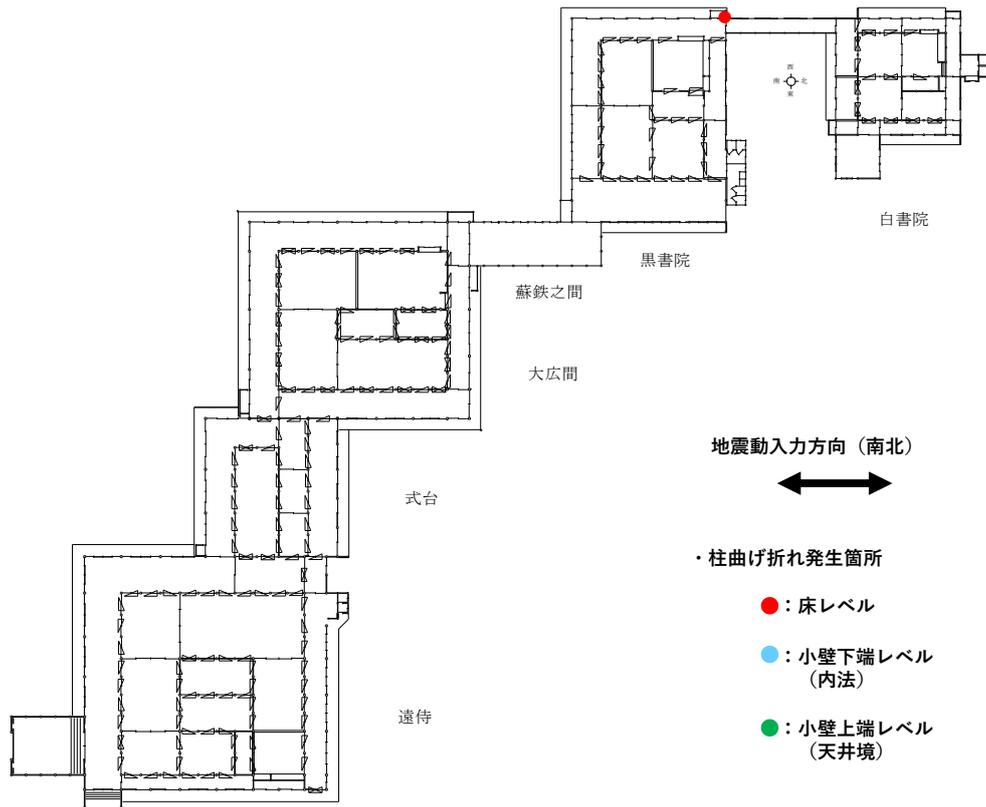


図 3. 4. 73 柱の曲げ折れ箇所 (0度方向 (南北方向) 告示波 (八戸))

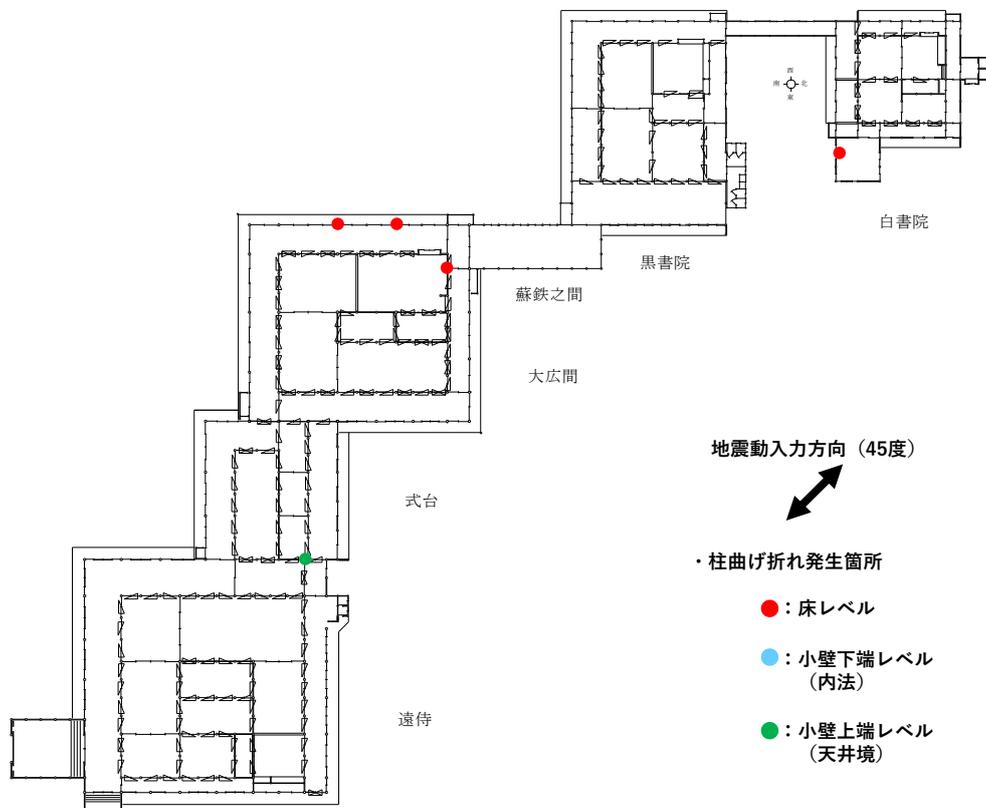


図 3. 4. 74 柱の曲げ折れ箇所 (45度方向 告示波 (八戸))

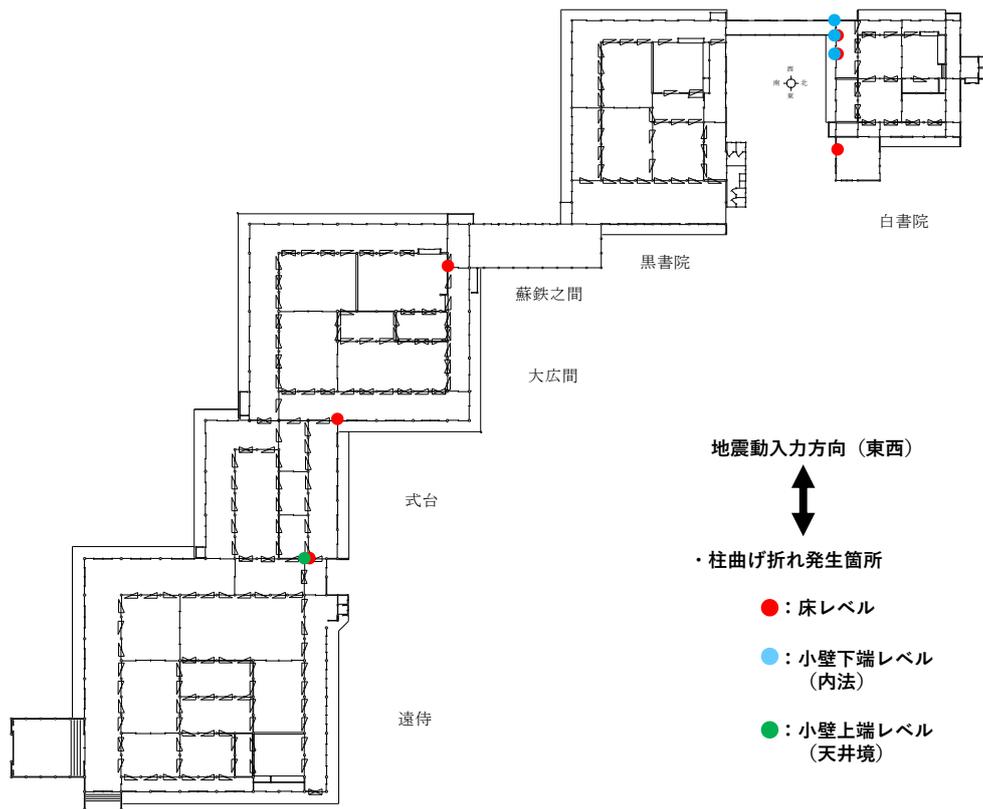


図 3. 4. 75 柱の曲げ折れ箇所（90度方向（東西方向） 告示波（八戸））

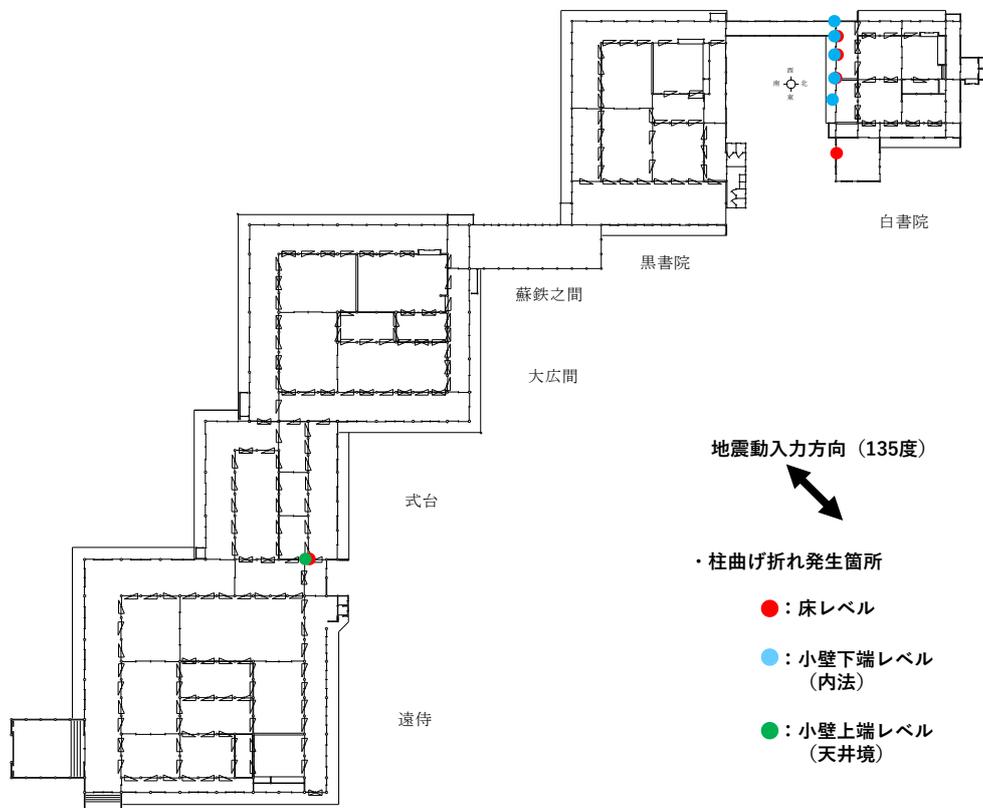


図 3. 4. 76 柱の曲げ折れ箇所（135度方向 告示波（八戸））

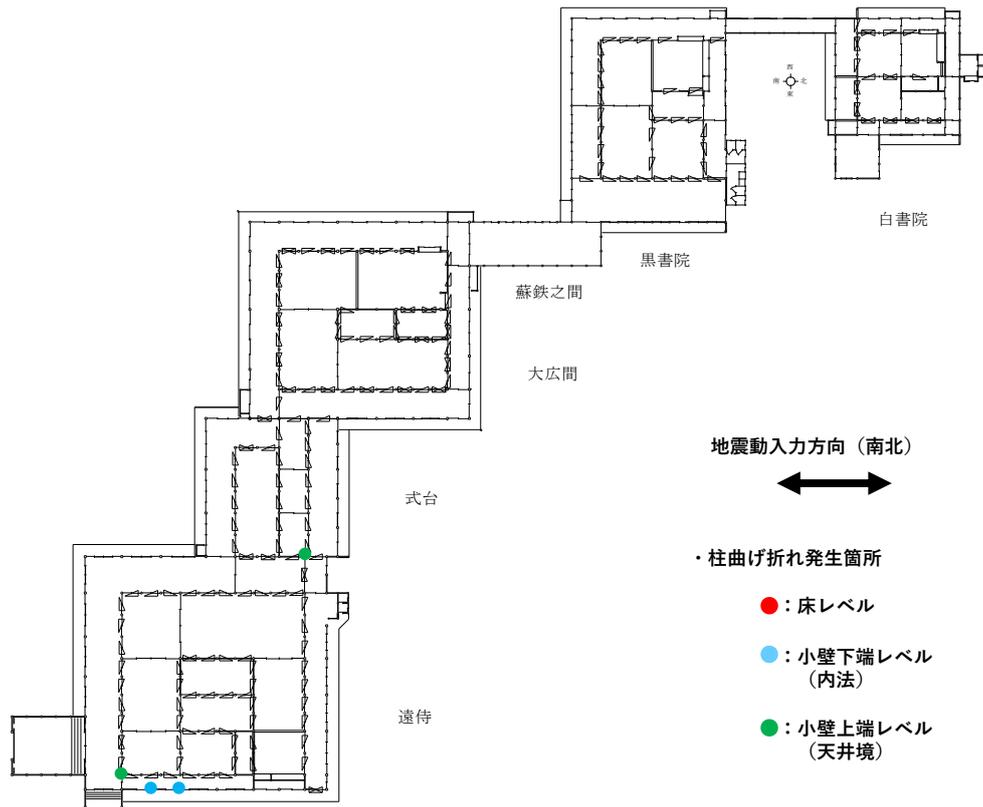


図 3.4.77 柱の曲げ折れ箇所 (0度方向 (南北方向) 告示波 (乱数))

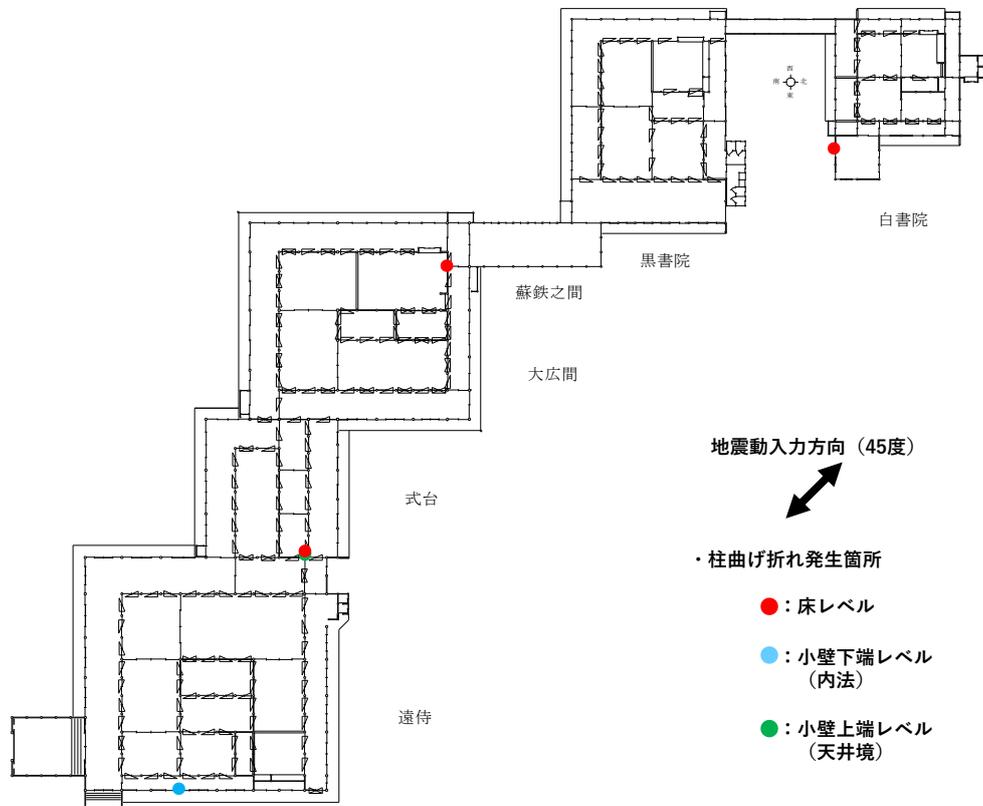


図 3.4.78 柱の曲げ折れ箇所 (45度方向 告示波 (乱数))

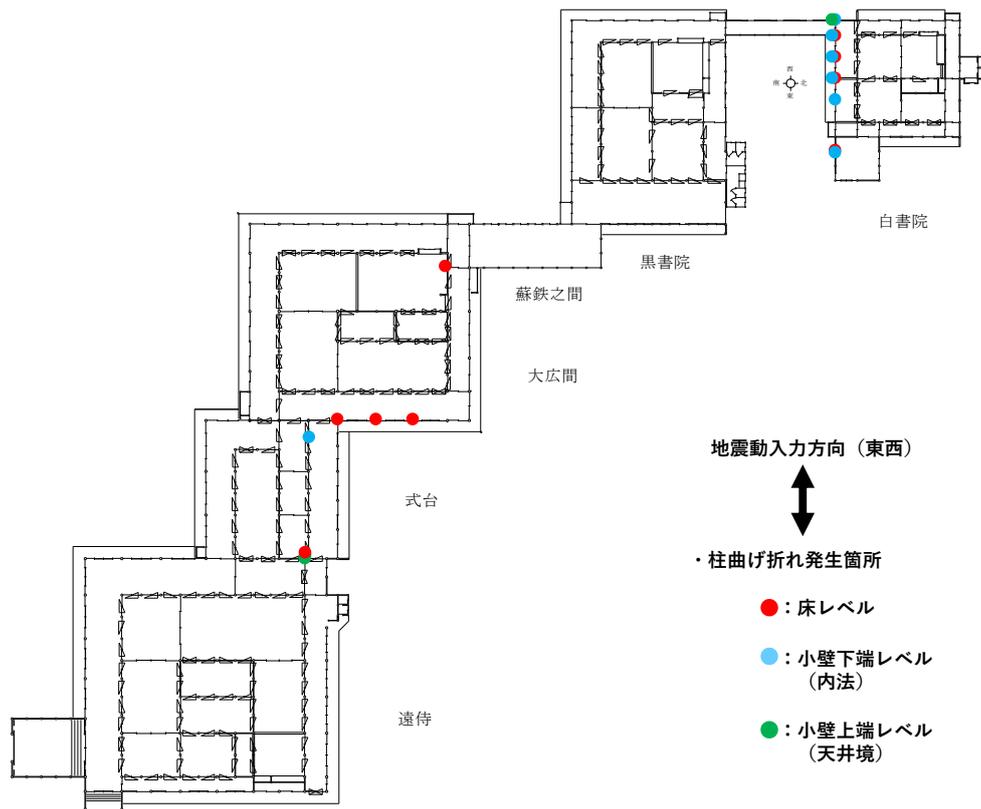


図 3.4.79 柱の曲げ折れ箇所（90度方向（東西方向） 告示波（乱数））

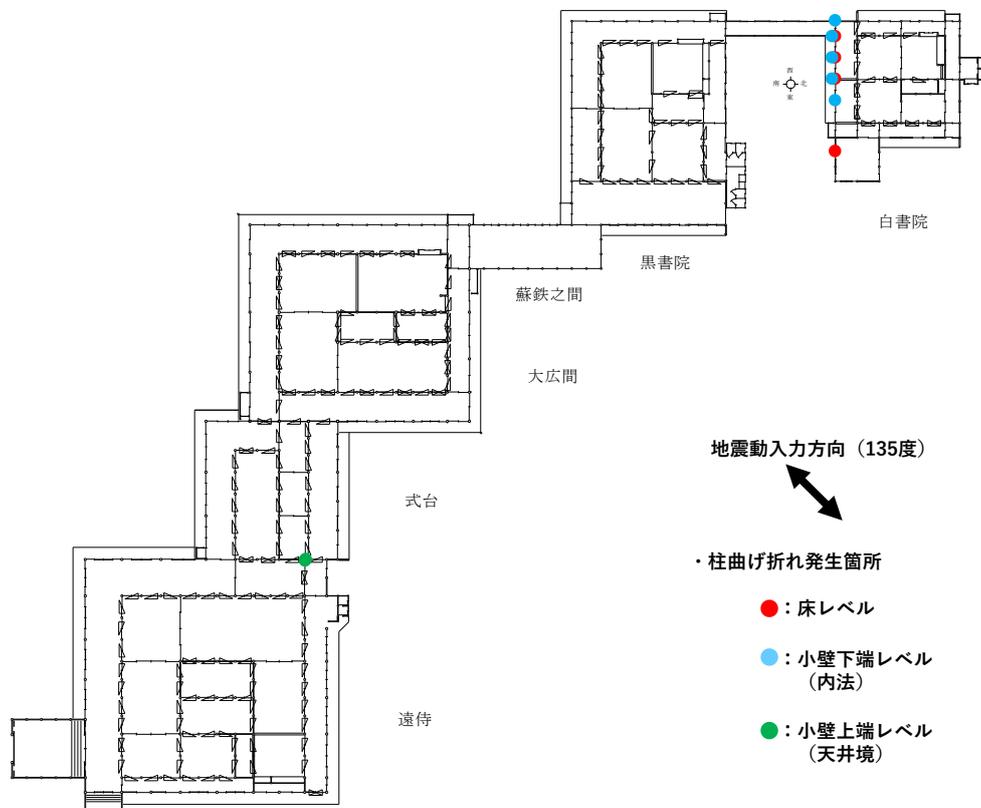


図 3.4.80 柱の曲げ折れ箇所（135度方向 告示波（乱数））

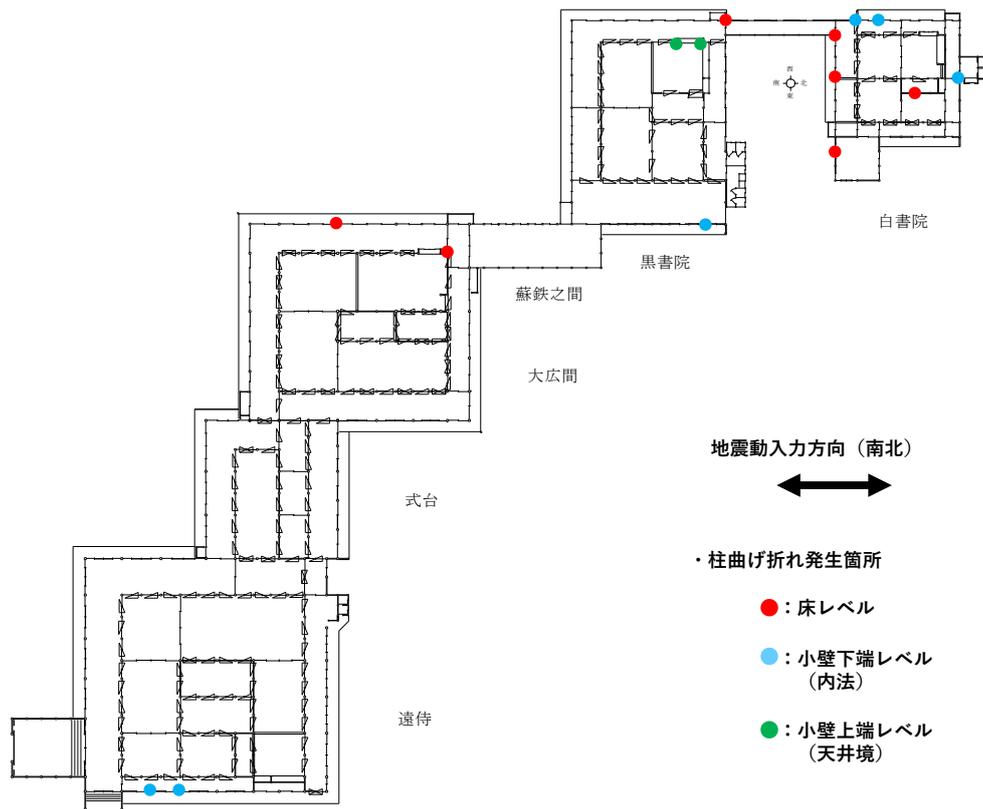


図 3.4.81 柱の曲げ折れ箇所 (0度方向 (南北方向) サイト波)

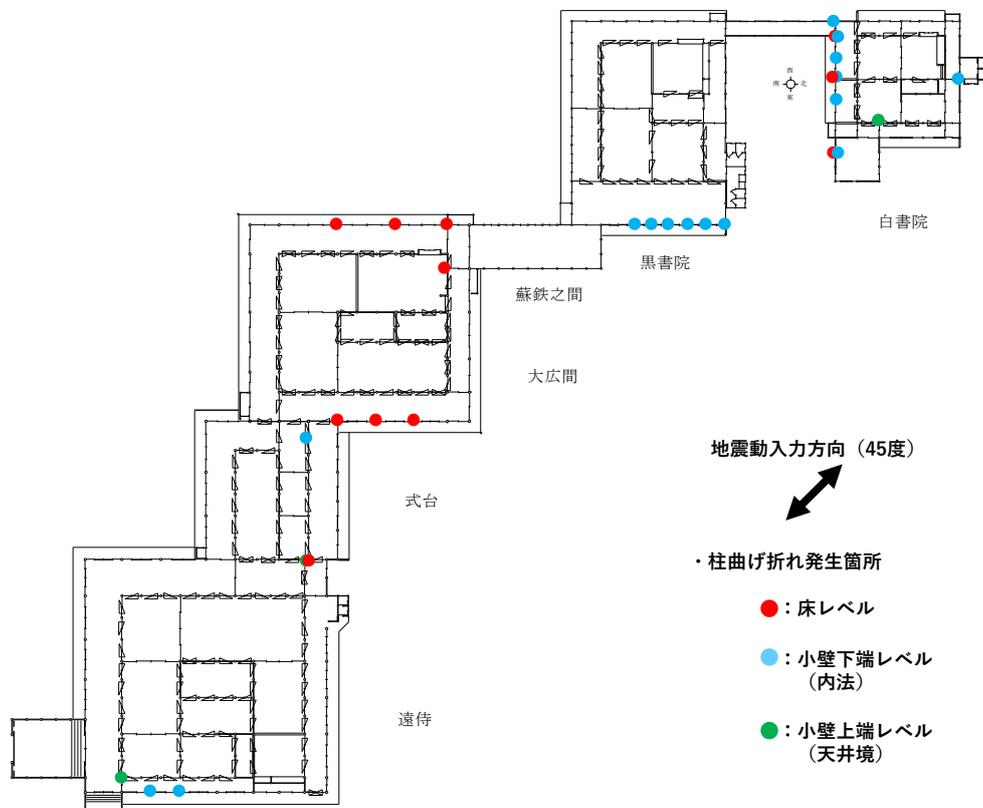


図 3.4.82 柱の曲げ折れ箇所 (45度方向 サイト波)

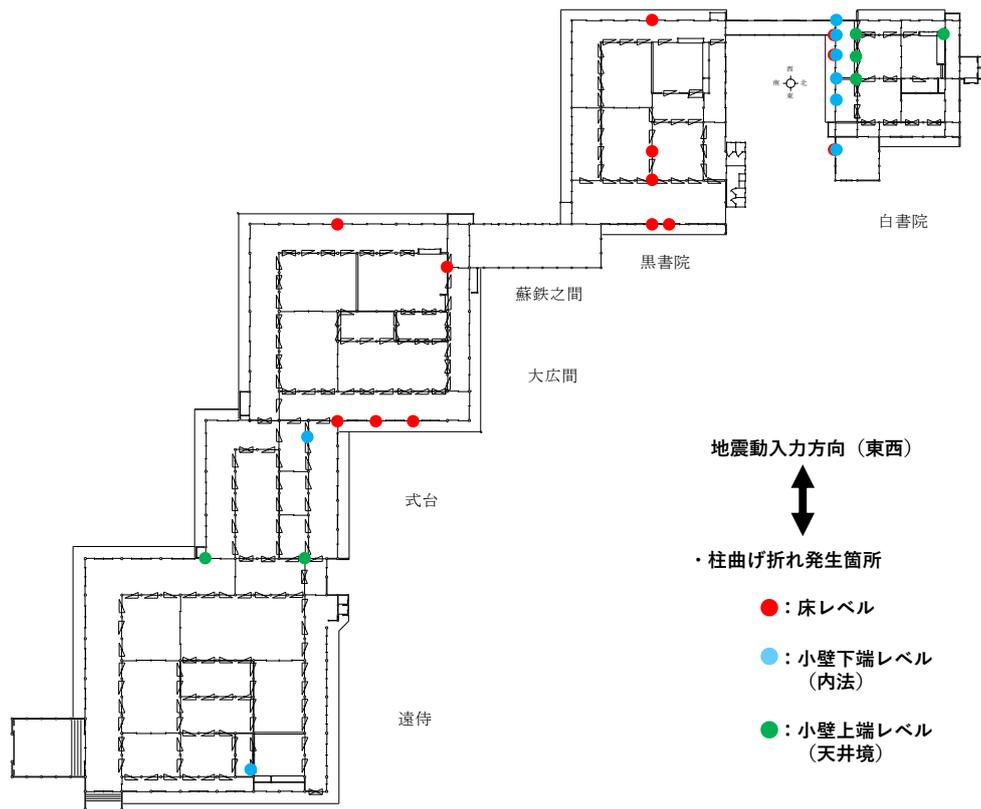


図 3. 4. 83 柱の曲げ折れ箇所（90 度方向（東西方向） サイト波）

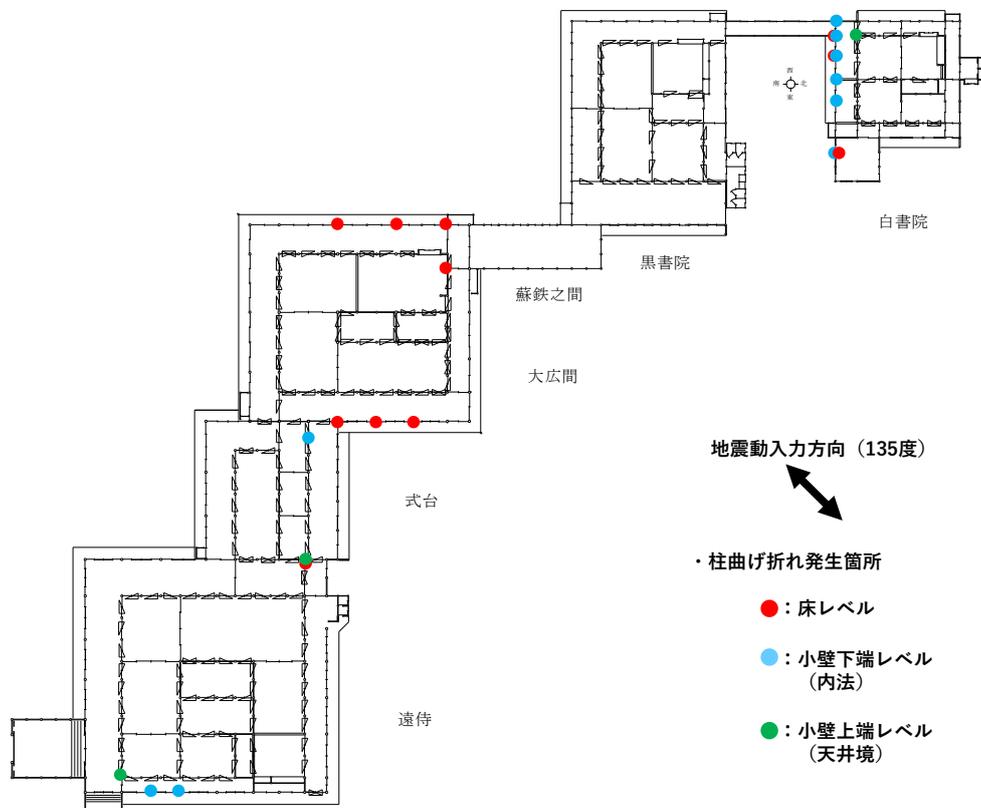


図 3. 4. 84 柱の曲げ折れ箇所（135 度方向 サイト波）

## イ 補強後の解析結果のまとめ

サイト波の応答変位スペクトルは、建物の固有周期によらず約 40cm で一定値を示すことから、耐震補強後の建物においても最大層間変形角は概ね  $1/15\text{rad}$  前後の値となっている。以下、各棟の解析結果をまとめる。柱の曲げ折れ発生箇所数は、図 3.4.81 から図 3.4.84 に示す、サイト波に対する各地震動入力方向（0度、45度、90度、135度方向）の結果の合計（重複箇所除く）から計上した。また、柱の補強箇所数は、図 3.4.3 から図 3.4.11 に示す、耐震補強要素配置図から計上した。

白書院は、最大層間変形角が  $1/13\text{rad}$ （0度方向・90度方向・135度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を超えているが、平均層間変形角は  $1/18\text{rad}$ （90度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を下回っている。倒壊に対する余力は、告示波に対して 2.10（0度方向）、サイト波に対して 1.74（0度方向）であり、いずれも必要耐震性能を満たしており、倒壊はしない。柱の曲げ折れの発生箇所は 15 箇所だが、4 箇所の補強をすれば倒壊しない。

黒書院は、最大層間変形角が  $1/14\text{rad}$ （0度方向・45度方向・90度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を超えているが、平均層間変形角は  $1/17\text{rad}$ （90度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を下回っている。倒壊に対する余力は、告示波に対して 2.12（0度方向）、サイト波に対して 1.64（0度方向）であり、いずれも必要耐震性能を満たしており、倒壊はしない。柱の曲げ折れの発生箇所は 12 箇所だが、5 箇所の補強をすれば倒壊しない。

蘇鉄之間は、最大層間変形角が  $1/9\text{rad}$ （45度方向・135度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を超えており、平均層間変形角も  $1/12\text{rad}$ （90度方向・135度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を超えている。倒壊に対する余力は、告示波に対して 2.87（90度方向）、サイト波に対して 2.46（90度方向）であり、いずれも必要耐震性能を満たしており、倒壊はしない。柱の曲げ折れの発生箇所は、0 箇所となっている。

大広間は、最大層間変形角が  $1/10\text{rad}$ （45度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を超えており、平均層間変形角も  $1/13\text{rad}$ （135度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を超えている。倒壊に対する余力は、告示波に対して 1.97（90度方向）、サイト波に対して 1.66（0度方向）であり、いずれも必要耐震性能を満たしており、倒壊はしない。柱の曲げ折れの発生箇所は 8 箇所だが、2 箇所の補強をすれば倒壊しない。

式台は、最大層間変形角が  $1/10\text{rad}$ （0度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を超えており、平均層間変形角も  $1/12\text{rad}$ （0度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を超えている。倒壊に対する余力は、告示波に対して 2.24（90度方向）、サイト波に対して 1.90（90度方向）であり、いずれも必要耐震性能を満たしており、倒壊はしない。柱の曲げ折れの発生箇所は 3 箇所だが、添え柱補強を採用せずとも周囲の架構にて小屋組の重量を支持できるため倒壊しない。

遠侍及び車寄は、最大層間変形角が  $1/6\text{rad}$ （45度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を超えており、平均層間変形角も  $1/14\text{rad}$ （90度方向・135度方向）となり  $1/15\text{rad}$  を超えている。倒壊に対する余力は、告示波に対して 1.62（90度方向）、サイト波に対して 1.47（90度方向）であり、いずれも必要耐震性能を満たしており、倒壊はしない。柱の曲げ折れの発生箇所は 4 箇所だが、1 箇所の補強をすれば倒壊しない。

上記より平均層間変形角が 1/15rad を超えている棟もあるが、すべての棟において倒壊に対する余力を、サイト波に対して 1.2 倍以上、告示波に対して 1.5 倍以上確保しているため、必要耐震性能を満たしていることを確認した。

床下の筋違を取り外すことで、柱の変形性能を向上させ、柱の曲げ折れを削減することができた。また上下の土壁の厚さの均一化により、柱に生じる応力の集中を防いだことで、柱の曲げ折れをある程度解消することが確認できた。

倒壊に対する余力を確保するため、床下を中心に土壁を追加しているが、土壁をできるだけ連続して設けないようにすることで、柱への地震力の集中を避け、柱の曲げ折れ箇所が増えないよう配慮している。

倒壊に対する余力が確保されても、白書院、黒書院、大広間、式台及び遠侍及び車寄の柱には曲げ折れが残る箇所がある。特に、E70 の柱（大広間等）や棟と棟の接続部で応力が集中しやすい箇所（白書院等）、小壁により剛性が集中する箇所（黒書院等）において、わずかに柱の曲げ折れが残る箇所がある。

倒壊に対する余力が確保されている棟で、柱の曲げ折れが残る棟については、柱の曲げ折れによって小屋組が脱落するかどうかを判定し、脱落する場合には柱に添え柱補強を設けている。

なお、車寄の変形角が大きいですが、当該構面が負担する屋根重量の P-Δ 効果による水平力に対して壁の耐力を確保しており、倒壊に対する余力を確認している。

#### ウ 柱の曲げ折れ箇所周辺部材の鉛直荷重支持能力の確認

柱の曲げ折れを回避することができない箇所については、周辺部材で鉛直荷重を支持できることを確認した。曲げ折れした柱は軸力を保持せず両側の柱がスパン比に応じて負担すると仮定し、曲げ折れした柱が保持していた鉛直荷重を、両側の柱及び両側の柱間的小屋梁で負担した際の応力と、該当部材が元々支持している荷重による応力を足し合わせた応力が、短期許容応力度を満足することを確認した。

なお、水平耐力は土壁にて確保しているため常時荷重による鉛直方向のみの検討を行う。

また曲げ折れする柱が連続する場合は、両側の柱のスパンが大きくなり小屋梁に大きな応力が発生するため、1 スパン間隔で添え柱補強を設ける。

#### 【梁の検討】

軒桁 303×500（無等級 ヒノキ）

Z : 12,625 cm<sup>3</sup>

Fb : 26.7N/mm<sup>2</sup>    sfb : 16.8N/mm<sup>2</sup>

検討曲げモーメント M : 78.8kNm

曲げ検定比 :  $M/Z/sfb = 78.8 \times 10^6 / 12,625,000 / 16.8 = 0.37 < 1.0 \dots OK$

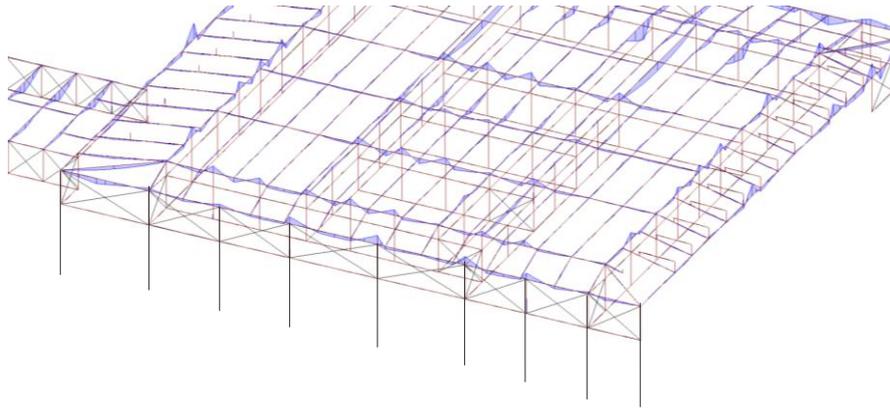


図 3.4.85 初期状態曲げモーメント図（遠待及び車寄東面）

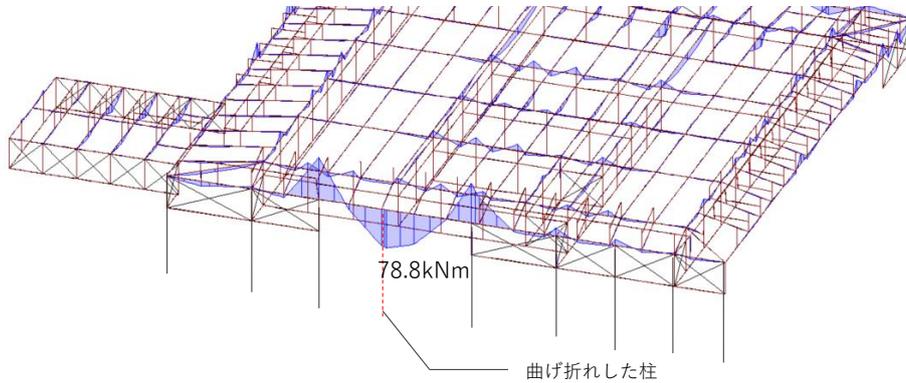


図 3.4.86 曲げ折れ後曲げモーメント図（遠待及び車寄東面）

【柱の検討】

柱 267×267（ヒノキ E90 相当）

A : 712.9 cm<sup>2</sup> L : 5,600mm λ : 72.7 (<100)

F<sub>c</sub> : 24.6N/mm<sup>2</sup> sfc : 16.4N/mm<sup>2</sup>

検討軸力 N : 121.53kN

軸力検定比 :  $N/A/sfc = 121.53 \times 103 / 71290 / 16.4 = 0.32 < 1.0 \dots OK$

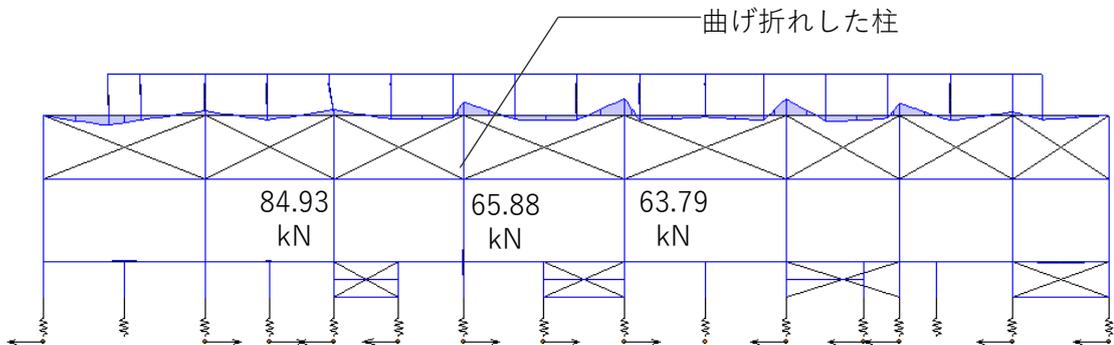


図 3.4.87 初期状態軸力図（遠待及び車寄東面）

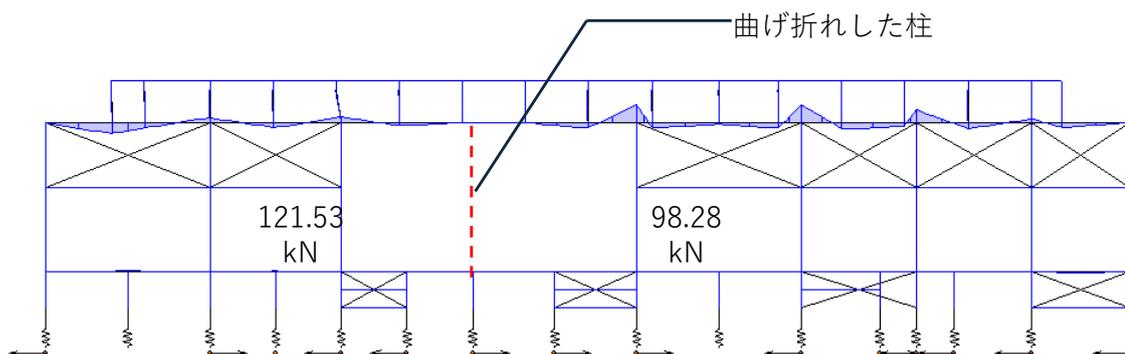


図 3.4.88 曲げ折れ後軸力図（遠侍及び車寄東面）

エ 車寄の耐力性能の確認

補強後の時刻歴応答解析において、車寄の45度方向の最大応答変形角（R）が1/6radとなるため、車寄の南側構面のベースシア係数（C）を求めることで、車寄の倒壊に対する余力（C/R）を確認した。

車寄南側の屋根重量（W）は、車寄の単位面積当たりの屋根荷重（W/A）に車寄南側の屋根面積（A）を乗じることで算定した。

車寄南側構面の残存耐力は、車寄南側の土壁が負担できるせん断耐力（ $Q_w$ ）と車寄南側の柱が負担できるせん断耐力（ $Q_c$ ）の合計とした。

土壁が負担できるせん断耐力（ $Q_w$ ）は、「文化庁指針」から求まる変形角1/10rad相当の土壁の耐力とした。

柱が負担できるせん断耐力（ $Q_c$ ）は、車寄単体の増分解析より得られる柱のせん断耐力とした。

検討の結果、サイト波に対して、倒壊に対する余力（C/R）が1.26となり、1.2を上回ることを確認した。

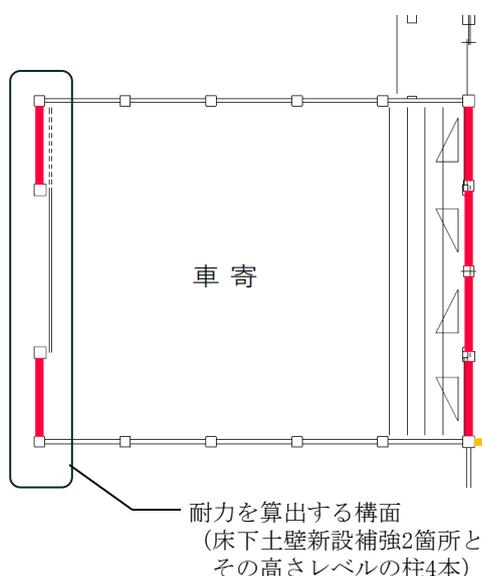


図 3.4.89 検討構面の位置

表 3.4.90 検討結果

W	車寄南側の屋根重量(kN)	150
W/A	単位面積当たりの屋根荷重 (N/m <sup>2</sup> )	1,500
A	車寄南側の屋根面積 (m <sup>2</sup> )	100
R	車寄の最大応答変形角 (rad)	1/6
$Q_w + Q_c$	車寄南側構面の残存耐力 (kN)	33.7
$Q_w$	車寄南側の土壁が負担できるせん断耐力 (kN)	21.3
$Q_c$	車寄南側の柱が負担できるせん断耐力 (kN)	12.4
C	車寄南側構面のベースシア係数 (( $Q_w + Q_c$ ) / W)	0.22
C/R	倒壊に対する余力	1.26

## オ 天井の脱落対策

補強案として、天井の脱落に対する検討は行っていないが、阪神淡路大震災時に車寄の格天井が垂下した際の復旧にあたり、車寄の復旧対策時の検討と同程度の構造安全性を確保する方法として、以下の検証手順を定めている。

格天井の構造安全性を確保するための検証手順

- ・ 天井の単位面積重量を設定する ( $\rho$ ) ※1
- ・ 対象となる天井の面積を求める ( $A\text{m}^2$ )
- ・ 釘の引抜き耐力から吊具の引張耐力を求める ( $T$ ) ※2
- ・ 吊具の引張耐力に対する安全率を設定する (3.0) ※3
- ・ 対象の天井に対する吊具の必要本数を求める ( $N_{\text{req}} = \rho \times A / T \times 3.0$  本以上)
- ・ 吊具が不足する場合は、追加する

※1：実状に沿って天井の荷重を設定する

※2：吊具の引抜き耐力より適切に設定する

※3：長期荷重に対する安全率として3.0程度とする

#### (4) 限界耐力計算

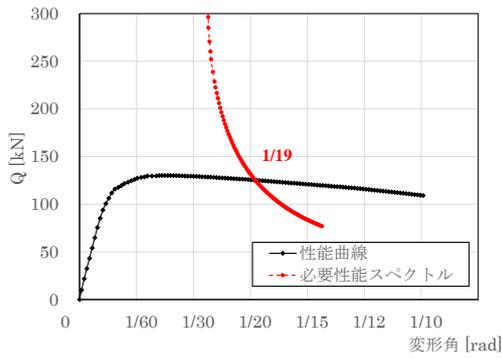
時刻歴応答解析結果を検証する目的で、棟毎に限界耐力計算を実施し、補強効果の確認を行った。以下に、限界耐力計算における診断結果を示す。

棟毎にモデル化した限界耐力計算により、耐震補強の効果の確認を行った。各棟共、耐震補強により応答層間変形角が改善していることを確認した。図 3.4.91～図 3.4.96 内の赤線が大地震時の必要性能スペクトルを示す。

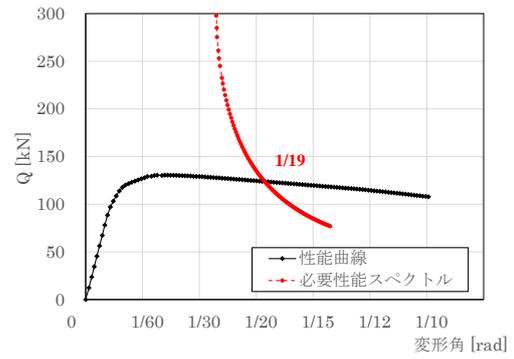
下表の層間変形角は、各方向で算出された正方向 (+)、負方向 (-) の2つの結果のうち、表中にはより危険である方の結果を記載した。正方向・負方向については、0度方向(南北方向)では、南から北を正方向、北から南を負方向とし、90度方向(東西方向)では、東から西を正方向、西から東を負方向とした。

表 3.4.91 限界耐力計算結果(補強後)

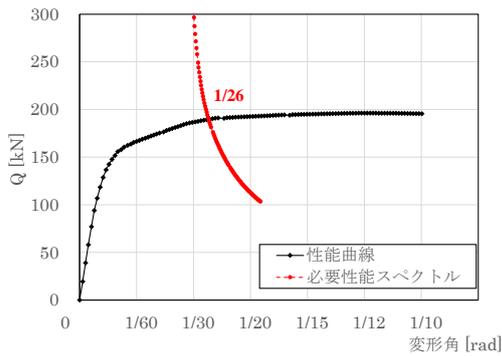
建物	方向	層間変形角 (rad) 破損状況 大地震時 (非倒壊 1/15rad 以下)
白書院	0度方向 (南北方向)	1/19rad
	90度方向 (東西方向)	1/26rad
黒書院	0度方向 (南北方向)	1/17rad
	90度方向 (東西方向)	1/22rad
蘇鉄之間	0度方向 (南北方向)	1/63rad
	90度方向 (東西方向)	1/35rad
大広間	0度方向 (南北方向)	1/23rad
	90度方向 (東西方向)	1/25rad
式台	0度方向 (南北方向)	1/40rad
	90度方向 (東西方向)	1/29rad
遠待及び車寄	0度方向 (南北方向)	1/25rad
	90度方向 (東西方向)	1/15rad



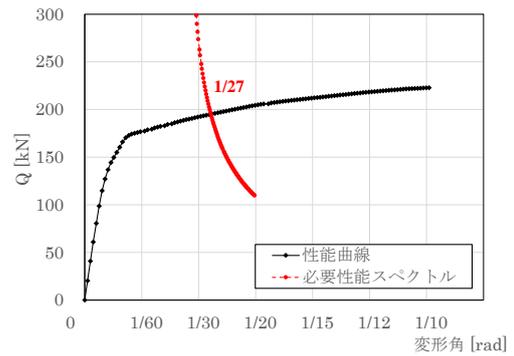
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)

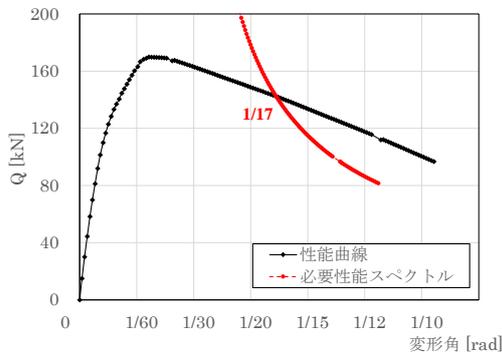


(3) +90 度方向 (東西方向)

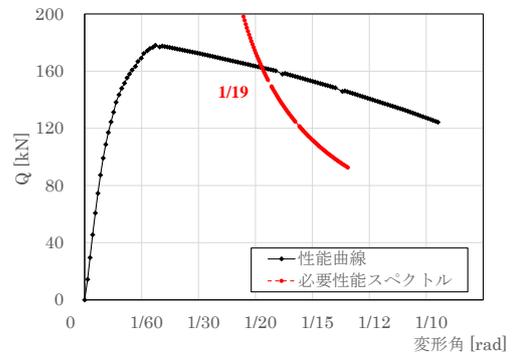


(4) -90 度方向 (東西方向)

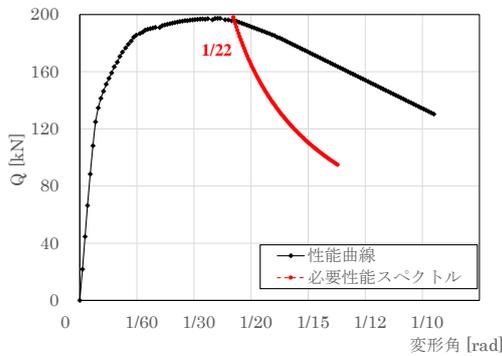
図 3.4.92 性能曲線及び必要性能スペクトル 白書院 補強後



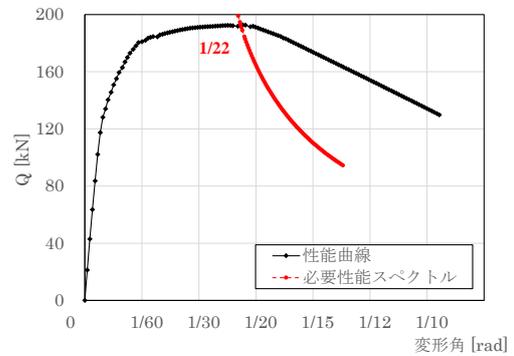
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)

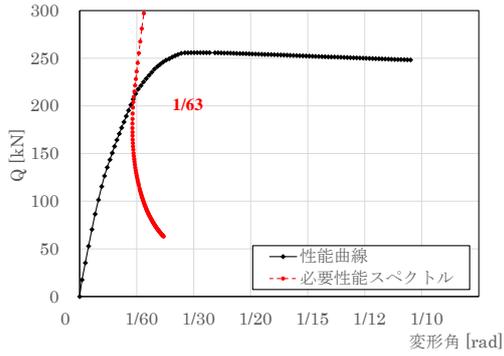


(3) +90 度方向 (東西方向)

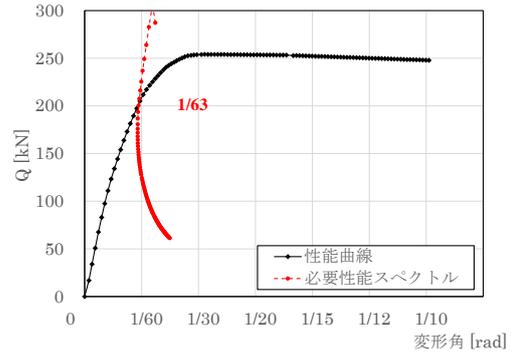


(4) -90 度方向 (東西方向)

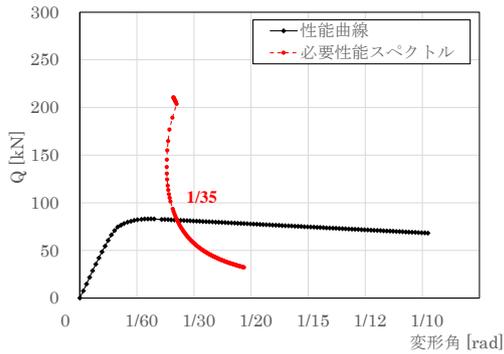
図 3.4.93 性能曲線及び必要性能スペクトル 黒書院 補強後



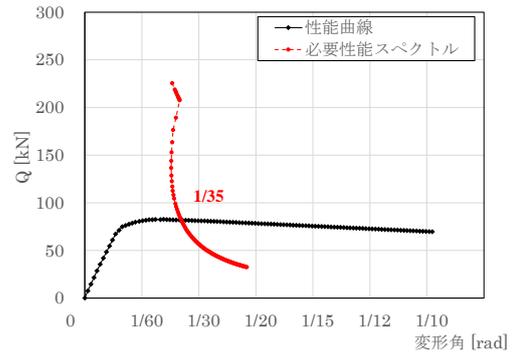
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)

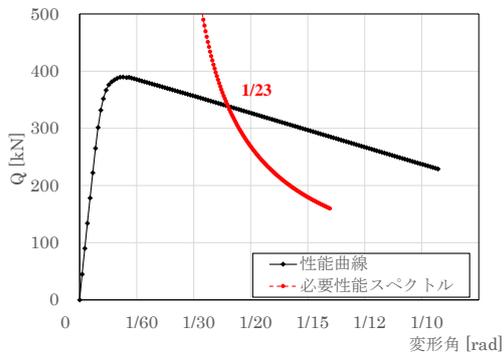


(3) +90 度方向 (東西方向)

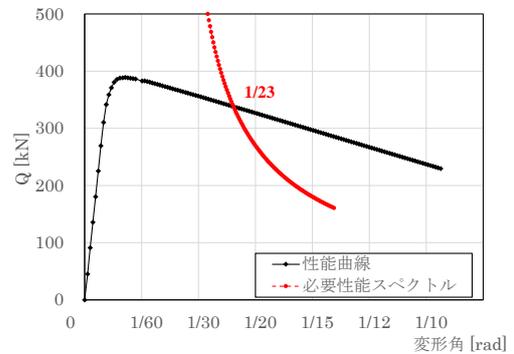


(4) -90 度方向 (東西方向)

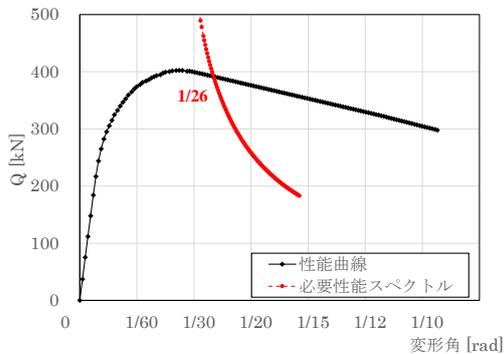
図 3.4.94 性能曲線及び必要性能スペクトル 蘇鉄之間 補強後



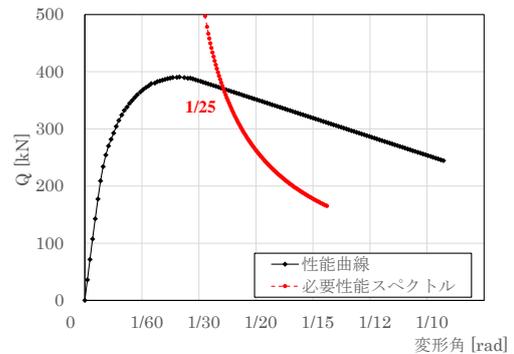
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)

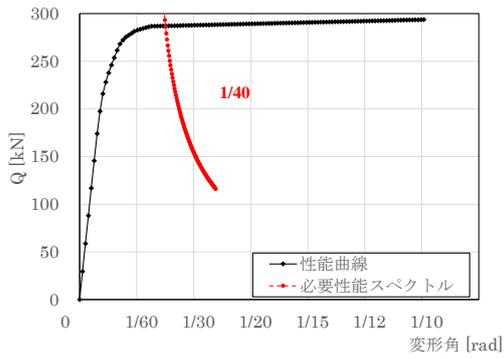


(3) +90 度方向 (東西方向)

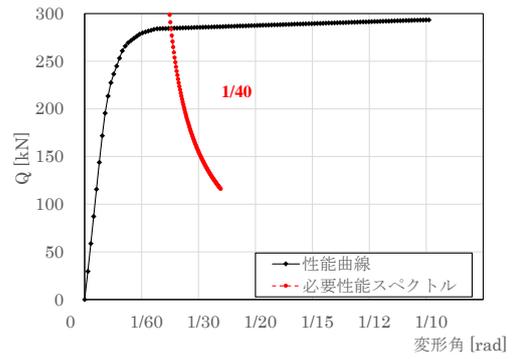


(4) -90 度方向 (東西方向)

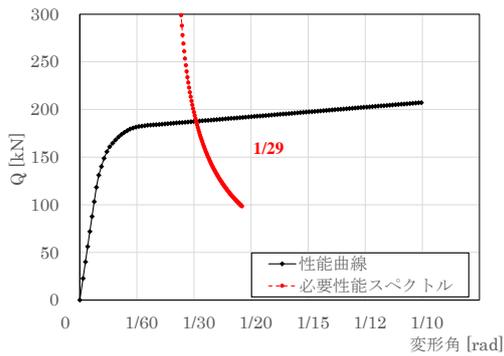
図 3.4.95 性能曲線及び必要性能スペクトル 大広間 補強後



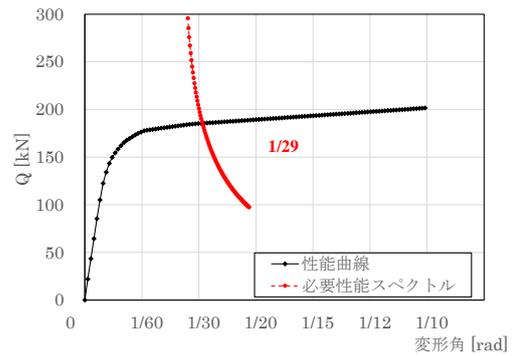
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)

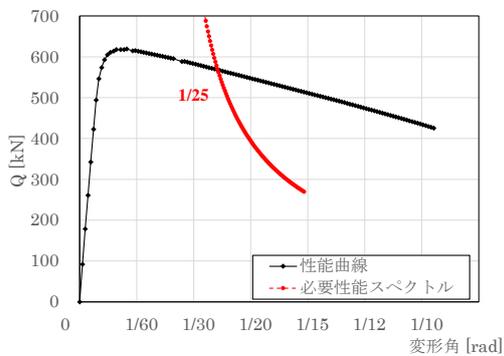


(3) +90 度方向 (東西方向)

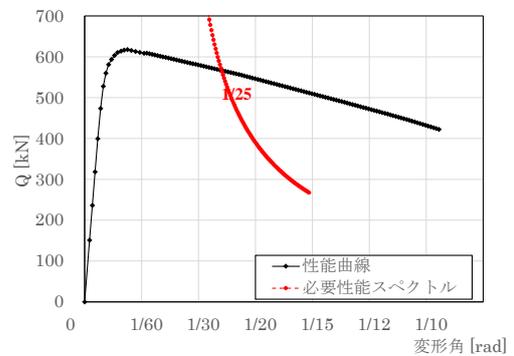


(4) -90 度方向 (東西方向)

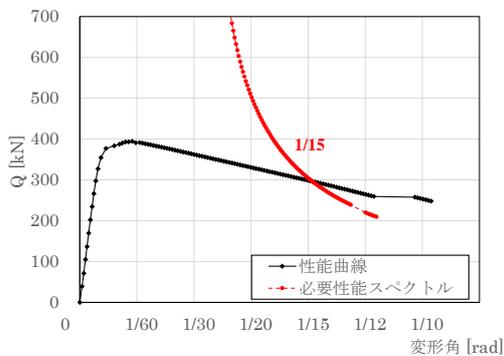
図 3.4.96 性能曲線及び必要性能スペクトル 式台 補強後



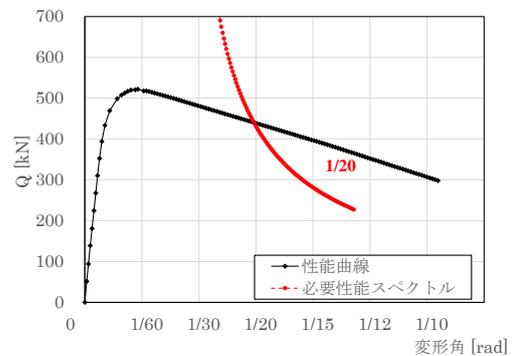
(1) +0 度方向 (南北方向)



(2) -0 度方向 (南北方向)



(3) +90 度方向 (東西方向)



(4) -90 度方向 (東西方向)

図 3.4.97 性能曲線及び必要性能スペクトル 遠待及び車寄 補強後

## (5) 耐震性能の向上措置結果の考察と今後の設計にて検討すべき事項

### ア 耐震性能向上措置結果の考察

立体固有値解析結果から、補強後も対象6棟の連成効果により、補強前後で固有周期が短くなる(剛性が大きくなる)傾向を確認した。

時刻歴等応答解析結果から、サイト波による最大応答変形角は、白書院で1/13rad(0度方向・90度方向・135度方向)、黒書院で1/14rad(0度方向・45度方向・90度方向)、蘇鉄之間で1/9rad(45度方向・135度方向)、大広間で1/10rad(45度方向)、式台で1/10rad(0度方向)、遠待で1/6rad(45度方向)となった。

倒壊に対する余力は、告示波に対して最小で1.62(遠待・90度方向)、サイト波に対して最小で1.47(遠待・90度方向)であり、告示波に対して1.5倍以上、サイト波に対して1.2倍以上の余力を有するため倒壊に対する必要耐震性能を満たすことを確認した。

柱の曲げ折れ箇所は、補強後も残る箇所がある。サイト波に対しては、白書院にて計15本、黒書院にて12本、大広間にて8本、式台にて3本(遠待との境筋含む)、遠待及び車寄にて4本の柱に発生した。告示波に対しては、白書院にて8本、黒書院にて1本、大広間にて6本、式台にて2本(遠待との境筋含む)、遠待及び車寄にて4本の柱に発生した。

限界耐力計算結果から、最大の変形角が遠待及び車寄にて1/15rad(90度方向)であり、1/15radを上回る変形角は発生しないことを確認した。

時刻歴応答解析結果と限界耐力計算との比較を以下に示す。限界耐力計算は棟毎に応答値を算出しており、また時刻歴応答解析は連成モデルを用いた解析であるため解析結果は概ね対応しているものの差はある。その要因は、時刻歴応答解析はねじれを考慮した解析のため隅角部に大きな変位が生じること、もしくは対象6棟を連成した解析のため隣接する棟の変位の影響を受けることが考えられる。なお、赤太字は各棟の時刻歴応答解析による平均変位と限界耐力計算の応答変位の内、最大のものを示す。

表 3.4.98 時刻歴応答解析結果と限界耐力計算の比較 0度方向（南北方向）入力時 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad)

	mm(rad)	白書院	黒書院	蘇鉄之間	大広間	式台	遠侍及び車寄
告示波 (神戸)	最大変位 (変形角)	322 (1/18)	387 (1/17)	253 (1/21)	408 (1/16)	429 (1/13)	405 (1/15)
	平均変位 (変形角)	204 (1/29)	244 (1/27)	160 (1/33)	314 (1/21)	398 (1/15)	303 (1/20)
告示波 (八戸)	最大変位 (変形角)	305 (1/19)	422 (1/16)	146 (1/36)	276 (1/24)	314 (1/18)	701 (1/9)
	平均変位 (変形角)	241 (1/24)	251 (1/26)	113 (1/47)	114 (1/58)	273 (1/21)	219 (1/28)
告示波 (乱数)	最大変位 (変形角)	334 (1/17)	375 (1/18)	173 (1/31)	371 (1/18)	382 (1/15)	1083 (1/5)
	平均変位 (変形角)	236 (1/25)	234 (1/28)	161 (1/33)	245 (1/27)	336 (1/17)	270 (1/23)
サイト波	最大変位 (変形角)	428 (1/13)	463 (1/14)	338 (1/15)	503 (1/13)	548 (1/10)	570 (1/11)
	平均変位 (変形角)	302 (1/19)	342 (1/19)	<b>255</b> (1/21)	<b>391</b> (1/17)	<b>497</b> (1/12)	<b>413</b> (1/15)
限界耐力計算	応答変位 (変形角)	<b>312</b> (1/19)	<b>389</b> (1/17)	86 (1/63)	292 (1/23)	151 (1/40)	254 (1/25)

表 3.4.99 時刻歴応答解析結果と限界耐力計算の比較 90度方向（東西方向）入力時 補強後

(単位 mm、( ) 内は層間変形角 単位 rad)

	mm(rad)	白書院	黒書院	蘇鉄之間	大広間	式台	遠侍及び車寄
告示波 (神戸)	最大変位 (変形角)	307 (1/19)	362 (1/18)	411 (1/13)	411 (1/16)	351 (1/16)	691 (1/9)
	平均変位 (変形角)	193 (1/30)	282 (1/24)	366 (1/15)	370 (1/18)	331 (1/18)	376 (1/16)
告示波 (八戸)	最大変位 (変形角)	205 (1/29)	287 (1/23)	284 (1/18)	284 (1/23)	250 (1/23)	1033 (1/6)
	平均変位 (変形角)	132 (1/45)	224 (1/30)	235 (1/22)	196 (1/34)	212 (1/28)	324 (1/19)
告示波 (乱数)	最大変位 (変形角)	282 (1/21)	284 (1/23)	415 (1/13)	415 (1/16)	347 (1/17)	957 (1/6)
	平均変位 (変形角)	180 (1/32)	243 (1/27)	303 (1/17)	358 (1/18)	315 (1/18)	397 (1/15)
サイト波	最大変位 (変形角)	433 (1/13)	456 (1/14)	467 (1/11)	467 (1/14)	448 (1/13)	695 (1/9)
	平均変位 (変形角)	<b>319</b> (1/18)	<b>386</b> (1/17)	<b>444</b> (1/12)	<b>445</b> (1/15)	<b>397</b> (1/15)	<b>443</b> (1/14)
限界耐力計算	応答変位 (変形角)	224 (1/26)	309 (1/22)	153 (1/35)	271 (1/25)	205 (1/29)	428 (1/15)

#### イ 今後の設計にて検討すべき事項

本診断では土壁補強及び添え柱補強量の概略を設定した。

また、曲げ折れが生じた柱は軸力が保持できないとして、解析上はその柱を無くしたうえで添え柱補強の量を設定した。しかし、実際は曲げ折れ発生後も柱全体に割裂が進行するわけではなく、軸力を幾分か保持できると考えられる。また、添え柱補強は鉄骨や木等の部材が考えられる。

解析上の課題として、基礎から小屋組までモデル化したため節点数が膨大になり、解析に時間を要する点がある。各設計の初期段階では、適切に自由度を縮約するもしくは地震動入力時間を短縮する等効率的な検討が求められる。

今後の補強設計では、主に以下の項目を検討する必要がある。

- ・ 土壁や添え柱補強の納まり（詳細図）
- ・ 運用を考慮した床下のメンテナンス経路の選定（換気計算等による）
- ・ 施工性を考慮した補強方法の選定と補強材の配置  
ただし、新しい補強方法を採用する場合は、解析・実験による効果の検証
- ・ 実施のための補強方法や補強材の配置を踏まえた補強効果の確認
- ・ 構造計算書の作成

#### ウ 経過的措置について

保存修理工事が後年となるC・D工区の大広間、式台、遠侍及び車寄については、今後、経過的補強措置を行う予定である。検討時期は、先立つA工区の工事で具体的にどのような補強が可能かを判断した上で、検討する予定とする。

目的は減災であり、将来的に行う本格的な修理工事（耐震補強工事）に活かすことができ、全体的な補強計画も見据えつつ、可能な限り手戻りとなる箇所を少なくする補強とする。

以下の手順により、総合的に判断する。

- ・ 現状の耐震性能を把握する
- ・ 実施する工事範囲を確認する
- ・ 経過的措置により求める耐震性能を設定する
- ・ 経過的措置が文化財的価値に与える影響を確認する
- ・ 経過的措置の効果を把握する
- ・ 経過的措置により得られる耐震性能の向上度合いを確認する

現状では、耐震性能が不足することが判明しているため、なるべく早い段階（例えばA工区設計期間中）で経過的措置の方法を検討する。

経過的措置により求める耐震性能については、本来必要となる耐震性能に対して、実施しうる工事範囲かつ文化財的価値に影響を与えない範囲内で設定する。

施工範囲は、公開中でも施工可能な範囲にとどめ、極力観覧者から見えない範囲とし、床下や小屋裏等の見え隠れ部分を優先することで文化財的価値に配慮する。必要な場合は、外部への設置も検討する。

耐震診断においては、倒壊防止対策の主な補強として、屋根荷重の軽減、土壁の追加、板壁の土壁への置換え及び添え柱等の追加が必要となる。しかしながら、これらの措置は、屋根や床板、軸部の部分解体を伴い、先行してこれらの措置を行うことができないため、必要となる補強を付加的に行う等の方法を検討する。

具体的な例として、以下の方策が考えられる。

本工事では、サイト波に対する対策を行うため、経過的補強では告示波に対する対策を行う。

- ・告示波に対する対策として、床下に長押補強等を設ける
- ・告示波に対する対策として、柱の曲げ折れが懸念される箇所に添え柱等を設置する 等

本補強は現時点での応急的な検討案であり、今後の検討により変更になる可能性がある。