

重要文化財（建造物）妙心寺庫裏ほか 2 棟
耐震診断等業務報告書

令和 5 年 3 月

株式会社 文化財構造計画

序

本報告書は、重要文化財 妙心寺庫裏ほか2棟の耐震診断業務に関する報告書である。妙心寺より委託を受けた株式会社 文化財構造計画は、解析に関わる部分を株式会社 立石構造設計の協力を得て検討を行った。対象建物である庫裏、庫裏附廊下、玄関の3棟は重要文化財であるため、耐震診断は文化庁文化財部「重要文化財（建造物）耐震診断指針」に基づいて行い、必要耐震性能は安全確保水準とした。

診断の結果、3棟とも耐震性能が不足していることが判明したため、構造補強案を策定した。

【庫裏】

建物の保有する耐力が全体的に満足できているが、南北方向地震時に大釜戸下屋の柱が根継ぎ部で損傷する可能性がある。そのため、柱根継ぎ補強を提案した。

【庫裏附廊下】

南北方向大地震動時には、建物の保有する耐力が全体的に満足できているが、東西方向は耐震性能が極めて低く、大地震動時には倒壊レベルの非常に大きな変形になるおそれがある。また、柱の根継ぎに損傷が生じるおそれがあることが判明した。

内観に与える影響を最小限とするため、棚・押入に鉄骨フレームを配置する補強案を提案した。

【玄関】

南北方向大地震動時には、建物の保有する耐力が全体的に満足できているが、東西方向は耐震性能が極めて低く、大地震動時には倒壊レベルの非常に大きな変形になるおそれがある。

意匠の影響を最小限とする補強として、高さ1m程度の鉄骨柱を配置し、柱中間部と脚部を接合する補強案を提案した。

施主及び文化庁を含む関係各所の協議の結果、提案した補強案で問題ないと同意を得た。

株式会社 文化財構造計画

〒532-0011

大阪市淀川区西中島 5-13-12 谷ビル 9F

TEL 06-4862-5651 / FAX 06-4862-5652

目 次

1. 建物概要	
1.1 建物概要	P. 1
1.2 建物概要図	P. 3
2. 構造検討方針	
2.1 構造性能評価の目的	P. 8
2.2 構造性能評価概要	P. 9
2.3 構造解析の方針	P. 13
3. 調査概要	
3.1 調査内容	P. 16
3.2 実測・作図	P. 16
3.3 地震および活断層に関する調査	P. 18
3.4 地盤調査概要	P. 21
4. 材料および荷重	
4.1 使用材料	P. 31
4.2 固定荷重	P. 32
4.3 積載荷重	P. 42
4.4 積雪荷重	P. 42
4.5 建物重量	P. 42
4.6 風荷重	P. 42
5. 架構のモデル化	
5.1 主架構の解析モデル	P. 45
5.2 架構の概要	P. 51
5.3 各部のモデル化	P. 52
6. 現況の結果	
6.1 庫裏の解析結果	P. 62
6.2 庫裏附廊下の解析結果	P. 66
6.3 玄関の解析結果	P. 69
6.4 現況の耐震性能評価	P. 71
6.5 まとめ	P. 74

7.	構造補強案の検討	
7.1	補強の方針	P. 75
7.2	庫裏の補強案	P. 76
7.3	庫裏附廊下の補強案	P. 77
7.4	玄関の補強案	P. 80
7.5	まとめ	P. 83
8.	補強案概算資料	
9.	調査写真	
9.1	地盤調査	
9.2	実測	
10.	現況構造図	
11.	地盤調査資料	
12.	計算プログラム出力	
12.1	表計算	
12.2	木架構の解析結果（庫裏）	
12.3	木架構の解析結果（庫裏附廊下）	
12.4	木架構の解析結果（玄関）	

1. 建物概要

1.1 建築概要

建 築 名	重要文化財 妙心寺 庫裏、附廊下、玄関
建 築 地	京都府京都市右京区花園妙心寺町
用 途	寺院
所 有 者	妙心寺
建 築 年	庫裏：承応 2 年（1653 年）、玄関：承応 3 年（1654 年）
文 化 財	重要文化財：明治 45 年 2 月 8 日（1912 年）
	史跡 妙心寺境内：昭和 44 年 10 月 29 日



庫裏 南側全景



附廊下 内部



玄関

構造概要

【庫裏】

構 造		木造
階 数		地上 1 階
規 模	面 積	584.103m ²
	軒 高	5.642 m
	棟 高	12.707 m
屋 根		柿葺
外壁・内壁		土壁
基 礎		礎石建ち

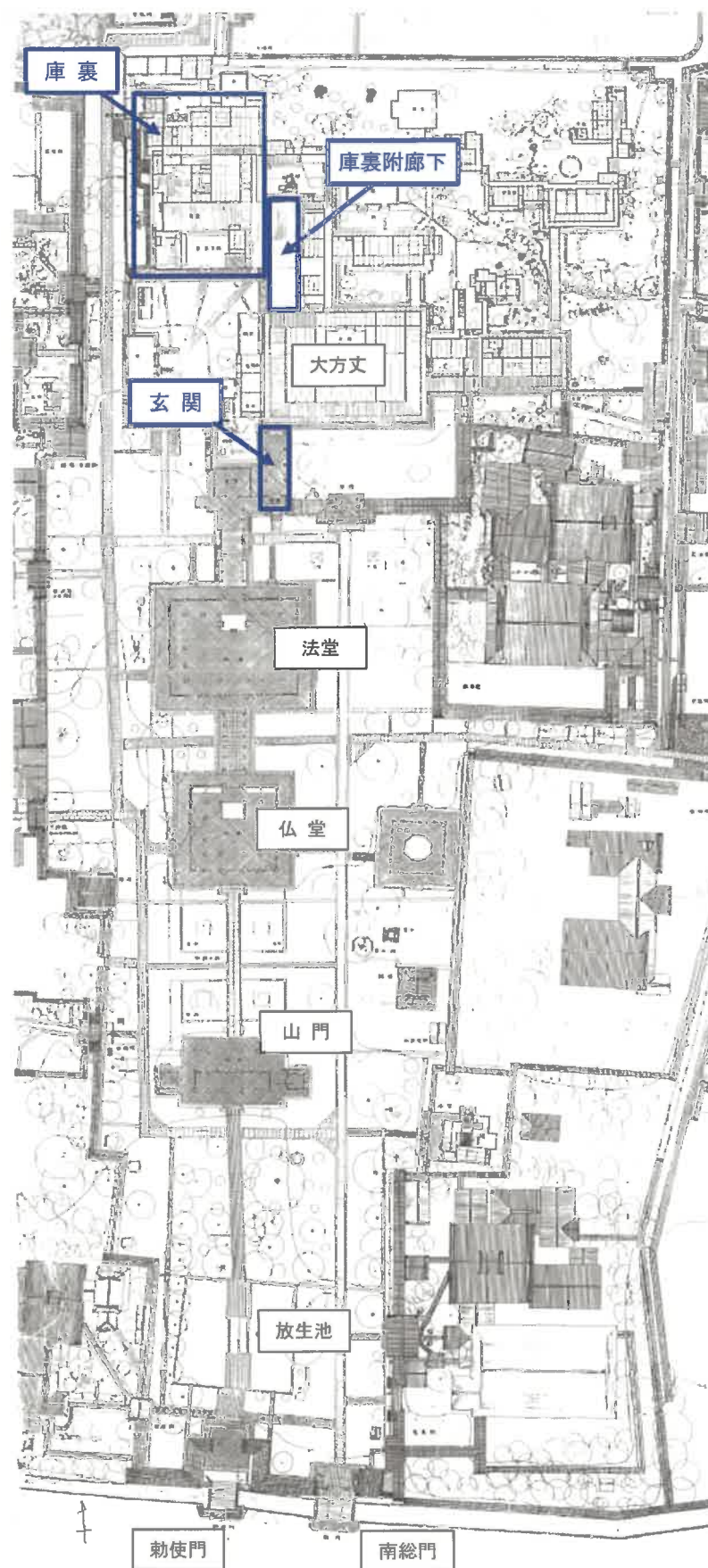
【附廊下】

構 造		木造
階 数		地上 1 階
規 模	面 積	172.051 m ²
	軒 高	3.965m
	棟 高	6.365 m
屋 根		柿葺
外壁・内壁		土壁
基 礎		礎石建ち

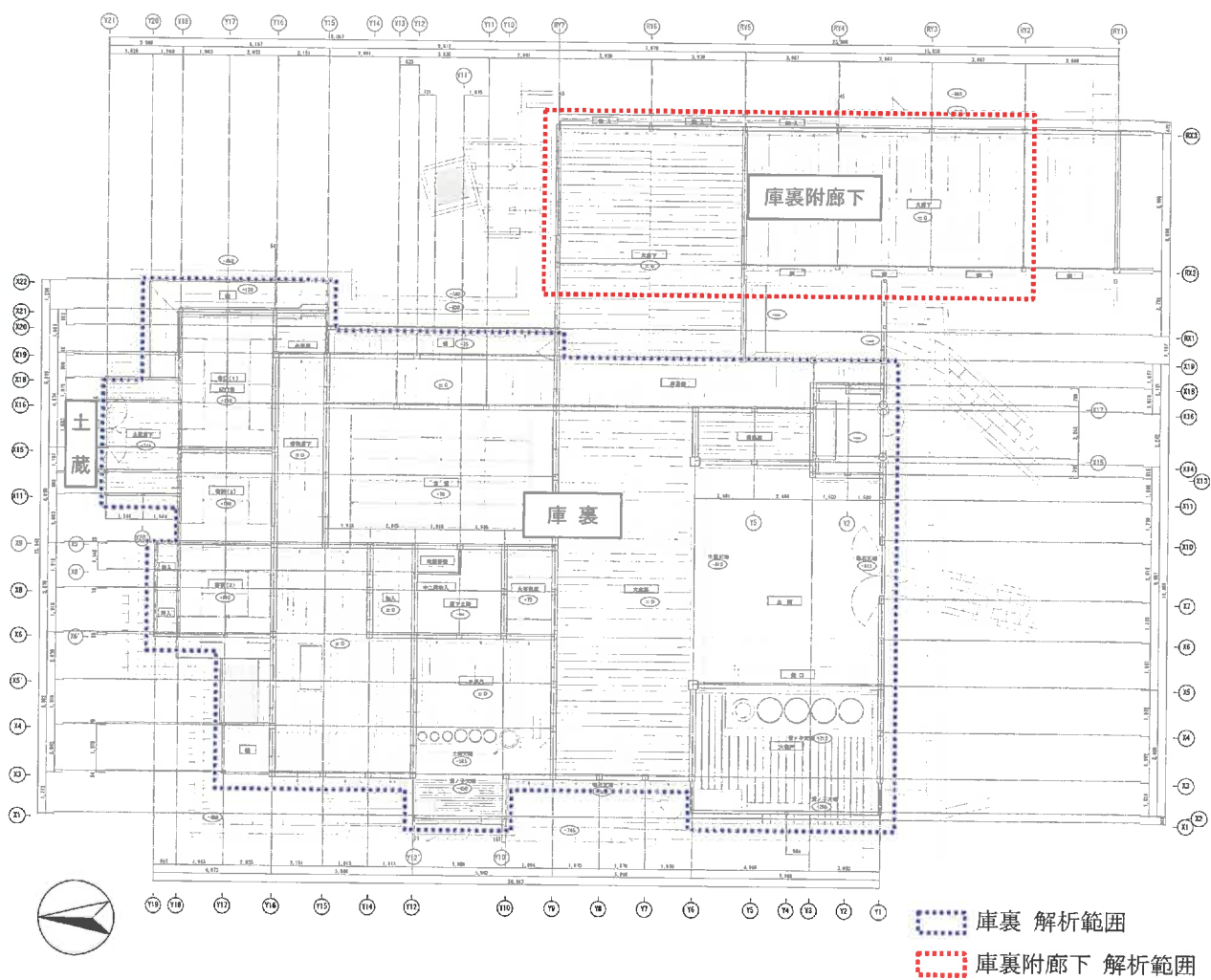
【玄関】

構 造		木造
階 数		地上 1 階
規 模	面 積	62.063m ²
	軒 高	3.270 m
	棟 高	5.112 m
屋 根		檜皮葺
外壁・内壁		土壁
基 礎		礎石建ち

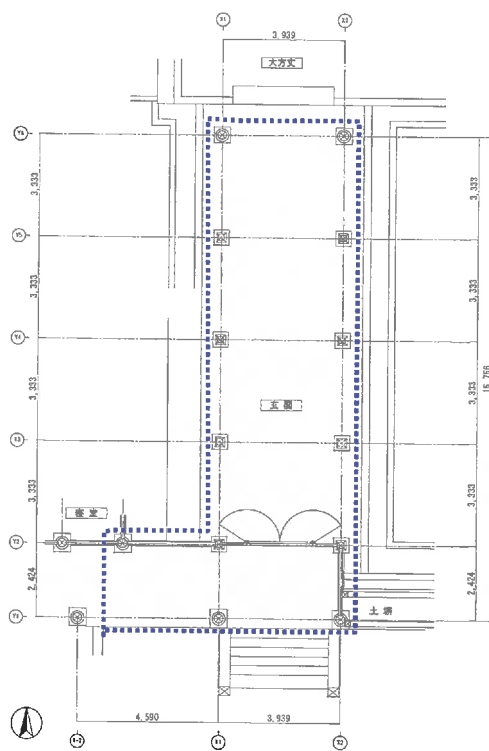
1.2 建築概要図



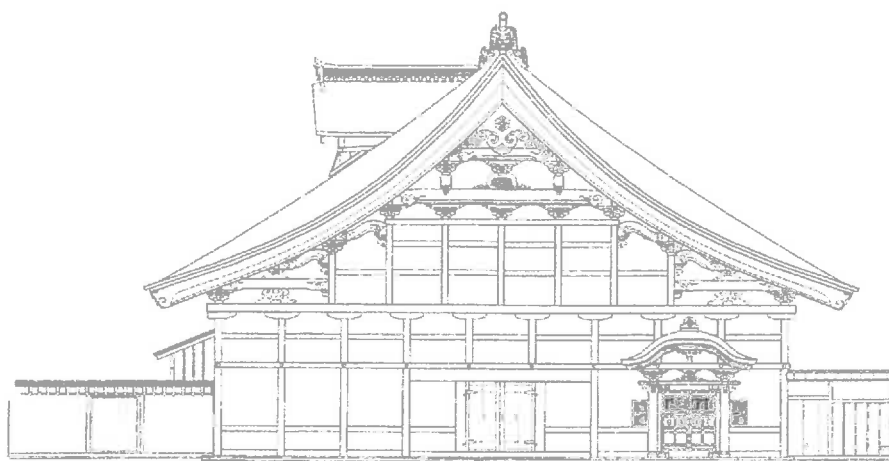
配置図



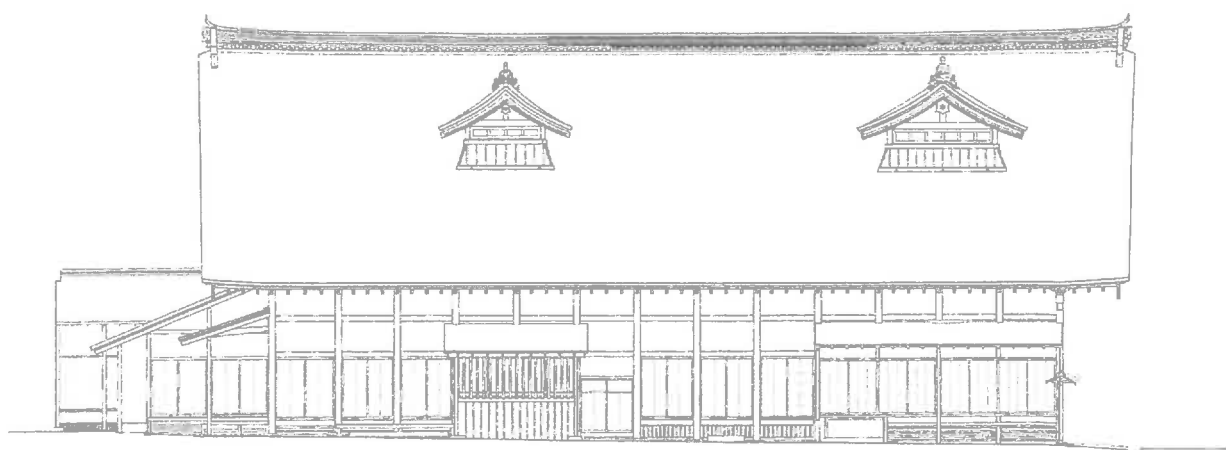
庫裏・庫裏附廊下 平面図



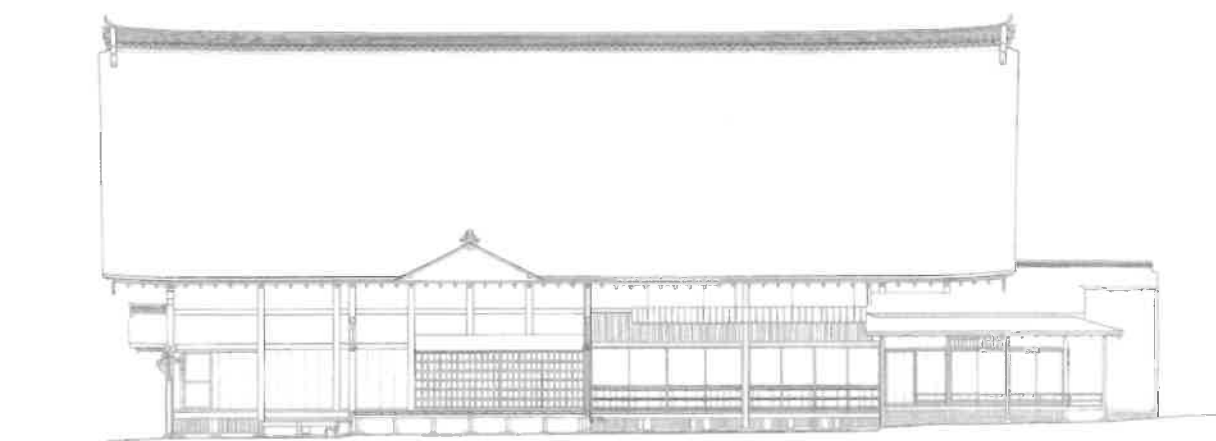
玄関 平面図



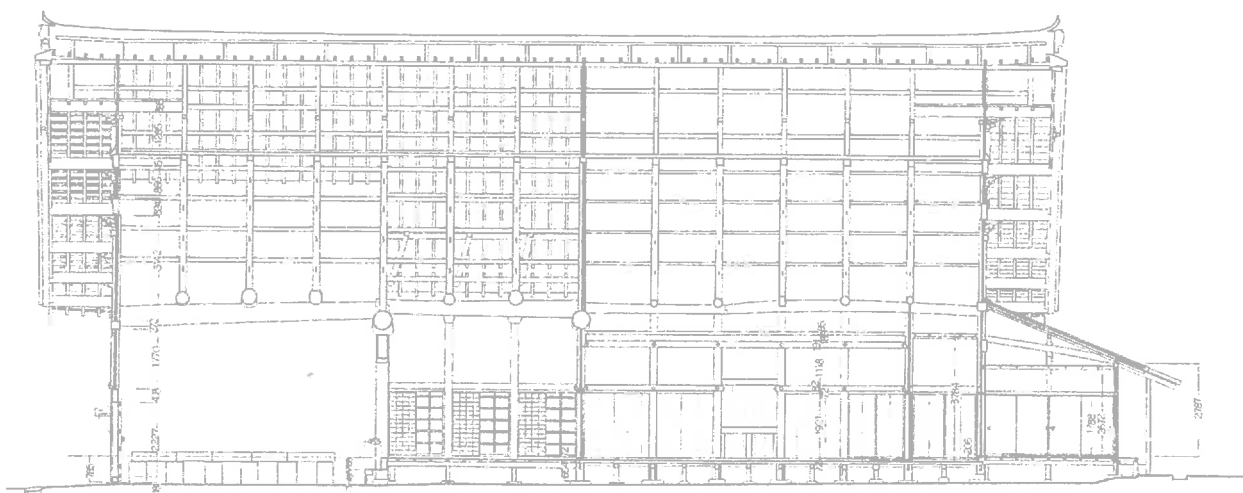
庫裏 南側立面図



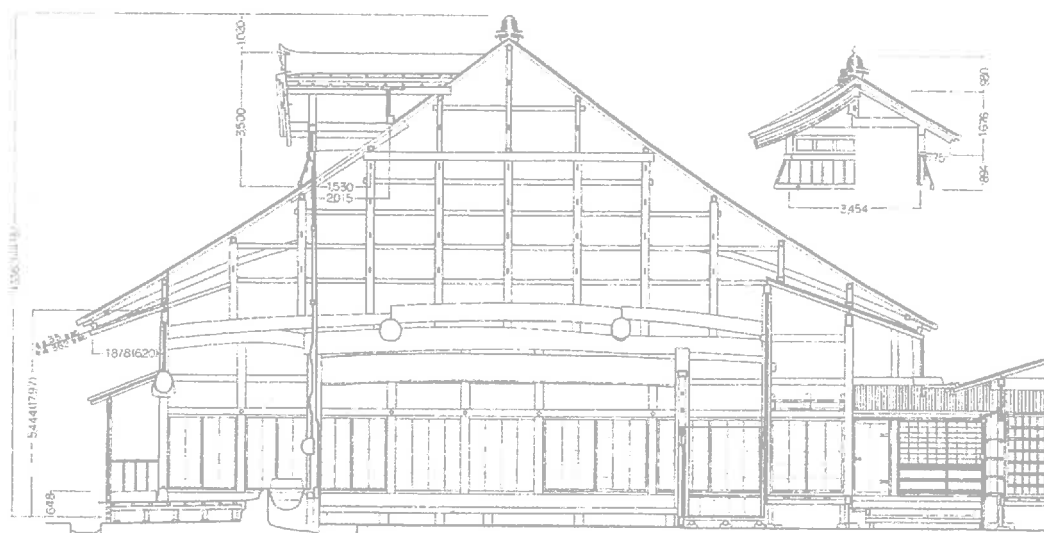
庫裏 西側立面図



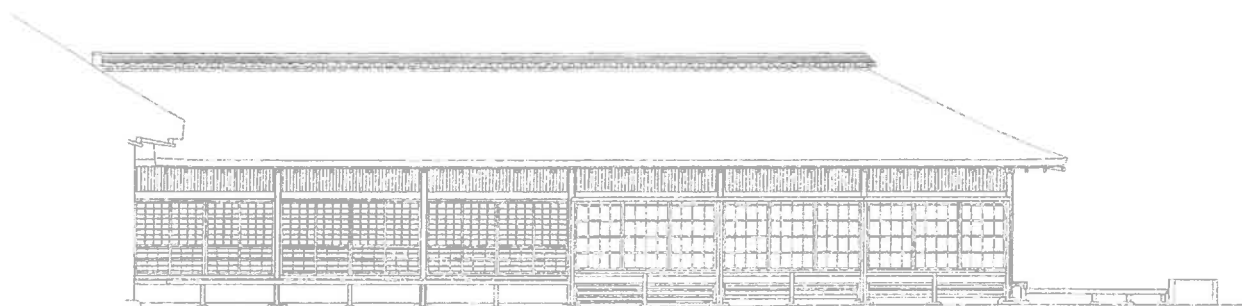
庫裏 東側立面図



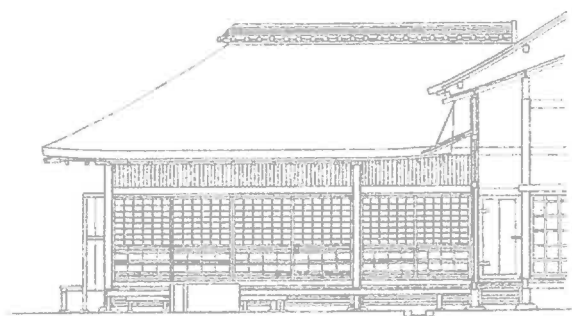
庫裏 桁行断面図



庫裏 梁間断面図



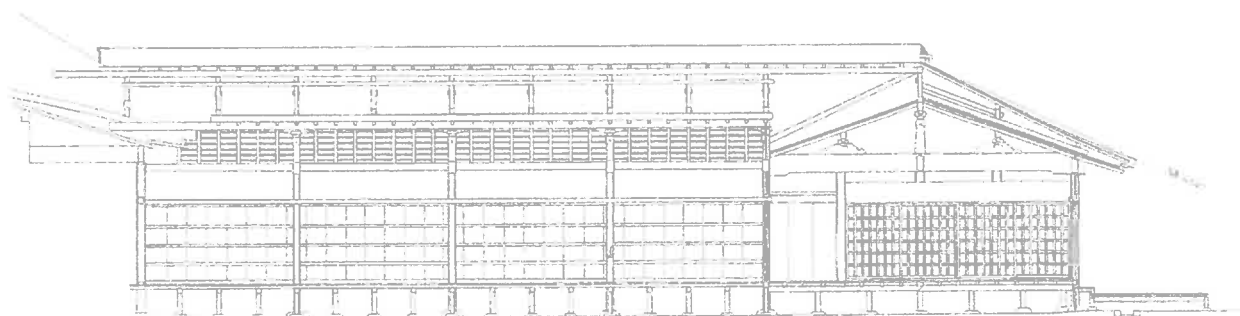
附廊下 東立面図



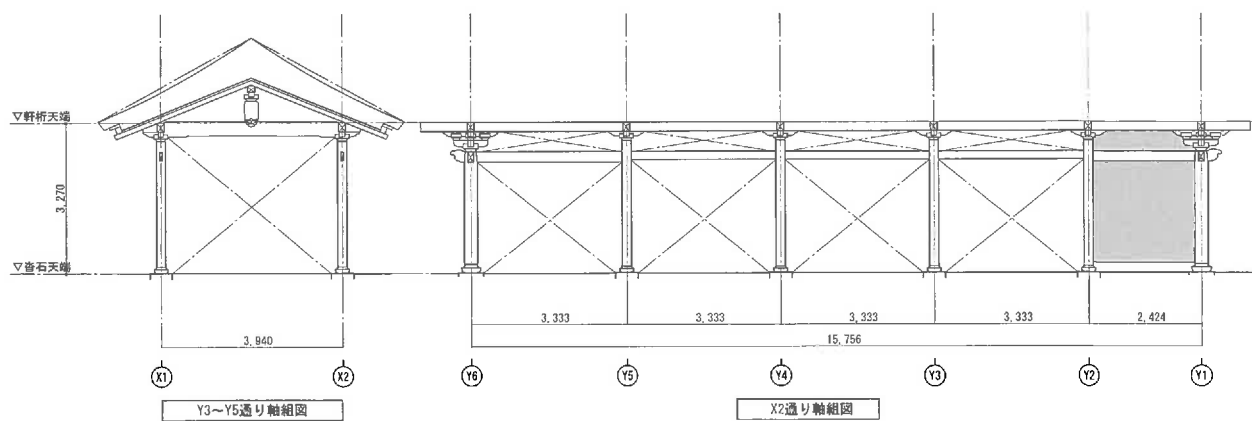
附廊下 北立面図



附廊下 梁間断面図



附廊下 桁行断面図



玄関 軸組図

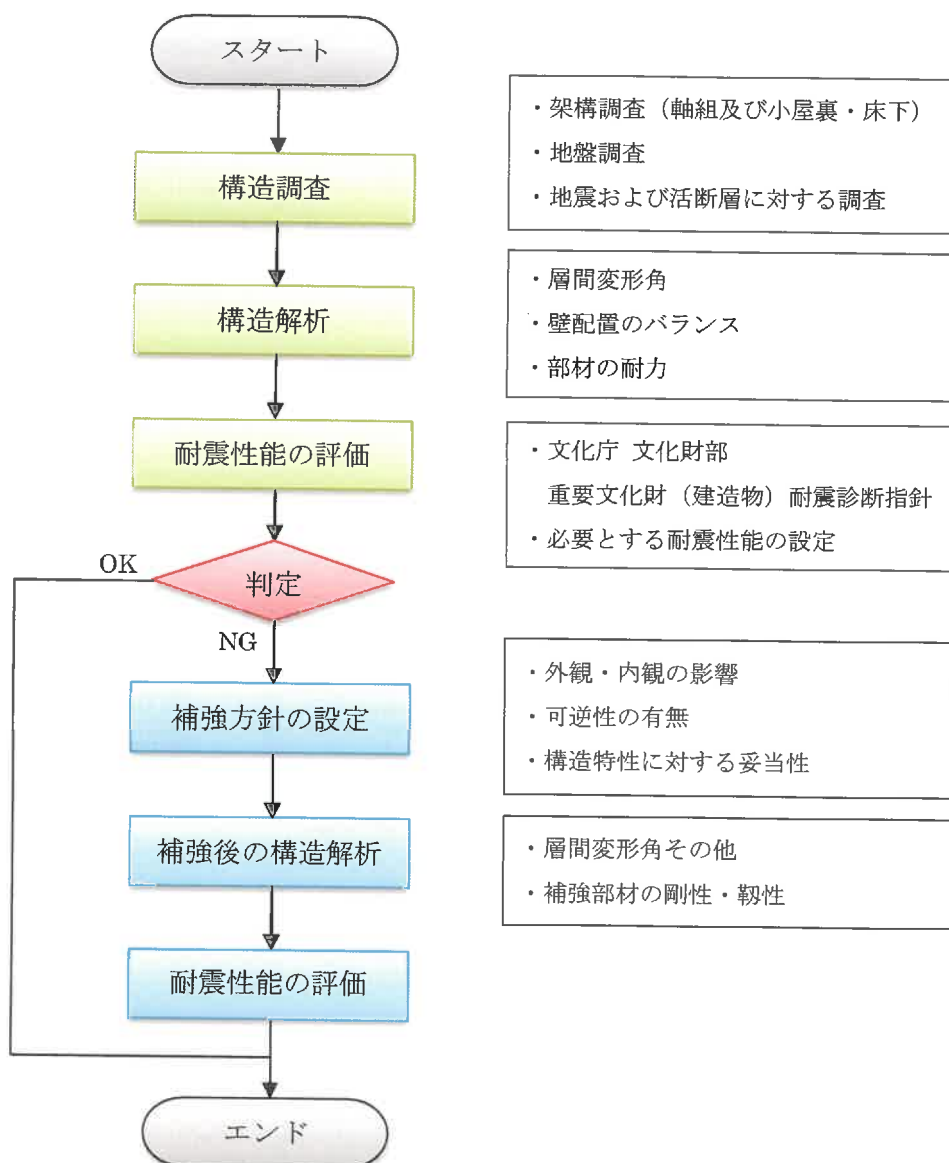
2. 構造検討方針

2.1 構造性能評価の目的

1) 構造診断の目的

今回対象とする妙心寺庫裏ほか2棟は、承応2～3年頃に建築された建築物である。対象建物について現況の構造性能を把握するため、本業務を実施することとなった。耐震診断を行い、目標とする性能に達しない場合には補強案を提示する。

2) 構造診断の流れ



2.2 構造性能評価概要

1) 構造性能評価方針

本建物は国指定重要文化財に指定されており、歴史的な価値を尊重するために建築基準法には基づかず、重要文化財相当の耐震性を保有させる方針で診断を行う。なお、耐震性能の検討は、文化庁文化財部「重要文化財（建造物）耐震診断指針」（以下、文化財指針と呼ぶ）に従う。

木造建築の構造性能は、架構形式や使用材料、職人の仕事の善し悪し、当時の技術レベル等、建設された時に起因する要素と、経年による劣化や維持管理状態等の時間に起因する要素に大きく影響される。これらの諸要因を定量的に評価し、性能を数値指標にして表す解析的な手法は、研究と事例の蓄積により現在確立されつつある。ただ、詳細にわたる部分までは整備されたとは言い難く、未だに手探りでその手法を模索している部分もある。この限界を十分考慮して検討を行い、解析の限界を補完するために、既往の実験・研究の成果や過去の地震被害の記録等を参考として補足を図った。

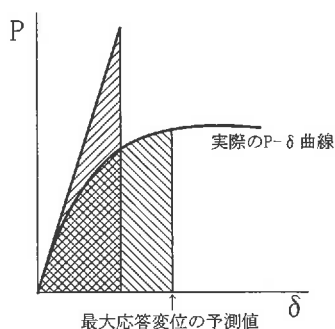
2) 構造検討の概要

文化財建造物の耐震性能評価方法は「文化財指針」に「エネルギー一定則」と「等価線形化法」の2つが示されている。いずれも地震時の最大応答変位の予測値を求めるもので、それぞれのフェーズの必要性能を満たしているかを最大応答層間変形角の予測値により判定する。

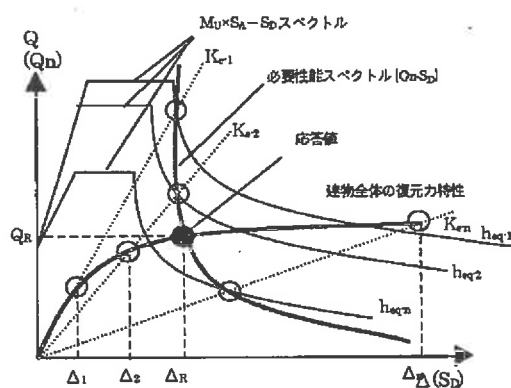
「エネルギー一定則」は、建物重量と初期剛性から算出される地震入力エネルギーと建物の保有するエネルギーに比較を行い、最大応答変位の範囲を予測するものである。「エネルギー一定則」の地震入力エネルギーは建物の初期剛性に大きく依存しており、ある一定以上の剛性・耐力のある建物を評価することに適している。「等価線形化法」は、構造物を一質点系に置き換え、荷重・変形関係から固有周期や減衰性を評価し、地震動の応答スペクトルとの関係により最大応答変位の予測値を求めるものである。「等価線形化法」は建物の変形性能や減衰性能を評価することに適している。本建物は土壁の架構であり、変形性能が高く靱性に富む架構であるため、「等価線形化法」が適していると考えられる。

本検討は、文化庁「重要文化財（建造物）耐震診断指針」の「等価線形化法」に基づく。解析手法として以下の点を考慮した。

- ① 立体フレーム架構にモデル化する。
- ② 立体モデルの耐力要素は、土壁と柱・貫の架構である。
- ③ 屋根・床の変形を考慮して解析を行う。
- ④ 建物の復元力特性（荷重・変形関係）は、荷重増分法を用いた静的弾塑性解析により求める。



エネルギー一定則概念図



等価線形化法概念図

3) 構造性能の判定基準値

文化財指針によると、必要耐震性能は大地震動時に許容される被害によってその性能が区分されている。本建物は参拝客が出入りするため、地震時に人命を損なうことのない耐震性が要求される。そのため、本建物の必要耐震性能は「安全確保水準」と設定する。これは、「大地震動時に倒壊しない」ことを性能の目標としている。この目標は、一般の建物と比較した場合、大地震動時の性能について基準法で必要としているものとほぼ同水準と考えられる。そのため、本建物の診断は、文化財建造物の手段によるものの、求める大地震動時の耐震性能は一般の建築と同等といえる。

「安全確保水準」の層間変形角の目安は、大地震動時に倒壊しない性能として 1/30 以下となっている。本建物は柱と土壁・貫の架構であり、1/30 を超える大変形時においても耐力を保持している構造である。そのため、大地震動時に倒壊しない性能として層間変形角の目標値を 1/20 以下とする。また、柱の折損がないことを確認する。

診断において、表層地盤の増幅率 G_s は、地盤調査結果より精算値を採用する。ただし、第一種地盤の値を下限とする。なお、本解析は、建物の傾き、不同沈下や腐朽等がない、健全な状態であることを前提としている。

本建物における設計条件

		設定値	備考
地震動	地震地域係数	$Z=1.0$	京都府
	表層地盤加速度増幅率	G_s 精算値	地盤調査より ただし第一種地盤の値を下限とする
風荷重	基準風速	$V_0=32 \text{ m/s}$	京都府
	大規模の風	中程度の 1.6 倍	令 82 条の 5 より
雪荷重	垂直積雪量	30 cm	京都市建築基準法施行細則 第 31 条より
	単位重量	20 N/cm/m^2	

水平荷重に対する性能の判定基準

性能に関する項目			目標値	備 考
大地震動時	層間変形角	平均	1/20 以下	
		最大	1/20 以下	土壁フレーム
			1/15 以下	木フレーム
	木造部材の耐力確認		終局耐力以下	柱
風荷重時	層間変形角	平均	1/20 以下	
		最大	1/20 以下	土壁フレーム
			1/15 以下	木フレーム
	木造部材の耐力確認		終局耐力以下	柱

上表 層間変形角の平均は、「立体縮約」の手法により縮約された 1 自由度系の応答変形角とする。

文化財指針によれば、必要耐震性能は大地震に許容される被害程度により「機能維持水準」「安全確保水準」「復旧可能水準」の3つに区分されている。また、設定に際する留意事項としては「文化的価値の保存に係る事項」と「活用上の安全性確保に係る事項」の2つの観点が挙げられている。

必要耐震性能設定の目安 文化庁「重要文化財（建造物）耐震診断指針」

		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。
大地震動時	軸組	変形が生じる。 （層間変形角 1/60 以下）	大きな変形が生じるが、倒壊しない。 （層間変形角 1/30 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。仕口のゆるみが生じることがある。	変形が生じる。 （層間変形角 1/60 以下）	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、再用して復旧可能	過半が破損して、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、壁下地も破損する。
	安全	安全	安全に退避できる	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

4) 準拠指針と参考文献

- 文化庁文化財部 「重要文化財（建造物）耐震診断指針」
- 日本建築学会 「木質構造設計基準・同解説」
- 〃 「木質構造基礎理論」
- 〃 「木質構造接合部設計マニュアル」
- 〃 「限界耐力計算による伝統木造建築物構造計算指針・同解説」
- 〃 「建築物荷重指針・同解説」
- 〃 「建築基礎構造設計指針」
- 〃 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」
- 日本建築センター 「2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書 第3版」
- (一財)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」
- 〃 「木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き」
- 〃 「土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に関わる技術解説書」
- 日本建築防災協会 「木造住宅の耐震診断と補強方法（2004年）」
- 〃 「木造住宅の耐震診断と補強方法（2012年）」
- 彰国社 「建築構造学大系 22 木構造」
- 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会
- 「伝統工法を生かす木造耐震設計マニュアル」
- 建築知識 「地震に強い「木造住宅」の設計マニュアル」
- 日本建築学会大会学術講演梗概集
- 1996 年 22052 伝統的木造建築における柱貫接合部の実験的研究
- 2001 年 22046 伝統的木造建築物における継手部の構造実験
- 1999 年 22041 伝統的木造建築物における屋根・天井構面のせん断試験
- 2007 年 22124 重要文化財國前寺本堂耐震診断および耐震補強
その2 土壁実験および柱曲げ破壊実験
- 2017 年 22256～8 柱継手性能確認のための実験的研究 慈眼寺本堂における金輪継手

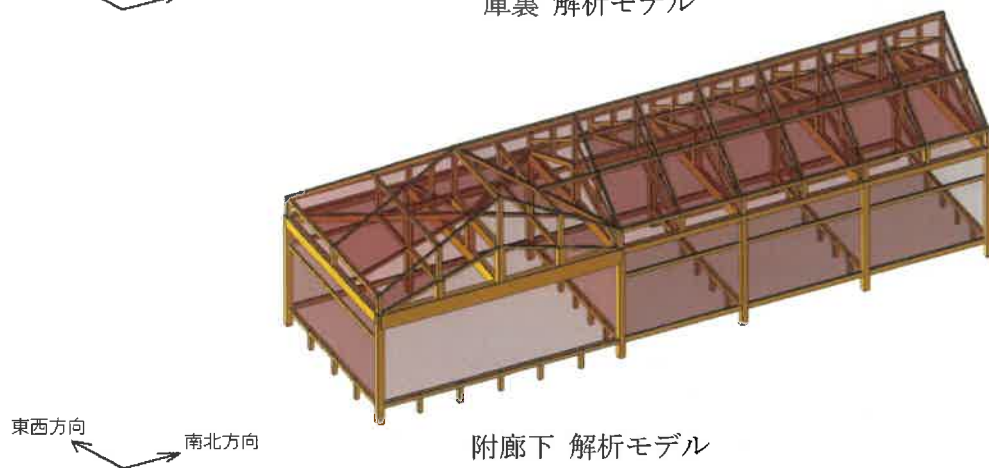
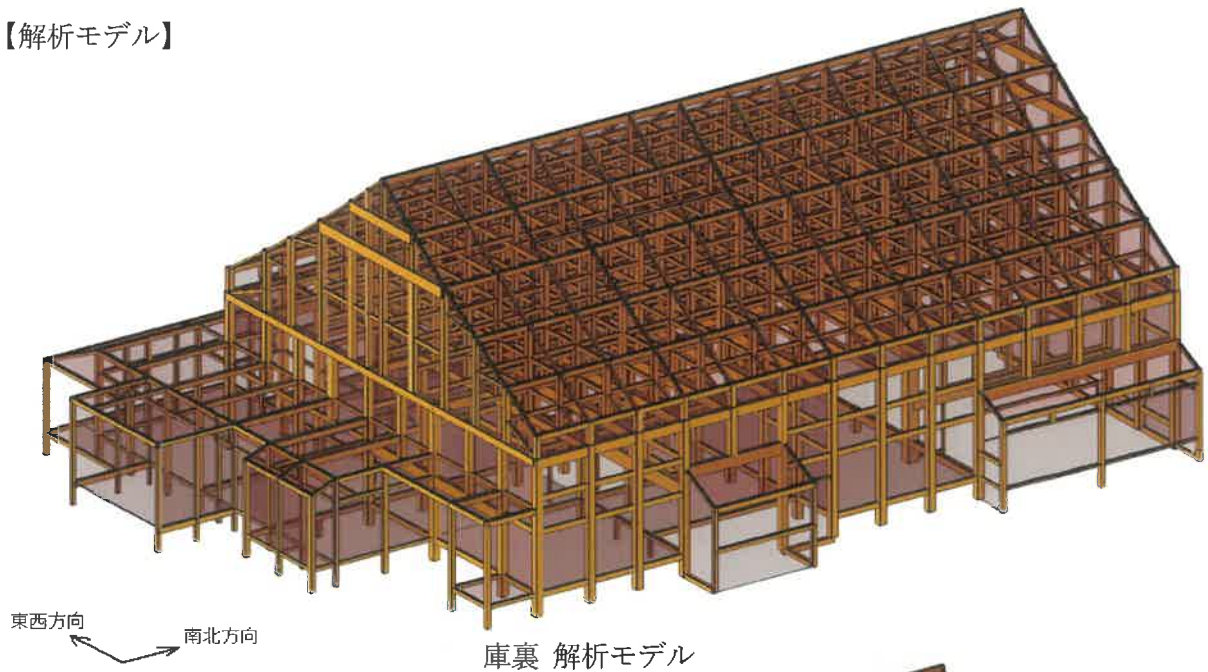
2.3 構造解析の方針

1) 上部木造架構の解析

線形解析および非線形解析とも同一の立体フレームにモデル化され、かつ床の変形を考慮した解析が可能なプログラムを用いて検討を行う。

SEIN La CREA (立体フレーム解析) 株式会社 NTT ファシリティーズ Ver 3.0.3.28

【解析モデル】



2) 等価線形化法に基づく検証法 (概略)

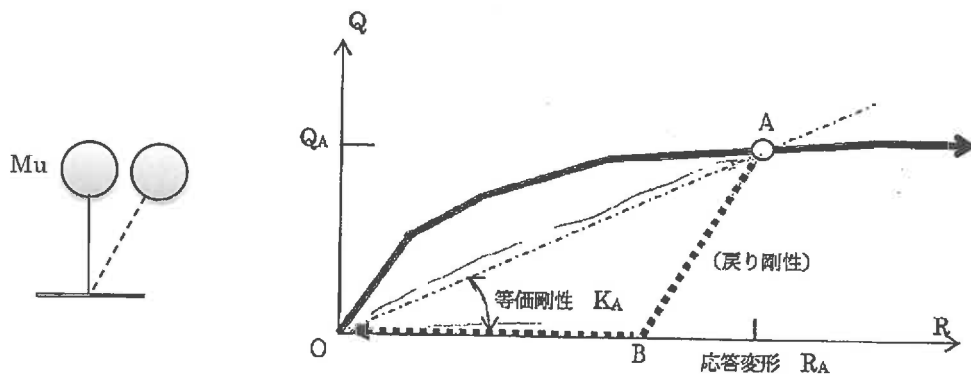
- ① 表層地盤の加速度増幅率を計算する。(地盤は1種地盤とする。)
- ② A_i 分布を用いて荷重増分解析をおこない、各階の復元力特性と変形モードを求める。
- ③ 変形モードを用いて等価な一質点系に縮約する。本件は「立体縮約」の手法を用いて算出する。
- ④ 等価剛性 (K_e)・等価周期(T_e)・減衰定数(h_{eq})と加速度応答スペクトル・加速度増幅率 G_s から一質点系の応答加速度を求める。

$$T_e = 2\pi \sqrt{Mu \frac{\delta}{Q}}$$

δ : 変位, Q : δ 時の建物のせん断耐力

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \times \frac{\Delta W}{W_A}$$

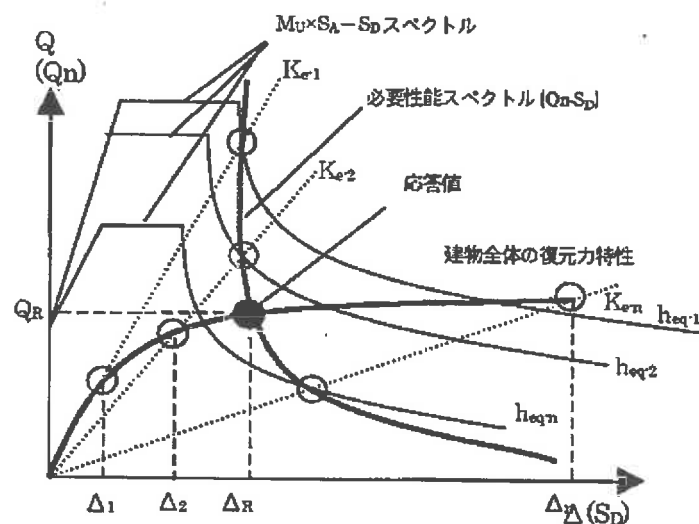
ΔW : 三角形 OAB の面積, $W_A = R_A \times Q_A / 2$



- ⑤ 応答加速度(S_A)を応答せん断力(Q_n)と応答変位(S_D)に換算する。

$$Q_n = Mu \cdot S_A, \quad S_D = \left[\frac{T_e}{2\pi} \right]^2 S_A$$

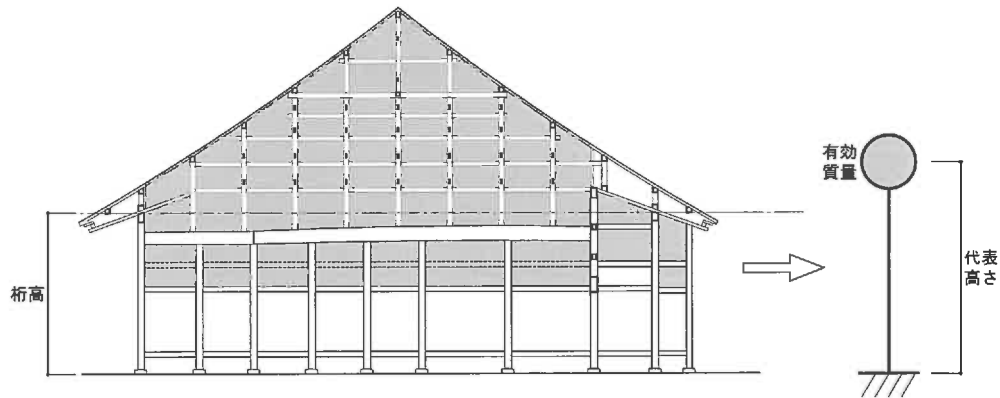
- ⑥ 各変位における(Q_n , S_D)点を建物の復元力特性のグラフ上にプロットする。
各(Q_n , S_D)点を結んだ線を必要性能スペクトルと呼ぶ。
- ⑦ 必要性能スペクトルと建物の復元力特性が交差した点が、建物の応答値となる。
この応答値が目標とする層間変形角以下であるかどうかにより、建物の性能を確認する。



- ⑧ 縮約された1自由度系の応答値を元の立体架構に戻し、各節点の変形より応答変位を算出する。

⑨ 1自由度系への縮約について

立体モデルから1自由度系への縮約については、「2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書」付録1-5 木造に関する技術資料の1-5.6 (3) 損傷限界固有周期・安全限界固有周期 (1自由度系への縮約) に示される算出式による。→「立体縮約」の手法



- 1) 立体架構の X,Y,Z 座標で与えられる全ての節点の質量を求める。
- 2) 荷重増分法により求まる各ステップの全ての節点の水平変位($x\delta$ 、 $y\delta$)を求める。
- 3) 各ステップの有効質量と代表変位は以下の式を用いる。

$$\text{X 方向地震時有効質量} \quad M_u = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \cdot xx\delta_i)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot (xx\delta_i^2 + xy\delta_i^2)}$$

$$\text{Y 方向地震時有効質量} \quad M_u = \frac{(\sum_{i=1}^N m_i \cdot yy\delta_i)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot (yx\delta_i^2 + yy\delta_i^2)}$$

$$\text{X 方向地震時代表変位} \quad \Delta = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot (xx\delta_i^2 + xy\delta_i^2)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot xx\delta_i}$$

$$\text{Y 方向地震時代表変位} \quad \Delta = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot (yx\delta_i^2 + yy\delta_i^2)}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot yy\delta_i}$$

ここに、N：立体モデルを構成する節点の総数

m_i ：i 番目の節点の質量

$xx\delta_i$ ：X 方向地震時の i 番目の節点の X 方向変位

$xy\delta_i$ ：X 方向地震時の i 番目の節点の Y 方向変位

$yx\delta_i$ ：Y 方向地震時の i 番目の節点の X 方向変位

$yy\delta_i$ ：Y 方向地震時の i 番目の節点の Y 方向変位

- 4) 各ステップの代表高さは、下式によって算出する。

$$\text{X 方向地震時代表高さ} \quad H_e = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot x\delta_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot x\delta_i}$$

$$\text{Y 方向地震時代表高さ} \quad H_e = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot y\delta_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot y\delta_i}$$

h_i ：i 番目の節点の高さ

$x\delta_i$ ：X 方向地震時の i 番目の節点の代表変位

$y\delta_i$ ：Y 方向地震時の i 番目の節点の代表変位

3. 調査概要

3.1 調査内容

耐震診断を行うにあたり、構造体調査、地震・活断層の調査、地盤調査を行った。修理工事報告書の図面を基に、必要に応じて足場を設置して実測を行い、平面図および構造図を作成した。地震・活断層について調査を行い、敷地周辺の過去の被害や地震敷地に影響を与える活断層を確認した。建物に影響を与える地盤の構造特性を把握するために地盤調査を行った。なお、地盤調査は株式会社東京ソイルリサーチと協力して行った。

調査項目

調査項目		内容
構造体調査	実測・図面作図	平面図、伏図・軸組図 構造体の確認
地盤に関する調査	地震および活断層の調査	敷地周辺の過去の被害地震や 敷地に影響を与える活断層の調査
	地盤調査	地盤構成の把握

3.2 実測・作図

構造検討に必要な図面を実測に基づき作成した。作成図面は以下の通りである。

作成図面リスト

図面名称		縮尺	枚数	備 考
庫裏廊下	平面図	1/ 50	1	
	伏図	1/ 50	5	
	軸組図	1/ 50	15	
玄関	平面図、伏図	1/ 50	1	
	軸組図	1/ 50	2	



大庫裏・土間・大釜戸足場



小庫裏足場



大庫裏小屋組



食堂小屋組



庫裏 柱根継



庫裏 柱根継



廊下 柱金輪継



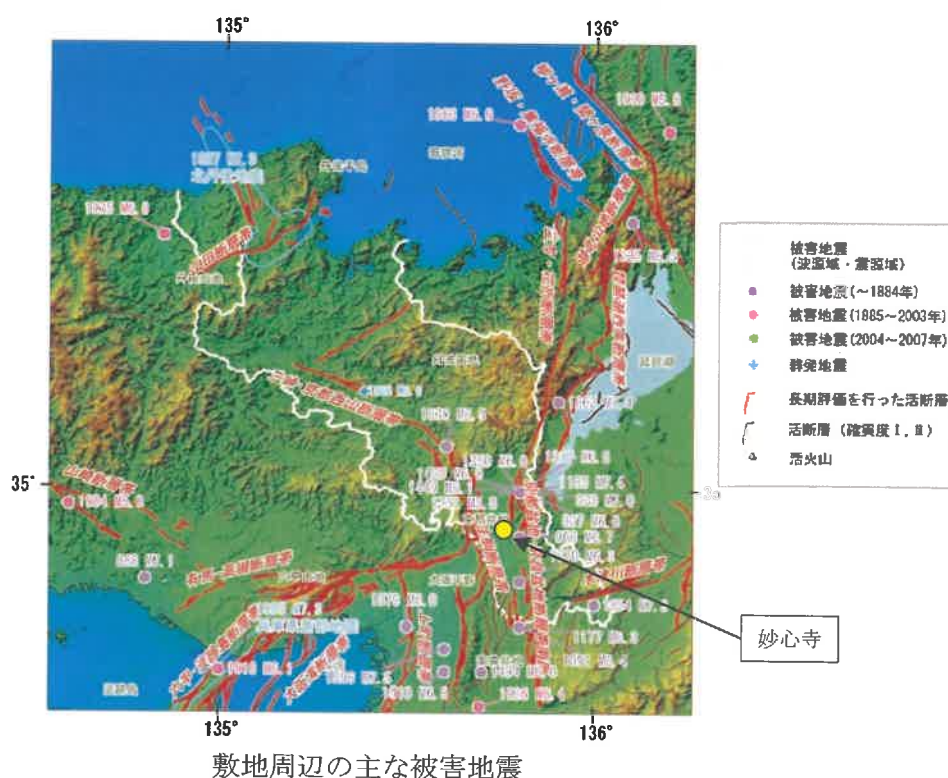
玄関 頭貫楔

3.3 地震および活断層に関する調査

1) 地形および過去の地震被害に関する調査

京都府に被害を及ぼす地震は、主に陸域の浅いところで発生する地震である。このほか、南海トラフ沿いの巨大地震やフィリピン海プレートで発生する地震で被害を受けることもある。京都府の主な活断層は、滋賀県境付近から奈良県境付近にかけて三方・花折断層帯と京都盆地・奈良盆地断層帯南部が伸びている。そのほかは、南東部に存在する木津川断層帯や、南部の有馬・高槻断層帯と生駒断層帯、北部の山田断層帯、中央部の三峠・京都西山断層帯が存在する。

被害を及ぼした過去の地震について、主なものをあげれば以下の通りである。



西暦(和暦)	地域(名称)	M	県内の主な被害(カッコは全国での被害)
827. 8.11 (天長 4)	京都	6.5 ~ 7.0	(家屋全壊多数。)
887. 8.26 (仁和 3)	五畿・七道	8.0 ~ 8.5	京都で、家屋倒壊多く、圧死者多数。(南海トラフ沿いの巨大地震)
938. 5.22 (天慶 1)	京都・紀伊	7.0	宮中で死者4人、家屋全壊多数。
976. 7.22 (貞元 1)	山城・近江	6.7以上	死者50人以上、家屋全壊多数。
1185. 8.13 (文治 1)	近江・山城・大和	7.4	白河辺で被害大きく、死者、家屋倒壊多数。
1317. 2.24 (文保 1)	京都	6.5 ~ 7.0	白河辺で、ことごとく住家全壊し、死者5人。
1449. 5.13 (宝徳 1)	山城・大和	5.3/4 ~ 6.5	洛中の堂塔などに被害多く、死者多数。
1596. 9. 5 (慶長 1)	畿内(慶長伏見地震とも呼ばれる。)	7 1/2	三條から伏見の間で被害が最も大きく、死者、家屋倒壊多数。伏見城では、天守の人破などにより、圧死者約600人。
1662. 6.16 (寛文 2)	山城・大和・河内・和泉・摂津・丹波・若狭・近江・美濃・伊勢・駿河・三河・信濃	7 1/4 ~ 7.6	京都で死者200余人、家屋倒壊1,000棟。
1830. 8.19 (天保 1)	京都および隣国	6.5	京都で死者280人、負傷者1,300人。
1891.10.28 (明治 24)	(濃尾地震)	8.0	家屋全壊13棟。
1925. 5.23 (大正 14)	(北口馬地震)	6.8	北部(久美浜)で、死者7人、負傷者30人、住家全壊20棟。
1927. 3. 7 (昭和 2)	(北丹後地震)	7.3	北部で甚大な被害。死者2,898人、負傷者1,595人、住家全壊4,839棟、同焼失2,019棟。
1952. 7.18 (昭和 27)	(古野地震)	6.7	死者1人、負傷者20人、住家全壊5棟。
1995. 1.17 (平成 7)	(平成7年(1995年)元禄県南部地震)	7.3	(死者6,434人、行方不明3人、負傷者43,792人、住家全壊104,906棟。)
2004. 9. 5 (平成 16)	紀伊半島南東沖	7.4	負傷者1人。

「日本の地震活動」地震調査研究推進本部地震調査委員会編

2) 活断層に関する調査

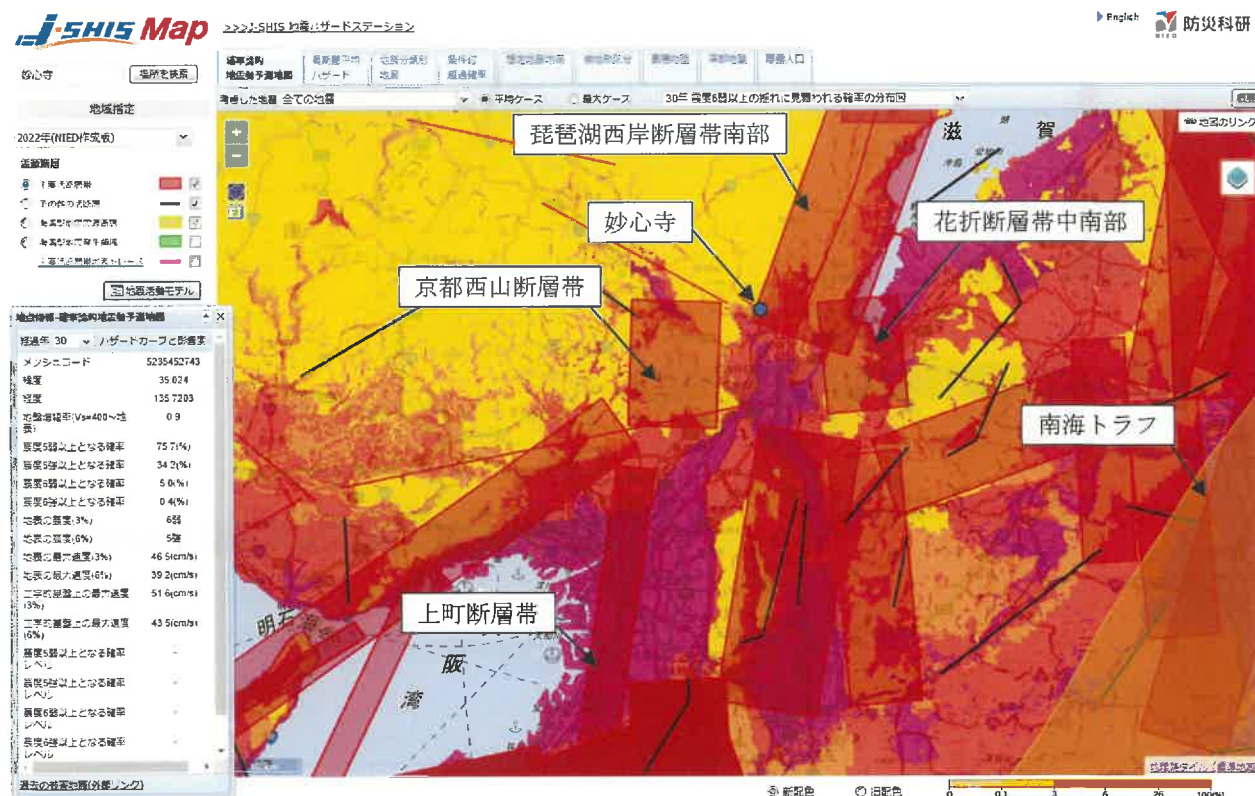
J-SHIS（防災科学研究所）より、地震動予測地図と敷地周辺に将来被害を及ぼす可能性のある地震活動の評価を示す。当敷地において、今後30年で震度5強以上となる確率は約30%、震度6弱以上となる確率は約5%程度である。

当敷地における推定震度が最も大きい断層は京都西山断層帯、花折断層帯中南部、琵琶湖西岸断層帯南部である。今後30年以内に発生する確率は0~0.03%となっているが、最新活動時期が明確ではない断層もあるため確率はもっと高い可能性がある。

地震活動の評価

地震ハザードステーション J-SHIS（2022年版）

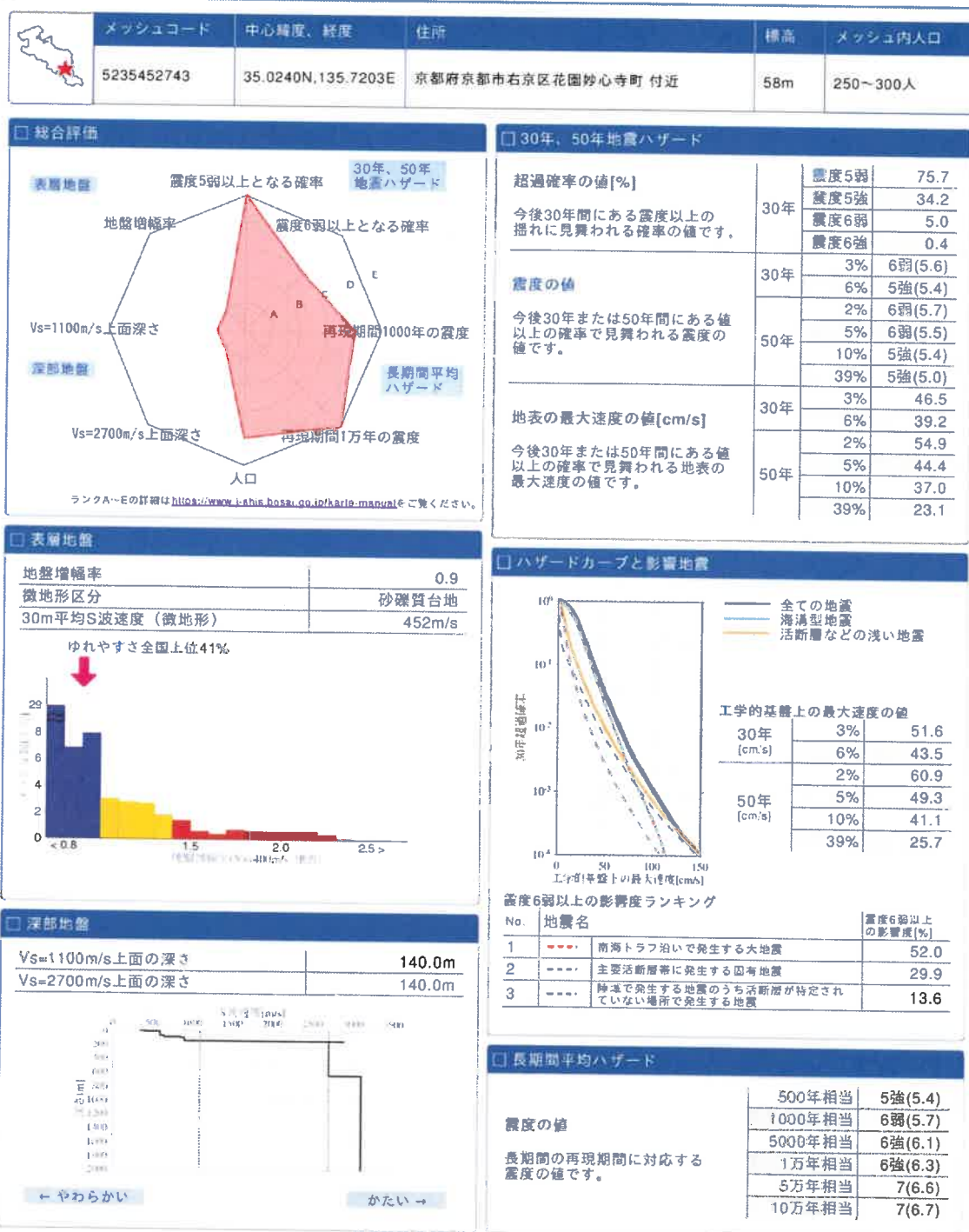
断層	上町断層帯	京都西山断層帯	花折断層帯中南部	琵琶湖西岸断層帯南部	南海トラフ地震
マグニチュード	7.0	7.0	6.9	6.9	8.2~9.1
平均発生間隔	8000年	4550年	5350年	5250年	88.2年
最新活動時期	18500年前	2111年前	2111年前	837年前	76年前
30年発生確率	2.89%	0.02%	0.0%	0.0%	76.1%
50年発生確率	4.78%	0.03%	0.0%	0.0%	94.4%
敷地の推定震度	震度5弱	震度6弱	震度6弱	震度6弱	震度5強



地震動予測地図：今後30年以内に震度6弱以上の揺れに見舞われる確率

地震ハザードステーション J-SHIS(2022年版)

以下に「J-SHIS（防災科学技術研究所）」より、地震ハザードカルテ（2022年版）を示す。



3.4 地盤調査概要

1) 地盤調査概要

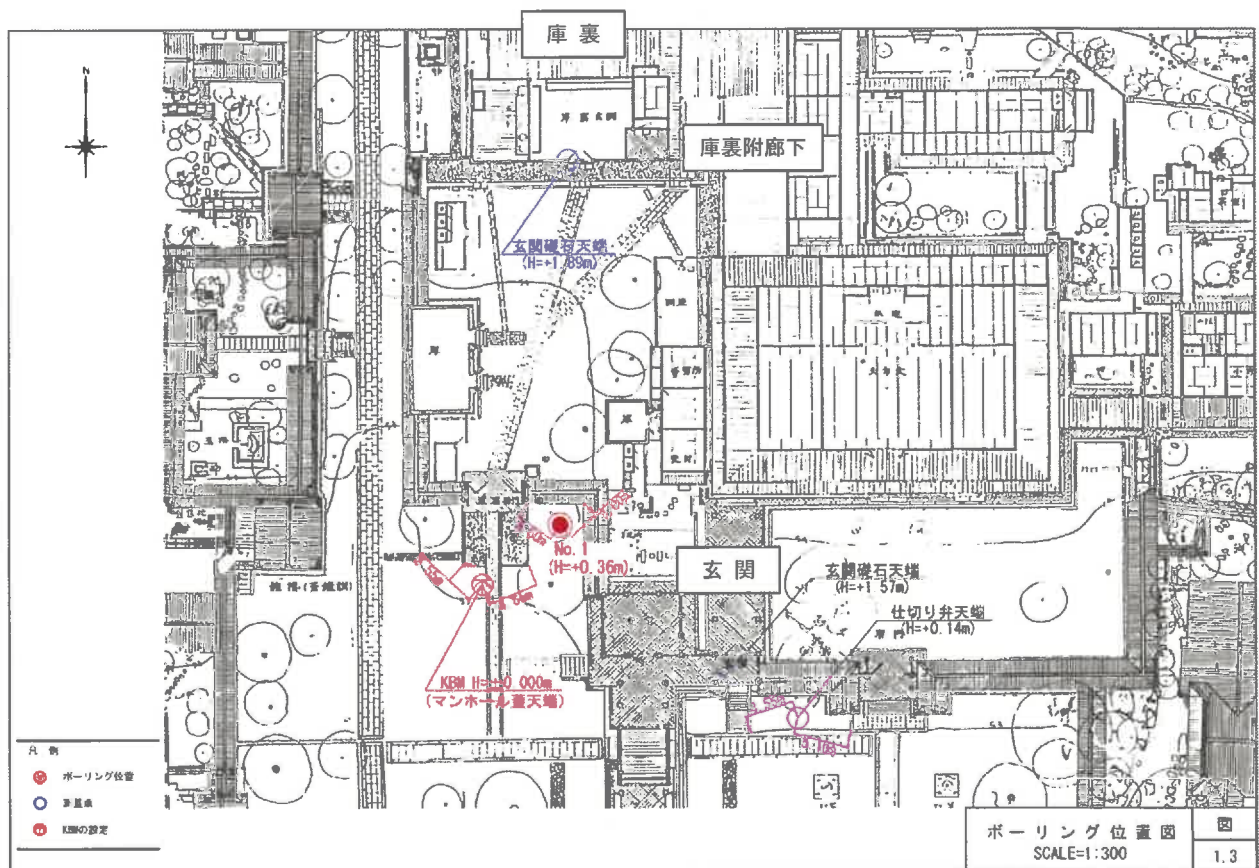
敷地の地盤調査について、令和4年8月にボーリング調査を1箇所行い、地盤の構成把握を行った。また、ボーリング調査孔を利用したPS検層および常時微動測定を実施し、原地盤の速度構造及び振動特性の評価を行った。

調査内容

- ・ボーリングおよび標準貫入試験 : 1箇所、深さ47.25m、試掘1.5m、削孔径φ66
- ・PS検層 : 1箇所、ダウンホール方式、1m間隔
- ・常時微動測定 : 1箇所、高精度5秒計
- ・室内土質試験 : 物理試験一式

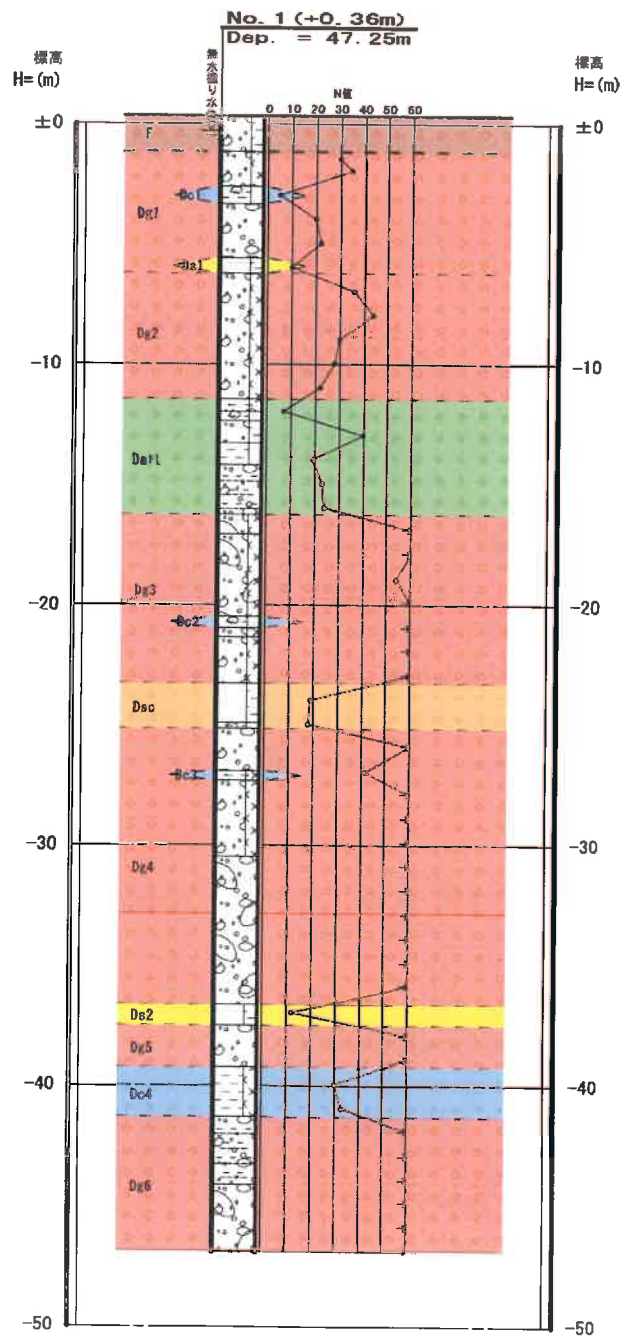
調査地は、京都盆地の北西側に位置している。京都盆地は南北に細長く、東西及び北部の三方を標高400～700m程度の山地に囲まれている。調査地付近は、御室川や天神川等による扇状地性の段丘面が広がっており、地形面は盆地中央～南側に向かって緩く傾斜している。

調査地を構成する地質は、周囲の山地を形成する古生代～中生代の丹波層群を基盤としており、その上部を新生代第四紀鮮新世～更新世の大阪層群、浅層付近を高位～低位段丘層が被覆する。調査地付近には、表層付近から段丘層が分布する。土質は、礫質土を主体とし、薄く粘性土を介在する。



調査位置図

土層区分図



土層分類表

地質時代	地層区分	土層区分	記号
新生代第四紀	現世	埋土	F
	更新世	洪積層	第1礫質土層
			Dg1
			第1粘性土層
			Dc1
			第1砂質土層
			Ds1
			第2礫質土層
			Dg2
			砂質土・粘性土互層
			Dalt
			第3礫質土層
			Dg3
			第2粘性土層
			Dc2
			砂・粘性土層
			Dsc
			第4礫質土層
			Dg4
			第3粘性土層
			Dc3
			第2砂質土層
			Ds2
			第5礫質土層
			Dg5
			第4粘性土層
			Dc4
			第6礫質土層
			Dg6

標準貫入試験

調 査 名	京 都 妙 心 寺 耐 震 診 断 に 伴 う 地 質 調 査	備 考
ボーリング No.	1	試料採取方法の記号 P : 標準式土質調査用サンプラー T : レンシル式サンプラー A : リットル用サンプラー D : デリニウムサンプラー
所在地	京都府京都市右京区花園妙心寺町	調査員が試験の7月以降は午前中のみ調査を使用した。
調査年月日	2022年8月16日～2022年8月27日	
孔口標高	+ 0.36 m 基準 KGM 計±0.000m (マンホール蓋天)	
ボーリング工法	ロータリー式オイルフィード	毎水採取深度: ~ R/18 1.5m ケーシング: 411mm (7分継ぎ)
調査者	小島 英明 責任者 原口 慎一	~ R/20 6.00m 管束寸法: ~ R/20 1.5m, R/24 1.15m

掘 尺 (m)	掘 高 (m)	掘 度 (m)	掘 厚 (m)	掘 内 水 位 (m)	試料採取		土質 記 号	土 質 名	色 調	記 事	指 針 相 容 度 お よ び コ ン ス テ ン シ ー	標準貫入試験					N 値	
					番号	方 法						貫入 深度 (m)	N 値	10cm毎の 打撃回数				
														10	20	30		40
1	-1.14	1.50	1.50	8.718				粘土質砂礫	黄褐色	層(φ2~40mm) 砂は褐色の砂質粘土をブロック状にし、粗砂多量混入、含水多い(量)	—	1.66	30	11	12	1.50mまで試掘		
2	-2.59	2.95	1.45					シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	層に達していない	1.70	33	11	12			
3	-3.29	3.65	0.70					細砂	黄褐色	層(φ2~10mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	3.16	8	1	3			
4								砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	4.16	20	7	6			
5	-5.54	5.90	2.25					粘土質中砂	黄褐色	層(φ2~30mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	5.16	22	7	7			
6	-6.19	6.55	0.65					粘土質中砂	黄褐色	層(φ2~30mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	6.16	10	3	3			
7								シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	7.16	30	12	11			
8			6.25					砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	8.16	44	13	15			
9								シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	9.16	30	10	9			
10								砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	10.16	28	8	8			
11	-11.44	11.80	0.50					砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	11.16	22	8	7			
12	-11.94	12.30	0.40					砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	12.16	7	2	2			
13	-12.34	12.70	0.80					砂質粘土	黄褐色	層(φ2~30mm) 砂質粘土を中砂主体	層に達していない	13.16	40	10	13			
14	-13.24	13.60	0.95					砂質粘土	黄褐色	層(φ2~40mm) 砂質粘土を中砂主体	層に達していない	14.16	19	6	6			
15	-14.19	14.55	2.05					砂質粘土	黄褐色	層(φ2~40mm) 砂質粘土を中砂主体	層に達していない	14.16	19	6	6			
16	-16.24	16.60	2.05					粘土質中砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	15.16	23	9	8			
17	-17.04	17.40	0.80					粘土質中砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	16.16	24	11	9			
18								玉石混じり シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~40mm) コア部1~2mの玉石混入 砂質粘土を中砂主体	非常に 層に達していない	17.16	80	38	25			
19			3.45					玉石混じり シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~40mm) コア部1~2mの玉石混入 砂質粘土を中砂主体	非常に 層に達していない	17.16	80	38	25			
20	-20.49	20.85	0.45					砂	黄褐色	層(φ2~40mm) 砂質粘土を中砂主体	非常に 層に達していない	18.16	80	37	37			
21	-20.94	21.30	0.40					砂	黄褐色	層(φ2~40mm) 砂質粘土を中砂主体	非常に 層に達していない	18.16	80	37	37			
22	-21.34	21.70	1.90					シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	非常に 層に達していない	19.16	80	26	24			
23	-23.24	23.60	1.65					シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	非常に 層に達していない	20.16	80	26	21			
24	-24.89	25.25	0.25					粘土質中砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	21.16	19	8	8			
25	-25.14	25.50	1.75					砂	黄褐色	層(φ2~30mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	22.16	18	7	6			
26	-26.89	27.25	1.75					砂	黄褐色	層(φ2~30mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	23.16	80	37	33			
27	-27.29	27.65	0.40					砂	黄褐色	層(φ2~30mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	24.16	80	37	33			
28			3.20					シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	25.16	42	28	8			
29	-30.49	30.85						シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	26.16	80	29	31			
30								シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	27.16	80	29	31			
31	-30.49	30.85						シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	28.16	80	29	31			
32								粘土質中砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	29.16	80	29	31			
33	-36.64	37.00	0.85					粘土質中砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	30.16	80	29	31			
34	-37.49	37.85	1.75					砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	31.16	80	29	31			
35	-39.24	39.60	2.05					シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	32.16	80	29	31			
36								シルト質砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	33.16	80	29	31			
37	-41.29	41.65	2.85					粘土質中砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	34.16	80	29	31			
38								粘土質中砂	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	35.16	80	29	31			
39	-44.14	44.50	2.75					玉石混じり砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	36.16	80	29	31			
40	-46.89	47.25						玉石混じり砂礫	黄褐色	層(φ2~50mm) 砂質粘土を中砂主体	中位	37.16	80	29	31			

2) 地下水位について

本調査では、GL-1.50m まで手掘りによる試掘（無水掘り）を行った際に、孔底から湿潤を確認し、GL-0.63m（標高 H=-0.27m）に水位を計測した。ただし、以下の理由によりこの水位は宙水（溜まり水）の可能性が高いと考えられる。

- ・無水掘り深度付近（GL-1.50m）は洪積第 1 礫質土層[Dg1]に相当し、土質は比較的透水性が良い礫質土で、標準貫入試験時に採取した土試料の見掛け上の含水は低い。一方、水位（GL-0.63m）は埋土[F]中で確認している。
- ・PS 検層の結果を見ると、P 波速度が GL-6.55m 以浅においては水中伝播速度（ $V_p \div 1500\text{m/s}$ ）を下回り、飽和度の低下した地盤に見られる値となっている。

以上のとおり、地下水位状況を検討したが、調査地における地下水位は判然としない。

3) 液状化の検討

「建築基礎構造設計指針」（2019 年 11 月改訂）によると、液状化の判定の対象とすべき土層は以下の通り。

- ・地表面から 20m 程度以浅の地下水で飽和された土層
- ・細粒分含有率が 35%以下の土層、または埋立地盤等の造成地盤では細粒分含有率が 35%以上でも粘土分含有率が 10%以下、塑性指数が 15 以下の土層
- ・細粒分を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫、洪積層でも N 値が小さい土層

本検討では、地下水位を GL-0.63m(H=T.P.+52.32m)と設定し、対象土層を洪積層とする。ただし、地下水位以浅または細粒分含有率 35%以上の土層は対象外とした。

地盤の液状化の発生によって計算に支障が生じないことの判定条件は、「2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書」477 頁に従って、以下の通りとする。

- ・最大加速度 150gal 以上に対して FL 値 1.0 以上を満足する。
- ・最大加速度 350gal 以上に対して FL 値 1.0 以上、Dcy 5cm 以下、PL 値 5.0 以下いずれかを満足する。

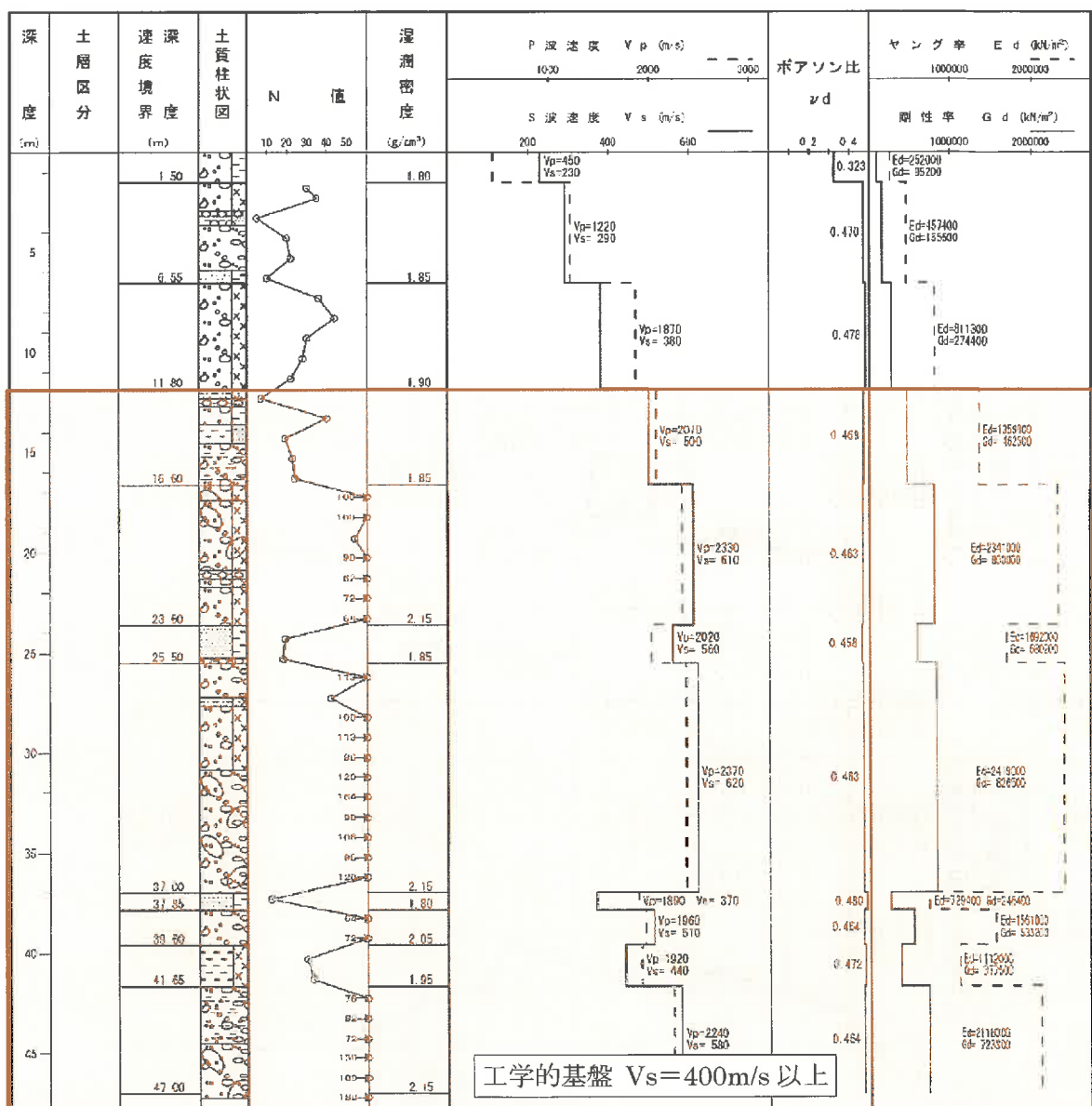
指標	最大加速度	調査地の値	判定	
FL 値	150gal	1.0 以上	液状化の可能性なし	○
FL 値	200gal	1.0 以上	液状化の可能性なし	○
FL 値	350gal	1.0 以上	液状化の可能性なし	○

調査地では、地盤の液状化の発生によって計算に支障が生じないことを確認している。

4) PS 検層

本敷地の地盤の弾性波速度構造把握を目的として、No.1 孔を利用した PS 検層を実施した。ダウンホール法を用いて、GL±1 m ～GL-47 m まで 1 m 毎の測定を行った。

深 度 GL-(m)	湿潤密度 (g/cm ³)	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	ポアソン比	剛性率 (kN/m ²)	ヤング率 (kN/m ²)
0.00 ～ 1.50	1.80	450	230	0.323	95,200	252,000
1.50 ～ 6.55	1.85	1,220	290	0.470	155,600	457,400
6.55 ～ 11.80	1.90	1,870	380	0.478	274,400	811,300
11.80 ～ 16.60	1.85	2,070	500	0.469	462,500	1,359,000
16.60 ～ 23.60	2.15	2,330	610	0.463	800,000	2,341,000
23.60 ～ 25.50	1.85	2,020	560	0.458	580,200	1,692,000
25.50 ～ 37.00	2.15	2,370	620	0.463	826,500	2,419,000
37.00 ～ 37.85	1.80	1,890	370	0.480	246,400	729,400
37.85 ～ 39.60	2.05	1,960	510	0.464	533,200	1,561,000
39.60 ～ 41.65	1.95	1,920	440	0.472	377,500	1,112,000
41.65 ～ 47.00	2.15	2,240	580	0.464	723,300	2,118,000

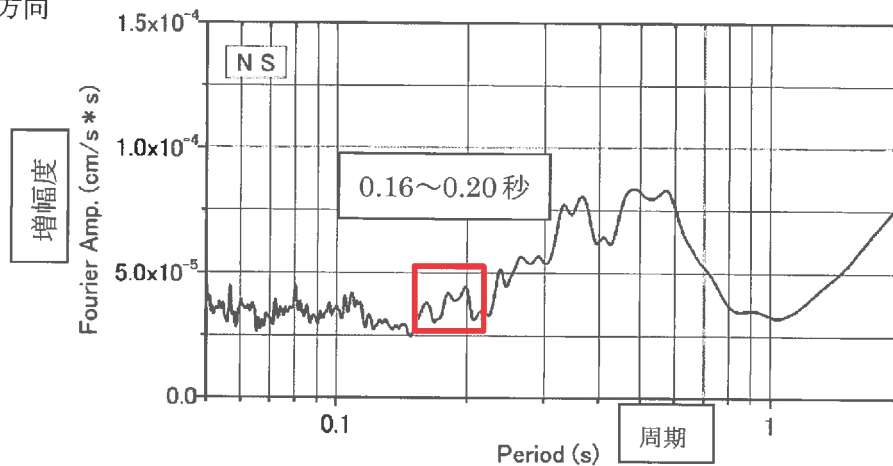


5) 常時微動測定

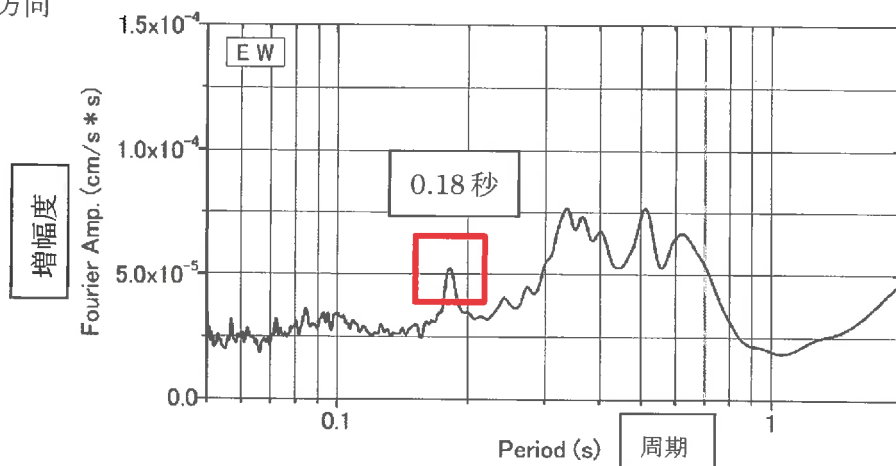
地盤の微小な振動（常時微動）を測定、解析することにより、調査地固有の振動特性として地盤の卓越周期を把握することを目的とし、常時微動測定を実施した。

解析結果によると、水平成分のフーリエスペクトルにおいて 0.16～0.20 秒付近、および 0.33～0.62 秒付近にピークが見られた。この周期は上下成分に比較して水平成分のピーク振幅が顕著に大きく見られることから、調査地の卓越周期である可能性が高いと判断される。また、0.16～0.20 秒付近の周期は SH 波増幅特性の 1 次周期にも近いことから、調査地の地盤種別の判定に関連した比較的浅い地盤の振動特性を反映した周期成分ではないかと考えられる。

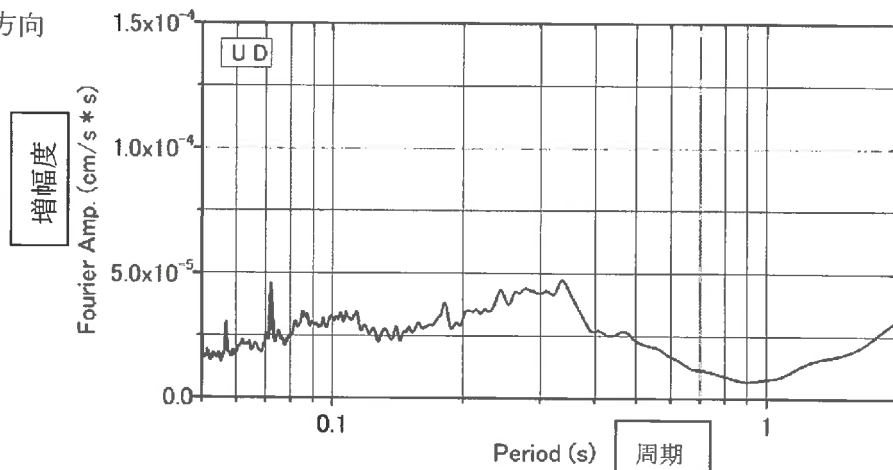
南北方向



東西方向



上下方向

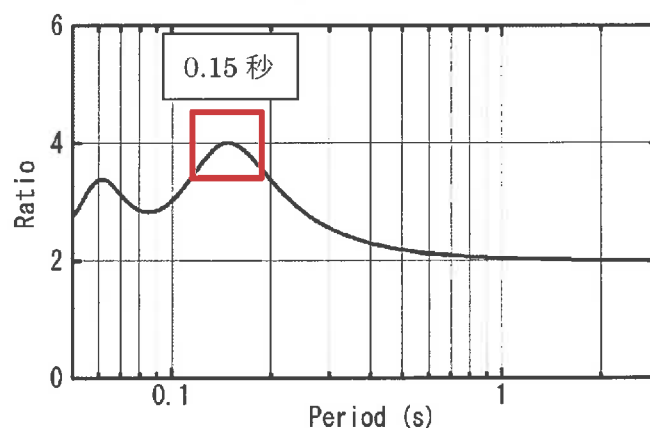


地表のフーリエスペクトル (40 秒間解析)

常時微動の卓越周期

測定点	方 向	卓 越 周 期 (秒)	
地 表	N - S	0.16, 0.18, 0.20, 0.24, 0.27, 0.29, 0.33, 0.37, 0.48, 0.58	
	E - W	0.18, 0.34, 0.37, 0.40, 0.51, 0.62	
	U - D	0.072, 0.18, 0.24, 0.34	

PS 検層の S 波速度分布から SH 波の重複反射理論に基づいて計算した地盤の増幅度特性を、以下に示す。調査地点の地盤種別の判定に関連した卓越周期は 0.15 秒付近にピークが認められた。



SH波の増幅度特性（入射面：GL-16.60m）

建築基準法施行令の地盤種別の判定基準により、本建物の卓越周期(0.16～0.20 秒)は $T_g \leq 0.2$ に当てはまるため、調査地の地盤種別は「第 1 種地盤」に該当する。ただし、調査地では、表層から GL-17m の深度まで「第 1 種地盤」に該当する地盤（岩盤・硬質砂礫層など）が主体的に分布することは確認できなかった。

以上より、調査地の地盤種別は、「第 1 種地盤」相当の周期が確認できてはいるが、地盤の土層構成等、総合的に判断し「第 2 種地盤」と評価することが妥当ではないかと考えられる。

地盤種別と地盤周期の対応

地盤種別	地盤周期 T_g (秒)
第1種	$T_g \leq 0.2$
第2種	$0.2 < T_g \leq 0.75$
第3種	$0.75 < T_g$

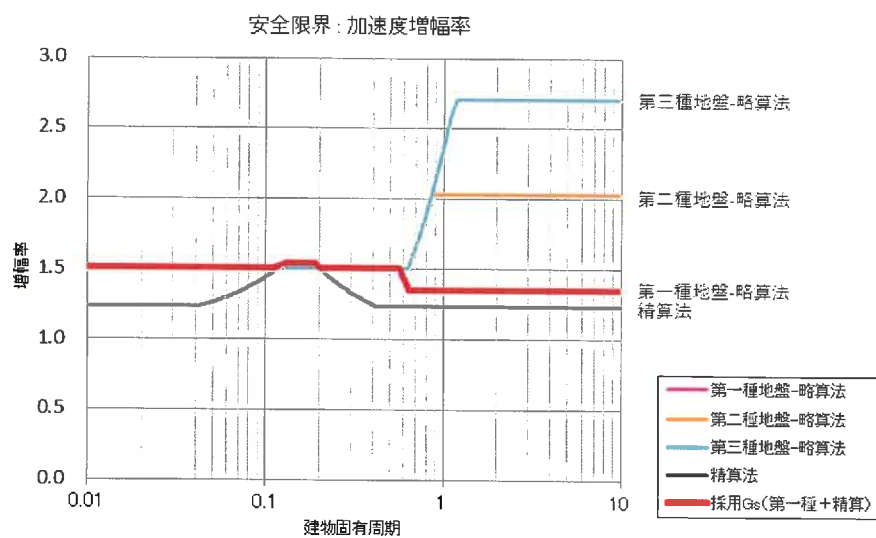
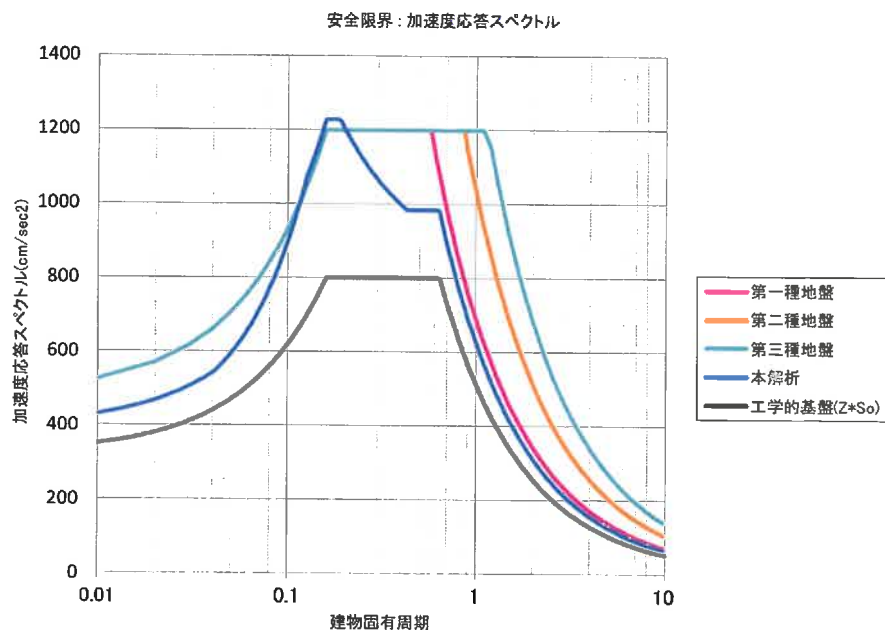
6) 表層地盤加速度増幅率の算定

表層地盤による加速度の増幅率 G_s は、地盤調査結果に基づいて算出する。N 値が安定する GL-11.80m 以深の S 波速度 400 m/s 以上の層を工学的地盤とする。

地盤の非線形特性は HD モデルとして算定した。表層地盤の加速度増幅率 G_s は算定した値を用いて検討を行うが、第一種地盤の値を下限とする。以下に算定結果を示す。

G_s 算定用の地盤モデル

深度 m	層厚 m	湿潤密度 g/cm ³	S 波速度 m/s	地盤種別
1.50	1.50	1.80	230	粘性土
6.55	5.05	1.85	290	砂質土
11.80	5.25	1.90	380	砂質土
47.00	35.20	1.85	500	工学的基盤



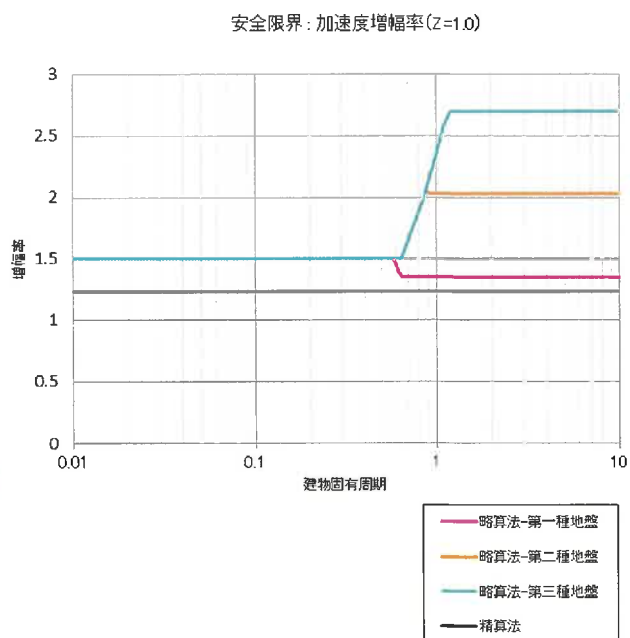
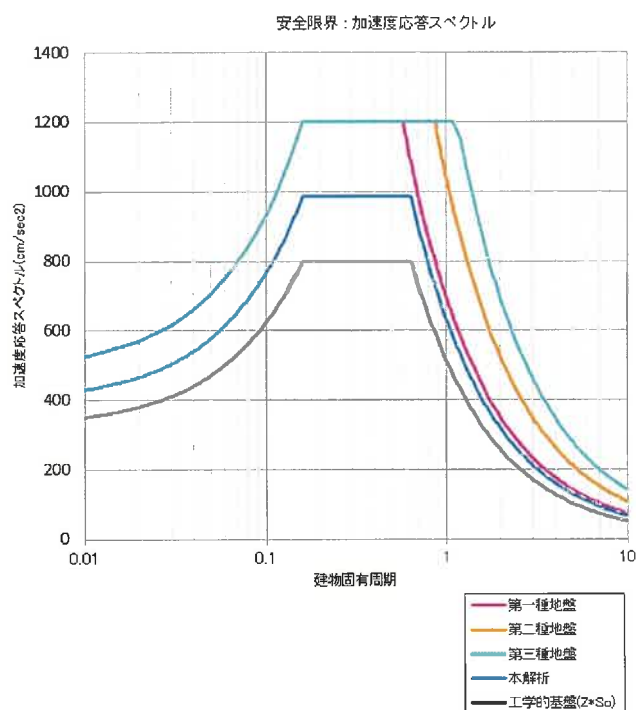
大地震動時における加速度増幅率と加速度応答スペクトル

・ 参考

PS 検層結果により深度 11.80m 以深に S 波速度 400m/s 以上の層が 5m 以上確認されたため、それ以深を工学的基盤と見なしている。しかし、深度 37.00m までは S 波速度 400m/s 以上だが、37.00～37.85m に S 波速度 370m/s の層が存在し、深度 37.85m 以深がまた S 波速度 400m/s 以上となっている。そこで、工学的基盤を深度 37.85m 以深と見なした場合の G_s を算出し、深度 11.80m 以深の場合と結果を比較する。

Gs 算定用の地盤モデル

深度 m	層厚 m	湿潤密度 g/cm^3	S 波速度 m/s	地盤種別
1.50	1.50	1.80	230	粘性土
6.55	5.05	1.85	290	砂質土
11.80	5.25	1.90	380	砂質土
16.60	4.80	1.85	500	砂質土
23.60	7.00	2.15	610	砂質土
25.50	1.90	1.85	560	砂質土
37.00	11.50	2.15	620	砂質土
37.85	0.85	1.80	370	砂質土
47.00	9.15	2.05	510	工学的基盤



大地震動時における加速度増幅率と加速度応答スペクトル

工学的基盤を深度 37.85m 以深に設定すると、 G_s は一律 1.23 となった。本建物の固有周期は 0.5sec 以上のため、工学的基盤をどちらに設定しても差は生じないことを確認した。

4. 材料および荷重

4.1 使用材料

1) 使用材料

建物を実測した結果によると、加工手段や原木の大きさ等により、部材断面は一樣ではない。しかし、構造解析を行うにあたっては、各部材の断面寸法は実測の結果をもとに以下のように設定した。

【庫裏】

部位	部材寸法	樹種	備考
柱	236×236 他	ひのき	主屋
	136×136 他	ひのき	下屋
	φ 330	けやき	韋駄天堂
梁	φ 200～φ 520 他	まつ	
桁	205×350 他	ひのき	
小屋束	180×180	まつ	
桔木	φ 120～φ 205	まつ	
母屋	150×180	まつ	
小屋貫	45×140	まつ	
足固貫	65×190 他	ひのき	
内法貫・飛貫	45×190	ひのき	

【附廊下】

部位	部材寸法	樹種	備考
柱	180×180 他	ひのき	
虹梁	162×365	ひのき	
桁	180×200	ひのき	
小屋梁	(150×150)	まつ	
小屋束	(120×120)	まつ	
母屋	(120×120)	まつ	
足固	150×150 他	ひのき	
内法貫	54×120	ひのき	

【玄関】

部位	部材寸法	樹種	備考
柱	φ 300、200×200 他	ひのき	
頭貫	60×180、115×230	ひのき	
桁	150×200	ひのき	
虹梁	247×335	ひのき	

() 内は、推定である。

2) 木材の材料特性

a) 普通構造材の基準強度と弾性係数

(N/mm²)

樹 種		基準材料強度					基準弾性係数	
		F _c	F _t	F _b	F _s	F _{cv}	E	G
針葉樹	べいまつ	22.2	17.7	28.2	下表の 樹種に 対応	9.0	10000	E の 1/15
	ひのき・ひば	20.7	16.2	26.7		7.8	9000	
	あかまつ・つが	19.2	14.7	25.2		7.8	8000	
	すぎ・べいすぎ	17.7	13.5	22.2		6.0	7000	
広葉樹	かし	27.0	24.0	38.4		12.0	10000	
	けやき・なら	21.0	18.0	29.4		10.8	8000	

繊維直角方向の E は繊維方向 E の 1/25 としてよい

b) 普通構造材のせん断特性値

(N/mm²)

樹 種		基準材料強度 F _s
針葉樹	べいまつ・あかまつ	2.4
	ひのき・ひば・つが	2.1
	すぎ・べいすぎ	1.8
広葉樹	かし	4.2
	けやき・なら	3.0

c) 木材の繊維方向許容応力度

(N/mm²)

長期許容応力度 *1				短期許容応力度			
圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
$\frac{F_c}{3}$	$\frac{F_t}{3}$	$\frac{F_b}{3}$	$\frac{F_s}{3}$	$\frac{2F_c}{3}$	$\frac{2F_t}{3}$	$\frac{2F_b}{3}$	$\frac{2F_s}{3}$

*1 荷重継続期間 250 年とし、係数として 1.1/3 ではなく 1/3 を採用する。

d) 接合部の設計に使う樹種グループと基準比重および基準支圧強度

(N/mm²)

グループ	樹 種	基準比重	基準支圧強度	
			繊維方向	繊維直交
J1	べいまつ・あかまつ・つが (比重 0.50 程度)	0.42	25.4	12.7
J2	ひば・ひのき (比重 0.44 程度)	0.37	22.4	11.2
J3	すぎ・べいすぎ (比重 0.38 程度)	0.32	19.4	9.7

注 1) 接合具の径は 26 mm 以下とし、26 mm を超える場合は実験等により求める。

2) 釘と木ねじは荷重方向にかかわらず繊維方向の値をとる。

4.2 固定荷重

本設計では一貫計算プログラム SEIN を利用するために、プログラムの入力方法および制約を考慮して荷重・外力に関する記述を行う。追加荷重・特殊荷重のなかで主要なものは、算出根拠を示す。

1) 庫裏 固定荷重

・床荷重

位置	内訳	単位重量 (kN/m ³)	厚さ (mm)	荷重 (N/m ²)	合計 (N/m ²)
大屋根 こけら葺	こけら葺 野小舞 野垂木 91×91@498			150 70 65	350
化粧軒裏	化粧裏板 化粧小舞 63×42@385 化粧垂木 90×115@493	4.4	9	40 31 93	200
天井	天井板 樅 竿縁 57×57@500	3.4	9	31 30	100
下屋 屋根 (天井あり)	こけら葺 野小舞 野垂木 91×91@498 小屋組 天井板 竿縁 57×70@500	4.4	9	150 70 65 300 40 35	700
下屋 屋根 (化粧垂木)	こけら葺 野地板 化粧垂木・化粧小舞			150 70 100	400
板床	床板 根太 79×79@498 大引 121 丸太@997 栗	5.2 4.4 6.2	30	156 56 76	300
畳床	畳 床板 根太 79×79@498 大引 121 丸太@997 栗	3.9 4.4 6.2	15	200 59 56 64	400

こけら葺：樅赤身無節柁割 厚 3.6×長 360×幅 90mm 以上 葺足 30mm

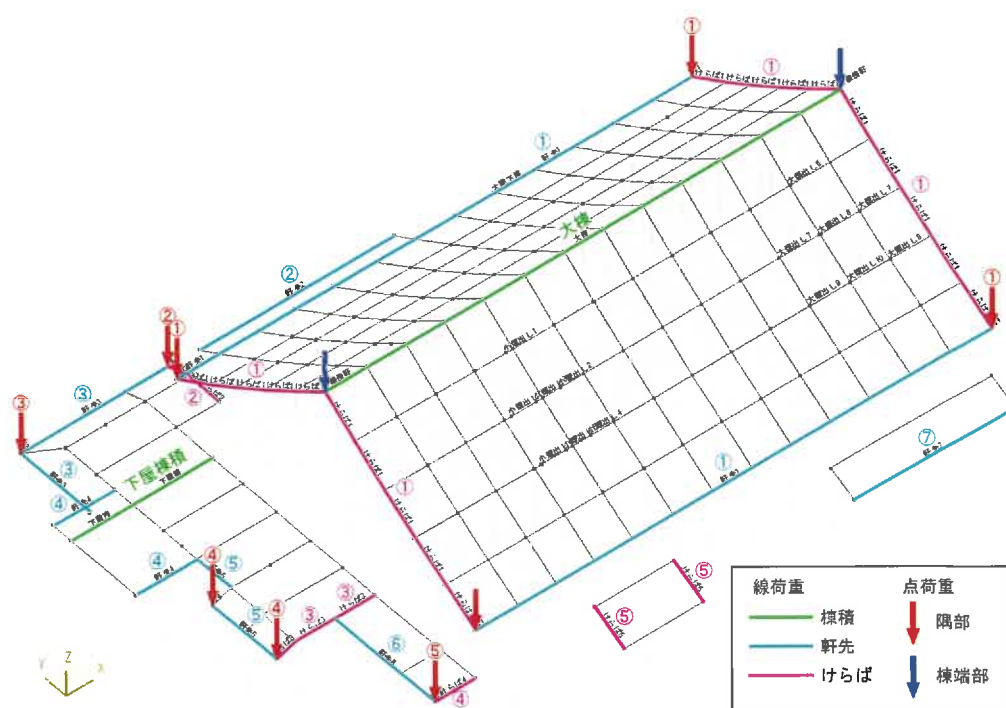
・壁荷重

位置	内訳	単位重量 (kN/m ³)	厚さ (mm)	荷重 (N/m ²)	合計 (N/m ²)
土壁	土塗壁 t=70	13	70	910	910
土壁	土塗壁 t=65	13	65	845	850
土壁	土塗壁 t=45	13	45	585	590
土壁	土塗壁 t=40	13	40	520	520
土壁	土塗壁 t=125	13	125	1625	1630
建具	板戸、障子、襖など				100
板壁	下地共		21		100

・その他荷重

◆ 軒先・けらば荷重

プログラム入力以外の方で、桁より外側の軒先重量は線荷重で桁に入力し、妻面より外側のけらば重量は線荷重で垂木に入力した。また、桁より外側の屋根隅部の重量は点荷重で入力した。以下に屋根廻りの線荷重、点荷重の入力位置を示す。



屋根廻り線荷重・点荷重入力位置

軒先①	→桁に線荷重で入力	2.5kN/m
軒先②	→桁に線荷重で入力	1.4kN/m
けらば①	→垂木に線荷重で入力	2.5kN/m

以上は、材積積算表参照。

軒先③→桁に線荷重で入力

下屋屋根(化粧垂木)400N/m² 軒の出 0.8m(勾配なり長さ)

$$400 \times 0.8 = 320\text{N/m} \rightarrow 0.32\text{kN/m}$$

軒先④→桁に線荷重で入力

下屋屋根(化粧垂木)400N/m² 軒の出 0.7m(勾配なり長さ)

$$400 \times 0.7 = 280\text{N/m} \rightarrow 0.28\text{kN/m}$$

軒先⑤→桁に線荷重で入力

下屋屋根(化粧垂木)400N/m² 軒の出 1.0m(勾配なり長さ)

$$400 \times 1.0 = 400\text{N/m} \rightarrow 0.40\text{kN/m}$$

軒先⑥→桁に線荷重で入力

下屋屋根(化粧垂木)400N/m² 軒の出 1.0m(勾配なり長さ)

$$400 \times 1.0 = 400\text{N/m} \rightarrow 0.40\text{kN/m}$$

軒先⑦→桁に線荷重で入力

下屋屋根(化粧垂木)400N/m² 軒の出 0.6m(勾配なり長さ)

$$400 \times 0.6 = 240\text{N/m} \rightarrow 0.24\text{kN/m}$$

けらば②→垂木に線荷重で入力

下屋屋根(化粧垂木)400N/m² けらばの出 0.5m

$$400 \times 0.5 = 200\text{N/m} \rightarrow 0.20\text{kN/m}$$

けらば③→垂木に線荷重で入力

下屋屋根(化粧垂木)400N/m² けらばの出 0.7m

$$400 \times 0.7 = 280\text{N/m} \rightarrow 0.28\text{kN/m}$$

けらば④→垂木に線荷重で入力

下屋屋根(化粧垂木)400N/m² けらばの出 0.7m

$$400 \times 0.7 = 280\text{N/m} \rightarrow 0.28\text{kN/m}$$

けらば⑤→垂木に線荷重で入力

下屋屋根(化粧垂木)400N/m² けらばの出 0.4m

$$400 \times 0.4 = 160\text{N/m} \rightarrow 0.16\text{kN/m}$$

隅部→桁端部に点荷重で入力

隅部①：軒先①2.50kN/m×けらば長さ 2.0m=5.0kN/ヶ所

隅部②：軒先③0.32kN/m×けらば長さ 0.5m=0.16kN/ヶ所

隅部③：軒先③0.32kN/m×けらば長さ 0.8m=0.26kN/ヶ所

隅部④：軒先⑤0.40kN/m×けらば長さ 0.7m=0.28kN/ヶ所

隅部⑤：軒先⑥0.40kN/m×けらば長さ 0.7m=0.28kN/ヶ所

大棟→棟木に線荷重で入力

瓦・南蛮漆喰断面積

$$0.40 \text{ m}^2 \times \text{平均 } \gamma \text{ } 20\text{kN/m}^3 = 8.0\text{kN/m}$$



傍軒（妻面より外側）分の棟と鬼の重量→棟木端部に点荷重で入力

$$2.1\text{m} \times 8.0\text{kN/m} = 16.8\text{kN/ヶ所}$$

下屋棟積→棟木に線荷重で入力

瓦・南蛮漆喰断面積

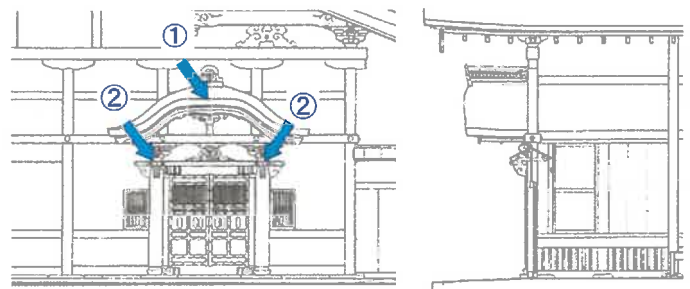
$$0.10 \text{ m}^2 \times \text{平均 } \gamma \text{ } 20\text{kN/m}^3 = 2.0\text{kN/m}$$

◆ 唐破風

南面に唐破風屋根が取り付けられている。荷重として考慮するものとし、点荷重を棟木位置・桁位置に入力した。数値根拠は材積積算表参照。



唐破風外観



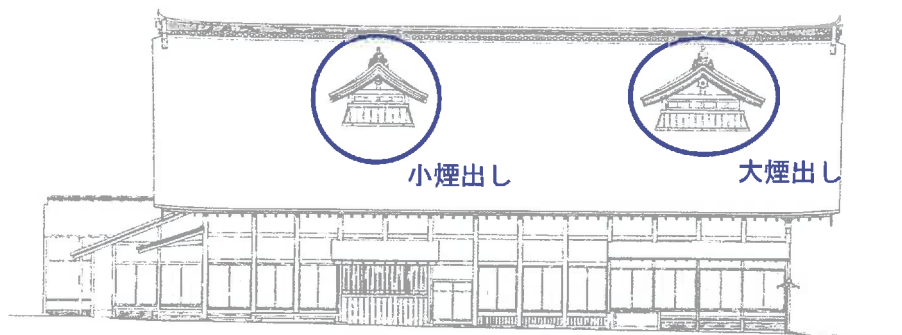
南面 唐破風

① 棟木位置 5.2kN

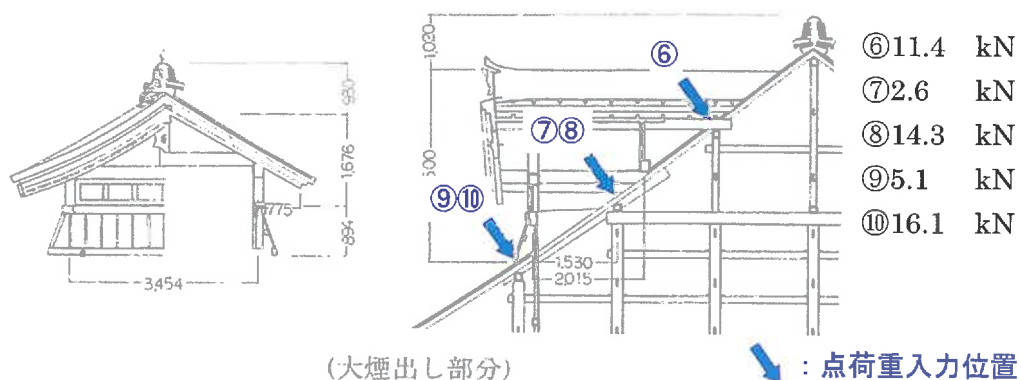
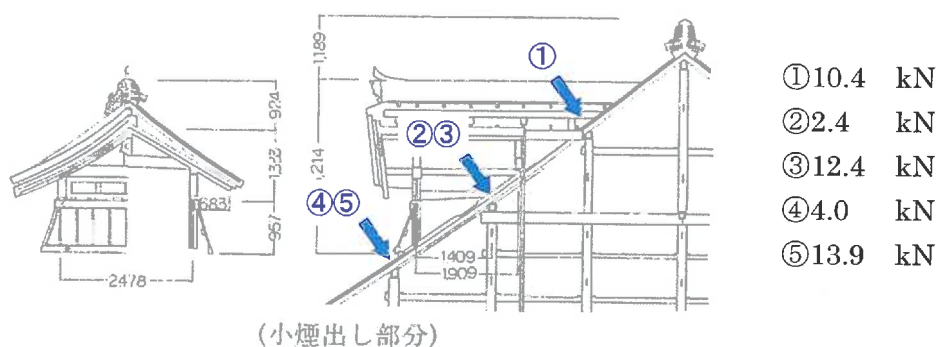
② 桁位置 1.4kN

◆ 煙出し

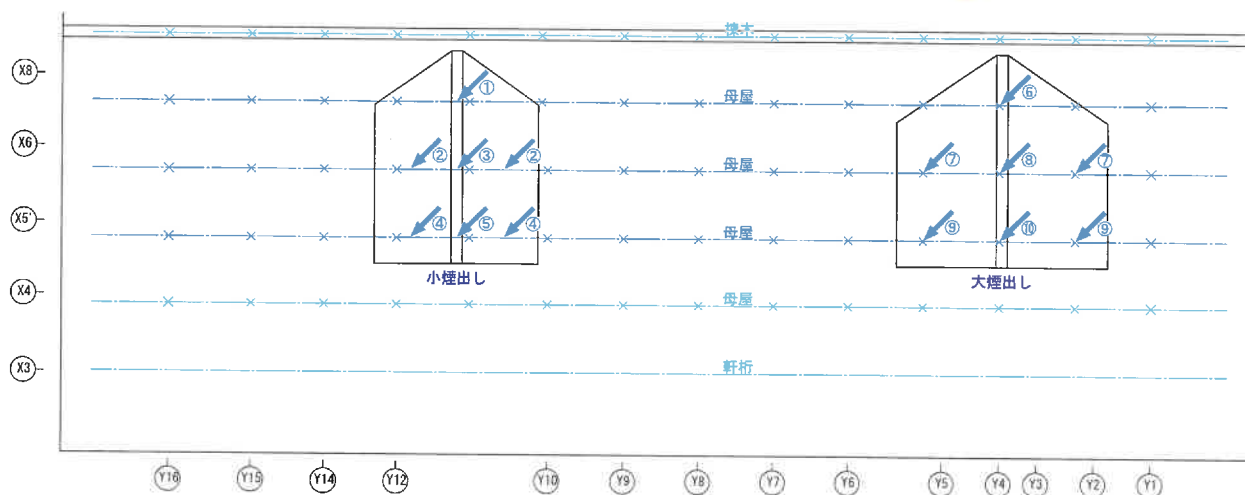
屋根西面には小煙出し・大煙出しが取り付けられている。煙出しの重量は、束及び棟木が母屋に載る位置に点荷重で入力した。数値根拠は材積積算表参照。



西立面図



↓ : 点荷重入力位置



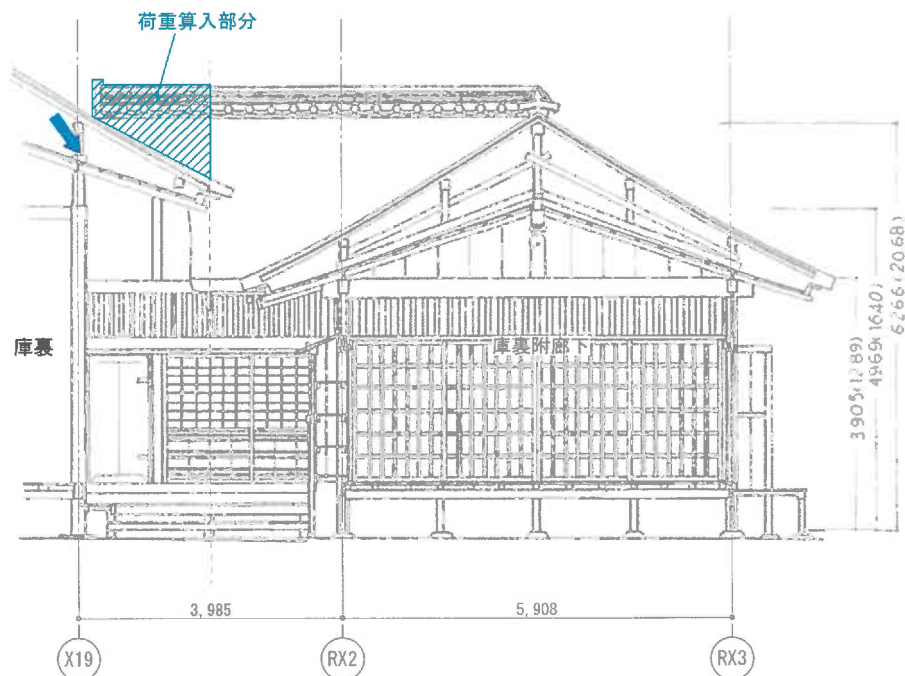
屋根伏図

◆ 隣棟

庫裏と附廊下は、接続部分（X19～RX2 通り）では軒桁及び棟木が庫裏架構に接続しているものの、屋根はそれぞれの桁より持ち出しているため、荷重は分別できると考えられる。ただし、棟積の一部については、庫裏の軒桁に点荷重で荷重を入力する。以下に位置を示す。



庫裏—庫裏附廊下接続部 軒裏の状況



庫裏附廊下 梁間断面図

↓ : 点荷重入力位置

棟積 : $1.8\text{m} \times 4\text{kN/m}$ 程度 (暫定) = 7.2 kN

こけら屋根 $2.1 \times 1.8 \times 2/2 = 3.78\text{m}^2$ $3.78 \times 350\text{N/m}^2 = 1.32\text{ kN}$

$7.2 + 1.32 = 8.52 \rightarrow 8.6\text{ kN}$

2) 附廊下 固定荷重

・床荷重

位置	内訳	単位重量 (kN/m ³)	厚さ (mm)	荷重 (N/m ²)	合計 (N/m ²)
屋根	こけら葺			150	
こけら葺	野小舞 30×27@113			40	
	野垂木 66×63@492			45	350
化粧軒裏	化粧裏板	4.4	9	40	
	化粧小舞 48×39@370			30	
	化粧垂木 76×88@492			60	200
板床	床板	5.2	30	156	
	根太 79×79@498	4.4		56	
	大引 121 丸太@997 栗	6.2		76	300

こけら葺：樫赤身無節柁割 厚 3.6×長 360×幅 90mm 以上 葺足 30mm

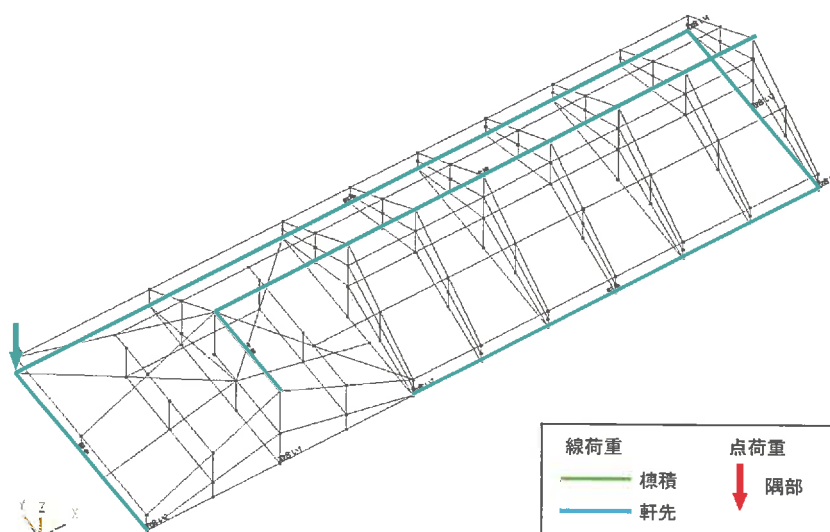
・壁荷重

位置	内訳	単位重量 (kN/m ³)	厚さ (mm)	荷重 (N/m ²)	合計 (N/m ²)
土壁	土塗壁 t=60	13	60	780	780
建具	板戸、格子など				100
板壁	下地共				100

・その他荷重

◆ 軒先荷重

プログラム入力以外の方で、桁より外側の軒先重量は線荷重で桁に入力した。また、桁より外側の屋根隅部の重量は点荷重で入力した。以下に屋根廻りの線荷重、点荷重の入力位置を示す。



屋根廻り線荷重・点荷重入力位置

軒先 → 桁に線荷重で入力 1.7 kN/m (材積積算表参照)

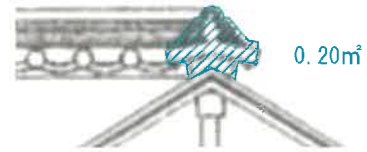
隅部 → 桁端部に点荷重で入力

軒先 $1.7 \text{ kN/m} \times \text{けらば長さ } 1.65\text{m} = 2.8 \text{ kN/ヶ所}$

大棟 → 棟木に線荷重で入力

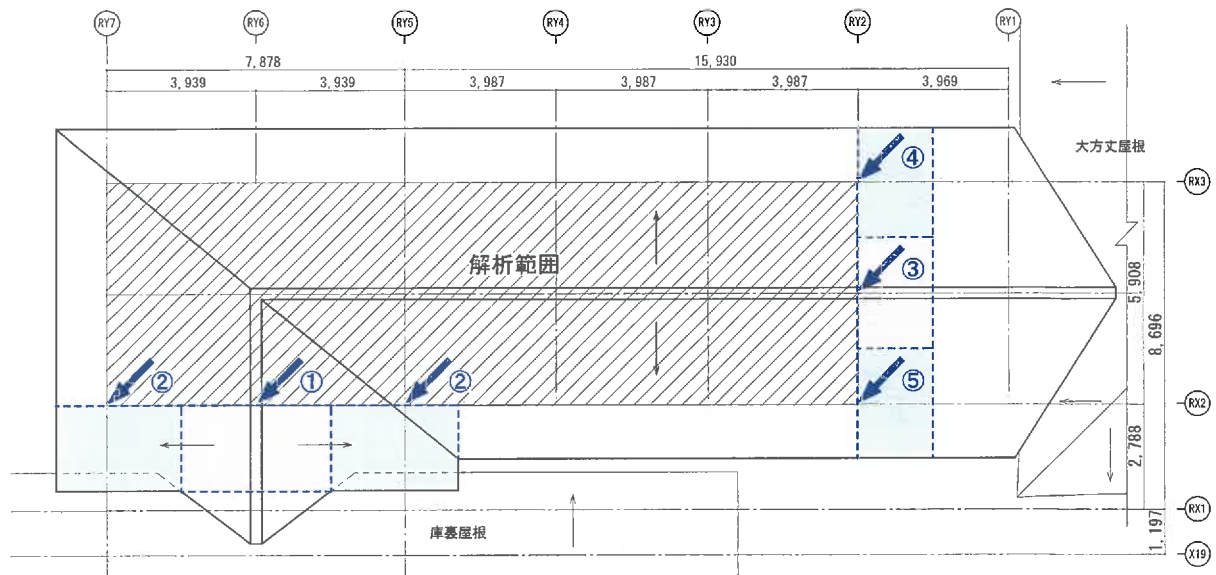
瓦・南蛮漆喰断面積

$0.20 \text{ m}^2 \times \text{平均 } \gamma 20\text{kN/m}^3 = 4.0 \text{ kN/m}$



◆ 取合い部屋根

解析範囲外で本建物が負担する重量は、下図のように振り分けて柱頭に点荷重で入力した。数値根拠は材積積算表参照。

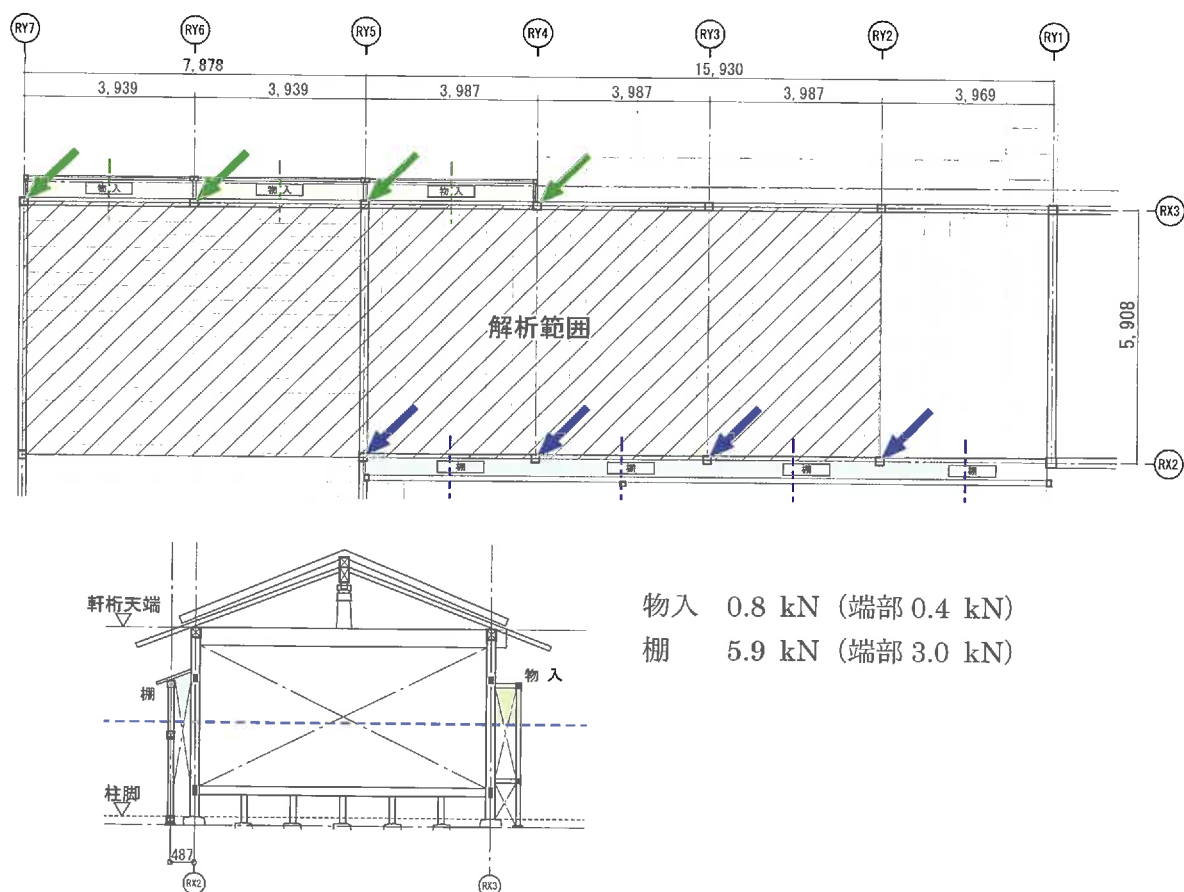


西側取合い部 ①13.2 kN
②5.9kN

南側取合い部 ③12.6 kN
④7.2kN
⑤5.7kN

◆ 物入・棚

東面の物入と西面の棚は、柱の内法高さに点荷重で入力した。数値根拠は材積積算表参照。



3) 玄関 固定荷重

・床荷重

位置	内訳	単位重量 (kN/m^3)	厚さ (mm)	荷重 (N/m^2)	合計 (N/m^2)
屋根	檜皮葺			330	
檜皮葺	野地・野垂木			100	
	小屋組			100	
	化粧軒裏			150	700

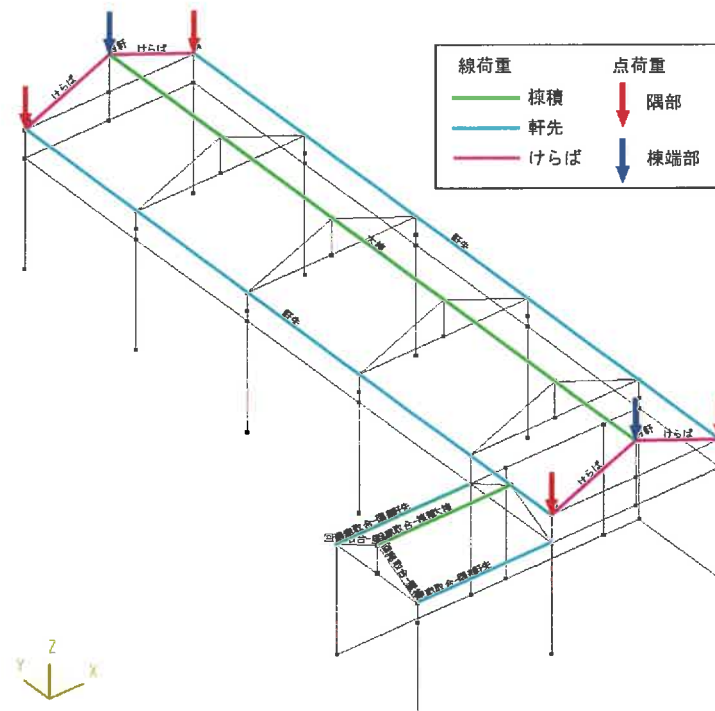
・壁荷重

位置	内訳	単位重量 (kN/m^3)	厚さ (mm)	荷重 (N/m^2)	合計 (N/m^2)
土壁	土塗壁 t=90	13	90	1170	1170
建具	両開き戸、格子				100
板壁	下地共				100

・その他荷重

◆ 軒先・けらば荷重

プログラム入力以外の方で、桁より外側の軒先重量は線荷重で桁に入力し、妻面より外側のけらば重量は線荷重で垂木に入力した。また、桁より外側の屋根隅部の重量は点荷重で入力した。以下に屋根廻りの線荷重、点荷重の入力位置を示す。



屋根廻り線荷重・点荷重入力位置

軒先 → 桁に線荷重で入力 1.8 kN/m (材積積算表参照)

けらば → 桁に線荷重で入力 1.6 kN/m (材積積算表参照)

隅部 → 桁端部に点荷重で入力

軒先 1.8 kN/m × けらば長さ 1.3m = 2.4 kN/ヶ所

大棟 → 棟木に線荷重で入力

詳細な仕様不明 庫裏附廊下と同程度の仕様と推定 → 4.0 kN/m

傍軒 (妻面より外側) 分の棟の重量 → 棟木端部に点荷重で入力

1.4m × 4.0 kN/m = 5.6 kN/ヶ所

◆ 回廊取合い部

檜皮葺屋根 → 垂木に線荷重で入力

長さ 1.0m × 700N/m² = 700N/m² → 1.0 kN/m

軒先部 → 桁端部に点荷重で入力

1.0 kN/m × 軒の出 1.5m (推定) = 1.5 kN

棟積 → 棟木端部に点荷重で入力

1.0m × 4.0 kN/m = 4.0 kN

Y2 通り土壁 W90 (階高の半分より上の重量) → 柱頭に点荷重で入力

0.85m × 0.93m × 1170N/m² = 925N/m² → 1.0 kN

4.3 積載荷重

位置	床版(N/m ²)	架構 (N/m ²)	地震(N/m ²)
床	1800	1300	600

床の積載荷重は、建築基準法施行令第 85 条に示される、居室相当の積載荷重を採用している。屋根の積載荷重は 0 とする。

4.4 積雪荷重

京都府建築基準法施行細則第 31 条より、令第 86 条第 3 項の規定により規則で定める垂直積雪量は以下の通りである。

標高 55 m (国土地理院 GSI Maps より)
 垂直積雪量 $0.09 \times \text{標高} + 21 = 26 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm}$ (標高が 400m 以下の地域)
 単位重量 20 N/cm/m²
 設計荷重 $S = 30 \times 20 = 600 \text{ N/m}^2$

積雪荷重時の長期換算値が常時荷重より小さいため積雪荷重時の検討は省略する。
 また、多雪区域外であるため、積雪荷重は地震力に含めない。

4.5 建物重量

【庫裏】 $A = 574.61 \text{ m}^2$

階	Wi(kN)	$\Sigma wi(\text{kN})$	Wi/A(kN/m ²)	備考
1	2089.0	2089.0	3.6	

【附廊下】 $A = 117.21 \text{ m}^2$

階	Wi(kN)	$\Sigma wi(\text{kN})$	Wi/A(kN/m ²)	備考
1	356.3	356.3	3.0	

【玄関】 $A = 69.65 \text{ m}^2$

階	Wi(kN)	$\Sigma wi(\text{kN})$	Wi/A(kN/m ²)	備考
1	274.8	274.8	3.9	

4.6 風荷重

風荷重は、施行令 87 条および建設省告示平 12 第 1454 号に従い算出する。
 最大級の風荷重は、令 82 条の 5 により風圧力を 1.6 倍とする。

風圧力は速度圧に風力係数を乗じて計算する。速度圧と風力係数は下式による。

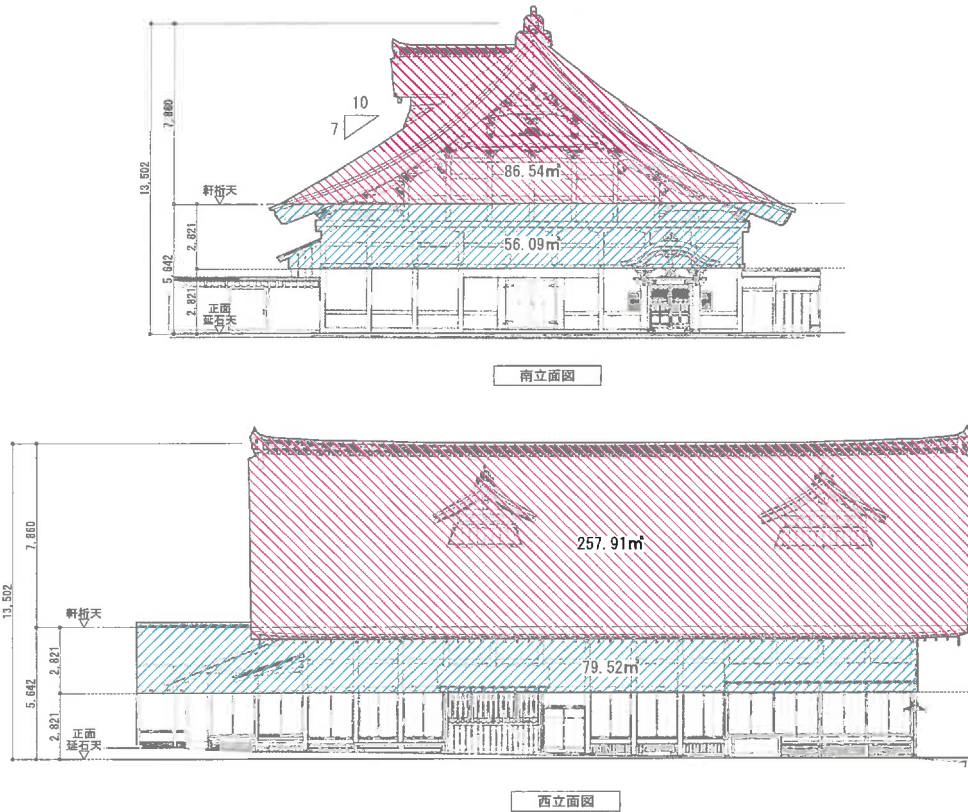
速度圧 ; $q = 0.6E \cdot V_o^2$ 、 $E = E_r^2 \cdot Gf$

風力係数 ; $C_f = C_{pe} - C_{pi}$ C_{pe} : 外圧係数 、 C_{pi} : 内圧係数

$V_o = 32 \text{ m/s}$: 基準風速

地表面粗度区分Ⅲより $Z_b = 5 \text{ m}$ $ZG = 450 \text{ m}$ $\alpha = 0.2$

【庫裏】



受圧面の見付面積

建設地区分 京都府 基準風速V0 32.0 m/s

地表面粗度区分	I	II	III	IV
Zb (m)	5.0	5.0	5.0	10.0
ZG (m)	250.0	350.0	450.0	550.0
α	0.10	0.15	0.20	0.27
Gf (H=10m)	2.0	2.2	2.5	3.1
Gf (H=40m)	1.8	2.0	2.1	2.3
区分	0	0	1	0

地表面粗度区分 III
 Zb 5.0 m
 ZG 450.0 m
 α 0.2
 速度圧算定用高さ H 9.57 m
 鉛直分布係数 Er 0.79
 構造骨組用 α 係数 Gf 2.50
 速度圧 q = 951.5 N/m²

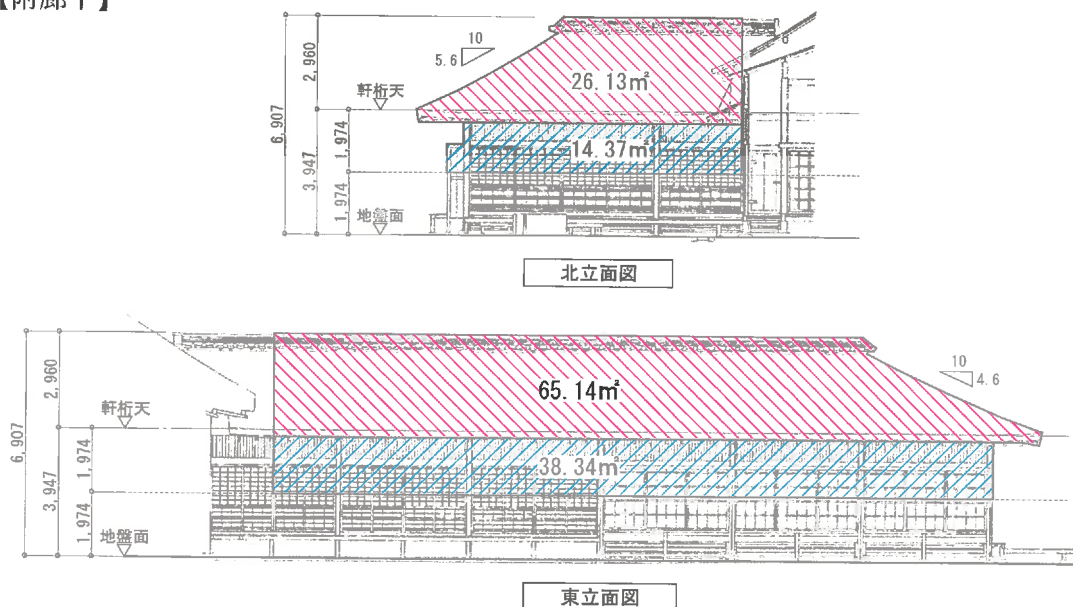
妙心寺庫裏
 南北方向の風

階	階高 (m)	地盤からの高さ (m)	建物幅 (m)	見付け面積 (m ²)	風上壁面用分布係数	風力係数	風圧力 (kN)	極稀風圧力 (kN)
勾配部	7.860	9.572	22.842	86.5	1.00	1.20	98.8	158.1
1	5.642	5.642	22.842	56.1	0.81	1.05	154.7	247.5

東西方向の風 0.7 35.0 度 0.27

階	階高 (m)	地盤からの高さ (m)	建物幅 (m)	見付け面積 (m ²)	風上壁面用分布係数	風力係数	風圧力 (kN)	極稀風圧力 (kN)
勾配部	7.860	9.572	30.813	257.9		0.77	188.1	301.0
1	5.642	5.642	30.813	79.5	0.81	1.05	267.4	427.8

【附廊下】



受圧面の見付面積

建設地区分 京都府 基準風速V0 32.0 m/s

地表面粗度区分	I	II	III	IV
Zb (m)	5.0	5.0	5.0	10.0
ZG (m)	250.0	350.0	450.0	550.0
α	0.10	0.15	0.20	0.27
Gf (H=10m)	2.0	2.2	2.5	3.1
Gf (H=40m)	1.8	2.0	2.1	2.3
区分	0	0	1	0

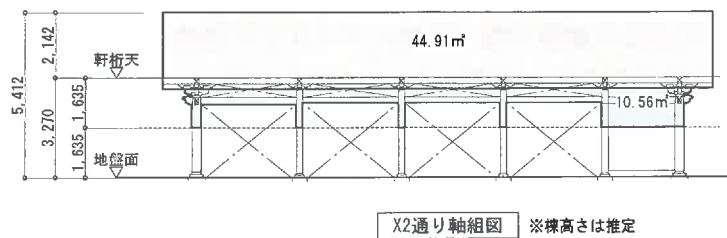
地表面粗度区分 III Zb 5.0 m
 ZG 450.0 m
 α 0.2
 速度圧算定用高さ H 5.43 m
 鉛直分布係数 Er 0.70
 構造骨組用ガスト係数 Gf 2.50
 速度圧 q = 758.3 N/m²

妙心寺庫裏附廊下

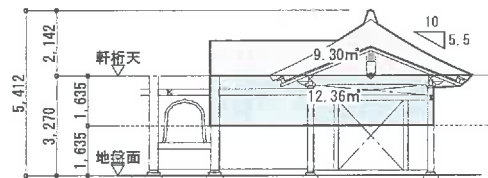
南北方向の風		0.46	24.7 度	0.15				
階	階高 (m)	地盤からの高さ (m)	建物幅 (m)	見付け面積 (m²)	風上壁面用分布係数	風力係数	風圧力 (kN)	極稀風圧力 (kN)
勾配部	2.960	5.427	5.908	26.1		0.65	12.8	20.5
1	3.947	3.947	5.908	14.4	0.97	1.17	25.6	41.0

東西方向の風		0.56	29.2 度	0.19				
階	階高 (m)	地盤からの高さ (m)	建物幅 (m)	見付け面積 (m²)	風上壁面用分布係数	風力係数	風圧力 (kN)	極稀風圧力 (kN)
勾配部	2.960	5.427	19.839	65.1		0.69	34.2	54.7
1	3.947	3.947	19.839	38.3	0.97	1.17	68.3	109.3

【玄関】



X2通り軸組図 ※標高さは推定



Y2通り軸組図 ※標高さは推定

受圧面の見付面積

建設地区分 京都府 基準風速V0 32.0 m/s

地表面粗度区分	I	II	III	IV
Zb(m)	5.0	5.0	5.0	10.0
ZG(m)	250.0	350.0	450.0	550.0
α	0.10	0.15	0.20	0.27
Gf(H=10m)	2.0	2.2	2.5	3.1
Gf(H=40m)	1.8	2.0	2.1	2.3
区分	0	0	1	0

地表面粗度区分 III Zb 5.0 m
ZG 450.0 m
 α 0.2
速度圧算定用高さ H 4.34 m
鉛直分布係数 Er 0.69
構造骨組用 α ス₁係数 Gf 2.50
速度圧 q = 733.8 N/m²

妙心寺玄関

東西方向の風 0.55 28.8 度 0.19

階	階高 (m)	地盤からの 高さ(m)	建物幅 (m)	見付け面積 (m ²)	風上壁面用 分布係数	風力係数	風圧力 (kN)	極稀風圧力 (kN)
勾配部	2.142	4.341	15.756	44.9		0.69	22.7	36.3
1	3.270	3.270	15.756	10.6	1.00	1.20	32.0	51.2

南北方向の風

階	階高 (m)	地盤からの 高さ(m)	建物幅 (m)	見付け面積 (m ²)	風上壁面用 分布係数	風力係数	風圧力 (kN)	極稀風圧力 (kN)
勾配部	2.142	4.341	7.060	9.3	1.00	1.20	8.2	13.1
1	3.270	3.270	7.060	12.4	1.00	1.20	19.1	30.5

【京都地域の過去の風速記録】

参考資料として京都地域の過去の風速記録（気象庁データより抜粋）を以下に示す。

参考ではあるが、過去 82 年の内の最大風速は 24.9(m/s)である。



年	平均	最大風速		最大瞬間風速	
	風速(m/s)	風速(m/s)	風向	風速(m/s)	風向
1940	1.7	12.3	南西	14.6	南西
1941	1.7	11.7	東	17.5	北北西
1942	1.7	12	北北東	21.5	北
1943	1.7	12.7	南東	17.6	南東
1944	1.7	13.2	南西	18.7	南西
1945	1.7	14.2	南南西	19	南南西
1946	1.5	14.3	北西	15.1	北西
1947	1.6	10.7	西北西	14.7	北西
1948	1.6	11.1	西	17.6	北北西
1949	2	12.4	西北西	15.7	東
1950	2.2	24.9	南南東	28.8	南南東
1951	1.9	13.2	東	14.8	南西
1952	1.9	12.9	東南東	16.1	北西
1953	1.9	18.5	北北西	25.9	北北西
1954	2	15.5	南西	19	南西
1955	1.9	16.5	北西	21.7	北西
1956	2.1	14.9	南西	20.2	東南東
1957	1.9	16.9	北北西	23.2	北北西
1958	2.2	18.7	北北西	25.7	北北西
1959	2.2	19.1	北東	29	北東
1960	2.2	13.9	東北東	22.1	東
1961	2.1	22.3	東北東		
1962	2	16	北東		
1963	2	12.3	西南西		
1964	1.9	17.7	南南西		
1965	2	20.3	北北西		
1966	2.1	11.2	南南東		
1967	2	10.2	南西	26.4	
1968	2	12.3	東	20.2	
1969	2	13.2	西	24.1	
1970	2	12.7	東北東	24.1	
1971	1.9	12.3	西北西	20	
1972	2	13	北西	23.9	
1973	1.9	9.8	北西	18.3	
1974	1.8	11	南西	20.7	
1975	1.5	10.8	南	22.9	
1976	1.4	8.2	北	19	
1977	1.5	7.9	北	17.3	
1978	1.5	10.4	東	22.3	西南西
1979	1.3	10.9	北西	29	北西
1980	1.4	8.1	北西	21.6	北西

年	平均	最大風速		最大瞬間風速	
	風速(m/s)	風速(m/s)	風向	風速(m/s)	風向
1981	1.4	7.3	東南東	18.5	東南東
1982	1.4	10	東	20.7	東
1983	1.6	9.4	西	25.1	西
1984	1.8	7.8	西南西	20	西南西
1985	1.7	10.2	北	20.8	北西
1986	1.7	7.9	北西	25.3	北西
1987	1.7	9.4	東北東	20	東北東
1988	1.7	7.4	東南東	17.9	北西
1989	1.7	8.8	東北東	19.6	南東
1990	1.7	11.7	北北東	28	北北西
1991	1.7	10.3	南南西	23.2	南西
1992	1.7	9	東南東	18.9	東南東
1993	1.7	8	東	20.8	南西
1994	1.8	11.1	北東	24.9	東北東
1995	1.7	8.4	北	20.1	南南西
1996	1.7	8.2	南西	17.6	南南西
1997	1.6	10.2	北東	23.7	北東
1998	1.6	11.5	北東	32.1	西南西
1999	1.7	8.3	南南西	18.9	南南西
2000	1.7	7.7	北	20.4	西南西
2001	1.7	9.1	北北東	19	北東
2002	1.8	7.9	北	17.9	南南西
2003	1.7	7.4	西	20	南
2004	1.8	10.9	北北西	31	北西
2005	1.8	7.9	南南西	21.5	西北西
2006	1.7	7.4	南	19.1	西南西
2007	1.7	7.6	北	16.8	北北西
2008	1.9	8.2	北北西	17.3	西
2009	2.1	13.5	北北西	24.7	北西
2010	2.1	10.1	西	24.2	西北西
2011	2.1	9.9	東北東	23.9	東北東
2012	2.1	11.7	西	24.3	西
2013	2.1	12.6	北北西	21.9	北北西
2014	2.1	10.9	南南西	20.7	南南西
2015	2	9.9	北北西	20.1	東北東
2016	2.1	10.4	南南西	17.5	西北西
2017	2.1	15.4	北北西	30.9	北西
2018	2.2	21.8	南	39.4	南
2019	2.1	10.8	南南西	19.7	東南東
2020	2	10.1	西	18.5	西
2021	2.1	9.0	西北西	18.5	北西

値欄の記号の説明

記号	説明
]	統計を行う対象資料が許容範囲を超えて欠けています(資料不足値)。値そのものを信用することはできず、通常は上位の統計に用いませんが、極値、合計、度数等の統計ではその値以上(以下)であることが確実である、といった性質を利用して統計に利用できる場合があります。
///	欠測または観測を行っていない場合、欠測または観測を行っていないために合計値や平均値等が求められない場合に 표시됩니다。

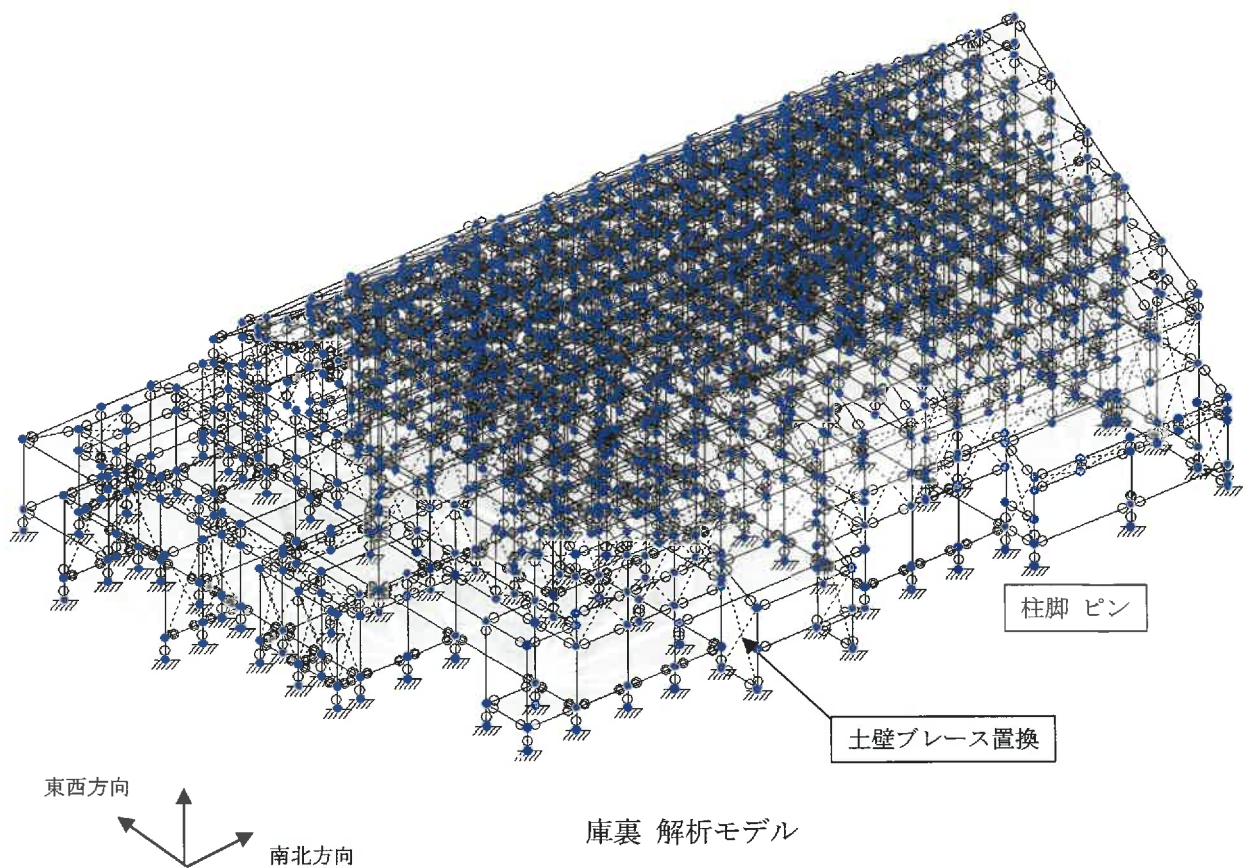
気象庁 過去の気象データより抜粋 <http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/>

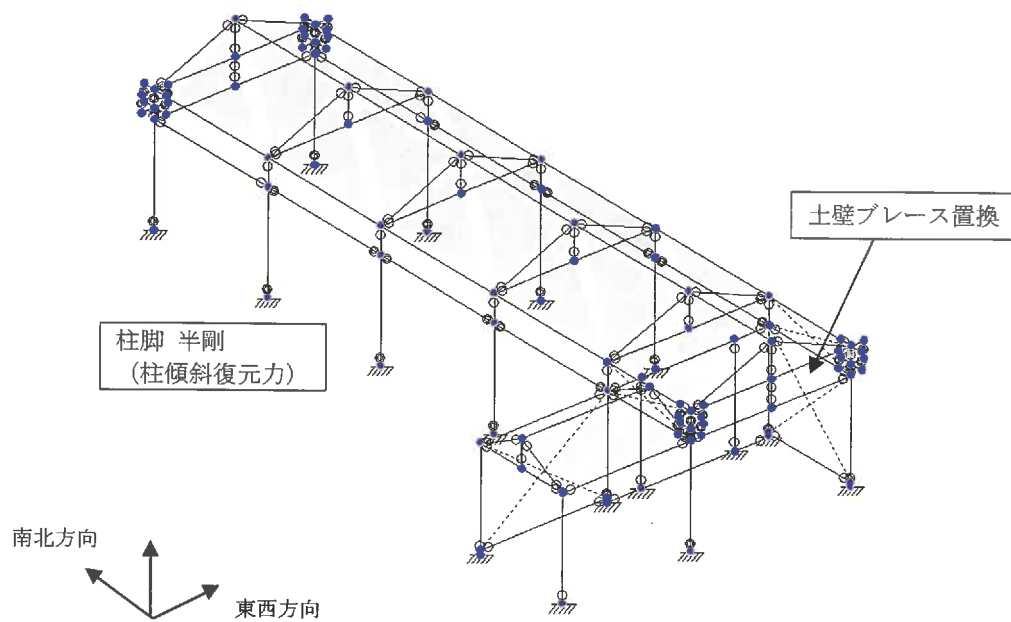
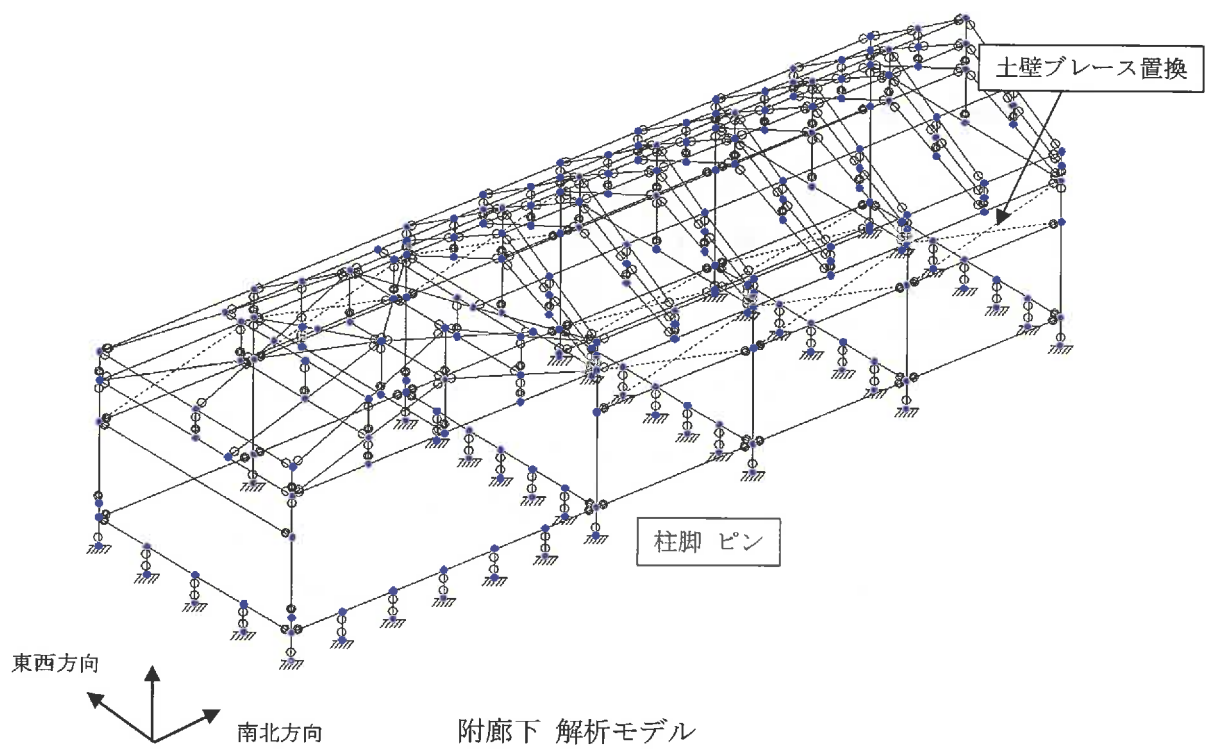
5. 架構のモデル化

5.1 主架構の解析モデル

1) 基本方針

- ・ 計算プログラム : SEIN La CREA (立体フレーム解析)
 (株NTT ファシリティーズ Ver 3.0.3.28)
- ・ 立体フレームモデルにより解析を行う。
- ・ 柱・横架材等の軸組材は線材にモデル化する。
- ・ 耐力壁(土壁)はブレースに置換する。
- ・ 貫接合部の回転剛性を考慮する。
- ・ 剛床仮定が成立しないと考え、非剛床解析を行う。
- ・ 屋根の水平剛性は等価なせん断剛性をもつ床版に置換する。
- ・ 柱脚はピン支持モデルとし、浮上りを考慮する。
- ・ 柱の長さ径比が 15 以下の場合、柱傾斜復元力を考慮する。(玄関柱が該当)





2) 木造部材の取り扱い

プログラム上では、構造種別を鉄筋コンクリート造として入力する。

木造軸組材は特殊コンクリート、耐力壁を置換するブレースは特殊鉄骨とし、材料の定数は以下の値を入力した。

部材	種別	入力種別	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	比重 (kN/m ³)
柱	ひのき	RC 部材	9000	600	4.4
柱	けやき	RC 部材	8000	533	6.2
貫・横架材	ひのき	RC 部材	9000	600	4.4
小屋材	まつ	RC 部材	8000	533	5.2
壁ブレース		鉄骨部材	2050	79000	0.0000001

3) 解析モデルで考慮する部材の変形要素は下表による。

部位	曲げ変形	せん断変形	軸変形
柱・横架材	○	○	○
壁ブレース	■	■	○
床版	■	○	■

○ : 変形を考慮する ■ : 変形を考慮しない

4) 剛床仮定を採用せず、床版の変形を考慮して解析を行う。

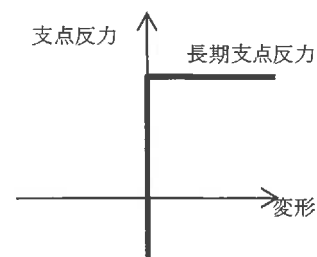
5) 柱脚はピン支点とし、引き抜き抵抗がないモデルとする。

回転方向 : 自由

水平方向 : 固定

鉛直方向 : 固定 (鉛直下向き)

自由 (鉛直上向き)



6) 静的弾塑性解析

a) 荷重増分解析法による。

b) 部材の復元力特性

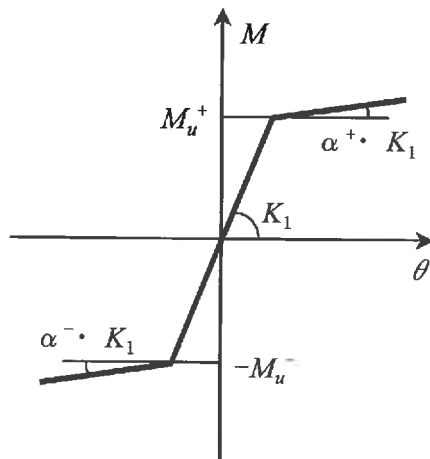
部位	曲げ		せん断		軸	
柱	■	バイリニア	■	バイリニア	■	バイリニア
横架材	○*1	バイリニア	■	バイリニア	■	バイリニア
壁ブレース	—	—	—	—	○	トリリニア
床版	—	—	■	リニア	—	—

*1 回転剛性を考慮した接合部のみ

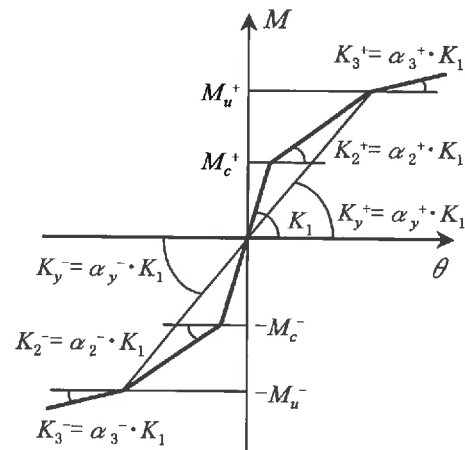
○ : 降伏を許容する

■ : 降伏を許容しない

— : 変形を考慮していないため関係なし



バイリニアモデル



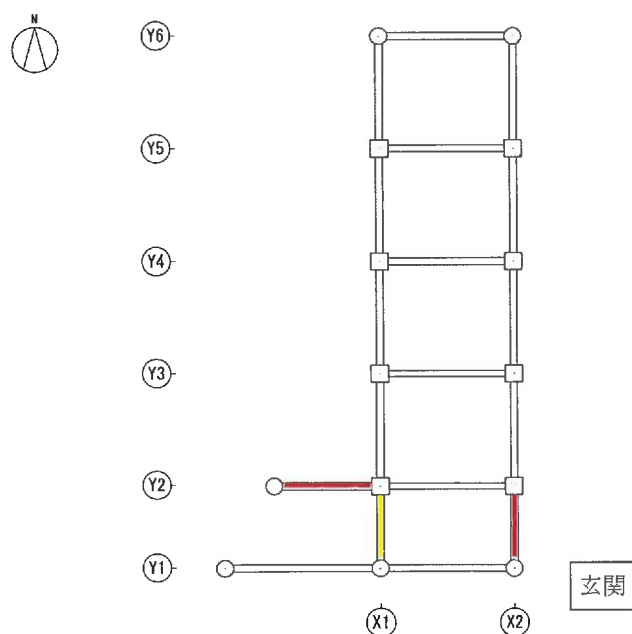
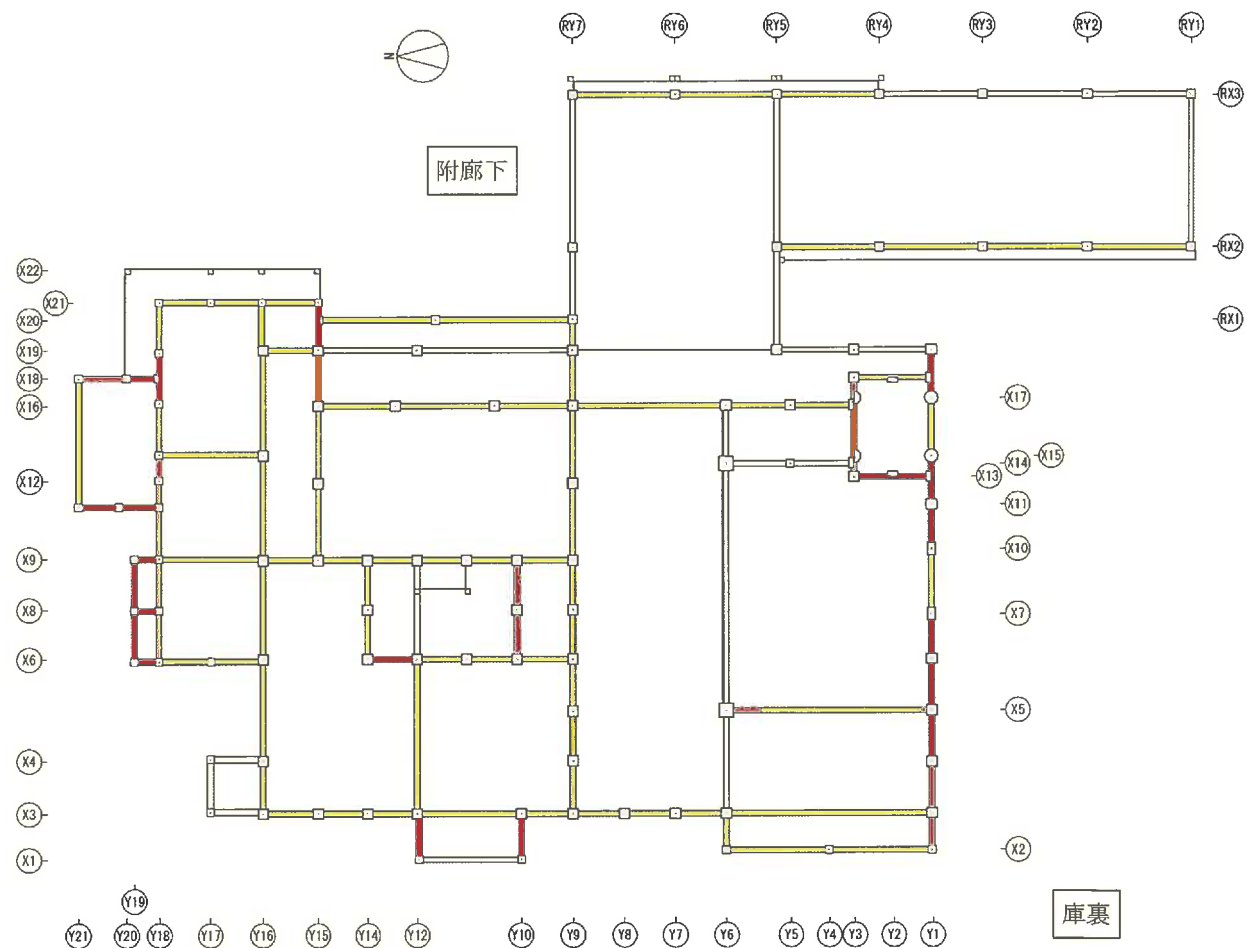
トリリニアモデル

c) 部材の耐力

柱の断面性能は、日本建築学会大会学術講演梗概集(2007)「重要文化財国前寺本堂耐震診断および耐震補強 その2 土壁実験および柱曲げ破壊実験」より、切り欠き等を考慮して断面積や断面係数を 0.60 倍とする。

5.2 架構の概要

壁の配置を以下に示す。



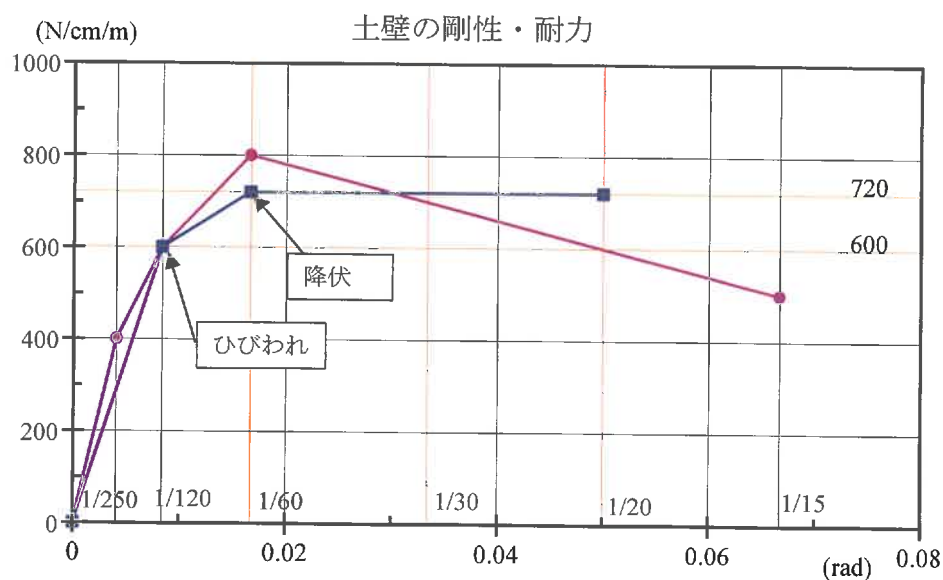
特記なき限り下記とする。	
・	は、全壁(床から天井まで)を示す。
・	は、垂壁+腰壁を示す。
・	は、垂壁もしくは腰壁を示す。

5.3 各部のモデル化

1) 土壁の評価

本検討では、文化財指針の土壁の荷重・変形関係を弾塑性モデルに置換して解析する。土壁の剛性・耐力は以下のとおり設定した。

- ・ 1/20 rad までのエネルギー量と等価になるように置換する。
- ・ 復元力特性はトリリニアとする。



庫裏において、小屋裏の隔壁のうち壁周囲の材や貫が不明確な土壁は、剛性・耐力とも半分の数値で評価した。→X3・5・6・9・16 通り

土壁の剛性と耐力

建物	壁厚	ひび割れ耐力	降伏耐力	限界層間変形角	塑性率
庫裏	70 mm	4200 N/m, 1/120	5040 N/m, 1/60	1/20	3.0
	65mm	3900 N/m, 1/120	4680 N/m, 1/60	1/20	3.0
	40mm	2400 N/m, 1/120	2880 N/m, 1/60	1/20	3.0
	45mm	2700 N/m, 1/120	3240 N/m, 1/60	1/20	3.0
附廊下	60mm	3600 N/m, 1/120	4320 N/m, 1/60	1/20	3.0
玄関	90mm	5400 N/m, 1/120	6480 N/m, 1/60	1/20	3.0

2) 接合部の回転剛性の評価

貫、足固の接合部には回転剛性を考慮する。貫のうち、土壁に接して配置される腰貫・力貫（内法貫）・飛貫は土壁耐力に貫の耐力が評価されているため、考慮しない。足固貫・小屋貫は、面内を半剛接合、面外をピン接合とした。貫の継手位置は正確には不明だが、2ヶ所に1ヶ所程度あると考え、回転剛性、曲げ耐力を通し貫の半分で評価した。

剛性・耐力は「めり込み基準式」に基づいて、日本建築学会「木質構造接合部設計マニュアル」の「通し貫接合部」「片側貫接合部」の回転剛性と降伏モーメントの計算式より求める。

通し貫接合部の回転剛性と降伏モーメントの計算式

$$\text{回転剛性} \quad K_{\theta b} = x_p^2 \cdot y_p \cdot E_{90} \left\{ \frac{x_p}{Z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + 0.5 \mu \cdot C_{xm} \right\}$$

$$\text{降伏モーメント} \quad M_{yb} = \frac{K_{\theta b} \cdot Z_0 \cdot F_m}{x_p \cdot E_{90} \cdot C_{xm} \sqrt{C_{ym}}}$$

ここに 貫の材料特性 E_0 : 繊維方向のヤング係数

E_{90} : 全面横圧縮ヤング係数 $E_{90} \doteq E_0/50$

めり込み降伏応力度 $F_m \doteq 2.4/3 \times F_{cv}$ (めり込み強度)

$$\text{端距離効果係数} \quad C_{xm} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot x_p}$$

$$\text{端距離効果係数} \quad C_{ym} = 1 + \frac{4 \cdot Z_0}{3 \cdot n \cdot y_p}$$

μ : 摩擦係数

くい込み摩擦が十分に期待できる場合 0.6~0.8

片側ですべり摩擦しか期待できない場合 0.3~0.5

n : 繊維方向に対する繊維直角方向の置換係数

接合部の設計に使う樹種グループが、

J1 のとき $n=7$ 、J2 のとき $n=6$ 、J3 のとき $n=5$

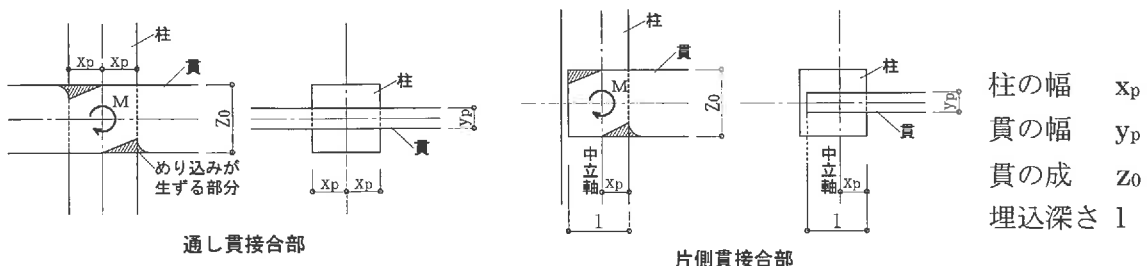
片側貫接合部の回転剛性と降伏モーメントの計算式

$$\text{中立軸深さ} \quad x_p = \frac{3l^2}{4z_0 + 6l}$$

$$\text{回転剛性} \quad K_{\theta c} = \frac{y_p E_{90}}{3Z_0} \left\{ x_p^3 + 2x_p^2 Z_0 + (l - x_p)^3 + \frac{3}{2} (l - x_p)^2 \mu Z_0 \right\}$$

$$\text{降伏モーメント} \quad M_{yc} = K_{\theta c} \cdot \theta_{yc} = \frac{K_{\theta c} \cdot Z_0 \cdot F_m}{x_p \cdot E_{90} \cdot C_{xm} \sqrt{C_{ym}}}$$

E_{90} 、 F_m 、 C_{xm} 、 C_{ym} 、 μ は通し貫接合部に同じ



【庫裏】貫接合部の剛性と耐力

部材名	部材寸法 幅×高 (mm)	タイプ	回転剛性 (kNm/rad)	入力 回転剛性 (kNm/rad)	曲げ復元力 特性タイプ	初期剛性に 対する比率 α_2	曲げ耐力 (kNm)	
							降伏	終局
足固貫	55×190	通し貫	202.7	150.0	Tri-Linear	0.1	2.0	8.3
		通し貫 (継手あり)	101.3					
		片側貫	41.3					
足固貫	27×115	通し貫	21.9	16.0	Tri-Linear	0.1	0.2	1.4
		通し貫 (継手あり)	11.0					
		片側貫	6.5					
小屋貫	45×140	通し貫	103.4	77.0	Tri-Linear	0.1	1.1	4.1
		通し貫 (継手あり)	51.7					
		片側貫	89.4					

【附廊下】貫接合部の剛性と耐力

部材名	部材寸法 幅×高 (mm)	タイプ	回転剛性 (kNm/rad)	入力 回転剛性 (kNm/rad)	曲げ復元力 特性タイプ	初期剛性に 対する比率 α_2	曲げ耐力 (kNm)	
							降伏	終局
足固貫	55×170	通し貫	117.0	87.0	Tri-Linear	0.1	1.2	6.6
		通し貫 (継手あり)	58.5					
		片側貫	22.9					
力貫	54×120	通し貫	110.4	82.0	Tri-Linear	0.1	1.1	3.2
		通し貫 (継手あり)	55.2					
		片側貫	25.6					

玄関の頭貫に関しては、柱を貫通しているものは、面内を半剛接合、面外をピン接合とした。柱の頂部に設けられた頭貫は、端部をピンで評価した。貫の継手位置は正確には不明だが、各柱毎にあると考えた。

【玄関】貫接合部の剛性と耐力

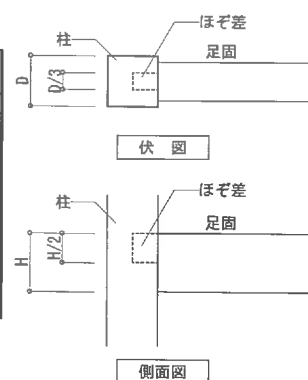
部材名	部材寸法 幅×高 (mm)	タイプ	回転剛性 (kNm/rad)	曲げ復元力 特性タイプ	初期剛性に 対する比率 α_2	曲げ耐力 (kNm)	
						降伏	終局
頭貫	60×180	通し貫 (継手あり)	78.0	Tri-Linear	0.1	1.1	8.1
		片側貫	26.0	Tri-Linear	0.1	0.3	8.1

足固の仕口仕様は不明だが、下図のように仮定した。材端条件は、面内を半剛接合、面外をピン接合とし、半剛接合は片側貫接合として評価した。

【庫裏】足固接合部の剛性と耐力

部材名	部材寸法 幅×高 (mm)	タイプ	回転剛性 (kNm/rad)	曲げ復元力 特性タイプ	初期剛性に 対する比率 α_2	曲げ耐力 (kNm)	
						降伏	終局
足固	180×310	片側貫	121.0	Tri-Linear	0.1	1.9	6.0
足固	190×225	片側貫	47.0	Tri-Linear	0.1	0.8	3.3
足固	160×120	片側貫	51.0	Tri-Linear	0.1	0.7	0.8
足固	125×240	片側貫	30.0	Tri-Linear	0.1	0.5	2.5
足固	115×115	片側貫	37.0	Tri-Linear	0.1	0.5	0.5
足固	145×175	片側貫	20.0	Tri-Linear	0.1	0.3	1.5
足固	160×165	片側貫	10.0	Tri-Linear	0.1	0.2	1.5
足固	115×190	片側貫	7.0	Tri-Linear	0.1	0.1	1.4

柱幅の1/3、柱成の1/2の長ぼぞが通っている仮定



足固端部モデル化の仕様イメージ図

【附廊下】足固接合部の剛性と耐力

部材名	部材寸法 幅×高 (mm)	回転剛性 (kNm/rad)	曲げ復元力 特性タイプ	初期剛性に 対する比率 α_2	曲げ耐力 (kNm)	
					降伏	終局
足固	165×125	25.0	Tri-Linear	0.1	0.4	0.9
足固	140×115	22.0	Tri-Linear	0.1	0.3	0.6
足固	150×150	21.0	Tri-Linear	0.1	0.3	1.1
足固	120×185	15.0	Tri-Linear	0.1	0.2	1.4
足固	120×170	16.0	Tri-Linear	0.1	0.2	1.2

柱幅の1/3、柱成の1/2の長ほぞが通っている仮定

附廊下の小屋束の柱脚は短ほぞで接合されていると仮定し、片側貫接合として回転剛性、曲げ耐力を評価した。

【附廊下】小屋束柱脚の剛性と耐力

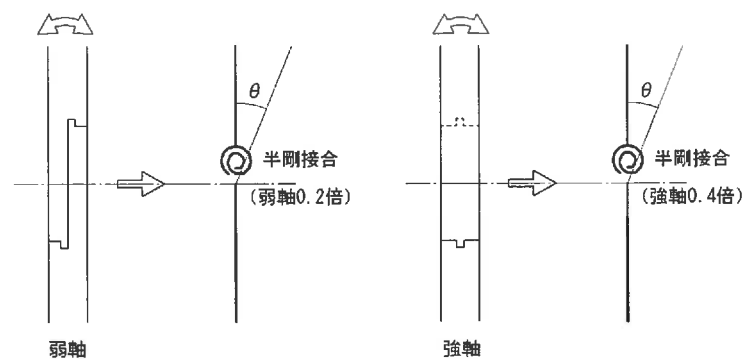
部材名	部材寸法 $Z_0 \times y_0 \times l$ (mm)	回転剛性 (kNm/rad)	曲げ復元力 特性タイプ	初期剛性に 対する比率 α_2	曲げ耐力 (kNm)	
					降伏	終局
小屋束	85×30×50	3.6	Tri-Linear	0.1	0.1	1.0
	30×85×50	14.4	Tri-Linear	0.1	0.2	0.3

短ほぞの寸法は暫定値

3) 柱根継ぎの評価

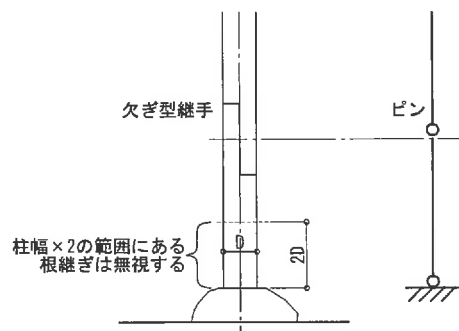
庫裏・附廊下の柱には、根継ぎが確認されている。

金輪継手は、曲げ剛性を強軸は部材の40%、弱軸20%、曲げ耐力を強軸は部材の20%、弱軸10%とした。



金輪継ぎ手のモデル化

欠ぎ型継手は、材端をピンとした。

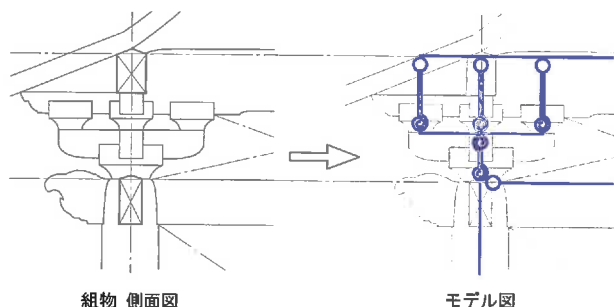


4) 組物の評価

玄関の柱頭には組物が配置されている。組物は、斗尻寸法の鉛直部材とし、柱脚に回転剛性を設定した。日本建築学会構造系論文集 第 543 号「静的水平加力試験に基づく伝統的木造建築の組物の履歴モデルと剛性評価」および日本建築学会「木質構造接合部設計マニュアル」を参考に、三角変位めり込み式を用いて回転剛性を算出する。

なお、庫裏にも妻壁などに組物が配置されているが、装飾とみなし以下のモデル化は行わない。

- ・組物は右図のように線材にモデル化する。
- ・この線材は、せん断変形、曲げ変形しない剛体とする。
- ・斗と肘木のめり込み剛性は、繊維直方向どうしであるため、そのめり込み剛性は三角変位めり込みの直列バネとする。



$$\Sigma M = \frac{x_p^3 y_p C_y E_{c90}}{z_0} \left[\frac{1}{3} + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0}\right) \right\} \right] \theta$$

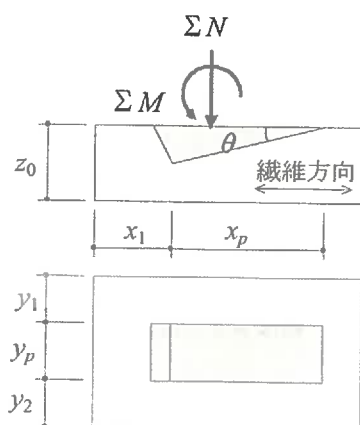


図 5.1-10 三角形変位めり込み

ここに、

$x_1, x_p, y_1, y_p, y_2, z_0$: 各寸法(mm)

端距離効果係数: $C_{xm} = 1 + \frac{4z_0}{3x_p}$

縁距離効果係数: $C_{ym} = 1 + \frac{4z_0}{3ny_p}$

$C_x = 1 + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 2 - 2 \exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0}\right) \right\}$

$C_y = 1 + \frac{2z_0}{3ny_p} \left\{ 2 - \exp\left(\frac{-3ny_1}{2z_0}\right) - \exp\left(\frac{-3ny_2}{2z_0}\right) \right\}$

n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

J1 グループ: $n=7$ (ベイマツ, クロマツ, アカマツ, カラマツ, ツガ)

J2 グループ: $n=6$ (ベイヒ, ベイツガ, ヒバ, ヒノキ, モミ)

J3 グループ: $n=5$ (トドマツ, エゾマツ, ベニマツ, スプルース, スギ, ベイスギ)

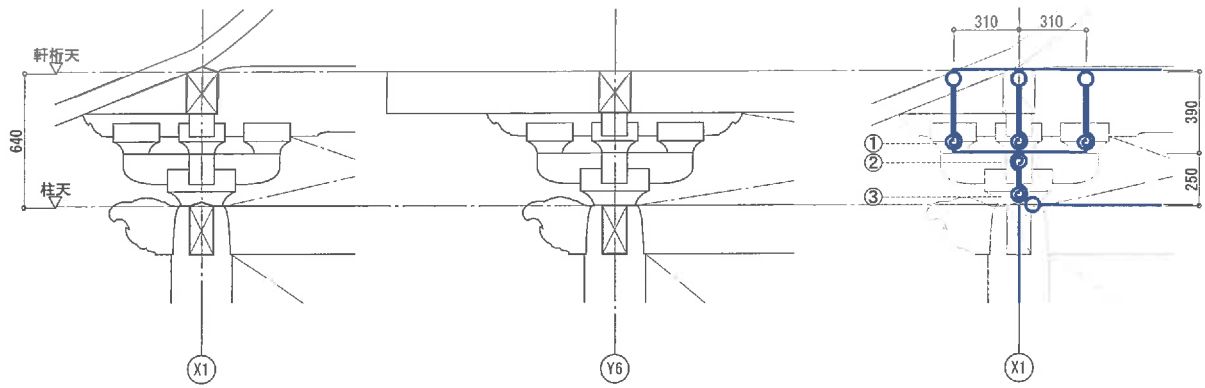
F_E : 縁端距離を無限大としたときのめり込み降伏応力度, $F_E = 0.8 \times F_{c90}$ (N/mm²)

E_{c90} : 全面横圧縮ヤング係数(N/mm²), $E_{c90} = E_0/50$, E_0 : 繊維方向曲げヤング係数

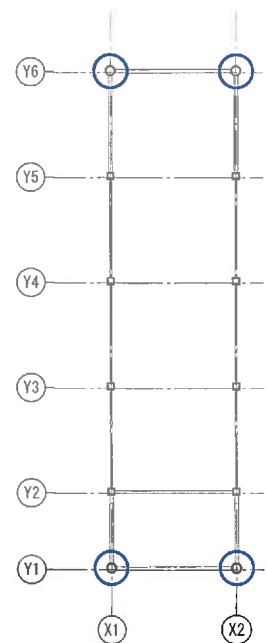
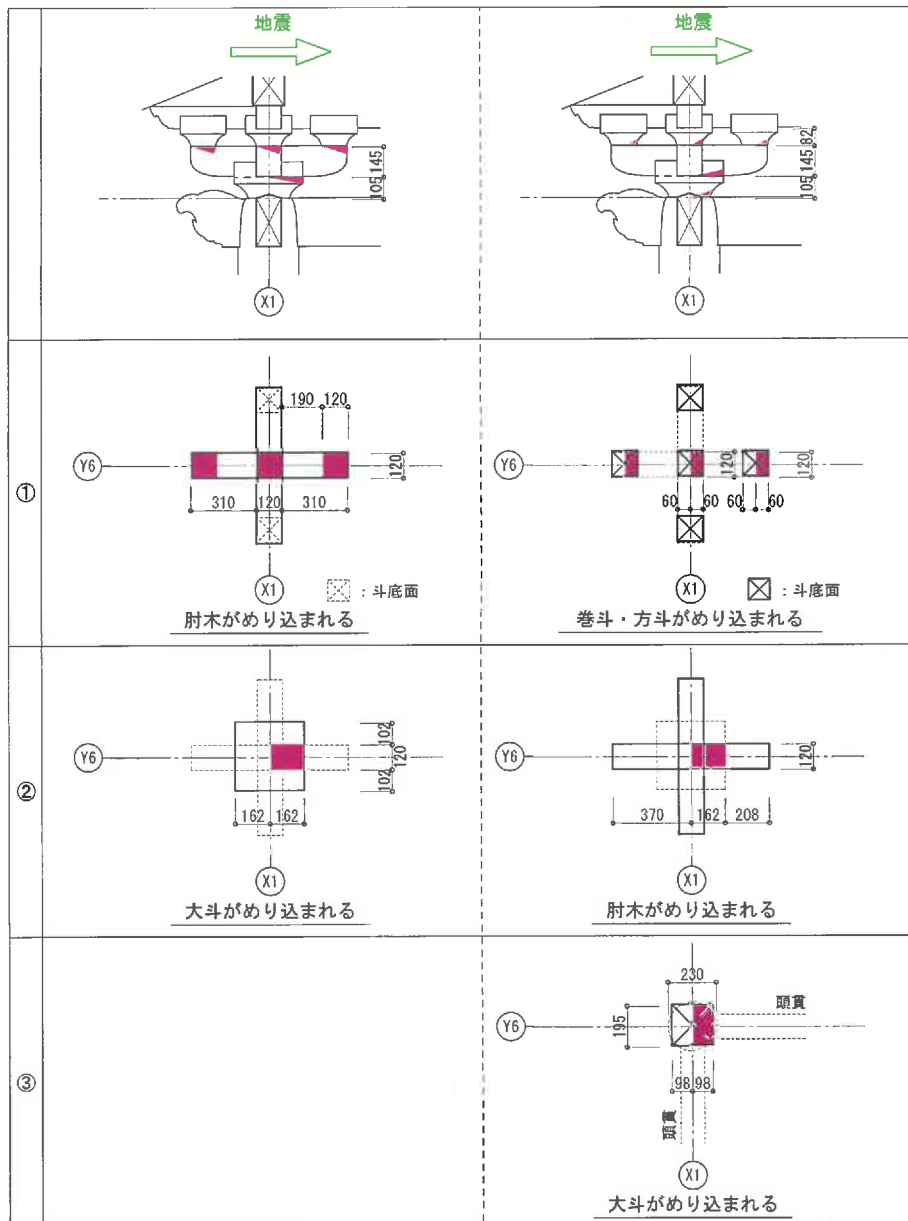
- ・組物部分にかかる水平荷重が静摩擦係数で 0.5 を超えてくると滑りが生じ剛性の低下が始まるが、本件の応答層せん断力係数は 0.5 以下のため弾性域で挙動すると考え、曲げ復元力特性の耐力はリニアとする。ただし、応答値において、1/15rad 以上変形していないことを確認する。また、大斗のせん断耐力は、 μN (静摩擦係数 $0.5 \times$ 長期軸力) と設定した。
- ・巻斗、方斗の上面は、論文に基づいて実肘木下面との間にすき間があると仮定し、めり込みを評価せずピンとする。
- ・実際の変形範囲よりモデル入力長さが大きくなるため、長さ比で回転剛性を割り増した。
- ・斗は、引張抵抗しないものとした。

次頁に、組物の仕様および回転剛性の算出根拠を示す。

・樹種不明（すべてヒノキと想定する）



組物 側面図



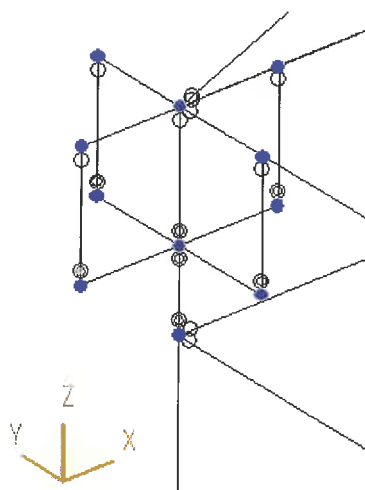
KEY PLAN

○：組物（出三斗）

組物仕様

組物 入力回転剛性

計算対象 (めり込まれる部材)		大斗	大斗	肘木	巻斗左	肘木左	巻斗右	肘木右	方斗	肘木
めり込む部材	上面から			大斗		巻斗左		巻斗右		方斗
	下面から	柱	肘木		肘木左		肘木右		肘木	
めり込む側の長さxp	mm	98	162	162	60	120	60	120	60	120
めり込む側の幅yp	mm	195	120	120	120	120	120	120	120	120
めり込まれる側の厚Z0	mm	105	105	145	82	145	82	145	82	145
E	N/mm2	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000
Fcv	N/mm2	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8	7.8
n		6	6	6	6	6	6	6	6	6
x1	mm	0	0	208	0	190	0	0	0	190
x2	mm	0	0	208	0	190	0	0	0	190
y1	mm	0	102	0	0	0	0	0	0	0
y2	mm	0	102	0	0	0	0	0	0	0
E90	N/mm2	180	180	180	180	180	180	180	180	180
Fm	N/mm2	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24	6.24
Cx		1.000	1.000	2.055	1.000	2.385	1.000	1.000	1.000	2.385
Cy		1.000	1.194	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Cxm		2.429	1.864	2.193	2.822	2.611	2.822	2.611	2.822	2.611
Cym		1.120	1.194	1.269	1.152	1.269	1.152	1.269	1.152	1.269
θ_y	rad	0.023	0.014	0.013	0.026	0.015	0.026	0.023	0.026	0.015
My	kN・m	2.36	4.80	7.07	0.50	3.94	0.50	1.97	0.50	3.94
Kr	kN・m/rad	105	348.2	545.1	19.0	264.1	19.0	85.8	19.0	264.1
直列合成の組合せ		なし	-	実肘木+大斗	-	肘木1+巻斗1	-	肘木2+巻斗2	-	肘木1~2+方斗
Kr合成	kN・m/rad	-	-	212.5	-	17.7	-	15.5	-	17.7
巻斗・方斗の個数		-	-	1	-	1	-	1	-	1
巻斗・方斗の剛性Kr		-	-	212.5	-	17.7	-	15.5	-	17.7
合成の方法(平均、並列、なし)		-	-	-	平均値				なし	
合成Kr	kN・m/rad	105	212		16.6				17.7	
解析総高	mm	250	250		390				390	
割増係数		2.38	2.38		4.76				4.76	
架構入力回転剛性	kN・m/rad	249.7	505.9		79.0				84.2	

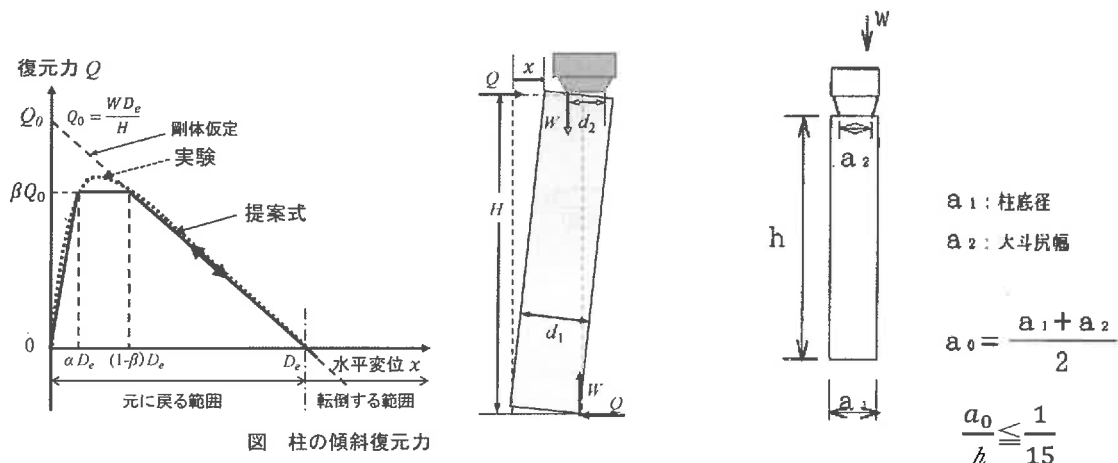


組物 モデル図

5) 柱傾斜復元力の評価

文化庁「重要文化財(建造物)耐震診断指針」に基づいて、柱の長さ径比が 15 以下の場合、柱傾斜復元力を考慮する。玄関の柱がすべてこれに該当する。

柱の傾斜復元力とは、水平力を受けた柱が傾斜しても水平変位が柱幅よりも小さい場合に上部からの鉛直荷重により元に戻ろうとする復元力のことである。



柱脚径 a_1 (単位: mm)

Y6	300	295
Y5	200	200
Y4	198	200
Y3	200	200
Y2	195	195
Y1	290	290
	X1	X2

□: 丸柱

柱長さ (単位: mm)

Y6	2450	2450
Y5	2732	2732
Y4	2732	2732
Y3	2732	2732
Y2	2732	2732
Y1	2450	2450
	X1	X2

柱頭径 a_2 (大斗尻) (単位: mm)

Y6	195	195
Y5	182	182
Y4	182	182
Y3	182	182
Y2	182	182
Y1	195	195
	X1	X2

柱長さ径比 (柱長さ/柱サイズ)

		(単位: mm)
Y6	9.9	10.0
Y5	14.3	14.3
Y4	14.4	14.3
Y3	14.3	14.3
Y2	14.5	14.5
Y1	10.1	10.1
	X1	X2

柱脚・柱頭 平均 a_0 (単位: mm)

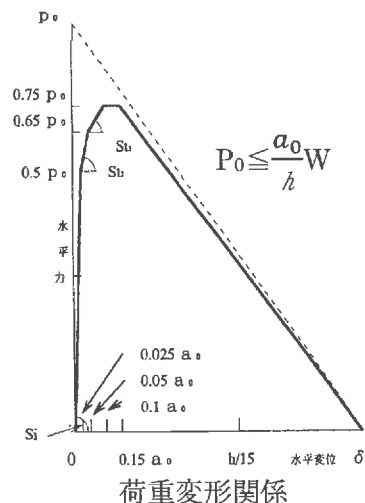
Y6	248	245
Y5	191	191
Y4	190	191
Y3	191	191
Y2	189	189
Y1	243	243
	X1	X2

すべての柱が 15 以下

玄関柱 長さ径比の確認

柱の傾斜復元力の特徴は、履歴を伴わない非線形性弾性であることと負勾配にある。

柱の傾斜復元力は回転バネにモデル化し、バイリニア化した弾性限耐力と変形角は、 $1/15\text{rad}$ におけるエネルギー等価な数値とした。ただし、大地震動時に柱脚に浮上りが生じた柱は、傾斜復元力を考慮しない。



φ 290 丸柱

柱データ

h (mm)	2450
W (kN)	1
a1	290
a2	195
a ₀ (mm)	242.5
P ₀ (kN)	0.099

復元力グラフ

	rad	荷重	勾配
0.025a ₀ /h	0.0025	0.5P ₀	0.0495
0.05a ₀ /h	0.0049	0.65P ₀	0.0643
0.10a ₀ /h	0.0099	0.75P ₀	0.0742
0.15a ₀ /h	0.0148	0.75P ₀	0.0742
a ₀ /h	0.0990	0.0000	-0.88235
基準		P ₀ 倍率	
1/15h	0.066667	0.29	0.0285

基準線グラフ

1/60	1/30	1/15
0.016667	0.033333	0.066667
0.016667	0.033333	0.066667
15	15	15
0	0	0

y=Ax+B

A	B
-0.88235	0.087335

	X	P
交点	X	0.036886
最大基準	1/15h	0.066667

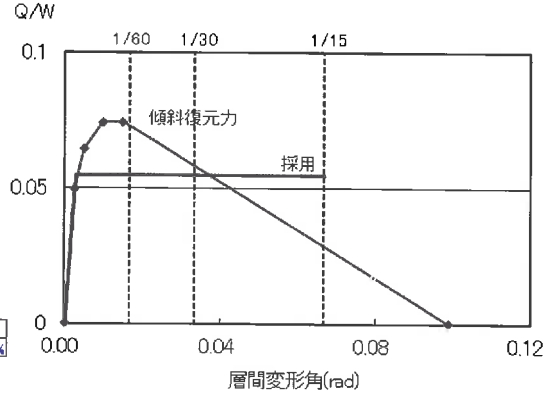
等面積復元力グラフ

Xu	0	Pu	0
1/15h	0.002735	0.0547	k
	0.066667	0.0547	

k=	8.163 W (kN/m)
20Pu=	0.055 W (kN)

Q/W

290丸柱の傾斜復元力



195 角柱

柱データ

h (mm)	2732
W (kN)	1
a1	195
a2	182
a ₀ (mm)	188.5
P ₀ (kN)	0.069

復元力グラフ

	rad	荷重	勾配
0.025a ₀ /h	0.0017	0.5P ₀	0.0345
0.05a ₀ /h	0.0034	0.65P ₀	0.0448
0.10a ₀ /h	0.0069	0.75P ₀	0.0517
0.15a ₀ /h	0.0103	0.75P ₀	0.0517
a ₀ /h	0.0690	0.0000	-0.88235
基準		P ₀ 倍率	
1/15h	0.066667	0.03	0.0021

基準線グラフ

1/60	1/30	1/15
0.016667	0.033333	0.066667
0.016667	0.033333	0.066667
15	15	15
0	0	0

y=Ax+B

A	B
-0.88235	0.06088

	X	P
交点	X	0.035337
最大基準	1/15h	0.066667

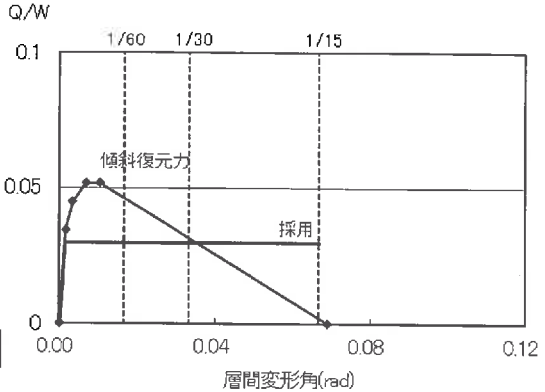
等面積復元力グラフ

Xu	0	Pu	0
1/15h	0.001485	0.0297	k
	0.066667	0.0297	

k=	7.320 W (kN/m)
20Pu=	0.030 W (kN)

Q/W

195角柱の傾斜復元力



柱傾斜復元力のモデル化は、柱脚に2方向の回転バネを設定したモデルとする。前頁の柱軸力 1kN あたりの傾斜復元力に各柱の軸力と柱長さを乗じて回転剛性と曲げ降伏耐力を算出する。以下に算定式を、次頁に数値を示す。

① 傾斜復元力用軸力 W (kN) = $0.9 \times N$

N : 長期柱軸力 (kN)

本件では、柱の長さや径にややばらつきがあることを考慮し、長期柱軸力に 0.9 を掛けた数値とする。

② 節点バネ定数 k (kN/m) = $\alpha \times W/h$

α : 柱軸力 1kN あたりの傾斜復元力の初期剛性 (rad⁻¹) = 20

h : 柱長さ (m)

③ 復元力 P_u (kN/m) : モデル化弾性限耐力 (1/15rad エネルギー等価) (kN)

④ 抵抗モーメント MR (kNm) = $P_u \times h$

① 回転バネ K_θ (kNm/rad) = $MR \times k \times h / P_u$

柱脚回転バネと降伏耐力の算出

柱軸力

長期N

Y6	18	18
Y5	21	21
Y4	18	18
Y3	19	19
Y2	27	20
Y1	22	17
	X1	X2

① 傾斜復元力用軸力 W

Nx 0.9

Y6	16.2	16.2
Y5	18.9	18.9
Y4	16.2	16.2
Y3	17.1	17.1
Y2	24.3	18.0
Y1	19.8	15.3
	X1	X2

② 節点バネ定数 k

290丸柱 k= 8.16 W
195角柱 k= 7.32 W

Y6	132.2	132.2
Y5	138.3	138.3
Y4	118.6	118.6
Y3	125.2	125.2
Y2	177.9	131.8
Y1	161.6	124.9
	X1	X2

③ 復元力 Pu

290丸柱 Pu= 0.055 W
195角柱 Pu= 0.030 W

Y6	0.9	0.9
Y5	0.6	0.6
Y4	0.5	0.5
Y3	0.5	0.5
Y2	0.7	0.5
Y1	1.1	0.8
	X1	X2

④ 抵抗モーメント Mr

柱高さを乗ずる
sein
柱脚の曲げ耐力入力値

Y6	2.17	2.17
Y5	1.53	1.53
Y4	1.31	1.31
Y3	1.39	1.39
Y2	1.97	1.46
Y1	2.65	2.05
	X1	X2

⑤ 回転バネ K_θ

sein
柱脚の回転バネ入力値
半剛指定

Y6	793.8	793.8
Y5	1032.6	1032.6
Y4	885.1	885.1
Y3	934.3	934.3
Y2	1327.6	983.4
Y1	970.2	749.7
	X1	X2

6) 水平剛性の評価

対象建物の屋根はこけら葺と檜皮葺であるが、こけら葺・檜皮葺は屋根面の水平構面の剛性や耐力の指標となる実験や論文などが無い。暫定値としてせん断剛性係数 GB を 400N/mm² とし、スラブ厚 t=0.5 mm とする。オーダーとしては、垂木転がし程度の低い剛性評価である。

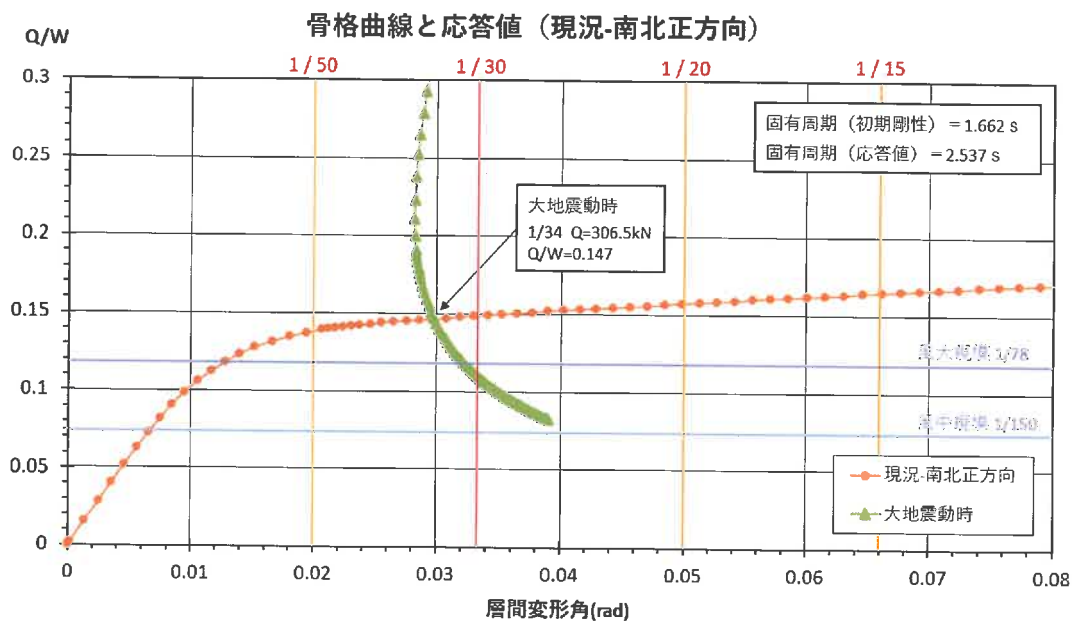
また、床面は暫定値としてせん断剛性係数 GB を 400N/mm² とし、スラブ厚 t=0.5 mm とした。オーダーとしては、根太転がし程度の低い剛性評価である。

6. 現況の結果

6.1 庫裏の解析結果

1) 南北方向の解析結果

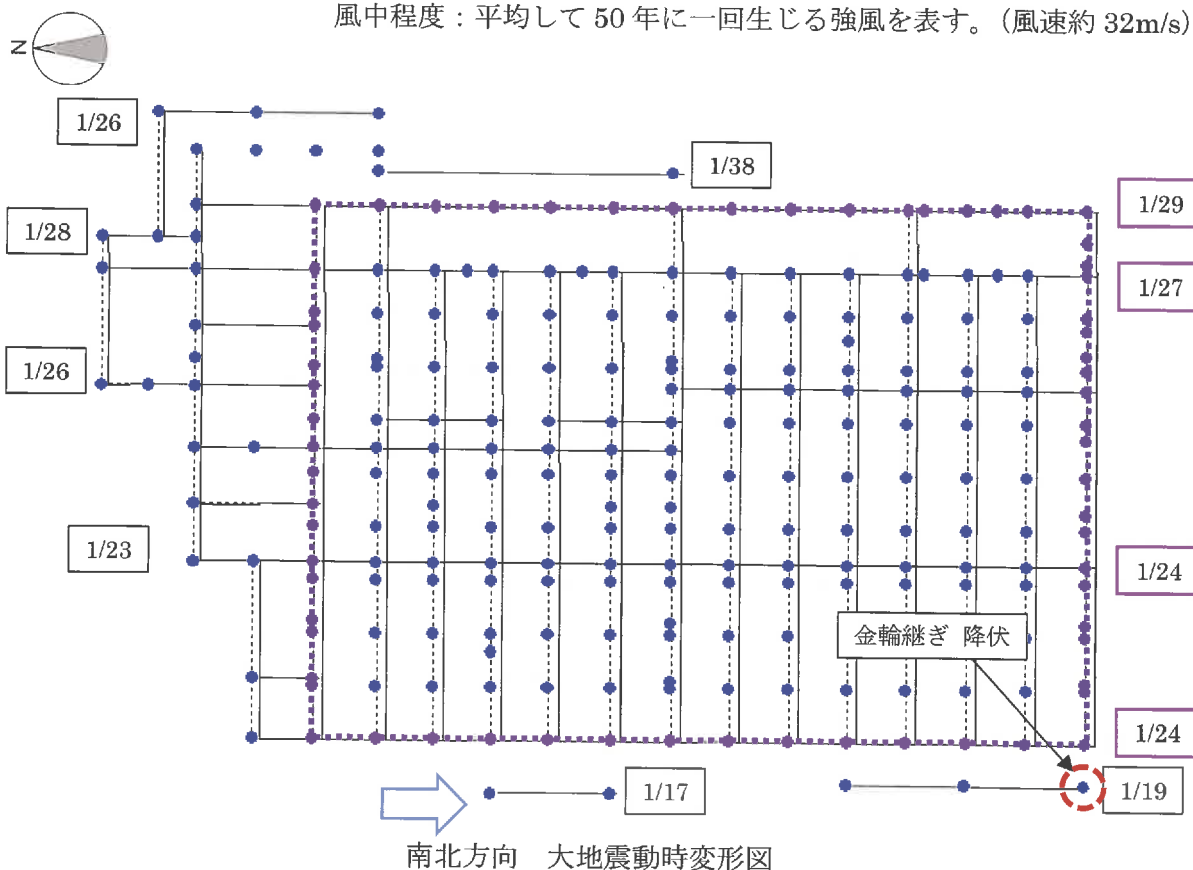
立体縮約による代表位置での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。

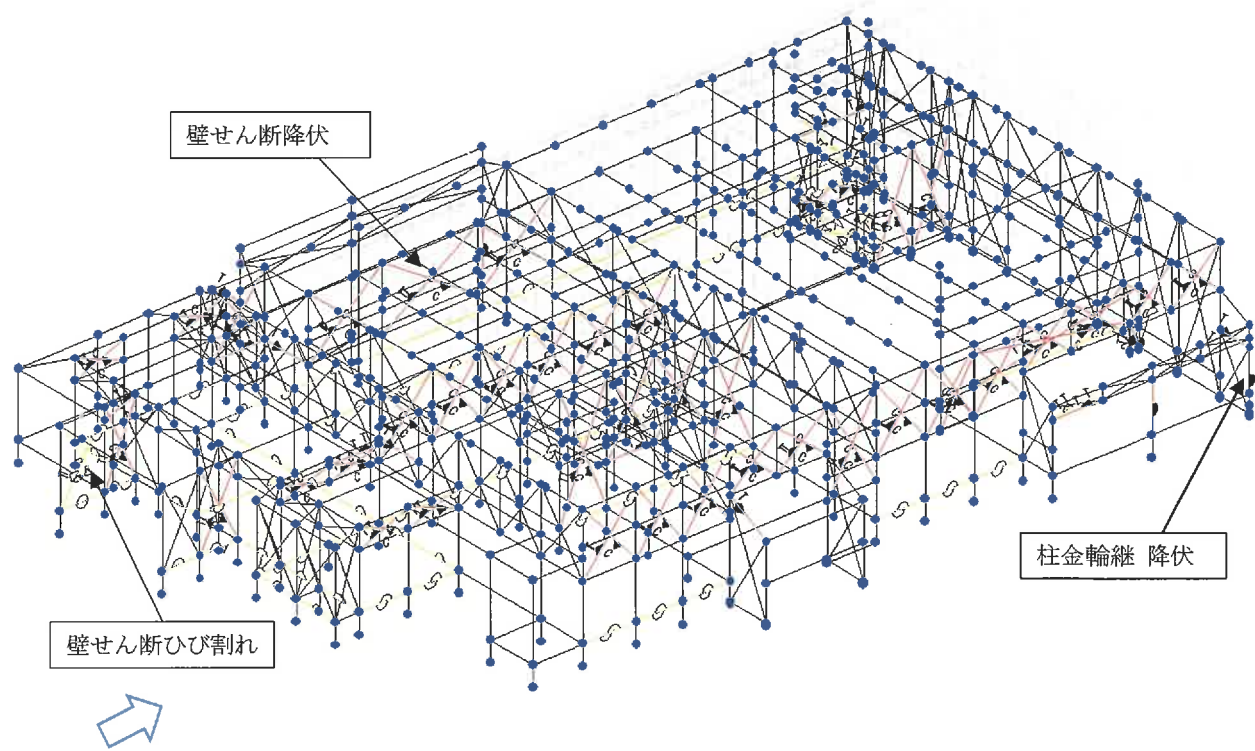


南北方向 荷重－変形曲線

※風大規模：平均して 500 年に一回生じる強風を表す。（風速約 40m/s）

風中程度：平均して 50 年に一回生じる強風を表す。（風速約 32m/s）



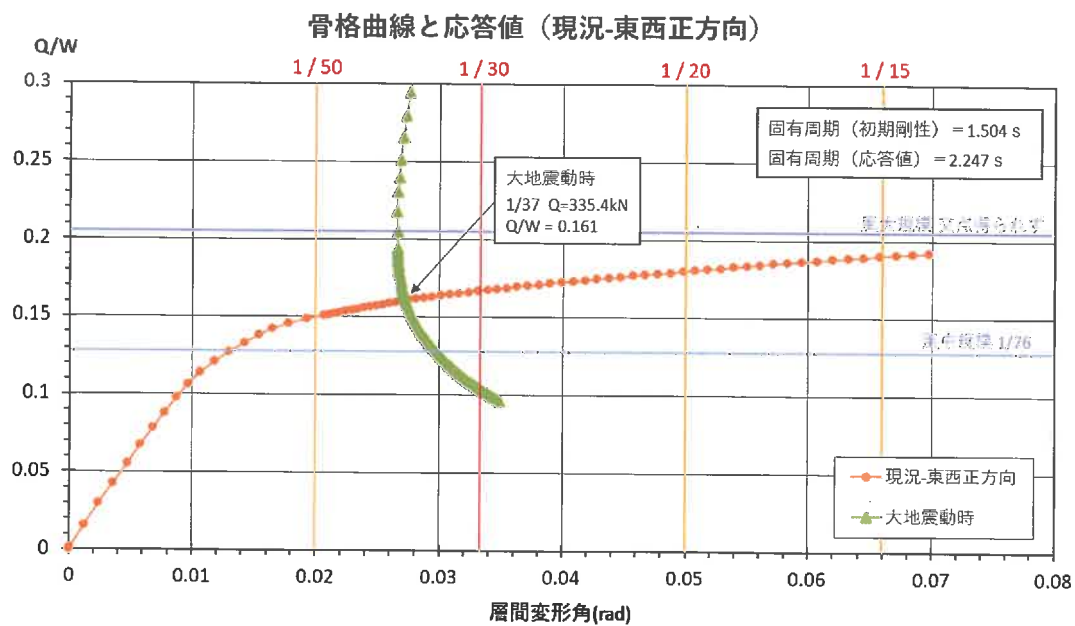


南北方向 大地震動時部材降伏図

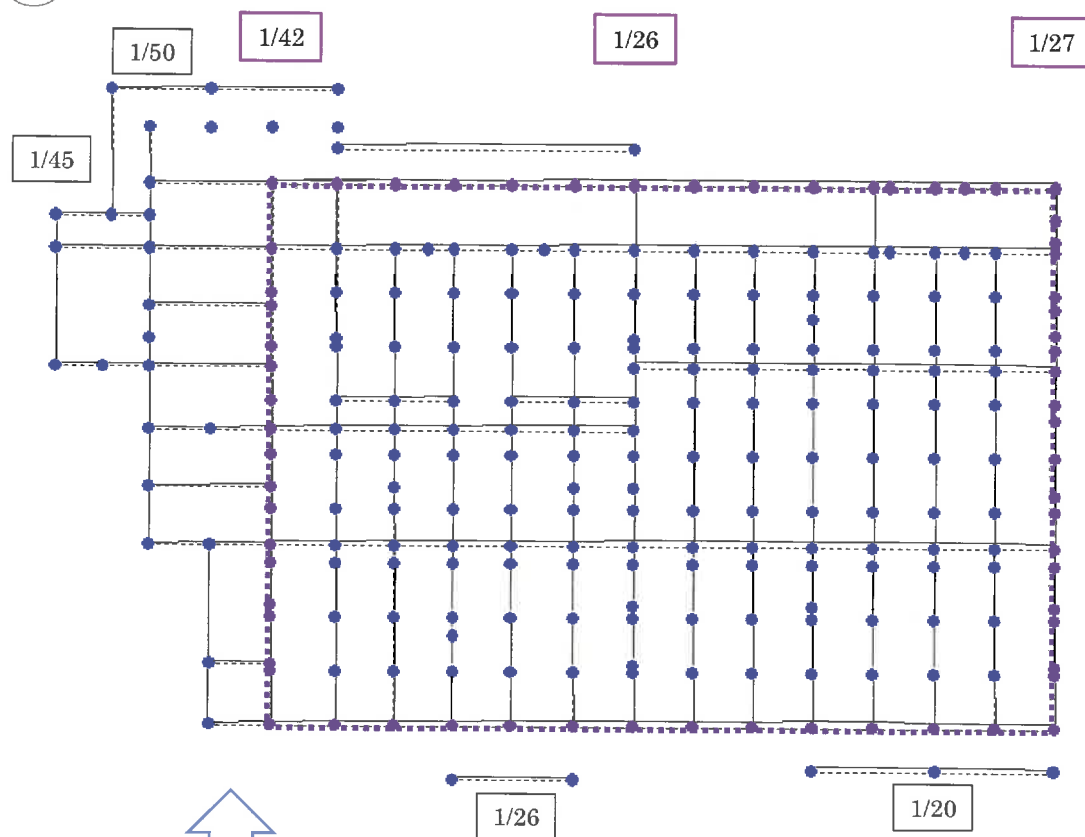
大地震時の層間変形角は代表 $1/34$ 、最大 $1/17$ となり目標値を満足している。しかし、柱の折損は見られなかったが、大地震時に西側下屋の南柱の柱継手で損傷が生じている。

2) 東西方向の解析結果

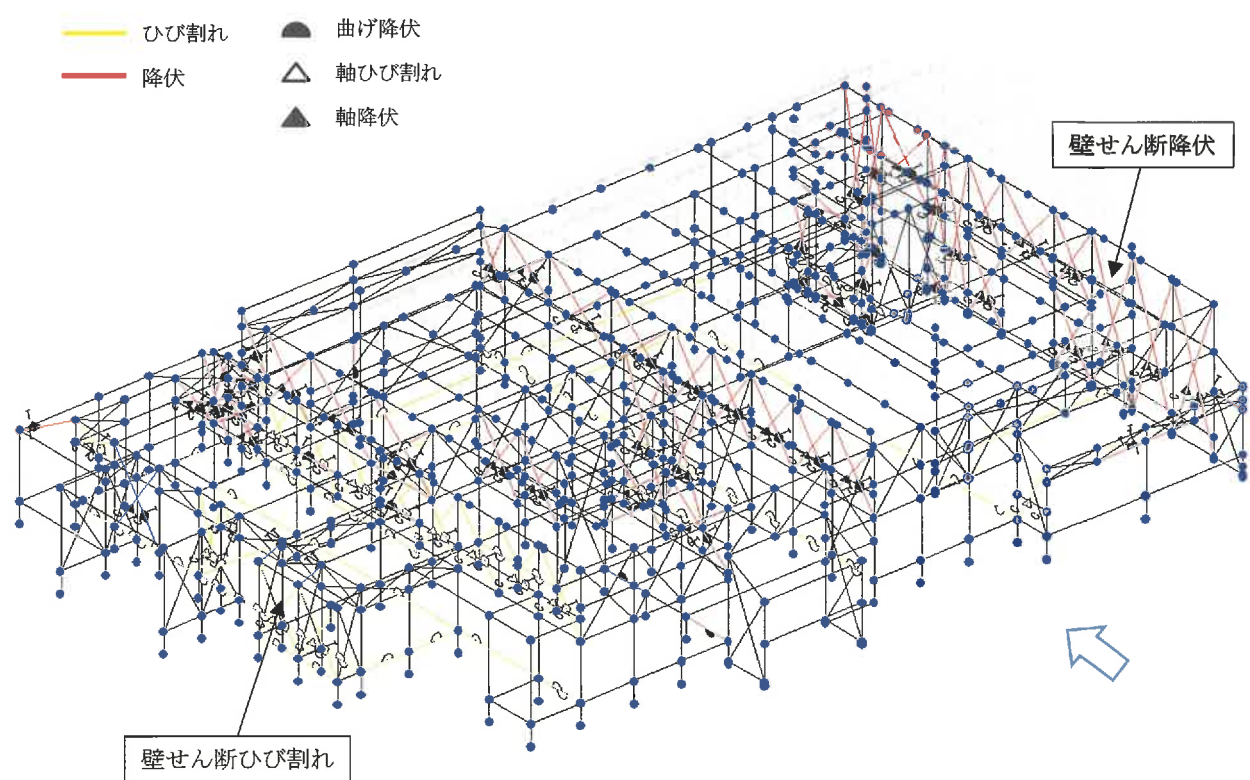
立体縮約による代表位置での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



東西方向 荷重－変形曲線



東西方向 大地震動時変形図



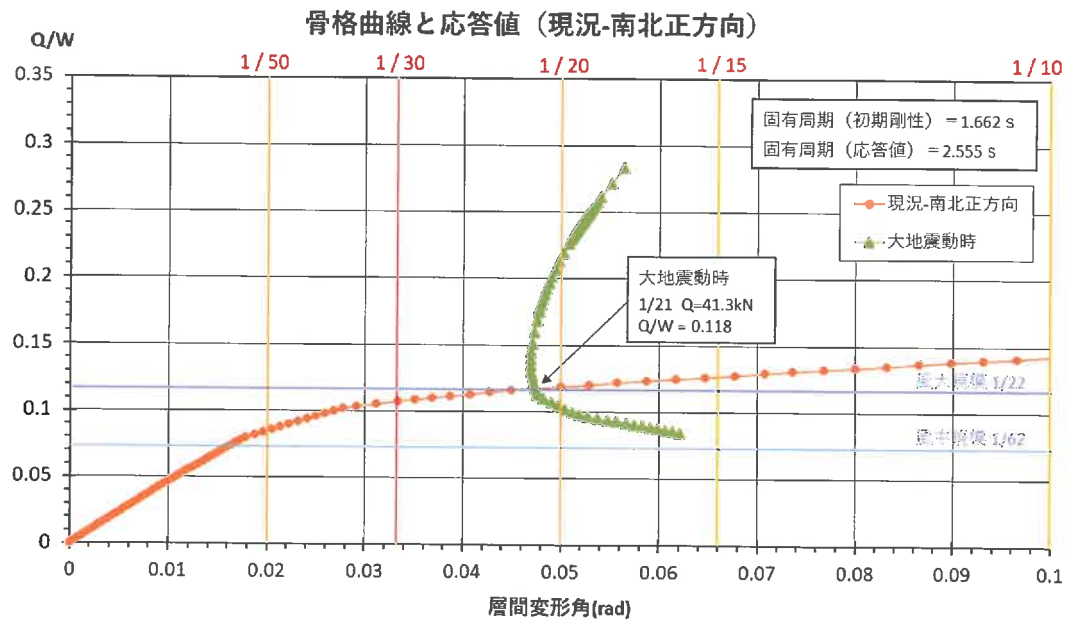
東西方向 大地震動時部材降伏図

大地震時の層間変形角は平均 1/37、最大 1/20 となり目標値を満足している。また、柱の折損は見られなかった。

6.2 庫裏附廊下の解析結果

1) 南北方向の解析結果

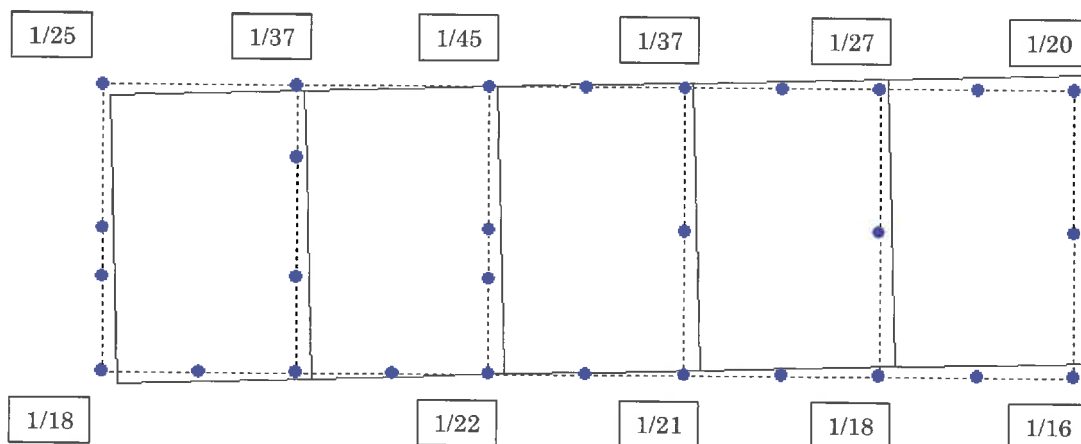
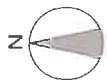
立体縮約による代表位置での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



南北方向 荷重－変形曲線

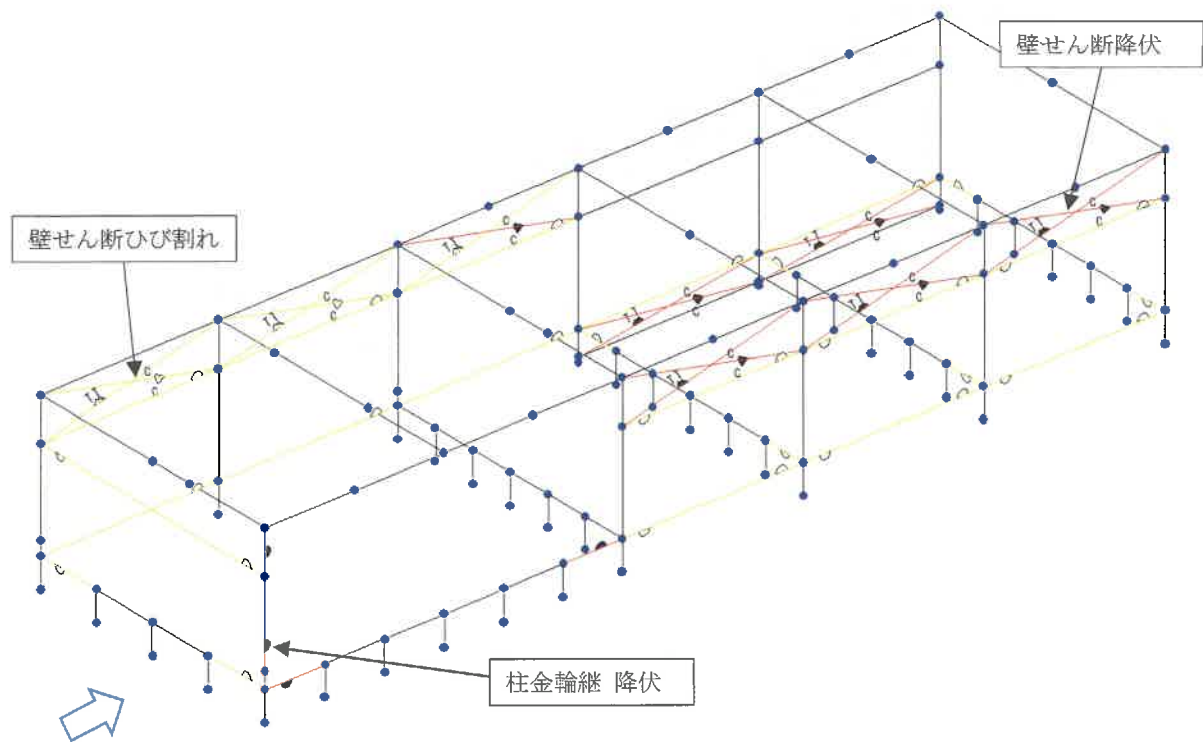
※風大規模：平均して 500 年に一回生じる強風を表す。（風速約 40m/s）

風中程度：平均して 50 年に一回生じる強風を表す。（風速約 32m/s）



南北方向 大地震動時変形図

- | | |
|------|-------|
| ひび割れ | 曲げ降伏 |
| 降伏 | 軸ひび割れ |
| | 軸降伏 |

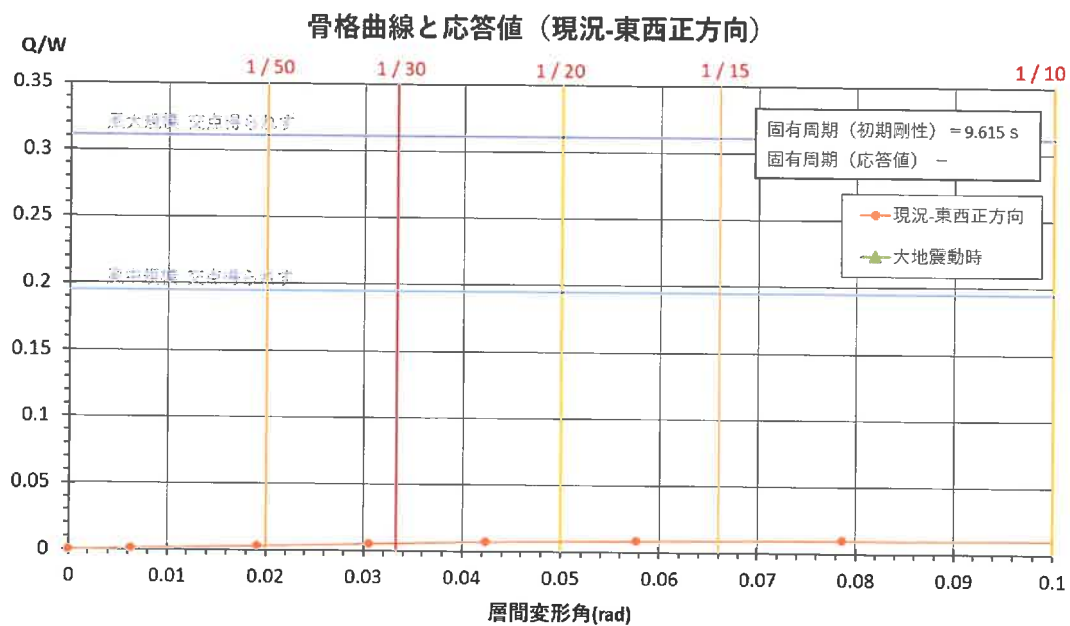


南北方向 大地震動時部材降伏図

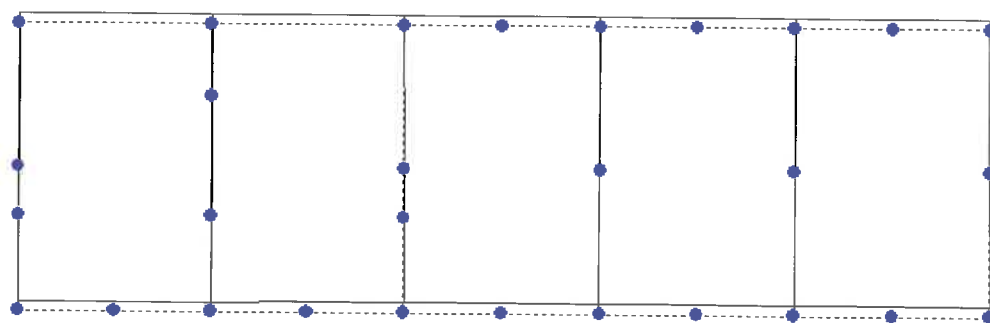
大地震時の層間変形角は代表 1/21、最大 1/16 となり目標値を満足している。しかし、柱の折損は見られなかったが、大地震時に北西隅柱の金輪継で損傷が生じている。

2) 東西方向の解析結果

立体縮約による代表位置での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



東西方向 荷重－変形曲線



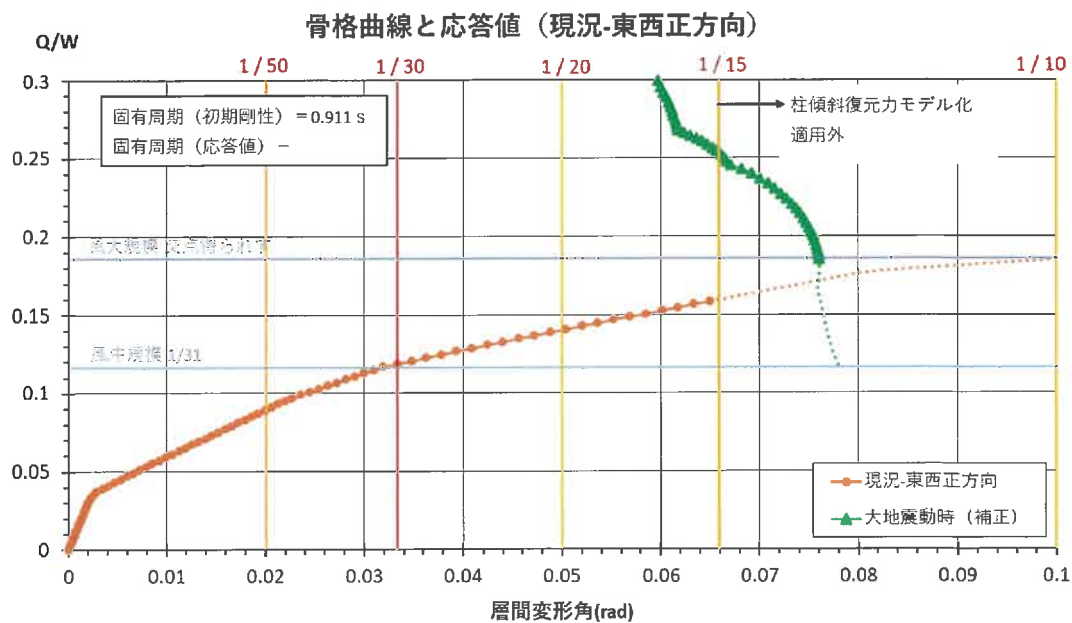
東西方向 層間変形角 1/15 時変形図

耐震性能が極めて低く、結果が得られなかった。

6.3 玄関の解析結果

1) 東西方向の解析結果

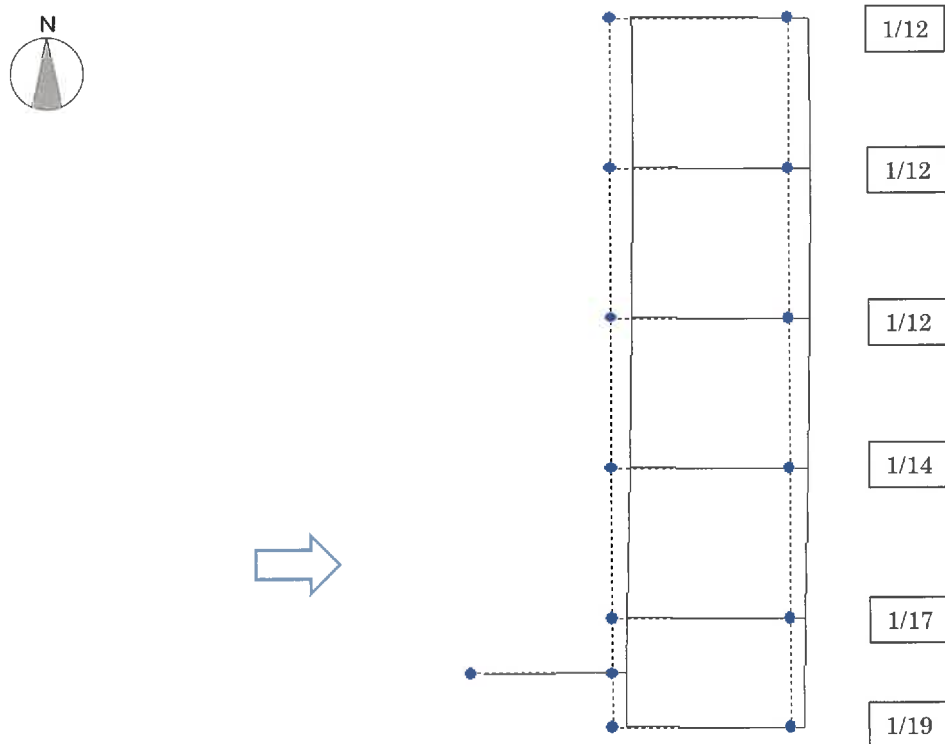
立体縮約による代表位置での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



東西方向 荷重－変形曲線

※風大規模：平均して 500 年に一回生じる強風を表す。（風速約 40m/s）

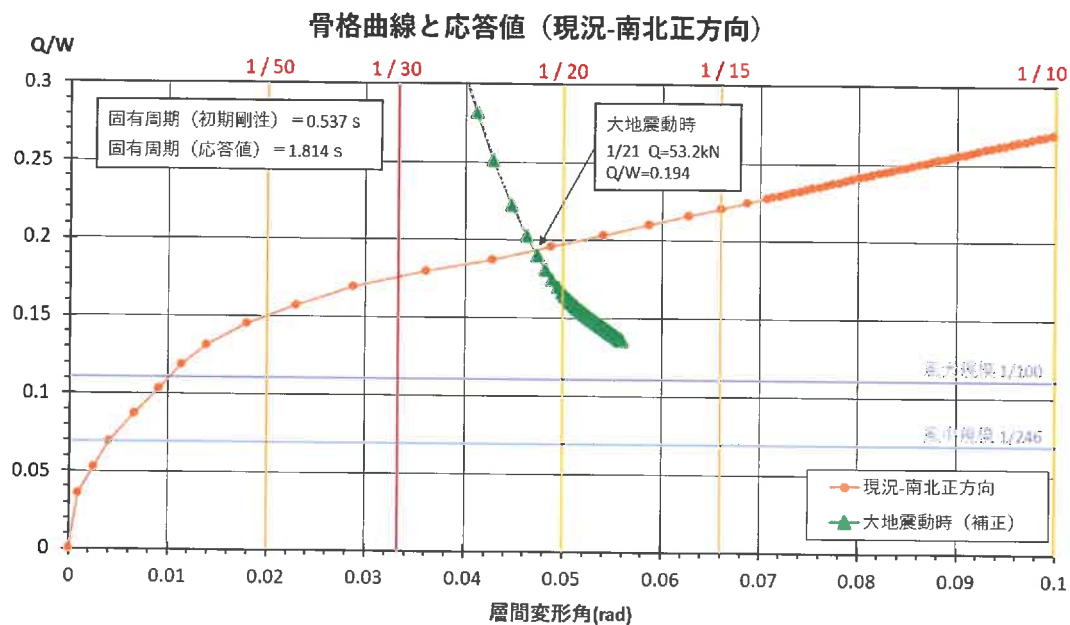
風中程度：平均して 50 年に一回生じる強風を表す。（風速約 32m/s）



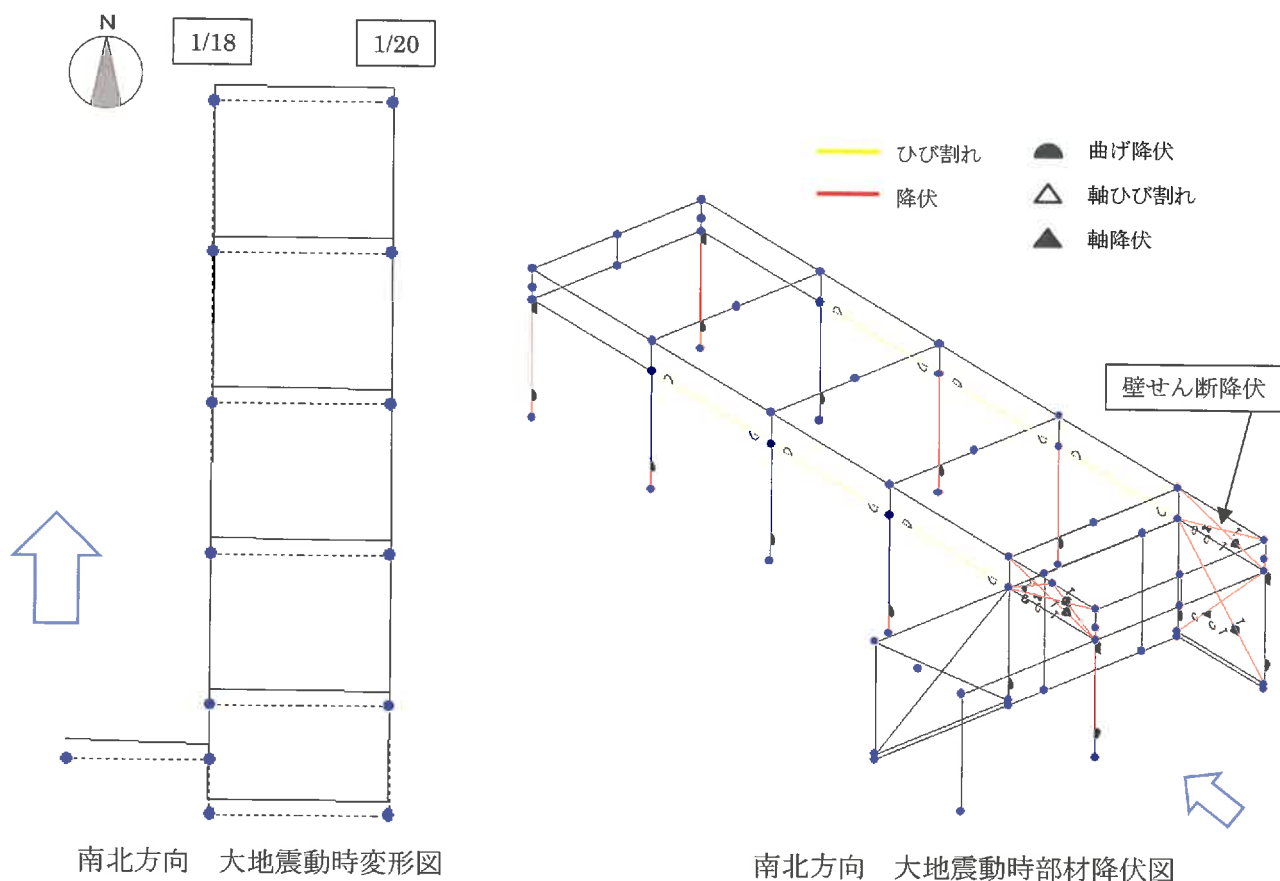
耐震性能が極めて低く、結果が得られなかった。

2) 南北方向の解析結果

立体縮約による代表位置での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



南北方向 荷重－変形曲線



大地震時の層間変形角は平均 1/21、最大 1/18 となり目標値を満足している。また、柱の折損は見られなかった。

6.4 現況の構造性能評価

1) 庫裏

性能に関する項目			目標値	南北方向	東西方向
大地震動	層間変形角	平均	1/20 以下	1/34	1/37
		最大	1/15 以下	1/17	1/20
	部材の耐力		終局耐力以下	降伏する	降伏しない
	保有耐力(Q_u/ZW)		---	0.147	0.161
風中程度	層間変形角	平均	1/20 以下	1/150	1/76
		最大	1/15 以下	1/78	1/46
	部材の耐力		終局耐力以下	降伏しない	降伏しない
風大規模	層間変形角	平均	1/20 以下	1/78	求まらず
		最大	1/15 以下	1/40	〃
	部材の耐力		終局耐力以下	降伏する	〃

建物の耐力要素は主に土壁の耐力である。建物の保有耐力は層せん断力係数に換算して南北方向は0.147、東西方向は0.161である。

大地震動時、南北方向は最大層間変形角が1/17、東西方向は最大層間変形角が1/20である。大地震時に柱の折損は見られなかったが、南北方向大地震時において西側下屋の南柱の柱継手で損傷が生じている。

風中程度で、南北方向は最大層間変形角が1/78、東西方向は最大層間変形角が1/46である。風大規模では、南北方向は最大層間変形角が1/40で目標値を満足したが、東西方向は建物の保有水平耐力が達しなかったことより、風大規模に対する性能が不足していると言える。

2) 庫裏附廊下

性能に関する項目			目標値	南北方向	東西方向
大地震動	層間変形角	平均	1/20 以下	1/ 21	求まらず
		最大	1/15 以下	1/ 16	〃
	部材の耐力		終局耐力以下	降伏する	〃
	保有耐力(Q_u/ZW)		---	0.118	〃
風中程度	層間変形角	平均	1/20 以下	1/62	〃
		最大	1/15 以下	1/49	〃
	部材の耐力		終局耐力以下	降伏しない	〃
風大規模	層間変形角	平均	1/20 以下	1/22	〃
		最大	1/15 以下	1/16	〃
	部材の耐力		終局耐力以下	降伏する	〃

建物の耐力要素は主に土壁の耐力であるが、本建物は東西方向に土壁が全くないため、東西方向の耐震性能が極めて小さく、大地震動時の応答を得られなかった。同様に風に対する性能も得られなかった。

南北方向は、垂壁・腰壁のみではあるが土壁が存在する。建物の保有耐力は層せん断力係数に換算して 0.118、大地震動時の最大層間変形角は 1/16 である。大地震時に柱の折損は見られなかったが、北西隅柱の金輪継で損傷が生じている。風中程度では最大層間変形角が 1/49、風大規模では最大層間変形角が 1/16 と、目標値を満足している。

3) 玄関

性能に関する項目			目標値	東西方向	南北方向
大地震動	層間変形角	平均	1/20 以下	求まらず	1/ 21
		最大	1/15 以下	〃	1/ 18
	部材の耐力		終局耐力以下	〃	降伏しない
	保有耐力(Q_u/ZW)		---	〃	0.194
風中程度	層間変形角	平均	1/20 以下	1/31	1/246
		最大	1/15 以下	1/19	1/240
	部材の耐力		終局耐力以下	降伏しない	降伏しない
風大規模	層間変形角	平均	1/20 以下	求まらず	1/100
		最大	1/15 以下	〃	1/81
	部材の耐力		終局耐力以下	〃	降伏しない

建物の耐力要素は主に土壁の耐力、柱傾斜復元力である。

本建物は東西方向の耐震性能が極めて小さく、大地震動時の応答を得られなかった。同様に風大規模に対する性能も得られなかった。

南北方向は、建物の保有耐力は層せん断力係数に換算して 0.194、大地震動時の最大層間変形角は 1/18 である。大地震時に柱の折損は見られなかった。

風中程度で、東西方向は最大層間変形角が 1/19、南北方向は最大層間変形角が 1/240 である。風大規模では、東西方向は求まらず、南北方向は最大層間変形角が 1/81 で目標値を満足している。

6.5 まとめ

1) 庫裏

大地震時には応答層間変形角が目標値を満足する結果となった。これは、土壁が多く配置されていることと、柱の断面寸法が大きく曲げ基準強度に達しないためであると考えられる。しかし、南北方向大地震時において西側下屋の南柱の柱継手で損傷が生じている。

庫裏の耐震性能は「安全確保水準」をおおむね満足しているが、損傷する柱継手について補強等対策が必要と考えられる。

2) 庫裏附廊下

南北方向大地震時には応答層間変形角が目標値を満足する結果となった。しかし、北西隅柱の金輪継で損傷が生じている。

東西方向は耐震性能が極めて低く、大地震動時には倒壊レベルの非常に大きな変形になるおそれがある。これは、東西方向には耐力要素となる土壁が全くないためと考えられる。

庫裏附廊下は、東西方向大地震に対する耐震補強が必要と考えられる。

3) 玄関

南北方向大地震時には応答層間変形角が目標値を満足する結果となった。

東西方向は、耐震性能が極めて低く、大地震動時には倒壊レベルの非常に大きな変形になるおそれがある。これは、東西方向には耐力要素となる土壁が南側の一面しかなく、北側の変形が特に大きくなったためと考えられる。

本建造物は、東西方向大地震に対する耐震補強が必要と考えられる。

7. 構造補強案の検討

7.1 補強の方針

耐震診断の結果、大地震動時において庫裏・附廊下・玄関とも耐震性能が不足していることが判明した。目標性能である安全確保水準を満足させるためには、補強を行う必要がある。

本建物は風の影響も大きく、極稀に発生する大規模な暴風（風大規模）に耐え得る架構とするためには多くの補強が必要となる。その場合、見えがかりになる箇所も補強が必要となり、文化的価値や意匠に大きな負担を与える。風は予測可能であるため、極稀に発生する大規模な暴風（風大規模）時には避難する事が可能である。そのため、風に対する補強としては、稀に発生する暴風（風中規模）に対しては構造補強で対応、極稀に発生する大規模な暴風（風大規模）に対しては避難等で対応するという方針を採用する。

水平荷重に対する性能の判定基準

性能に関する項目			目標値	備 考
大地震 中程度 の風	層間変形角	平均	1/20 以下	
		最大	1/20 以下	土壁フレーム
			1/15 以下	木フレーム
	木造部材の耐力確認		終局耐力以下	柱
	鉄骨部材		塑性率 4 以下	

層間変形角の平均は、「立体縮約」の手法により縮約された 1 自由度系の応答変形角とする。

補強方法や補強部材の納まりについては、下記の項目に留意して選定する。

- ・意匠を損なわないこと。

可能な限り見えない箇所で補強を行う。見える箇所に補強する場合は、文化財的価値に与える影響が少ない箇所とし、違和感がないように配慮する。

- ・部材を傷めないこと。

構造補強の取付けの際、部材を傷つけることを極力減らすよう工夫する。将来の修理において補強も更新されることに留意する。

- ・可逆的であること。

補強部材は取り外すことができ、取り外せば原形が分かるように取り付ける。

- ・区別可能であること。

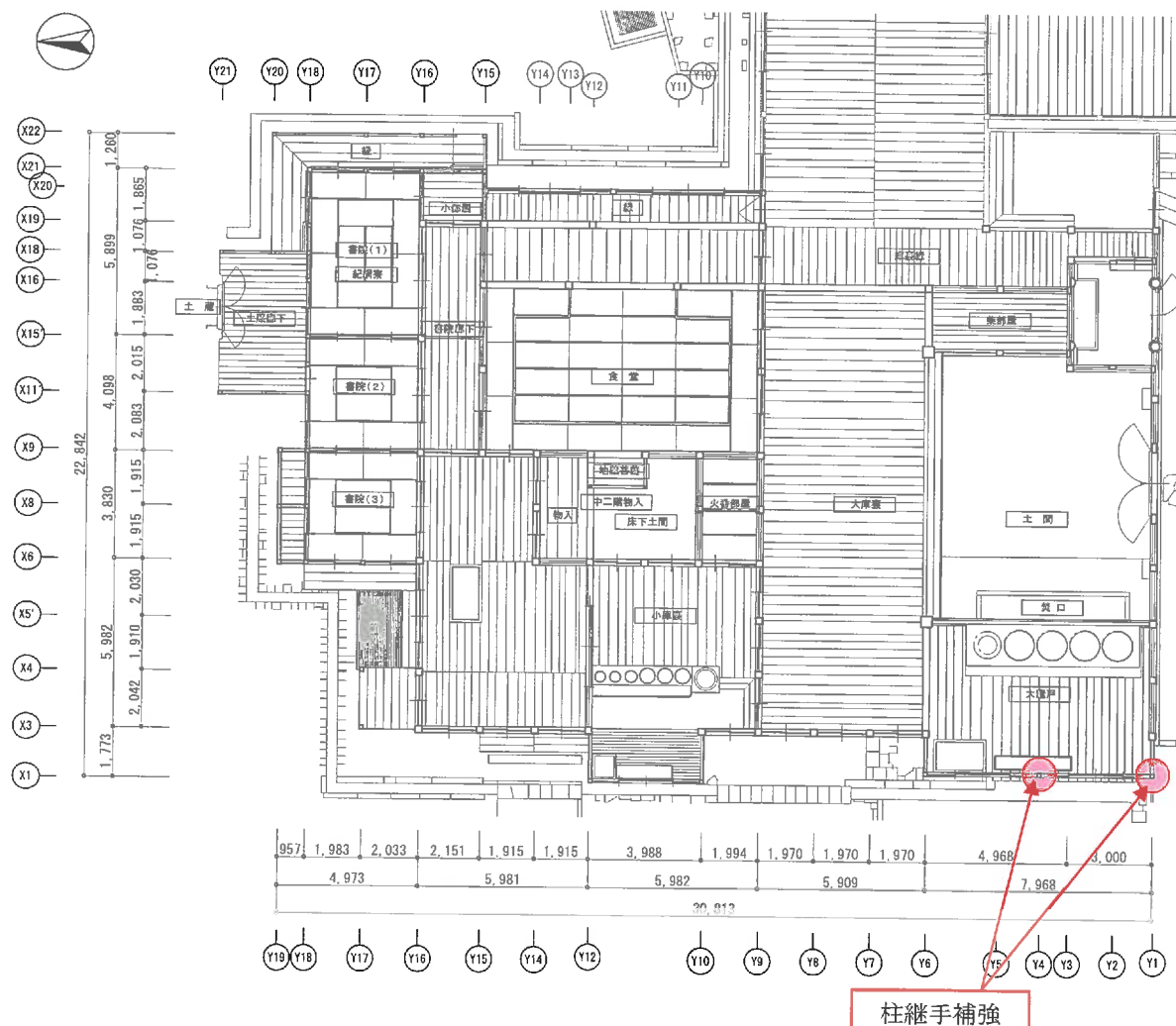
元からある部材と誤解されることがないようにする。後から加えたものであることが分かるようにする。

- ・最小限の補強であること。

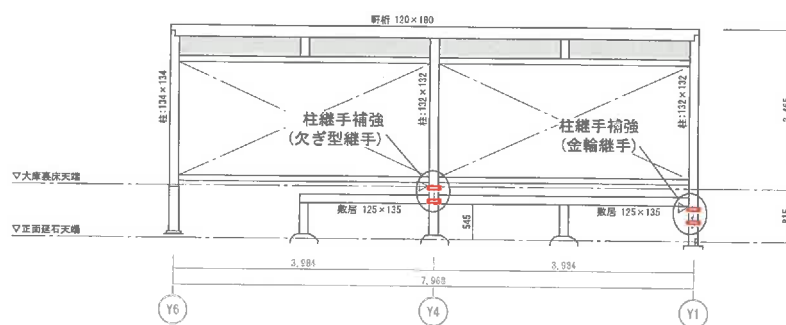
7.2 庫裏の補強案

1) 補強の概要

庫裏について、東西方向は目標値を満足している。南北方向は必要な耐力を有しているが、大釜戸下屋の柱が根継ぎ部で損傷する可能性がある。そのため、柱根継ぎの補強が必要である。



補強 KEY PLAN



X2 通り軸組図

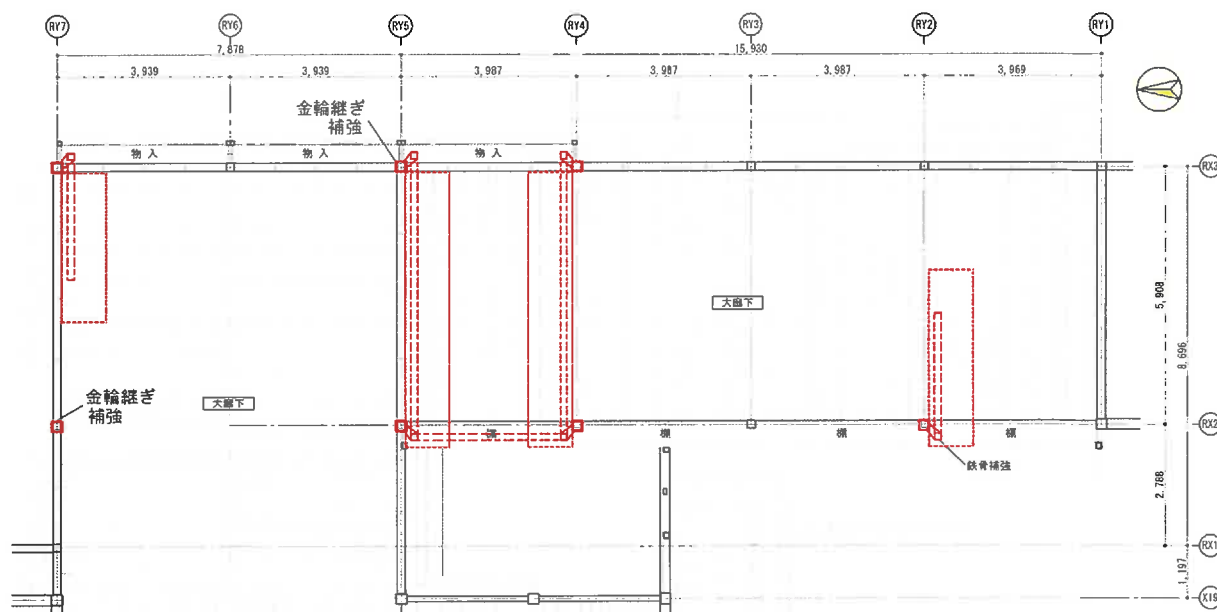
2) 庫裏の補強後の性能

庫裏の構造補強は大釜戸下屋の柱の根継ぎ部 2 ヶ所のための、建物の耐震性能は補強前と大きく変わらない。

7.3 庫裏附廊下の補強案

1) 補強の概要

附廊下について、東西方向は耐震要素が少ないため建物耐力が不足している。全体的に耐力を増す必要がある。意匠の影響を最小限とする補強として、物入・棚部分に鉄骨フレームを配置する補強案を提案する。



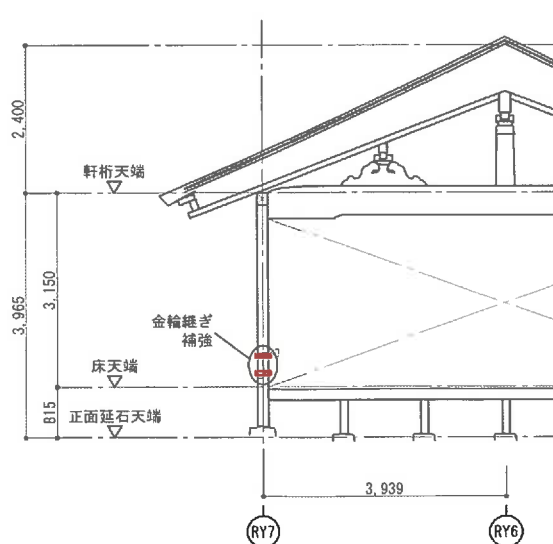
補強 KEY PLAN

鉄骨補強 暫定部材サイズ

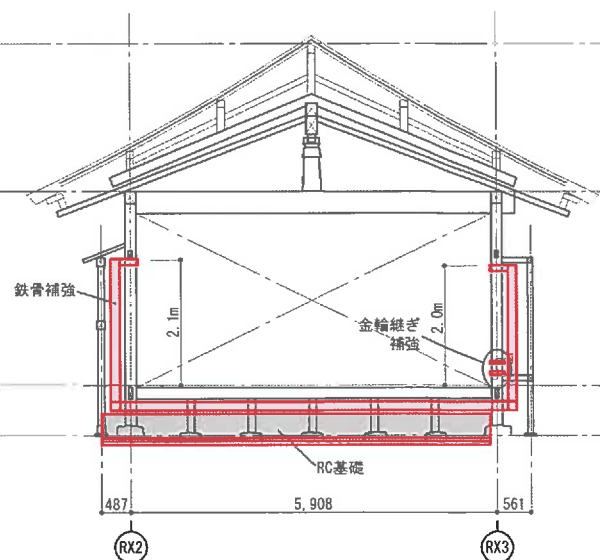
鉄骨柱 : □-150×150×6 (BCR295)

鉄骨梁 : H-150×150×7×10 (SS400)

RC基礎 : L4.0×W1.0×H0.4m
L6.9×W1.0×H0.4m



RX2 通り軸組図

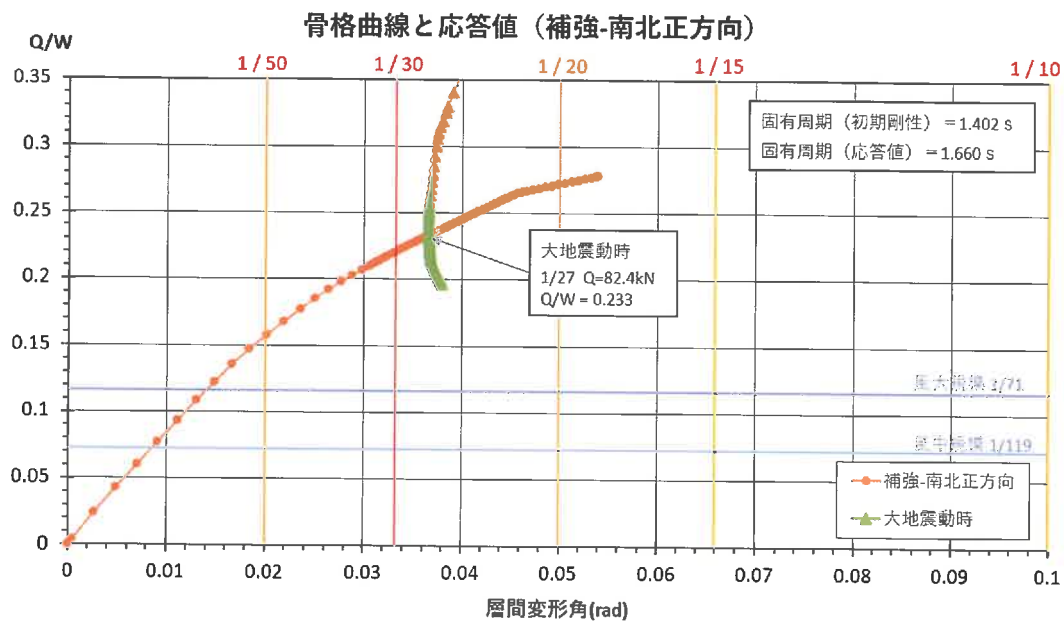


RY5 通り軸組図

2) 庫裏附廊下の補強後の性能

① 南北方向の解析結果

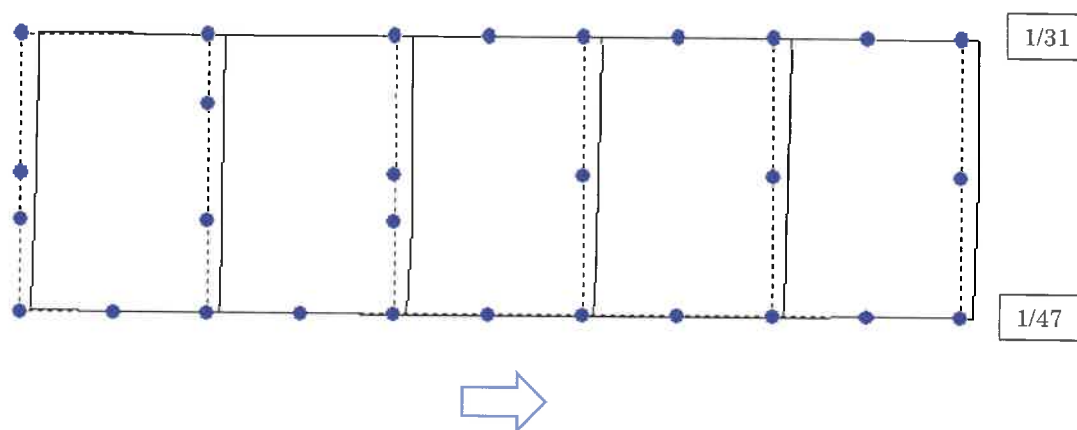
立体縮約による代表位置での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



南北方向 荷重－変形曲線

※風大規模：平均して 500 年に一回生じる強風を表す。（風速約 40m/s）

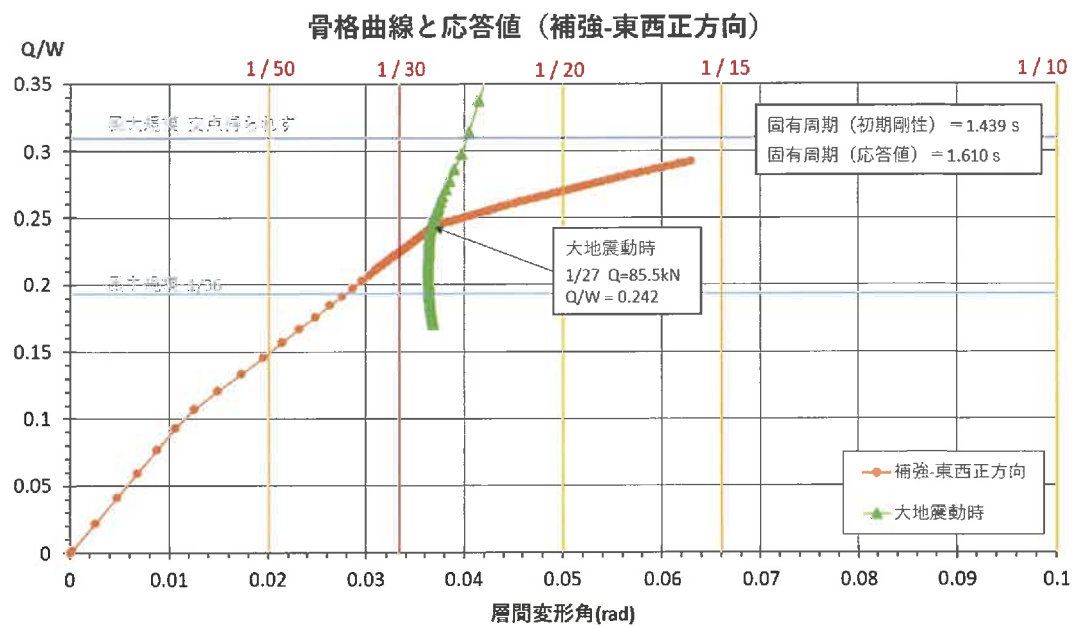
風中程度：平均して 50 年に一回生じる強風を表す。（風速約 32m/s）



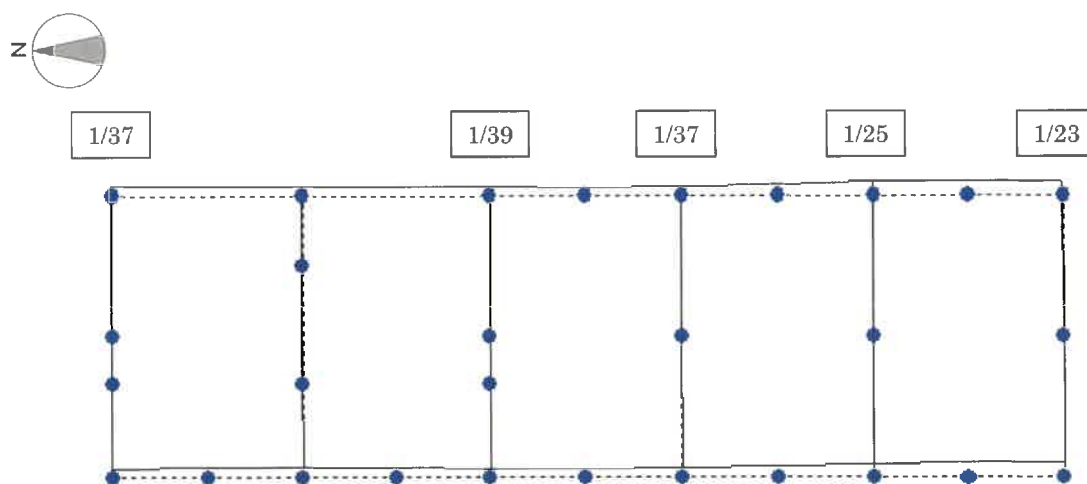
南北方向 大地震動時変形図

② 東西方向の解析結果

立体縮約による代表位置での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



東西方向 荷重－変形曲線

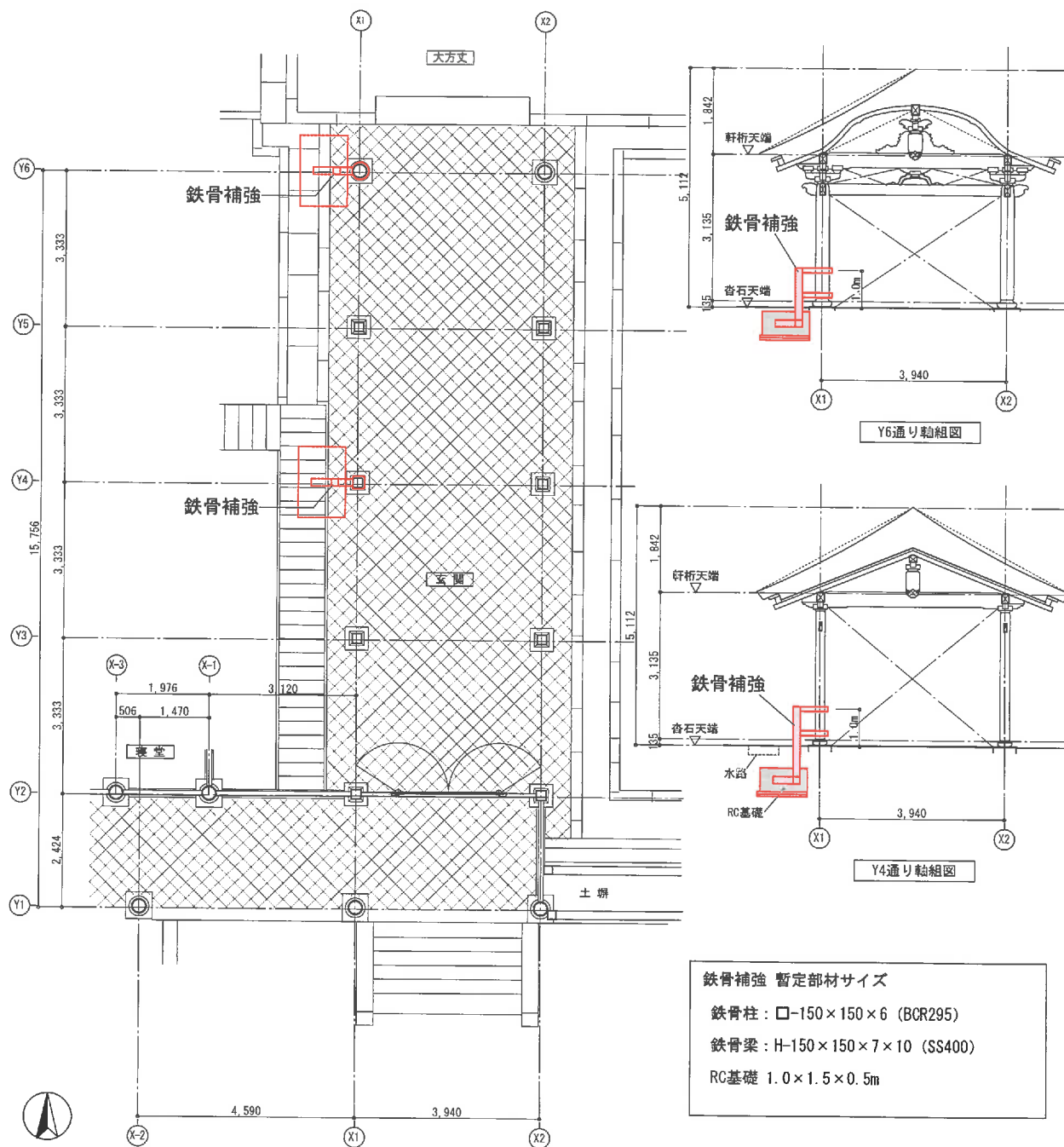


東西方向 大地震動時変形図

7.4 玄関の補強案

1) 補強の概要

玄関について、東西方向は耐震要素が少ないため建物耐力が不足している。正面側は横に土壁があるため、背面側の耐力を増す必要がある。ただし、見え隠れとなる箇所がないため、補強材は露出することとなる。意匠の影響を最小限とする補強として、西側柱に鉄骨柱を配置し、柱中間部と脚部を接合する補強案を提案する。

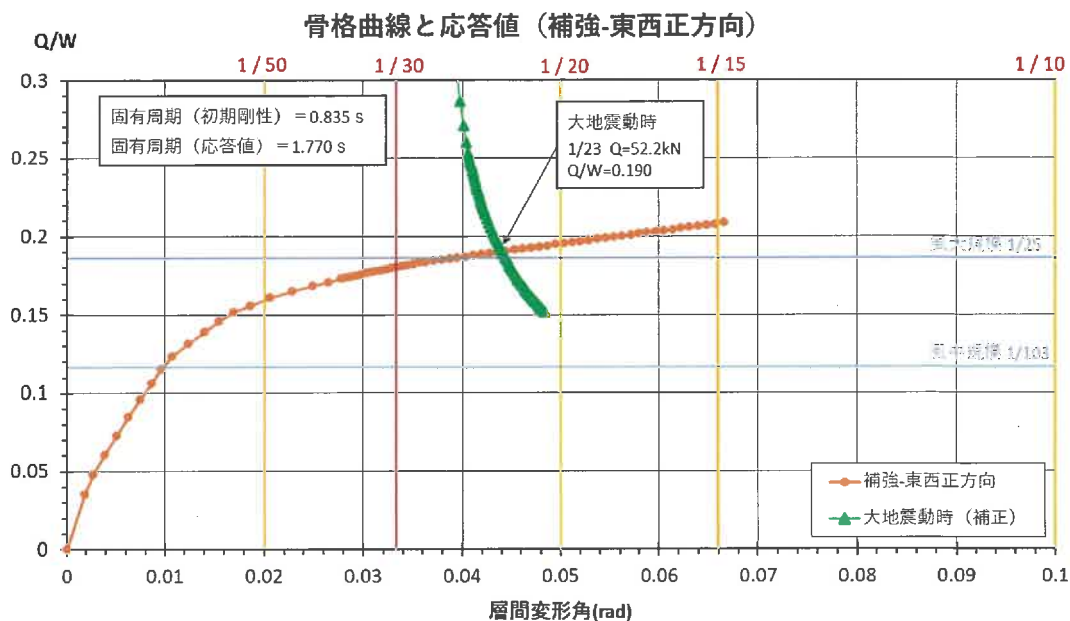


補強 KEY PLAN

2) 玄関の補強後の性能

① 東西方向の解析結果

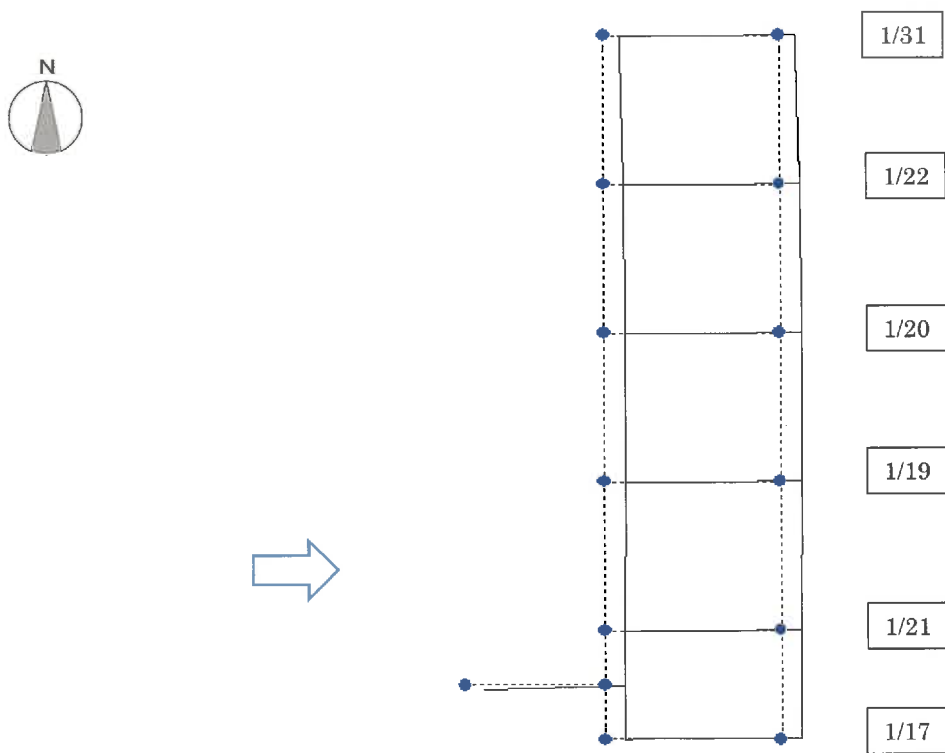
立体縮約による代表位置での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



東西方向 荷重－変形曲線

※風大規模：平均して 500 年に一回生じる強風を表す。(風速約 40m/s)

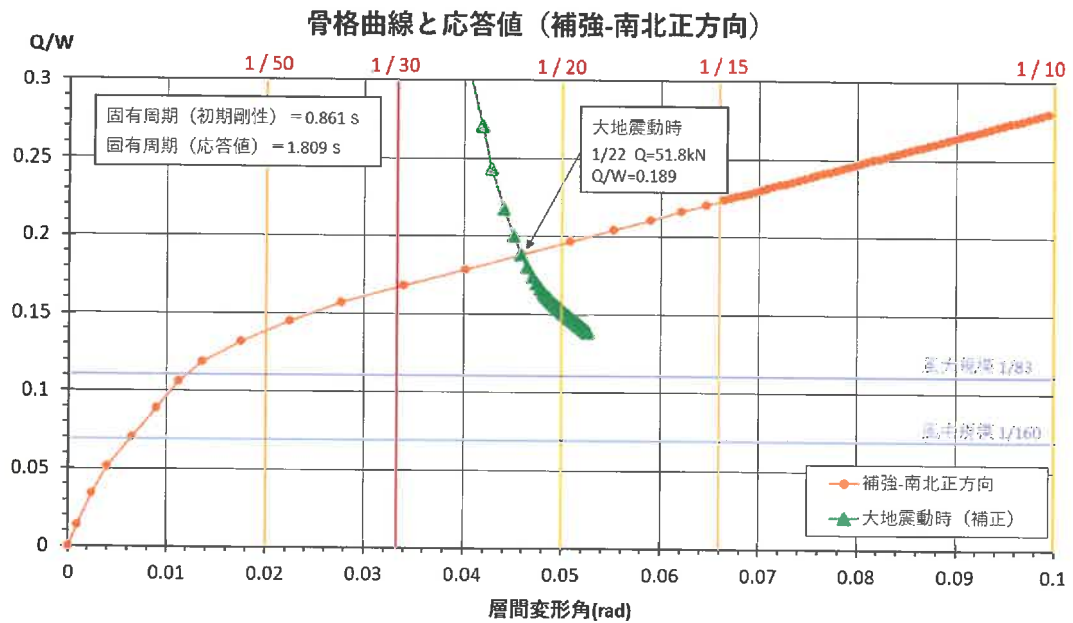
風中程度：平均して 50 年に一回生じる強風を表す。(風速約 32m/s)



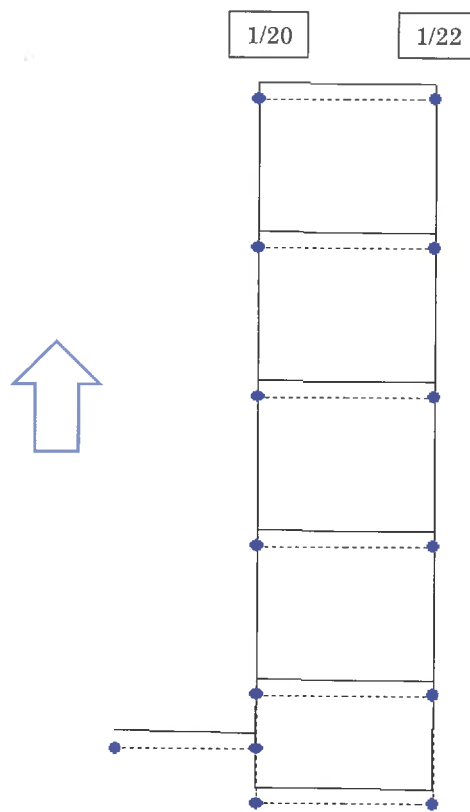
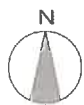
東西方向 大地震動時変形図

② 南北方向の解析結果

立体縮約による代表位置での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



南北方向 荷重－変形曲線



南北方向 大地震動時変形図

7.5 まとめ

所有者および関係各所との協議により、3棟とも提案した補強案が適切であると同意を得た。補強案を元に実施設計を進めることとなった。

