名古屋城表二之門　文化庁確認事項

本耐震診断は目視と図面より行ったものであるため、不明な点については仮定に基づいた検討を行っている。その仮定の妥当性について打合せて頂きたい。

【門】

- 大地震時の地震力について

  X 方向は石垣によって支えられることで、地震力に弾性的に抵抗することが確認された。仮に大地震時の層せん断力係数を Co=1.0 と仮定している。

【石垣】

- 隅部の算木積みの効果

  石垣隅部は算木積みになっており、この部分は熊本城の被害状況からも確認できるように強固で崩落しにくい部分である。石積みの大部分が隅部で構成される本石垣は、崩壊する過程が中央部の崩壊→隅部の崩壊へと至ることがほぼ断定されることから、中央部付近の安定性を中心に検証を行う。

- 大地震時の地震力について

  「建築物荷重指針・同解説」の p553 および p555 に、大地震時の設計水平震度を 0.25 とすることを推奨するとの記述がある。本検討はこの数値を採用している。

- 安全率について

  石垣の滑り及び転倒の検討において、種々の不確定要素があることを鑑み、検定に際しての安全率を 1.2 と設定している。

  ※　道路土工-擁壁工指針

- その他の諸元について

  背面土の内部摩擦角：30°

  ※　『設計便覧（案）第 3 編道路編　第 3 章　擁壁』(国土交通省近畿地方整備局、2013 年)

  石垣積石の単位重量：30kN/m³　(花崗岩、閃緑岩等) を最大値と仮定

  ※　『地質調査の基礎知識』((一社) 北海道地質調査業協会)

  石垣積石同士の摩擦係数：1.3

  ※　城郭石垣修復復元のための安定性判定手法―実用試案―、土木史研究　第 20 号 2000 年 5 月、田中邦熙ほか：μ＝0.8

  ※　石垣を構成する石材の形状による摩擦特性に関する実験的検討、土木学会第 63 回年次学術講演会（平成 20 年 9 月)、笠博義ほか：野面積みではμ＝1.2、打ち込み接ではμ＝1.3

名古屋城表二之門耐震診断・補強提案
構造計算書

2019年　12月

○設計者　　　　　　　株式会社　文化財保存計画協会

○構造検討書作成者　　株式会社　北茂紀建築構造事務所

目　次

第１章　建物概要
１－１　建築物の概要　…1
１－２　一般図　…2

第２章　計算方針と構造検討の概要
２－１　準拠諸規・基準　…3
２－２　検討内容　…4

第３章　材料定数
３－１　材料定数の設定　…6

第４章　荷重および外力
４－１　固定荷重　…7
４－２　床荷重　…8
４－３　地震荷重の算定　…9
４－４　風圧荷重　…10

第５章　構造性能の計算
５－１　構造要素の計算　…11
５－２　フレーム解析における設定の詳細　…17
５－３　ブレース置換　…19
５－４　増分解析結果　X方向　…20
５－５　増分解析結果　Y方向　…25
５－６　応答値の計算　Y方向　…27
５－７　設計クライテリアの確認　…29
５－８　耐震診断のまとめ　…30

第１章 建物概要

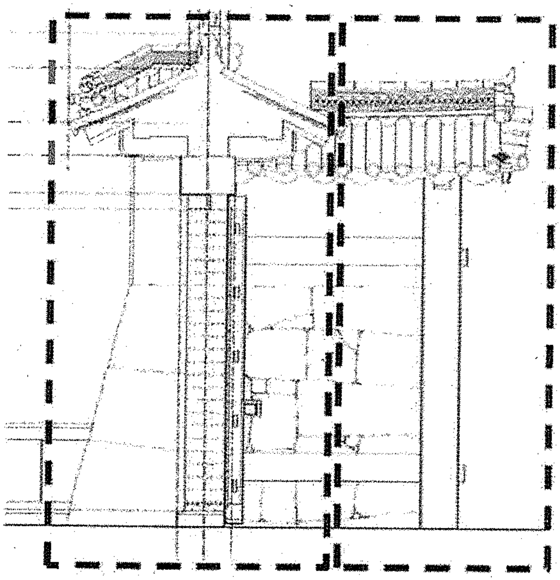
１－１ 建築物の概要

名称	:	名古屋城表二之門		
所在地	:	愛知県名古屋市中区		
用途	:	表門		
建物規模	:	階数	:	1層
		軒面積（茅負外下角投影面積）	:	30.110 [㎡]
		屋根面積	:	39.375 [㎡]
		棟高	:	5.757 [m]
		軒高	:	4.437 [m]

構造形式	:	切妻屋根（本瓦）、直接基礎
耐震要素	:	柱貫接合部、筋交い、柱傾斜復元力、石垣による支持

構造上の特徴　：

・本建物は高麗門形式の門であり、屋根は本瓦葺きの切妻、軒廻りは漆喰塗籠、柱・冠木などには帯鉄が打ち付けられている。
・軸組は伝統構法による木造軸組構法である。
・柱は礎石上に立てられている。
・鏡柱・寄せ掛け柱・冠木・門扉にはケヤキ、その他にはヒノキが用いられている。
・本建物を下記のように門部分、控え部分と区別して考え、冠木の方向をX方向、控え柱の方向をY方向と定義する。



１－２ 一般図

・座標は下表のとおりである。

X方向		Y方向	
1	0.0000	い	0.0000
2	4.2900	ろ	2.7150

単位：[m]

第２章 計算方針と構造検討の概要

２－１ 準拠諸規・基準

文１　文化庁文化財部建造物課長通知:「重要文化財(建造物)基礎診断実施要領」，2012

文２　木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会:「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル
　　－限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法－」，学芸出版社，2004

文３　日本建築学会：「木質構造接合部設計マニュアル」，丸善出版，2012

文４　日本建築学会：「木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－」，2006

文５　土塗壁等告示に係る技術解説書作成編集委員会:「土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書」，(財)日本住宅・木材技術センター，2008

文６　(公財)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(2008年版)」，研恒社，2009

文７　(一財)日本建築防災協会／国土交通大臣指定耐震改修支援センター：「2012年度版　木造住宅の耐震診断と補強方法　耐震改修促進法に基づく国土交通大臣認定耐震診断及び耐震改修に関する指針と解説」(一財)日本建築防災協会／国土交通大臣指定耐震改修支援センター，2013

文８　木内修:「現代棟梁の設計術」，新建築社，2007

文９　国土交通省住宅局建築指導課他：「2015年版　建築物の構造関係技術基準解説書」，全国官報販売協同組合，2015

文10　日本建築学会：「建築基礎構造設計指針」，丸善出版，2014

文11　（一社）日本建築構造技術者協会関西支部木造住宅レビュー委員会「伝統的な軸組構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２版）」，2014

文12　藤田香織，木村正彦，大橋好光，坂本功：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，日本建築学会構造系論文集，pp.121-127，2001

文13　「「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験」検討委員会」 平成24年度 事業報告書・設計法案
http://green-arch.or.jp/dentoh/pdf/dentoh_h24_sekkeihou_1.pdf　(2019年３月25日閲覧)

文14　日本建築学会：「建築物荷重指針・同解説 2015」，丸善出版株式会社，215

文15　日本合板工業組合連合会他：「合板耐力壁マニュアル（新築編・耐震補強編）」
https://eco-pro.biz/files/EP379/4-201709131003400072.pdf　(2019年１月９日閲覧)

２－２ 検討内容

(1) 構造計算の方針

- 診断は、「重要文化財（建造物）耐震診断指針」（文１）に準拠する。
- 建物の上部構造は建築基準法施行令第82条の5に基づく限界耐力計算によって安全性を検証する。
- 復元力特性の算出については、フレーム解析モデルを用いた静的増分解析により行う。
- 水平力に対する建物の安全性については、これらによって得られた層の復元力特性に対し、平12建告第1457号の第10に示される安全限界検証用加速度応答スペクトル（以下告示スペクトル）を用いて、等価線形化法により応答値を算出し、設計クライテリア以内であることを確認する。
- 表層地盤における加速度の増幅率Gsの計算は、近隣のデータに基づき第２種地盤として計算する。
- 建物の重心と、耐力要素の1/120rad時の耐力から求めた剛心との距離より偏心についての検討を行う。建物に偏心が生じている場合は、「2007年版　建築物の構造関係技術基準解説書」（文９）を参考に、偏心率から割増係数を算出し、告示スペクトルにこの係数を掛けて割り増す。

(2) 構造上の特徴

- 門部分は一組ずつの鏡柱、寄掛け柱の計４本で構成されており、これらが冠木を支える。
- 門は常時開いているものとし、門下部に支えなどはなく、全荷重を鏡柱が負担しているものとする。
- 冠木の上に腕木が載り、その上に束が立てられ、切妻屋根が構成される。
- 控え部分は門から直交方向に控え出桁、控え化粧棟木が伸び、これらを控え腕木を介して控え柱が支える。
- 控え化粧棟木は1,2通りの門の腕木を兼ねている。
- 寄掛け柱と石垣との間には5cmほどの離間が生じている。
- 屋根面は土葺きの上本瓦が葺かれている。軒裏には漆喰が塗り籠められている。
- 基礎は礎石による直接基礎の下に、深さ1mほどのRC基礎が設置されている。礎石とRC基礎との接合状況については不明である。

(3) 建物の状態に関する設定

- 本検討は建物について、以下の状態を仮定して行う。
  - ▶部材は腐朽や蟻害、狂いがなく健全である。
  - ▶接合部は接手・仕口のゆるみがなく、応力伝達ができ健全である。
  - ▶基礎及び地盤は建物重量を十分に支持できるとともに、大地震時にも損傷しない。

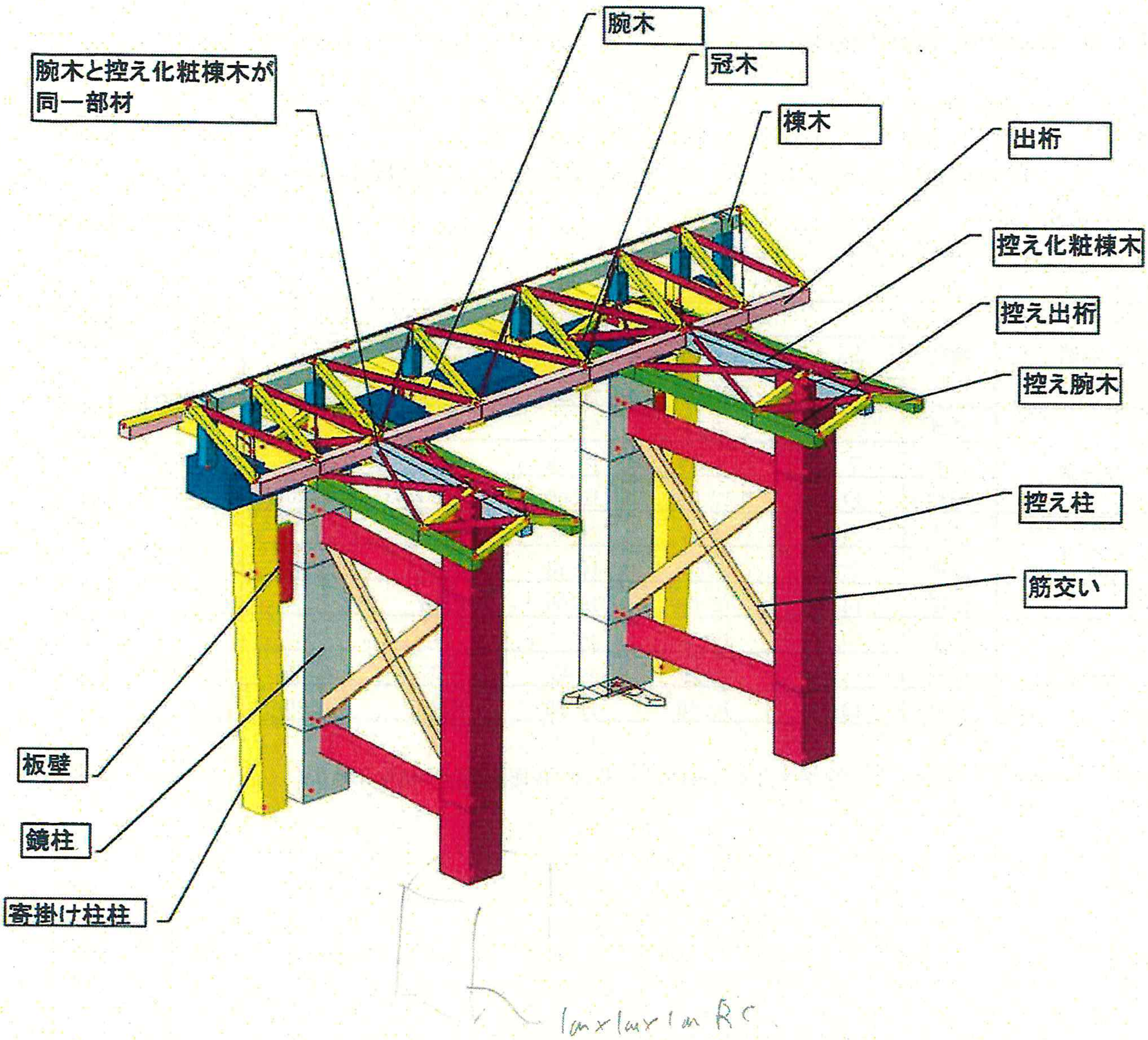

腕木と控え化粧棟木が
同一部材
腕木
冠木
棟木
出桁
控え化粧棟木
控え出桁
控え腕木
控え柱
筋交い
板壁
鏡柱
寄掛け柱柱
1m×1m×1m RC

図　立体モデル

第３章 材料定数と地盤の概要

３－１ 材料定数の設定

・木材の材料強度は、安全側の仮定として、建告1452号に示される無等級材の基準強度を用いて計算する。
・使用材料と許容応力度は以下の通りに設定する。

材料	種別	基準材料強度、長期・短期許容応力度					ヤング率
		Fc, fc N/mm²	Ft, ft N/mm²	Fb, fb N/mm²	Fs, fs N/mm²	めり込み N/mm²	E kN/mm²
ケヤキ 無等級材	基準	21.00	18.00	29.40	3.00	10.80	8.0
	長期	7.70	6.60	10.78	1.10	3.96	
	短期	14.00	12.00	19.60	2.00	7.20	
クリ 無等級材	基準	21.00	18.00	29.40	3.00	10.80	8.0
	長期	7.70	6.60	10.78	1.10	3.96	
	短期	14.00	12.00	19.60	2.00	7.20	
ヒノキ 無等級材	基準	20.70	16.20	26.70	2.10	7.80	9.0
	長期	7.59	5.94	9.79	0.77	2.86	
	短期	13.80	10.80	17.80	1.40	5.20	

※ヤング率については、「日本建築学会木質構造設計規準」普通構造材の値を用いている。

第4章 荷重算定
4−1 固定荷重

屋根1

本瓦				1200		
土葺き	t=	80		1280		
野地板				150		
垂木				100		
漆喰仕上げ				200		
勾配= 5.3	寸		1.13×	2930		
			=	3316	⇒	3400 N/m²
小屋組				200		
				3516	⇒	3600 N/m²

棟瓦

棟瓦	2000		
	2000	⇒	2100 N/m²

板壁1

板壁	400		
	400	⇒	500 N/m²

門扉詳細（片側）

b	d	l	ρ	n	W
187	187	4068	6	2	1.707
147	134	4068	6	7	3.3655
179	190	1900	6	2	0.7754
46	145	1900	6	4	0.3042
146	137	686	6	2	0.1647
					6.3168

板	t=25	A=7.7	1.155
鉄板	t=1	A=7.8	0.6045
			1.7595
		合計	8.0763

(4-2)床荷重表

単位は、N/㎡

用途		床用	架構用	地震用
屋根1	D.L.	3600	3600	3600
	L.L.	0	0	0
	S.L.	0	0	0
	T.L.	3600	3600	3600

(4-3)地震荷重の算定

・地震荷重はMidas i-Genより、以下のように算出された。

＊静 的 地 震 荷 重 用 の 追 加 質 量

Note. ここでの質量は剛床定義されていない層または層間の節点に
存在している質量です。
この質量は近接する上下の(剛床が定義されている)層に、距離に比例して分担させます。
ただし、動的解析においては、質量の分担は行わず、元々の位置のまま
計算されます。

層 吊称	移動質量 (X方向)	(Y方向)
屋根	4.51633615	4.51633615
2F	18.1290108	18.1290108
1F	2.08351402	2.08351402
トータル :	24.728861	24.728861

＊ 建築物荷重指針及び同解説(2000年版)より算定された地震荷重　[UNIT: kN, m]

地域係数 (Z)	: 1.00
標準せん断力係数 (Co)	: 0.20
地盤卓越係数 (Tc)	: 0.60
X方向地震荷重の増減係数	: 1.00
Y方向地震荷重の増減係数	: 0.00
設計用一次固有周期 (Tx)	: 0.2534
設計用一次固有周期 (Ty)	: 0.2534
X方向の振動特性係数 (Rt_x)	: 1.0000
Y方向の振動特性係数 (Rt_y)	: 1.0000
X方向地震荷重に対する建物総重量 (Wx)	: 222.060272
Y方向地震荷重に対する建物総重量 (Wy)	: 222.060272
層せん断力係数の建物高さ方向の分布 (Ai)	: 自動計算

** 層せん断力　: $Qi = Ci \times \Sigma Wi$
** 層せん断力係数　: $Ci = Z \times Rt \times Ai \times Co$
** 層せん断力係数の建物高さ方向の分布　: $Ai = 1+(1/\sqrt{(\alpha i)}-\alpha i)\times(2T/(1+3T))$
** 最上階からi階までの重量の和を全重量で割った値　: $\alpha i = \Sigma Wi / \Sigma W$
** $Pi = Qi - Qi+1$
** $ki = Pi / \Sigma Wi$
** $ZWAi = Z \times \Sigma Wi \times Ai$
** $0.75\ ZWAi = 0.75 \times ZWAi$

X方向の結果

層 吊	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Pi	ki	ZWAi	0.75 ZWAi
屋根	44.287192	0.199	1.587	0.317	14.05939	14.05939	0.317	70.296938	52.722704
2F	222.06027	1.000	1.000	0.200	44.41205	30.35267	0.137	222.06027	166.5452

Y方向の結果

層 吊	ΣWi	αi	Ai	Ci	Qi	Pi	ki	ZWAi	0.75 ZWAi
屋根	44.287192	0.199	1.587	0.317	0.0	14.05939	0.317	70.296938	52.722704
2F	222.06027	1.000	1.000	0.200	0.0	30.35267	0.137	222.06027	166.5452

(4-4)風圧荷重

・風圧力の検討については、X方向は石垣に挟まれており、またY方向は常時門が開いていることから、両方向とも受風面積がほとんどないため、風の検討を省略する。

第５章 構造性能の計算

５－１ 構造要素の計算

(1) 柱貫接合部

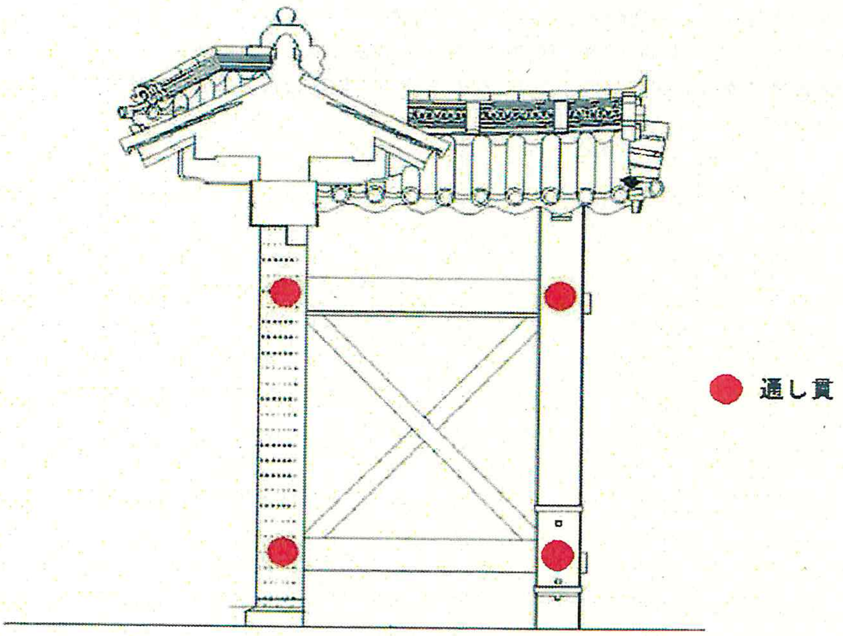
文献３の理論式に基づき、柱貫の寸法に従い、通し貫接合部として剛性と耐力を計算した(A)。
尚、鏡柱側の仕口形状は不明であり、現場での実測からは270㎜程度貫が柱に差し込まれていることが確認されたため、この寸法を柱径として計算を行った。
また控え柱側では、貫が小根ほぞ形式となっており柱内部でせいが減じられているため、安全側の判断として、この減じられたせいを用いて計算を行う。

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

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

※全面横圧縮ヤング係数E_{90}は、$E_0/50$とした。
※nは、樹種グループJ2を想定し、一様に6とした。
※めり込み降伏応力度Fmは、2.4／3×Fcvにより算出した。
※摩擦係数μは、鏡柱側は貫が貫通していないため0.6、控え柱側は通し貫のため0.8を採用した。
※降伏後の二次剛性は０とした。

★ 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル，丸善出版，2012
構造要素として考慮した柱貫接合部の位置を示す。



(2) 柱傾斜復元力

耐震診断指針の理論式☆に基づき計算した。
柱が負担する荷重は、フレーム解析の結果に従った。
柱の有効幅は柱と同寸と仮定した。
控え柱には根継ぎがあり、傾斜復元の効果が不明なため計算には算入しない。

☆文化庁文化財部建造物課長通知：重要文化財(建造物)基礎診断実施要領

(3) 筋交い

鏡柱-控え柱間に筋交いが設置されている。
筋交いには交差部で相欠き加工がされており、切り欠きのある木材の座屈荷重については文献４より、
断面二次モーメントを残存面積で設計すれば安全であるとされている。

筋交い（切り欠きあり）

幅	b	84	
せい	d	175	
面積	A	14700	
断面二次モーメント	I	37515625	
残存幅	b'	42	
残存面積	A'	7350	
残存断面二次モーメント	I'	1080450	
断面二次半径	i	12.12	
長さ	L	3200	
細長比	λ	263.9	
部材強度	F	20.7	
座屈強度	Fcr	0.89	
座屈耐力	Pcr	13.1	kN

筋交い（切り欠きなし）

幅	b	84	
せい	d	175	
面積	A	14700	
断面二次モーメント	I	8643600	
断面二次半径	i	24.25	
長さ	L	3200	
細長比	λ	132.0	
部材強度	F	20.7	
座屈強度	Fcr	3.57	
座屈耐力	Pcr	52.4	kN

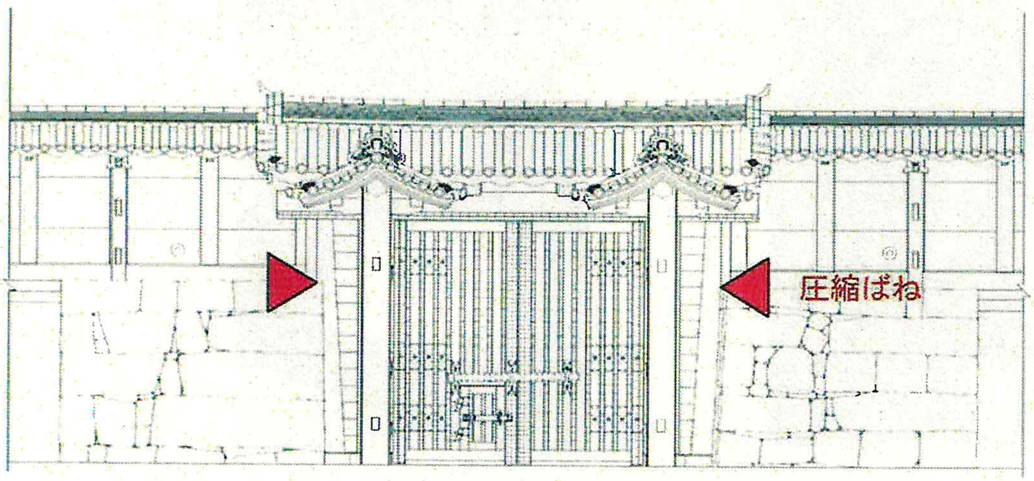
このように切り欠きがあるものはないものと比べて、座屈耐力が25%となってしまっている。
筋交いの座屈耐力にこの値を用いて解析を行うと、初期の段階で筋交いが座屈してしまうことが確認された。
そこで今回の検討では筋交いは終局時の耐力に寄与しないため、モデル化から省いて検討を行うこととした。

(4) 石垣

・門の両側には石垣があり、X方向の地震によって変形が生じた際には、寄せ掛け柱がこの石垣に押し返されることになる。そのためX方向に関しては石垣が押されることによって崩壊するか、門側が押し返される力によって破壊するまでは、倒壊することはあり得ない。そこで解析モデルにおいてはこの石垣と寄せ掛け柱の接する位置に、石垣に相当するばねを配置し、各部材に生じる応力を確認する。

・前述のとおり、石垣または門側の部材が破壊するまで倒壊することはあり得ないことから、安全性の検証方法として終局時までの変形性情を必要とする限界耐力計算法を用いることができない。そこでX方向については部材が破壊に至る際の応力を確認し、この限界耐力がどの程度の地震力に相当するのかを算出する。

・石垣に相当するばねの設定については、「大手二之門基礎診断報告書」を参照し、剛性=368000kN/mの圧縮ばねとした。



(5)控え柱脚部

控え柱脚部は根継ぎがされており、石柱と金輪継ぎによって接合されている。
さらに土中には基礎として深さ1mほどのRC基礎が打設されている。ただし石柱と基礎のとの接合状態については不明である。現状では引き抜き耐力を保持するものとして検討を行って発生応力を確認し、補強検討の際にこの引き抜き応力を負担できる接合方法について検討する。

控え柱の柱脚

控え柱の基礎

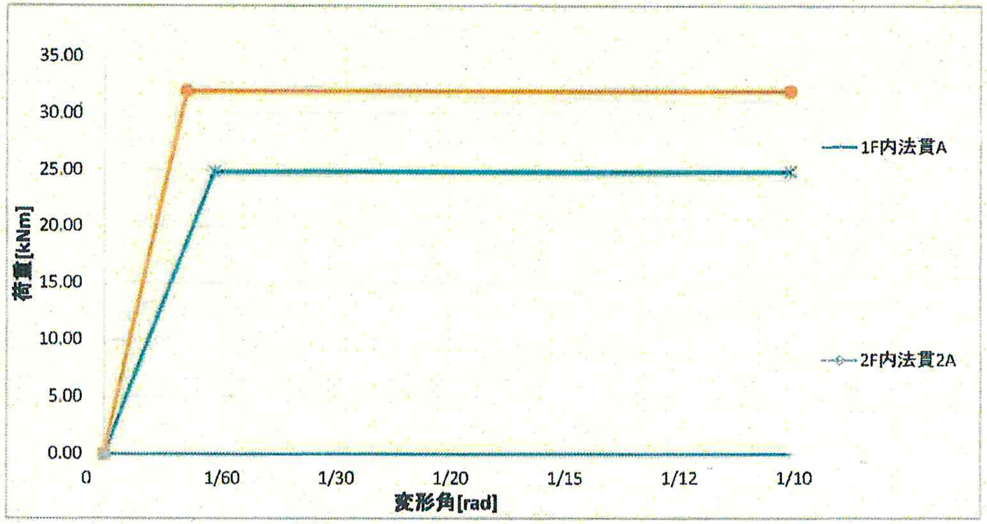
（6）詳細計算結果

■柱貫接合部の剛性・耐力計算

名称			鏡柱貫	控え柱貫
貫成	Z_0	mm	345	165
貫幅	y_p	mm	162	100
柱径/2	X_p	mm	135	221
X方向めり込み増大係数	C_{xm}	-	4.407	1.995
Y方向めり込み増大係数	C_{ym}	-	1.568	1.166
樹種		-	ひのき	ひのき
全面横圧縮ヤング率	E_{90}	N/mm²	180	180
めり込み降伏応力度	F_m	N/mm²	6.2	6.2
摩擦係数	μ	-	0.6	0.8
置換係数	n	-	6	6
低減係数（接合形式）		-	1.00	1.00
低減係数（片側へ）		-	1.00	1.00
初期剛性	$K_{\theta b}$	kNm/rad	1550	2659
降伏強度	M_{yb}	kNm	24.9	31.9
降伏変形角	θ_{yb}	rad	1/62	1/83
備考			端部	端部

足し合わせ計算で用いた柱貫接合部の荷重変形関係（※モーメント）

[kNm]	特定変形角時荷重							
	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10
	0.008	0.017	0.025	0.033	0.040	0.050	0.067	0.100
鏡柱貫	12.92	24.88	24.88	24.88	24.88	24.88	24.88	24.88
控え柱貫	22.16	31.94	31.94	31.94	31.94	31.94	31.94	31.94



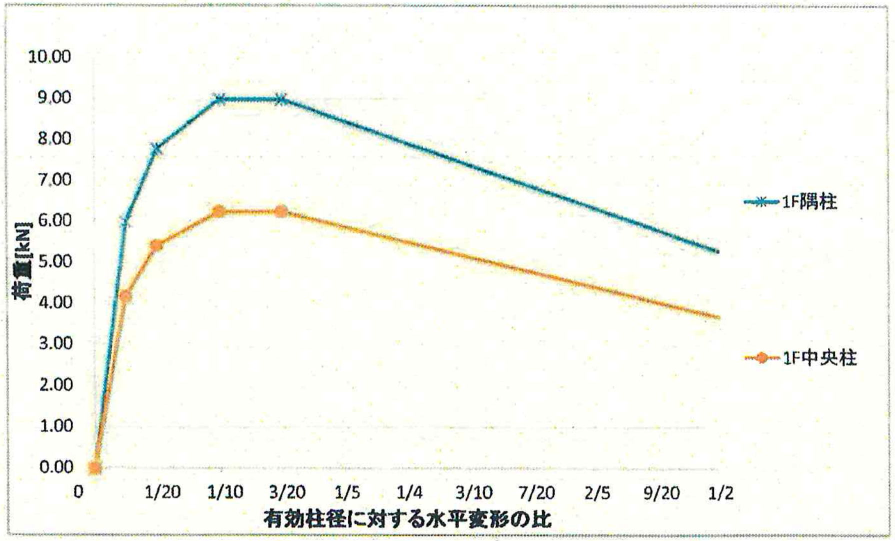
■柱傾斜復元力の剛性・耐力計算

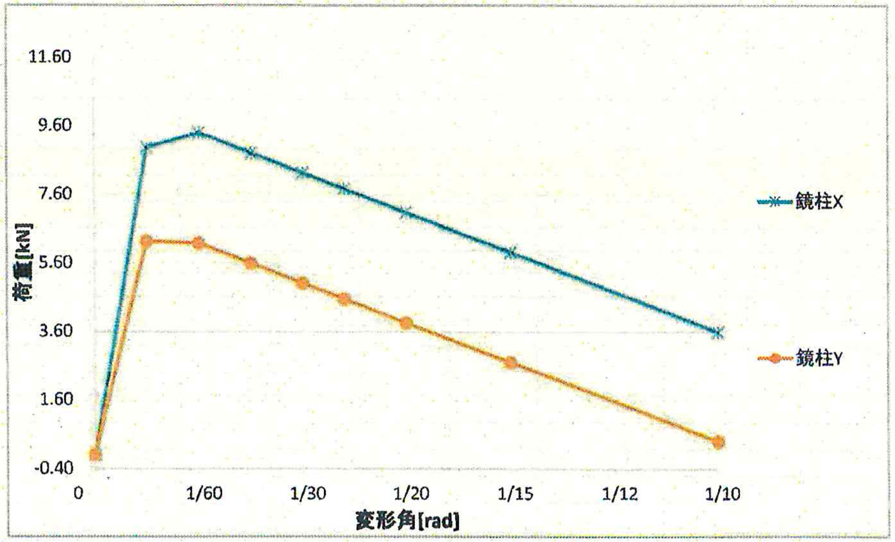
名称			鏡柱X	鏡柱Y					
柱底径	a_1	mm	636	442					
柱幅	a_2	mm	636	442					
有効柱径	a_0	mm	636	442					
柱高さ	h	mm	4192	4192					
荷重	W	kN	78.90	78.90					
初期剛性	K_0	kN/m	376.4	376.4					
剛体復元力	P_0	kN	11.97	8.32					
備考									

[kN]	有効柱径に対する変形比					
名称	0.000	0.025	0.050	0.100	0.150	1.000
鏡柱X	0.000	5.985	7.781	8.978	8.978	0.000
鏡柱Y	0.000	4.160	5.407	6.239	6.239	0.000

足し合わせ計算で用いた柱傾斜復元力の荷重変形関係

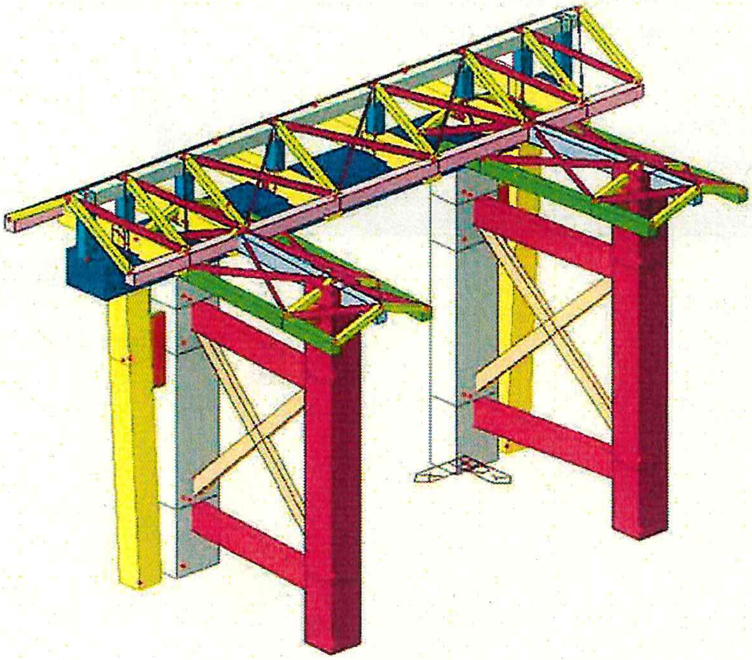
[kN]	$0.1a_0$時変形角逆数	特定変形角時荷重								
		0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10
		0.000	0.008	0.017	0.025	0.033	0.040	0.050	0.067	0.100
鏡柱X	65.9	0.00	8.98	9.40	8.82	8.24	7.78	7.08	5.92	3.60
鏡柱Y	65.9	0.00	6.24	6.18	5.60	5.02	4.56	3.86	2.70	0.38





５－２　フレーム解析における設定の詳細

・ 解析モデルは、MIDAS iGen2019を用いて作成した。
・ 地震力は、モデルの重量から解析ソフトにより自動計算で算出されたAi分布に従って水平力を掛けた。



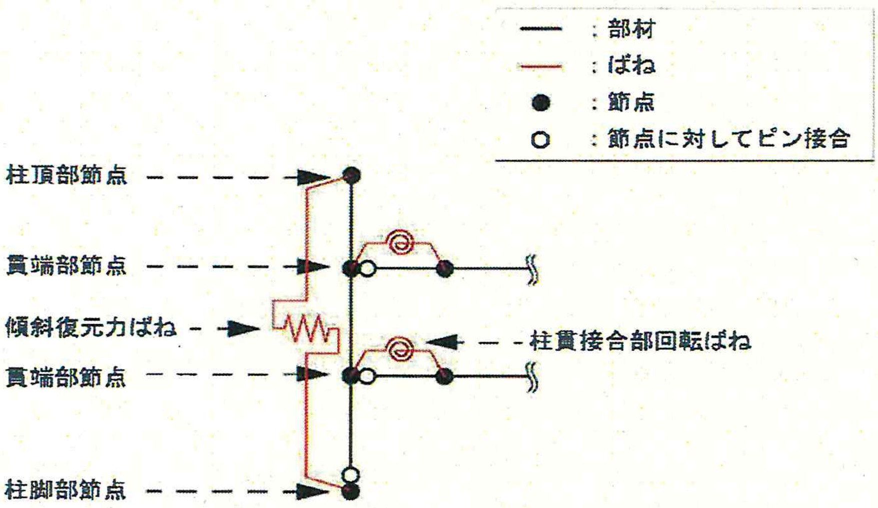
フレーム解析モデル

■柱貫接合部

・ 柱貫接合部については、汎用リンク要素を用いて、前節(1)に示した通りの剛性と降伏耐力を持たせた。

■柱傾斜復元力

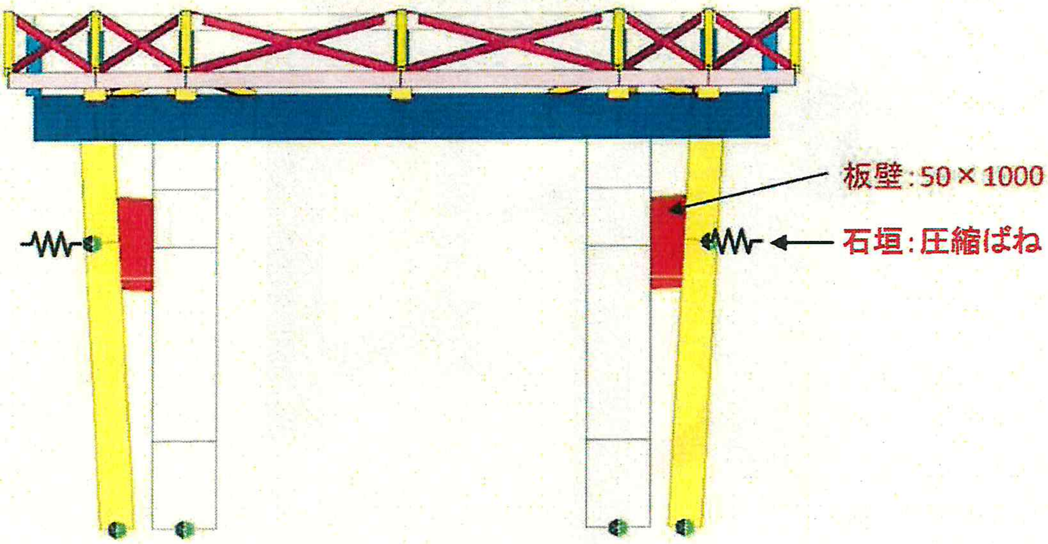
・ 柱傾斜復元力については、柱頭と柱脚の間にせん断力を伝達できる汎用リンク要素を作成した。



耐力要素のモデル化の詳細

■石垣と寄せ掛け柱

・ 寄せ掛け柱と石垣との接触部には、汎用リンク要素を用いて、圧縮ばねを配置した。
・ 石垣から寄せ掛け柱に伝わる応力は、板壁を通じて鏡柱にまで伝達されるものとする。この板壁が力を伝達し得る範囲を想定し、50×1000mmの梁材としてモデル化した。



5－3　ブレース置換

- 屋根面の野地板と同等な面内剛性を持つようブレース置換を行う。
- 各耐力要素の剛性は壁倍率を用い、諸条件により補正を行って算出する。
- 一般にせん断力Qと水平剛性Kと変位δは、Q＝kδ　と表せる。
- 諸条件より耐力要素の剛性Kの算定式は、
  一方、ブレース構造の水平力と水平変位の式は
  木材ブレースのヤング係数をE、ブレース断面積をAb、ブレースの長さをLとして、
  Q=(2*E*Ab*(cosθ)^2/L)*δ
  よって、剛性K（N/mm）は
  K=2*E*Ab*(cosθ)^2/L
- 上式が等しいとしてブレース断面積Abを算出する。

E　9000　N/mm²

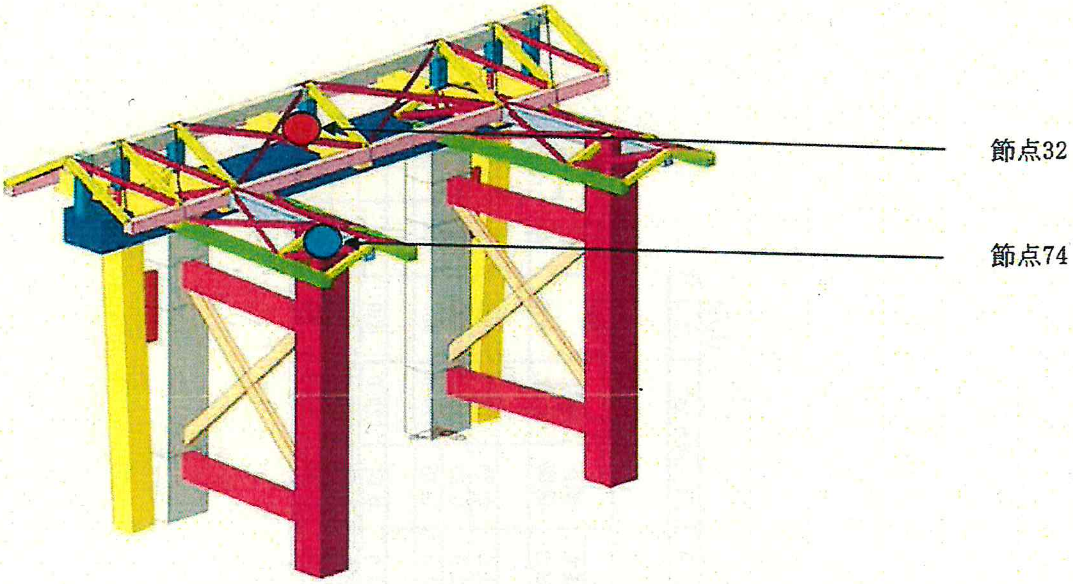
仕様一覧

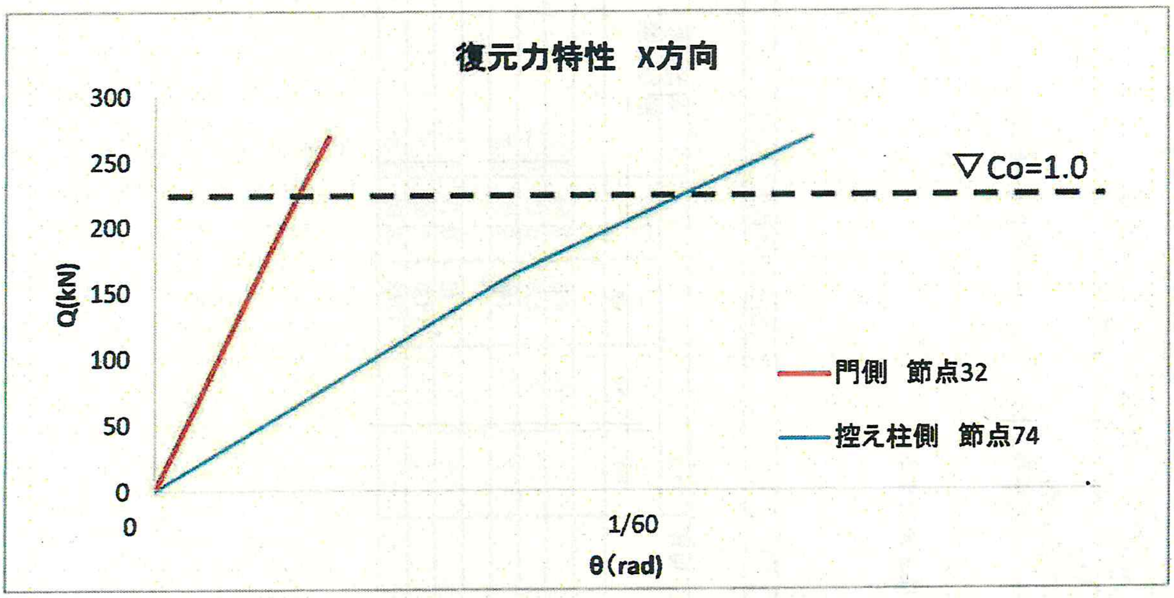
					kN/m		kN/m	
屋根		単位	1	1/120rad.時耐力[kN/m]	3.0	最大耐力[kN]	3.0	120

通り	区間	階	符号	寸法 h mm	l mm	L mm	cosα	耐力要素 耐力要素	基準耐力	補正倍率	剛性分母	剛性 N/mm	ブレース断面 Ab mm²	成 ×100
	門屋根	1		1175	850	1450	0.59	屋根	3.0	0.85	120.0	260	61	1
	門屋根	1		1175	891	1475	0.60	屋根	3.0	0.89	120.0	273	61	1
	門屋根	1		1175	2145	2446	0.88	屋根	3.0	2.15	120.0	657	116	1
	控え部屋根	1		743	907	1172	0.77	屋根	3.0	0.91	120.0	439	48	1
	控え部屋根	1		743	1719	1873	0.92	屋根	3.0	1.72	120.0	833	103	1
	控え部屋根	1		743	1003	1248	0.80	屋根	3.0	1.00	120.0	486	52	1

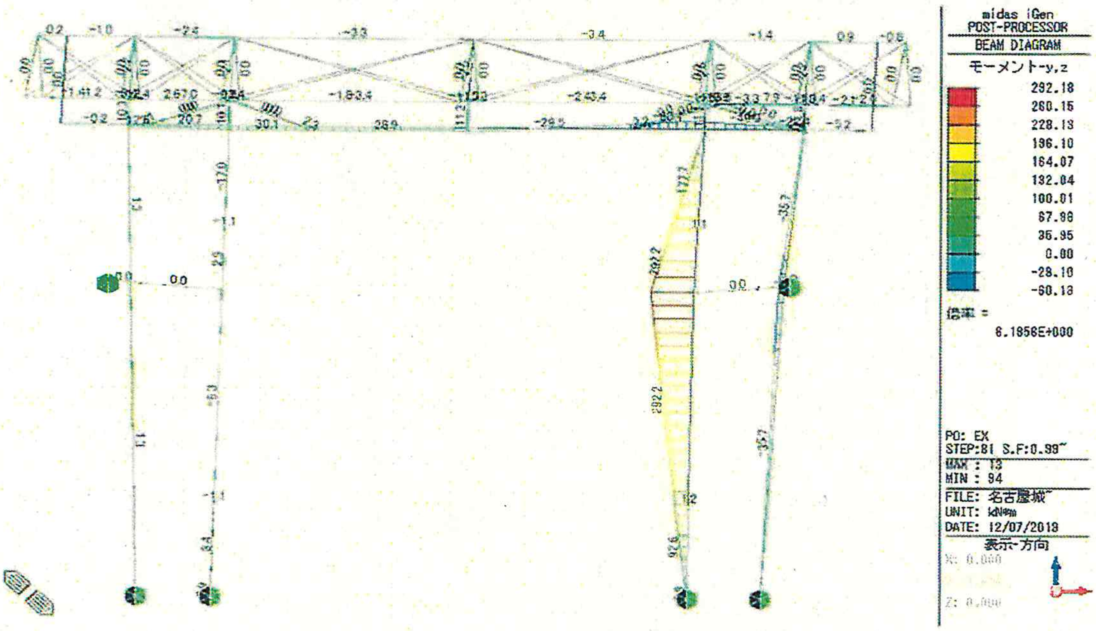
５－４ 増分解析結果 X方向

・ 静的増分解析結果を以下に示す。
・ グラフには門側、控え柱側の２点における挙動を示している。





・ 復元力特性より、耐力は弾性のままCo=1.0相当の地震力まで負担している。そのためX方向については限界耐力計算法を適用して地震時の応答値を得ることができない。そこで大地震時の水平力をCo=1.0と仮定し、この時の各部応力から大地震時の挙動を推測する。
・ 以下にCo=1.0時の変形図と応力図を以下に示す。



曲げモーメント図

【曲げ応力】

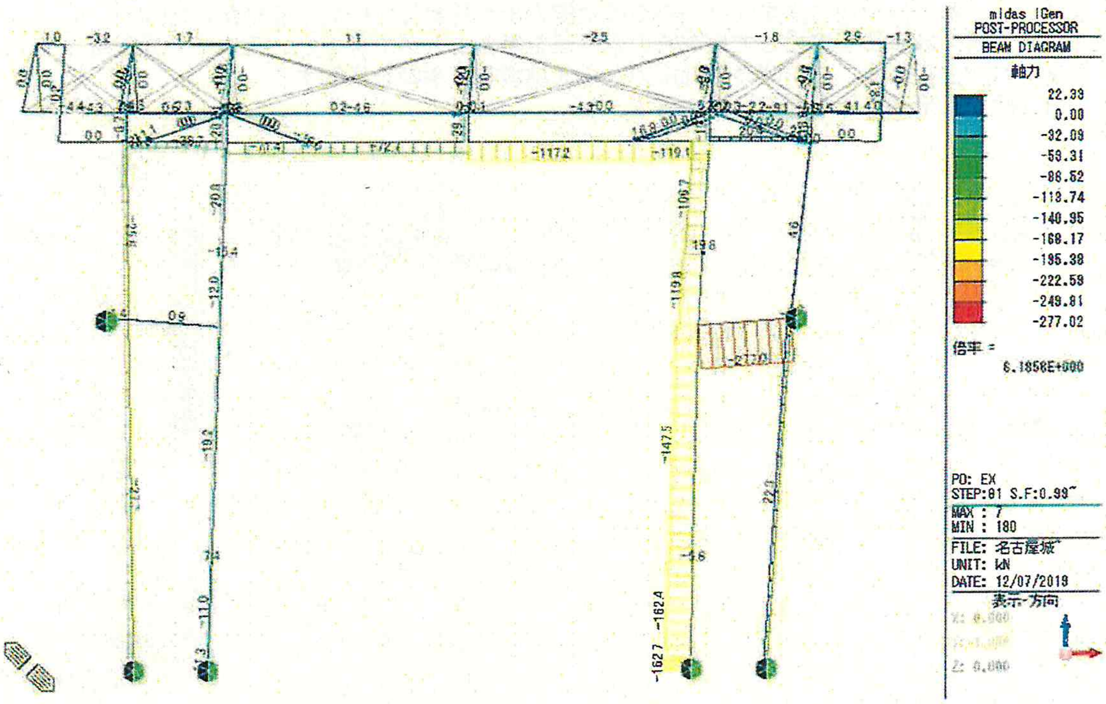
・ 門は石垣に押し返されることで極めて小さな変形で大きな水平力に抵抗している。この石垣からの力は、寄せ掛け柱→板壁→鏡柱と伝わり、図のように鏡柱に大きな曲げ応力を生じさせている。
・ 鏡柱の耐力を求める。

幅	b	442	mm			
せい	d	636	mm			
断面係数	Z	29797872	mm3			
材料強度	Fb	29.4	N/mm2			
曲げ耐力	Mu	876	kN・m	＞	292.2	∴鏡柱は十分に地震力に耐えうる。

・ 次に寄せ掛け柱の耐力を求める。

幅	b	348	mm		
せい	d	348	mm	※仮	
断面係数	Z	7024032	mm3		
材料強度	Fb	29.4	N/mm2		
曲げ耐力	Mu	207	kN・m	＜	292.2

∴寄せ掛け柱単体では大地震時の地震力を負担することはできない。そのため、寄せ掛け柱から鏡柱へと力を伝える板壁の役割が重要となる。



軸力図

【軸力】

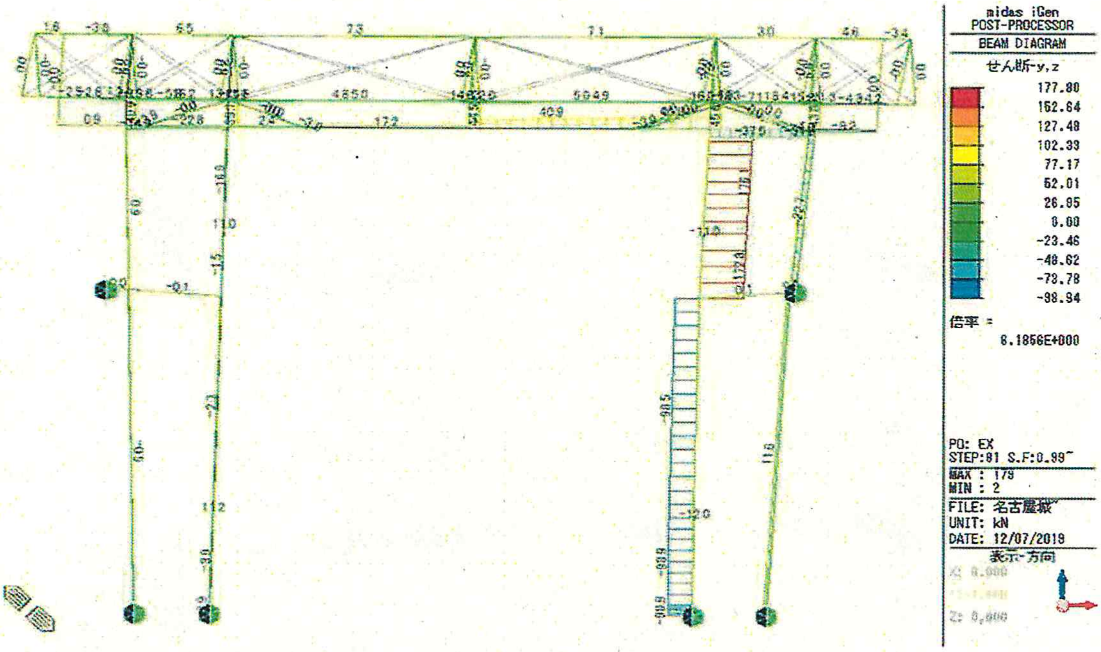
・ 石垣に押し返されることで板壁に大きな圧縮力が生じている。この板壁が上記応力を負担するために必要な断面を求めると、

軸力	N	277	kN
圧縮強度	Fc	21	N/mm2

材の板厚を 50 mmと仮定すると、

断面二次半径	i	14.5	mm
長さ	L	320	mm
細長比	λ	22.1	
座屈強度	Fcr	21	N/mm2
必要断面積	A	13190	mm2
必要せい	H	264	mm

∴板壁厚さを50mmと仮定すると、板壁せい264mm以上が寄せ掛け柱から鏡柱への力の伝達の役割を果たせば良いといえる。現状板壁には若干の劣化や隙はあるが、この役割は果たせるものと思われる。



せん断応力図

【せん断力】

- 石垣に押し返される力を鏡柱が負担することで、鏡柱には大きなせん断力が生じている。このせん断力に対して柱頭、柱脚に破壊が生じないかの確認を行う。
- 柱頭に発生しているせん断力に対しては、柱頭の摩擦力と柱のだぼが抵抗する。このだぼの形状は不明であるが、「名古屋城旧二之丸東二之門保存修理工事報告書」より、同等な寸法の鏡柱のだぼ寸法が130×415であるため、本建物のだぼも同寸法であると仮定して検定を行う。

せん断力	Q	175.1	kN
軸力	N	106.7	kN
摩擦係数	μ	0.6	
せん断強度	Fs	3.0	mm
摩擦抵抗力	Qf	64.0	kN
だぼが負担すべきせん断力	Qd	111	kN

だぼ形状

幅	b	130	mm
長さ	d	415	mm
断面積	A	53950	mm2
だぼのせん断耐力	Qu	161.9	kN

>Qd

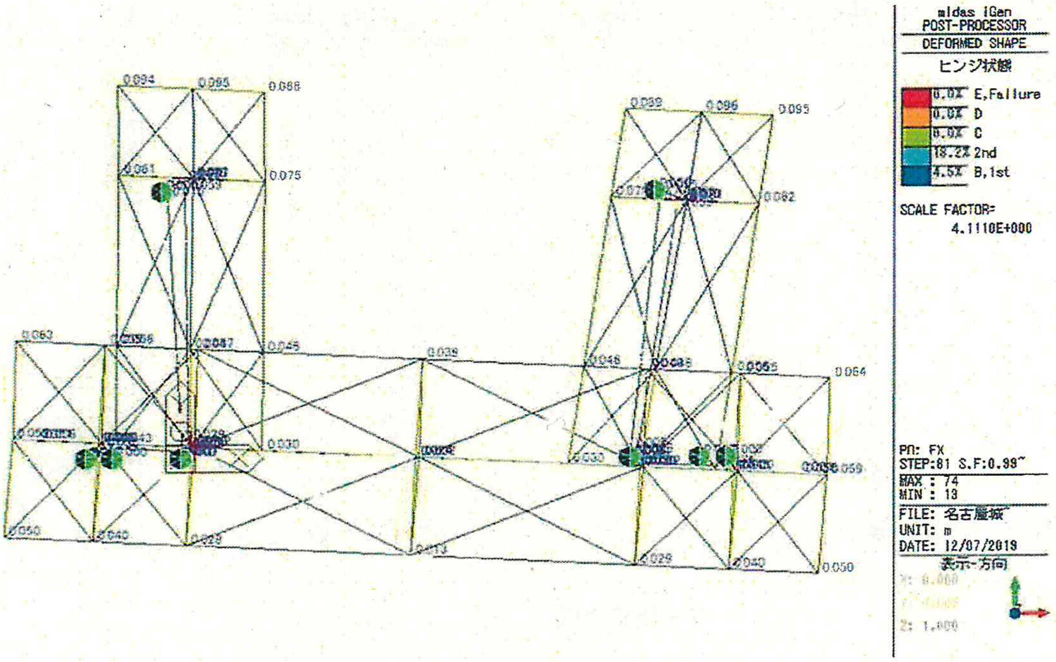
∴柱頭のだぼは地震力に抵抗できる。

- 柱脚については、礎石に幅60、高さ30のだぼ形状が作られており、鏡柱がここにはめ込まれている。
  だぼの奥行は30cm以上は計測出来なかったため、鏡柱の奥行分(442)あるものとする。

せん断力	Q	98.9	kN
幅	b	60	mm
奥行	d	442	mm
降伏強度	fy	5	N/mm2
せん断耐力	Qy	132.6	kN

※礎石の圧縮強度を150N/mm2、せん断強度をその1/30として計算。

∴礎石のだぼは地震力に抵抗できる。



変形図

【変形量】

- 大地震時の変形量は、門側で24.3mm(1/202rad)となっている。ただし、実際には寄せ掛け柱と石垣の間には5cmほどの隙間がある。そこでこの隙間を考慮した大地震時の変形量を算出する。

石垣頂部の高さ	3100 mm
解析上の変形量	15.3 mm
柱と石垣の隙間	50 mm
合計の変形量	65.3 mm
実際の変形角	1/48 rad

- 控え柱側についても、石垣との隙間を考慮した変形量を算出する。

控え柱頂部高さ　4918 mm

高さ3100mmの位置での50mmの隙間による控え柱頂部での変形量は　79.3 mm

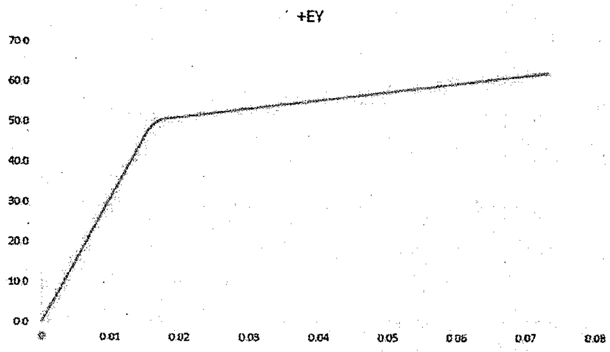
解析上の変形量	81 mm
合計の変形量	160 mm
実際の変形角	1/31 rad

∴設計クライテリアを満足している。

５－５ 増分解析結果 Y方向

H= 4916 mm
節点32
+EY
傾斜復元力なし

Step	δ	θ	θ	Q
	mm	rad	rad	kN
	0	0	0	0.0
1	3.5	0.001	1/1414	2.2
2	7.0	0.001	1/707	4.4
3	10.4	0.002	1/471	6.6
4	13.9	0.003	1/354	8.9
5	17.4	0.004	1/283	11.1
6	20.9	0.004	1/236	13.3
7	24.3	0.005	1/202	15.5
8	27.8	0.006	1/177	17.7
9	31.3	0.006	1/157	19.9
10	34.8	0.007	1/141	22.2
11	38.2	0.008	1/129	24.4
12	41.7	0.008	1/118	26.6
13	45.2	0.009	1/109	28.8
14	48.7	0.010	1/101	31.0
15	52.2	0.011	1/94	33.2
16	55.6	0.011	1/88	35.5
17	59.1	0.012	1/83	37.7
18	62.6	0.013	1/79	39.9
19	66.1	0.013	1/74	42.1
20	69.5	0.014	1/71	44.3
21	73.0	0.015	1/67	46.5
22	76.5	0.016	1/64	48.4
23	80.1	0.016	1/61	49.5
24	83.6	0.017	1/59	50.3
25	87.3	0.018	1/56	50.6
26	90.9	0.018	1/54	50.8
27	94.5	0.019	1/52	50.9
28	98.1	0.020	1/50	51.1
29	101.7	0.021	1/48	51.3
30	105.4	0.021	1/47	51.4
31	109.0	0.022	1/45	51.6
32	112.6	0.023	1/44	51.8
33	116.2	0.024	1/42	51.9
34	119.9	0.024	1/41	52.1
35	123.5	0.025	1/40	52.2
36	127.1	0.026	1/39	52.4
37	130.8	0.027	1/38	52.5
38	134.4	0.027	1/37	52.7
39	138.0	0.028	1/36	52.8
40	141.6	0.029	1/35	53.0
41	145.3	0.030	1/34	53.1
42	148.9	0.030	1/33	53.3
43	152.5	0.031	1/32	53.4
44	156.1	0.032	1/31	53.6
45	159.8	0.032	1/31	53.7
46	163.4	0.033	1/30	53.9
47	167.0	0.034	1/29	54.1
48	170.7	0.035	1/29	54.2
49	174.3	0.035	1/28	54.4
50	177.9	0.036	1/28	54.5
51	181.5	0.037	1/27	54.7
52	185.2	0.038	1/27	54.8
53	188.8	0.038	1/26	55.0
54	192.4	0.039	1/26	55.1
55	196.0	0.040	1/25	55.3
56	199.7	0.041	1/25	55.4
57	203.3	0.041	1/24	55.6
58	206.9	0.042	1/24	55.7
59	210.6	0.043	1/23	55.9
60	214.2	0.044	1/23	56.0
61	217.8	0.044	1/23	56.2
62	221.4	0.045	1/22	56.4
63	225.1	0.046	1/22	56.5
64	228.7	0.047	1/22	56.7
65	232.3	0.047	1/21	56.8
66	236.0	0.048	1/21	57.0
67	239.6	0.049	1/21	57.1
68	243.2	0.049	1/20	57.3
69	246.8	0.050	1/20	57.4
70	250.5	0.051	1/20	57.6
71	254.1	0.052	1/19	57.7
72	257.7	0.052	1/19	57.9
73	261.3	0.053	1/19	58.0
74	265.0	0.054	1/19	58.2
75	268.6	0.055	1/18	58.3
76	272.2	0.055	1/18	58.5
77	275.9	0.056	1/18	58.6
78	279.5	0.057	1/18	58.8
79	283.1	0.058	1/17	59.0
80	286.7	0.058	1/17	59.1
81	290.4	0.059	1/17	59.3
82	294.0	0.060	1/17	59.4
83	297.6	0.061	1/17	59.6
84	301.2	0.061	1/16	59.7
85	304.9	0.062	1/16	59.9
86	308.5	0.063	1/16	60.0
87	312.1	0.063	1/16	60.2
88	315.8	0.064	1/16	60.3
89	319.4	0.065	1/15	60.5
90	323.0	0.066	1/15	60.6
91	326.6	0.066	1/15	60.8
92	330.3	0.067	1/15	60.9
93	333.9	0.068	1/15	61.1
94	337.5	0.069	1/15	61.3
95	341.2	0.069	1/14	61.4
96	344.8	0.070	1/14	61.6
97	348.4	0.071	1/14	61.7
98	352.0	0.0715805	1/14	61.9
99	355.7	0.0723182	1/14	62.0
100	359.3	0.0730557	1/14	62.2

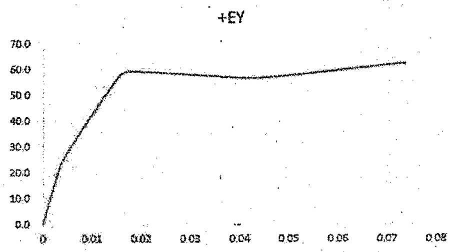


EY

0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10
0	25.0	49.5	52.2	53.9	55.3	57.3	60.5	60.5

H= 4918 mm
節点32
+EY
傾斜復元力あり

Step	δ	θ	θ	Q
	mm	rad	rad	kN
	0	0	0	0.0
1	3.3	0.001	1/1479	4.4
2	6.7	0.001	1/739	8.9
3	10.0	0.002	1/493	13.3
4	13.3	0.003	1/370	17.8
5	16.6	0.003	1/296	22.2
6	20.1	0.004	1/245	24.8
7	23.6	0.005	1/209	27.0
8	27.1	0.006	1/182	29.2
9	30.6	0.006	1/161	31.4
10	34.1	0.007	1/144	33.6
11	37.6	0.008	1/131	35.6
12	41.1	0.008	1/120	37.6
13	44.6	0.009	1/110	39.6
14	48.1	0.010	1/102	41.6
15	51.6	0.010	1/95	43.6
16	55.1	0.011	1/89	45.6
17	58.6	0.012	1/84	47.6
18	62.1	0.013	1/79	49.6
19	65.7	0.013	1/75	51.6
20	69.2	0.014	1/71	53.6
21	72.7	0.015	1/68	55.6
22	76.3	0.016	1/64	57.3
23	79.9	0.016	1/62	58.3
24	83.5	0.017	1/59	59.0
25	87.2	0.018	1/56	59.1
26	90.8	0.018	1/54	59.1
27	94.5	0.019	1/52	59.0
28	98.2	0.020	1/50	58.9
29	101.9	0.021	1/48	58.8
30	105.5	0.021	1/47	58.7
31	109.2	0.022	1/45	58.7
32	112.9	0.023	1/44	58.6
33	116.6	0.024	1/42	58.5
34	120.2	0.024	1/41	58.4
35	123.9	0.025	1/40	58.3
36	127.6	0.026	1/39	58.2
37	131.3	0.027	1/37	58.1
38	134.9	0.027	1/36	58.0
39	138.6	0.028	1/35	57.9
40	142.3	0.029	1/35	57.8
41	146.0	0.030	1/34	57.7
42	149.6	0.030	1/33	57.6
43	153.3	0.031	1/32	57.5
44	157.0	0.032	1/31	57.4
45	160.7	0.033	1/31	57.4
46	164.3	0.033	1/30	57.3
47	168.0	0.034	1/29	57.2
48	171.7	0.035	1/29	57.1
49	175.4	0.036	1/28	57.0
50	179.0	0.036	1/27	56.9
51	182.7	0.037	1/27	56.8
52	186.4	0.038	1/26	56.7
53	190.1	0.039	1/26	56.6
54	193.7	0.039	1/25	56.5
55	197.4	0.040	1/25	56.4
56	201.1	0.041	1/24	56.3
57	204.8	0.042	1/24	56.3
58	208.4	0.042	1/24	56.4
59	212.1	0.043	1/23	56.4
60	215.7	0.044	1/23	56.5
61	219.4	0.045	1/22	56.6
62	223.1	0.045	1/22	56.7
63	226.7	0.046	1/22	56.7
64	230.4	0.047	1/21	56.8
65	234.1	0.048	1/21	56.9
66	237.7	0.048	1/21	57.0
67	241.4	0.049	1/20	57.1
68	245.0	0.050	1/20	57.3
69	248.7	0.051	1/20	57.4
70	252.3	0.051	1/19	57.6
71	256.0	0.052	1/19	57.7
72	259.6	0.053	1/19	57.9
73	263.3	0.054	1/19	58.0
74	267.0	0.054	1/18	58.2
75	270.6	0.055	1/18	58.3
76	274.3	0.056	1/18	58.5
77	277.9	0.057	1/18	58.6
78	281.6	0.057	1/17	58.8
79	285.2	0.058	1/17	59.0
80	288.9	0.059	1/17	59.1
81	292.5	0.059	1/17	59.3
82	296.2	0.060	1/17	59.4
83	299.9	0.061	1/16	59.6
84	303.5	0.062	1/16	59.7
85	307.2	0.062	1/16	59.9
86	310.8	0.063	1/16	60.0
87	314.5	0.064	1/16	60.2
88	318.1	0.065	1/15	60.3
89	321.8	0.065	1/15	60.5
90	325.5	0.066	1/15	60.6
91	329.1	0.067	1/15	60.8
92	332.8	0.068	1/15	60.9
93	336.4	0.068	1/15	61.1
94	340.1	0.069	1/14	61.3
95	343.7	0.070	1/14	61.4
96	347.4	0.071	1/14	61.6
97	351.0	0.071	1/14	61.7
98	354.7	0.072	1/14	61.9
99	358.4	0.073	1/14	62.0
100	362.0	0.0736116	1/14	62.2



EY

0	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10
0	57.6	58.3	58.2	57.3	56.4	57.3	60.5	60.5

5－6　応答値の計算　Y方向

構造諸元

階		2F	1F	合計
重量	(kN)		171.7	171.7
質量	(t)		17.52	17.52
階高	(m)		4.92	4.92
地域係数			1.0	
Gsの算出法		簡略計算	第２種地盤	

加速度応答スペクトルの割増	1.00

復元力特性

変形角 R	(rad)	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10
変　位　δ	(m)	0.041	0.082	0.123	0.164	0.197	0.246	0.328	0.492
耐力Q(傾斜無)	(kN)	25.00	49.50	52.20	53.90	55.30	57.30	60.50	60.50
耐力Q(傾斜有)	(kN)	37.60	58.30	58.30	57.30	56.40	57.30	60.50	60.50
Co		0.15	0.29	0.30	0.31	0.32	0.33	0.35	0.35

準備計算

R	(rad)	1/120	1/60	1/40	1/30	1/25	1/20	1/15	1/10	層間変形角
Mu	(t)	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	有効質量
Δ	(m)	0.0410	0.0820	0.1230	0.1640	0.1968	0.2460	0.3280	0.4920	代表変位
Q	(kN)	25.00	49.50	52.20	53.90	55.30	57.30	60.50	60.50	耐力
Q(傾斜有)	(kN)	37.60	58.30	58.30	57.30	56.40	57.30	60.50	60.50	耐力(傾斜有)
Ke	(kN/m)	609.8	603.7	424.4	328.7	281.0	232.9	184.5	123.0	等価剛性
Ke (傾斜有)	(kN/m)	917.1	711.0	474.0	349.4	286.6	232.9	184.5	123.0	等価剛性(傾斜有)
Te	(sec)	0.87	0.99	1.21	1.41	1.55	1.72	1.94	2.37	等価周期
LOAB		0.51	2.04	4.12	6.30	8.09	10.86	15.69	25.61	復元力特性曲線の囲む面積
⊿y		0.04	0.08	0.09	0.09	0.10	0.11	0.14	0.14	等価降伏点
Df		1.00	1.01	1.40	1.74	1.95	2.18	2.39	3.58	塑性の程度を表す数値
h		0.000	0.001	0.039	0.060	0.071	0.081	0.088	0.118	減衰定数
heq		0.050	0.051	0.089	0.110	0.121	0.131	0.138	0.168	減衰定数
Fh		1.00	1.00	0.80	0.71	0.68	0.65	0.63	0.56	加速度低減率
He	(m)	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	4.92	代表高さ
p		0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	
q		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	調整係数

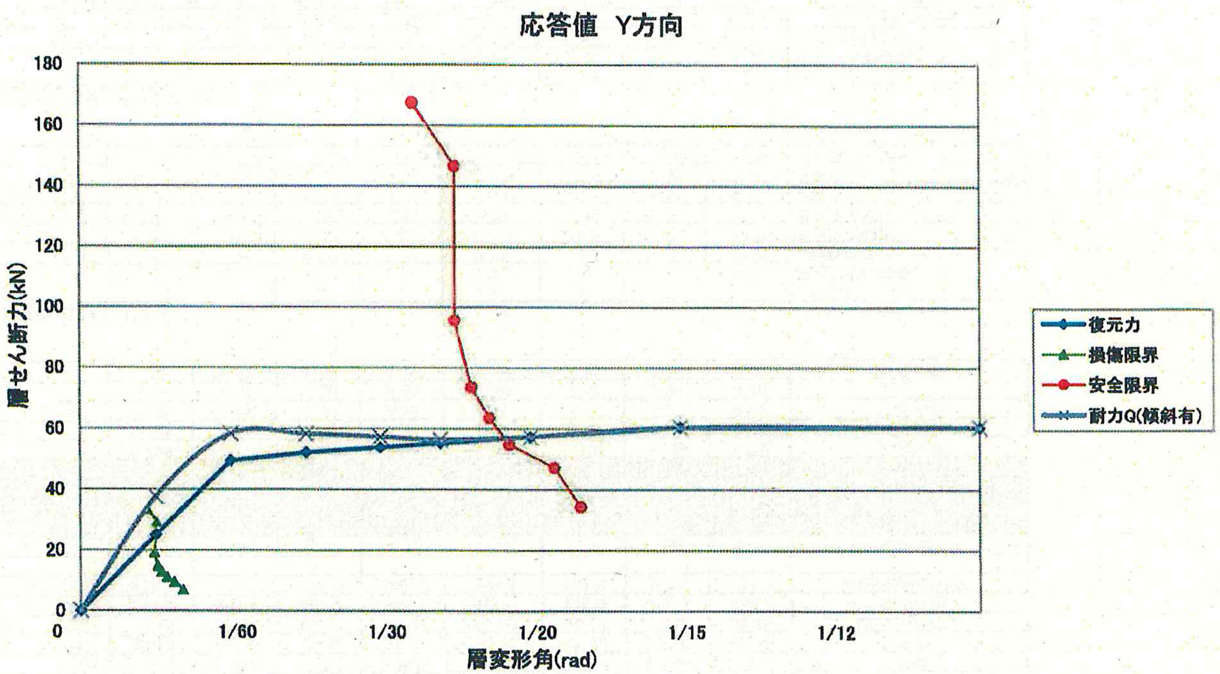
稀に発生する地震に対する応答値

ステップ		1 1/120	2 1/60	3 1/40	4 1/30	5 1/25	6 1/20	7 1/15	8 1/10	h=5%の 解放工学的基盤での
S_{0d}	(m/s²)	1.18	1.04	0.85	0.73	0.66	0.59	0.53	0.43	加速度応答スペクトル
Gs		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	加速度増幅率
S_{Ad}	(m/s²)	1.91	1.67	1.09	0.84	0.73	0.63	0.54	0.39	加速度応答スペクトル
$S_{Dd}(\times 10^{-2})$	(m)	3.65	4.13	4.04	4.21	4.43	4.71	5.12	5.58	応答変位
Qn_d	(kN)	33.47	29.34	19.14	14.72	12.70	10.97	9.45	6.86	応答せん断力
XR	(rad)	1/135	1/119	1/122	1/117	1/111	1/104	1/96	1/88	応答層間変形角

極めて稀に発生する地震に対する応答値

ステップ		1 1/120	2 1/60	3 1/40	4 1/30	5 1/25	6 1/20	7 1/15	8 1/10	h=5%の 解放工学的基盤での
S_{0s}	(m/s²)	5.90	5.19	4.24	3.64	3.30	2.97	2.64	2.16	加速度応答スペクトル
Gs		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	加速度増幅率
S_{As}	(m/s²)	9.55	8.37	5.46	4.20	3.63	3.13	2.70	1.96	加速度応答スペクトル
$S_{Dd}(\times 10^{-2})$	(m)	18.25	20.64	20.19	21.07	22.16	23.55	25.62	27.90	応答変位
Qn_s	(kN)	167.33	146.71	95.69	73.60	63.52	54.85	47.25	34.30	応答せん断力
XR	(rad)	1/27	1/24	1/24	1/23	1/22	1/21	1/19	1/18	応答層間変形角
CB		1.53	1.35	0.86	0.66	0.57	0.50	0.43	0.32	

稀に発生する地震に対する真の応答値	1/ 135	rad
極めて稀に発生する地震に対する真の応答値	1/ 21	rad



５－７　設計クライテリアの確認

・地震力に対する安全性の検証

設計クライテリア

極めて稀に発生する地震に対して最大応答変形角　　1/ 15　rad 以下

応答変形角と損傷度合いの目安	
1/120	軸組にほとんど損傷がなく補修も必要ない。（損傷限界として設定可）
1/60	再生使用可能限界-若干の補修をすれば再使用できる。
1/30	補修・再使用可能限界-土壁は大きなひび割れを生じ、軸組にも木材のめり込みによる損傷が生じるが、補修によっては再使用が可能
1/15	大きな残留変形あり。これを超える応答変形では倒壊に対する安全性の保証ができない。（安全限界として設定可）

X方向

階数	安全限界			
	限界変位		応答変位	判定
1階	1/ 15	≧	1/ 31	OK

Y方向

階数	安全限界			
	限界変位		応答変位	判定
1階	1/ 15	≧	1/ 21	OK

以上により、X・Y方向とも設計クライテリアを十分に満足する。

５－８ 耐震診断のまとめ

- X,Y方向とも大地震時の応答値が設計クライテリアを満たしている。ただし、この結果は種々の仮定に基づいているため、現状がこれらの仮定を満たしていないことが判明した場合には、補強としての措置が必要となる。

【X方向】
- X方向の検討は、門が石垣に支えられ、石垣が大きな力を負担することを前提に進められている。そのため石垣が地震時に門から受ける力に耐えることが必要である。
- ５－４に示した通り、鏡柱と寄せ掛け柱の間に板壁には大きな軸力が作用するため、この力を伝達できるような納まり、板壁の健全性が重要となる。
- ５－４の結果より、柱頭だぼの寸法が旧二之丸東二之門と同等寸法であれば発生するせん断力に耐えることが確認されたが、仮にこの寸法が不足している場合には補強を要する。
- 門側は石垣により支えられるが、控え柱側は大きく振られることになる。この時、控え棟木は腕木と一体となって十分に緊結されているが、合わせて控え出桁にも引張り力が生じるため、冠木との接合部にこの引張力に抵抗できる性能が必要となる。

【Y方向】
- Y方向は貫によって大きな耐力が確保されているが、現状では劣化による隙などがあり、計算での仮定と同程度の耐力が見込めるかが不明である。
- 現状では筋交いにある切り欠きが大きいため、地震時に筋交いが早々に座屈破壊するものと思われ、計算から除外することとした。この筋交いを十分な断面のものと取り換えることで力を負担させることができれば、上記貫の耐力が少し低減されても設計クライテリアを満足するものと思われる。
- +EY地震時には鏡柱に約20kN、-EY地震時には控え柱に約70kNの引張力が生じている。この引き抜き力全てに抵抗することは難しいが、転倒を防止するためには基礎（約24kN)との緊結が必要である。現状では柱脚部石と基礎との接合形式が不明のため、適切な措置を講じる必要がある。

■試行くさび法による土圧の算定と石垣の安定性の検証

（1）計算概要

・地震時に石垣に土圧が作用した際の石垣の安定性について検証を行う。石垣に作用する土圧は主動土圧とし、試行くさび法によってこの主動土圧の大きさを求める。

・試行くさび法は極値法ともいわれ、図解法又は数値計算によって壁下端から発生するすべり面の方向を種々変化させ、それぞれのすべり面と壁背面に挟まれる土くさびに作用する力のつり合いから壁に作用する土圧の極大値を求め、これを主動土圧とする方法である。

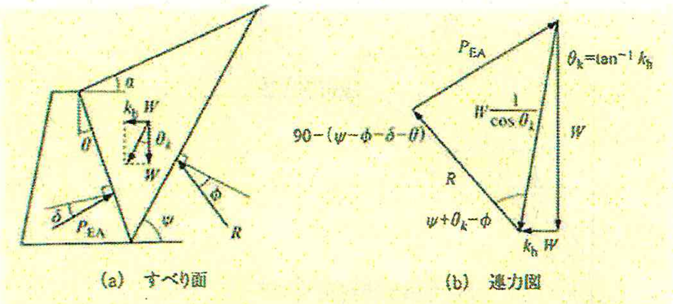
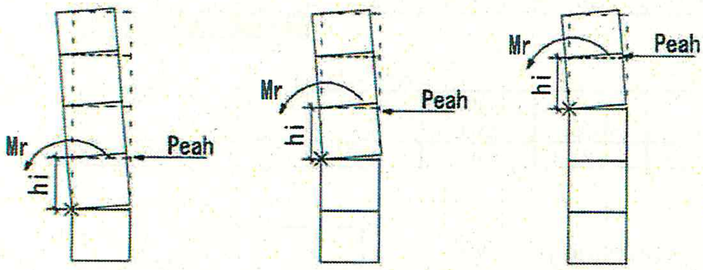


図9.5 粘着力を考慮しない場合の背面土塊のすべり線の仮定と連力図

・石垣の安定性については、水平方向のすべりと転倒についての計算を行う。すべりについては石垣の摩擦抵抗力が主動土圧合力の水平成分Peahとの比を求め、安全率Sfsを確認する。同様に転倒は石垣の復元モーメントMuとPeahによって作用する転倒モーメントMrの比を求め、安全率Sfmを確認する。

・検討は大地震時と中地震時の二種類について行い、安全率1.2以上の時に、安全性を満たすものとする。検討についてはすべり面が下層、中層、上層の３か所で起こる場合を想定し、また異なる石の大きさについて検討を行う。

・転倒の検証を行う際、下図のようにある段の石が転倒しようとする際、そのMrは下部の石に伝わらないものと仮定する。つまりMrはPeahが作用する石の高さをhiとすると、Mr=Peah×hiで求められるものとする。



（2）中地震時の検討

	degree	radian
φ	30.0	0.52
θ	0	0.00
δ	15.0	0.26
α	0	0.00
kh	0.2	0.00
θk	11.31	0.20
φ−α−θk	18.7	0.33

※中地震時

Pea：地震時の主動土圧合力（kN/m）
φ：土の内部摩擦角（度）
θ：石垣背面と鉛直面のなす角（度）
δ：壁面摩擦角（度）※土の内部摩擦角の1/2とする。
α：石垣背後の地表面傾斜角（度）
γ：石垣背面土の単位体積重量（kN/m3）
H：石垣壁高さ
θk：地震合成角（度） $\theta k=\tan^{-1}kh$
kh：設計水平震度

(2-1) 下層

すべり面下部始点Hoが地盤より 0 mの時の石垣の安定性の検証を行う。

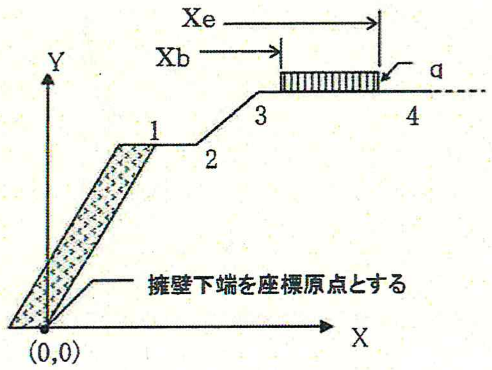
この時、Hoより上部の石垣高さH: 2.9 m

主動土圧Peaの作用位置Heaは地盤面より 0.97 mの位置となる。

NO.	X座標	Y座標
1	0.000	2.900
2	1.800	2.900
3	1.800	2.900
4	1.800	2.900
5		
6		
7		
8		
9		
10		
入力した座標数 =	4	

上載荷重入力表（２種類まで）

NO.	q (kN/m²)	X b	X e
1	0.000	0.000	0.000
2			



H1	2.900	m
H2	0.000	m
L1	0.000	m
L2	1.800	m
L4	1.8	m
L5	2.9	m
γ	18	kN/m³

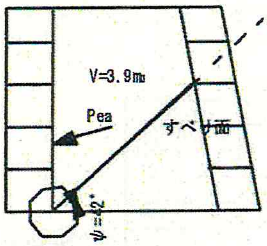
仮定すべり角

ω °	ω radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	V m3	W kN	Pea kN
40.0	0.70	3.46	1.66	0	0	5.0	90.2	33.56
41.0	0.72	3.34	1.54	0	0	4.8	87.1	33.79
42.0	0.73	3.22	1.42	0	0	4.7	84.1	33.97
43.0	0.75	3.11	1.31	0	0	4.5	81.2	34.10
44.0	0.77	3.00	1.20	0	0	4.4	78.4	34.18
45.0	0.79	2.90	1.10	0	0	4.2	75.7	34.21
46.0	0.80	2.80	1.00	0	0	4.1	73.1	34.20
47.0	0.82	2.70	0.90	0	0	3.9	70.6	34.16
							Pea max	34.21

主動すべり角 ※図より求める

φ °	radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	Vreal m3	W kN	Pea kN
42.0	0.73	3.22	1.42	0	0	3.9	70.6	28.51

Peah	27.5	水平成分	kN
peah	9.5	等分布	kN/m
Hea	0.97	すべり面下端からPea作用位置までの高さ	



石垣の諸元

γi	30	単位重量	kN/m³
μ	1.3	摩擦係数	
Li		平均控え長さ	m
hi		石の高さ	m

すべりの検証

Q
kN
27.5

Li	Qu	Sfs
0.25	18.85	0.68
0.5	37.7	1.37
0.75	56.55	2.05
1	75.4	2.74
1.25	94.25	3.42
1.5	113.1	4.11
1.75	131.95	4.79
2	150.8	5.48

※赤マスがNG

転倒の検証

Mr = (peah×hi^2/2)+(peah*(H-hi)*hi)

Mu = γi・Li・(H-Hea)・Li/2

SFm	hi			
Li	0.3	0.5	0.7	0.9
0.2	0.15	0.09	0.07	0.06
0.4	0.59	0.37	0.27	0.22
0.6	1.33	0.83	0.62	0.50
0.8	2.37	1.47	1.09	0.89
1	3.70	2.30	1.71	1.38
1.2	5.33	3.32	2.46	1.99
1.4	7.25	4.52	3.35	2.71
1.6	9.48	5.90	4.38	3.55

※赤マスがNG

(2-2) 中層

すべり面下部始点Hoが地盤より　　1 mの時の石垣の安定性の検証を行う。

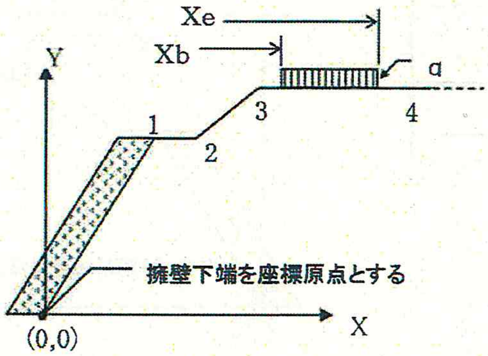
この時、Hoより上部の石垣高さH:　1.90 m

主動土圧Peaの作用位置Heaは地盤面より　　1.63 mの位置となる。

NO.	X座標	Y座標
1	0.00	1.90
2	1.80	1.90
3	1.80	1.90
4	1.80	1.90
5		
6		
7		
8		
9		
10		
入力した座標数 =	4	

上載荷重入力表（2種類まで）

NO.	q (kN/m²)	X b	X e
1	0.000	0.000	0.000
2			



H1	1.900	m
H2	0.000	m
L1	0.000	m
L2	1.800	m
L4	1.8	m
L5	1.9	m
γ	18	kN/m³

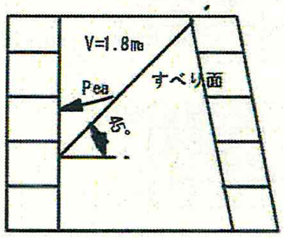
仮定すべり角

ω °	ω radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	V m3	W kN	Pea kN
40.0	0.70	2.26	0.46	0	0	2.2	38.7	14.40
41.0	0.72	2.19	0.39	0	0	2.1	37.4	14.50
42.0	0.73	2.11	0.31	0	0	2.0	36.1	14.58
43.0	0.75	2.04	0.24	0	0	1.9	34.8	14.64
44.0	0.77	1.97	0.17	0	0	1.9	33.6	14.67
45.0	0.79	1.90	0.10	0	0	1.8	32.5	14.69
46.0	0.80	1.83	0.03	0	0	1.7	31.4	14.68
47.0	0.82	1.77	-0.03	0	0	1.7	30.3	14.66
							Pea max	14.69

主動すべり角　　※図より求める

φ °	radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	Vreal m3	W kN	Pea kN
45.0	0.79	1.90	0.10	0	0	1.8	32.4	14.64

Peah	14.1	水平成分	kN
peah	7.4	等分布	kN/m
Hea	0.63	すべり面下端からPea作用位置までの高さ	



石垣の諸元

γi	30	単位重量	kN/m³
μ	1.3	摩擦係数	
Li		平均控え長さ	m
hi		石の高さ	m

すべりの検証

Q
kN
14.1

Li	Qu	Sfs
0.25	12.35	0.87
0.5	24.7	1.75
0.75	37.05	2.62
1	49.4	3.49
1.25	61.75	4.37
1.5	74.1	5.24
1.75	86.45	6.11
2	98.8	6.98

※赤マスがNG

転倒の検証

Mr = (peah×hi^2/2)+(peah*(H-hi)*hi)

Mu = γi・Li・(H-Hea)・Li/2

SFm	hi			
Li	0.3	0.5	0.7	0.9
0.2	0.40	0.27	0.22	0.21
0.4	1.60	1.09	0.90	0.82
0.6	3.60	2.45	2.02	1.86
0.8	6.40	4.36	3.59	3.30
1	10.01	6.81	5.61	5.16
1.2	14.41	9.80	8.08	7.42
1.4	19.62	13.34	10.99	10.10
1.6	25.62	17.42	14.36	13.20

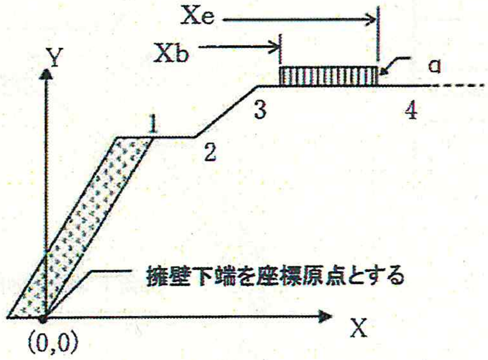
※赤マスがNG

(2-3) 上層
すべり面下部始点Hoが地盤より　　2 mの時の石垣の安定性の検証を行う。
この時、Hoより上部の石垣高さH:　0.90　m
主動土圧Peaの作用位置Heaは地盤面より　　2.30 mの位置となる。

NO.	X座標	Y座標
1	0.00	0.90
2	1.80	0.90
3	1.80	0.90
4	1.80	0.90
5		
6		
7		
8		
9		
10		
入力した座標数 =	4	

上載荷重入力表（2種類まで）

NO.	q (kN/m²)	X b	X e
1	0.000	0.000	0.000
2			



H1	0.900	m
H2	0.000	m
L1	0.000	m
L2	1.800	m
L4	1.8	m
L5	0.9	m
γ	18	kN/m³

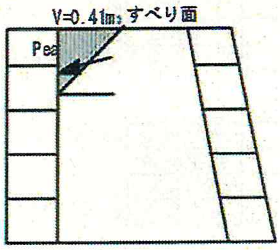
仮定すべり角

ω °	ω radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	V m3	W kN	Pea kN
40.0	0.70	1.07	-0.73	0	0	0.48	8.7	3.23
41.0	0.72	1.04	-0.76	0	0	0.47	8.4	3.25
42.0	0.73	1.00	-0.80	0	0	0.45	8.1	3.27
43.0	0.75	0.97	-0.83	0	0	0.43	7.8	3.28
44.0	0.77	0.93	-0.87	0	0	0.42	7.5	3.29
45.0	0.79	0.90	-0.90	0	0	0.41	7.3	3.30
46.0	0.80	0.87	-0.93	0	0	0.39	7.0	3.29
47.0	0.82	0.84	-0.96	0	0	0.38	6.8	3.29
							Pea max	3.30

主動すべり角　　※図より求める

φ °	radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	Vreal m3	W kN	Pea kN
45.0	0.79	0.90	-0.90	0	0	0.41	7.3	3.30

Peah	3.2	水平成分	kN
peah	3.5	等分布	kN/m
Hea	0.30	すべり面下端からPea作用位置までの高さ	



石垣の諸元

γi	30	単位重量	kN/m³
μ	1.3	摩擦係数	
Li		平均控え長さ	m
hi		石の高さ	m

すべりの検証

Q
kN
3.2

Li	Qu	Sfs
0.25	15.6	4.90
0.5	31.2	9.80
0.75	46.8	14.70
1	62.4	19.61
1.25	78	24.51
1.5	93.6	29.41
1.75	109.2	34.31
2	124.8	39.21

※赤マスがNG

転倒の検証
Mr =　(peah×hi^2/2)+(peah*(H-hi)*hi)
Mu =　γi・Li・(H-Hea)・Li/2

SFm	hi			
Li	0.3	0.5	0.7	0.9
0.2	1.06	0.72	0.60	0.55
0.4	4.26	2.90	2.39	2.19
0.6	9.58	6.51	5.37	4.94
0.8	17.03	11.58	9.55	8.77
1	26.61	18.10	14.92	13.71
1.2	38.32	26.06	21.48	19.74
1.4	52.16	35.47	29.23	26.87
1.6	68.13	46.33	38.18	35.10

※赤マスがNG

(3) 大地震時の検討

	degree	radian
φ	30.0	0.52
θ	0	0.00
δ	15.0	0.26
α	0	0.00
kh	0.25	0.00
θk	14.04	0.24
φ−α−θk	16.0	0.28

※大地震時

Pea：地震時の主動土圧合力(kN/m)
φ：土の内部摩擦角（度）
θ：石垣背面と鉛直面のなす角（度）
δ：壁面摩擦角（度）※土の内部摩擦角の1/2とする。
α：石垣背後の地表面傾斜角（度）
γ：石垣背面土の単位体積重量（kN/m3）
H：石垣壁高さ
θk：地震合成角（度）$\theta k = \tan^{-1} kh$
kh：設計水平震度

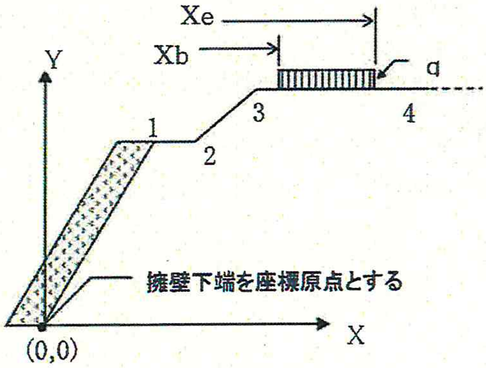
(3-1) 下層

すべり面下部始点Hoが地盤より　0 mの時の石垣の安定性の検証を行う。
この時、Hoより上部の石垣高さH:　2.9 m
主動土圧Peaの作用位置Heaは地盤面より　0.97 mの位置となる。

NO.	X座標	Y座標
1	0.000	2.900
2	1.800	2.900
3	1.800	2.900
4	1.800	2.900
5		
6		
7		
8		
9		
10		
入力した座標数 =	4	

上載荷重入力表（２種類まで）

NO.	q (kN/m²)	X b	X e
1	0.000	0.000	0.000
2			



H1	2.900	m
H2	0.000	m
L1	0.000	m
L2	1.800	m
L4	1.8	m
L5	2.9	m
γ	18	kN/m³

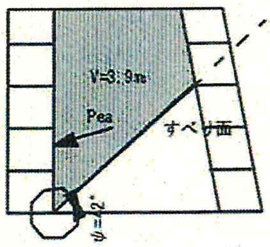
仮定すべり角

ω °	ω radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	V m3	W kN	Pea kN
40.0	0.70	3.46	1.66	0	0	5.0	90.2	38.02
41.0	0.72	3.34	1.54	0	0	4.8	87.1	38.07
42.0	0.73	3.22	1.42	0	0	4.7	84.1	38.09
43.0	0.75	3.11	1.31	0	0	4.5	81.2	38.05
44.0	0.77	3.00	1.20	0	0	4.4	78.4	37.98
45.0	0.79	2.90	1.10	0	0	4.2	75.7	37.87
46.0	0.80	2.80	1.00	0	0	4.1	73.1	37.72
47.0	0.82	2.70	0.90	0	0	3.9	70.6	37.53
							Pea max	38.09

主動すべり角　　※図より求める

φ °	 radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	Vreal m3	W kN	Pea kN
42.0	0.73	3.22	1.42	0	0	3.9	70.6	31.97

Peah	30.9	水平成分	kN
peah	10.6	等分布	kN/m
Hea	0.97	すべり面下端からPea作用位置までの高さ	



石垣の諸元

γi	30	単位重量	kN/m³
μ	1.3	摩擦係数	
Li		平均控え長さ	m
hi		石の高さ	m

すべりの検証

Q
kN
30.9

Li	Qu	Sfs
0.25	18.85	0.61
0.5	37.7	1.22
0.75	56.55	1.83
1	75.4	2.44
1.25	94.25	3.05
1.5	113.1	3.66
1.75	131.95	4.27
2	150.8	4.88

※赤マスがNG

転倒の検証

Mr = (peah×hi^2/2)+(peah*(H-hi)*hi)
Mu = γi・Li・(H-Hea)・Li/2

SFm	hi			
Li	0.3	0.5	0.7	0.9
0.2	0.13	0.08	0.06	0.05
0.4	0.53	0.33	0.24	0.20
0.6	1.19	0.74	0.55	0.44
0.8	2.11	1.32	0.98	0.79
1	3.30	2.06	1.53	1.24
1.2	4.75	2.96	2.20	1.78
1.4	6.47	4.03	2.99	2.42
1.6	8.45	5.26	3.91	3.16

※赤マスがNG

(3-2) 中層

すべり面下部始点Hoが地盤より　1 mの時の石垣の安定性の検証を行う。

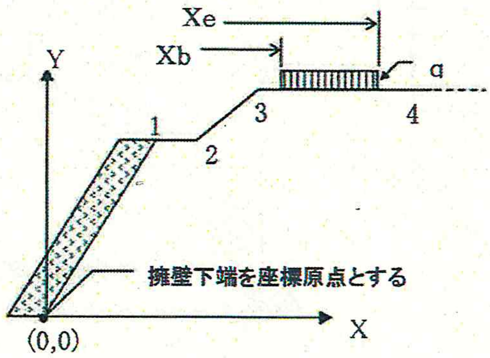
この時、Hoより上部の石垣高さH:　1.90 m

主動土圧Peaの作用位置Heaは地盤面より　1.63 mの位置となる。

NO.	X座標	Y座標
1	0.00	1.90
2	1.80	1.90
3	1.80	1.90
4	1.80	1.90
5		
6		
7		
8		
9		
10		
入力した座標数 =	4	

上載荷重入力表（２種類まで）

NO.	q (kN/m²)	X b	X e
1	0.000	0.000	0.000
2			



H1	1.900	m
H2	0.000	m
L1	0.000	m
L2	1.800	m
L4	1.8	m
L5	1.9	m
γ	18	kN/m³

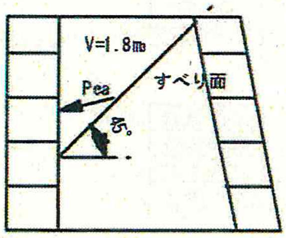
仮定すべり角

ω °	ω radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	V m3	W kN	Pea kN
40.0	0.70	2.26	0.46	0	0	2.2	38.7	16.32
41.0	0.72	2.19	0.39	0	0	2.1	37.4	16.34
42.0	0.73	2.11	0.31	0	0	2.0	36.1	16.35
43.0	0.75	2.04	0.24	0	0	1.9	34.8	16.33
44.0	0.77	1.97	0.17	0	0	1.9	33.6	16.30
45.0	0.79	1.90	0.10	0	0	1.8	32.5	16.25
46.0	0.80	1.83	0.03	0	0	1.7	31.4	16.19
47.0	0.82	1.77	-0.03	0	0	1.7	30.3	16.11
							Pea max	16.35

主動すべり角　　※図より求める

φ °	radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	Vreal m3	W kN	Pea kN
42.0	0.73	2.11	0.31	0	0	1.8	32.4	14.68

Peah	14.2	水平成分	kN
peah	7.5	等分布	kN/m
Hea	0.63	すべり面下端からPea作用位置までの高さ	



石垣の諸元

γi	30	単位重量	kN/m³
μ	1.3	摩擦係数	
Li		平均控え長さ	m
hi		石の高さ	m

すべりの検証

Q
kN
14.2

Li	Qu	Sfs
0.25	12.35	0.87
0.5	24.7	1.74
0.75	37.05	2.61
1	49.4	3.48
1.25	61.75	4.35
1.5	74.1	5.23
1.75	86.45	6.10
2	98.8	6.97

※赤マスがNG

転倒の検証

Mr = (peah×hi^2/2)+(peah*(H-hi)*hi)

Mu = γi・Li・(H-Hea)・Li/2

SFm	hi			
Li	0.3	0.5	0.7	0.9
0.2	0.40	0.27	0.22	0.21
0.4	1.60	1.09	0.90	0.82
0.6	3.59	2.44	2.01	1.85
0.8	6.39	4.35	3.58	3.29
1	9.98	6.79	5.60	5.14
1.2	14.38	9.78	8.06	7.41
1.4	19.57	13.31	10.97	10.08
1.6	25.56	17.38	14.32	13.17

※赤マスがNG

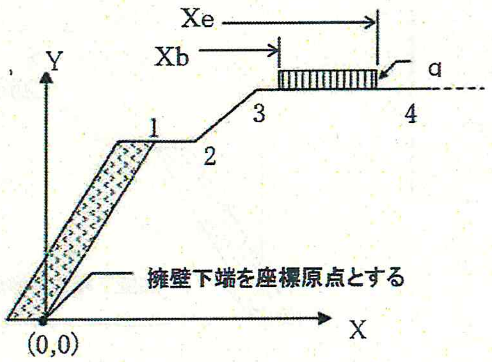
(3-3) 上層

すべり面下部始点Hoが地盤より　2 mの時の石垣の安定性の検証を行う。
この時、Hoより上部の石垣高さH:　0.90　m
主動土圧Peaの作用位置Heaは地盤面より　2.30 mの位置となる。

上載荷重入力表（2種類まで）

NO.	q (kN/m²)	X b	X e
1	0.000	0.000	0.000
2			

NO.	X座標	Y座標
1	0.00	0.90
2	1.80	0.90
3	1.80	0.90
4	1.80	0.90
5		
6		
7		
8		
9		
10		
入力した座標数 =	4	



H1	0.900	m
H2	0.000	m
L1	0.000	m
L2	1.800	m
L4	1.8	m
L5	0.9	m
γ	18	kN/m³

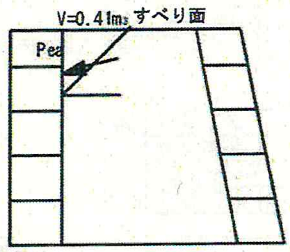
仮定すべり角

ω °	ω radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	V m3	W kN	Pea kN
40.0	0.70	1.07	-0.73	0	0	0.48	8.7	3.66
41.0	0.72	1.04	-0.76	0	0	0.47	8.4	3.67
42.0	0.73	1.00	-0.80	0	0	0.45	8.1	3.67
43.0	0.75	0.97	-0.83	0	0	0.43	7.8	3.67
44.0	0.77	0.93	-0.87	0	0	0.42	7.5	3.66
45.0	0.79	0.90	-0.90	0	0	0.41	7.3	3.65
46.0	0.80	0.87	-0.93	0	0	0.39	7.0	3.63
47.0	0.82	0.84	-0.96	0	0	0.38	6.8	3.62
							Pea max	3.67

主動すべり角　　※図より求める

φ °	radians	L3 m	b m	q kN/m2	qb kN/m	Vreal m3	W kN	Pea kN
42.0	0.73	1.00	-0.80	0	0	0.45	8.1	3.67

Peah	3.5	水平成分	kN
peah	3.9	等分布	kN/m
Hea	0.30	すべり面下端からPea作用位置までの高さ	



石垣の諸元

γi	30	単位重量	kN/m³
μ	1.3	摩擦係数	
Li		平均控え長さ	m
hi		石の高さ	m

すべりの検証

Q
kN
3.5

Li	Qu	Sfs
0.25	15.6	4.40
0.5	31.2	8.81
0.75	46.8	13.21
1	62.4	17.61
1.25	78	22.01
1.5	93.6	26.42
1.75	109.2	30.82
2	124.8	35.22

※赤マスがNG

転倒の検証

Mr = (peah×hi^2/2)+(peah*(H-hi)*hi)
Mu = γi・Li・(H-Hea)・Li/2

SFm	hi			
Li	0.3	0.5	0.7	0.9
0.2	0.41	0.28	0.24	0.23
0.4	1.63	1.13	0.95	0.90
0.6	3.66	2.53	2.14	2.03
0.8	6.50	4.50	3.80	3.61
1	10.16	7.03	5.94	5.64
1.2	14.63	10.13	8.55	8.13
1.4	19.91	13.79	11.64	11.06
1.6	26.01	18.01	15.20	14.45

※赤マスがNG

■まとめ

・試行くさび法により、石垣の安定性についての検証を行い、以下の知見を得た。

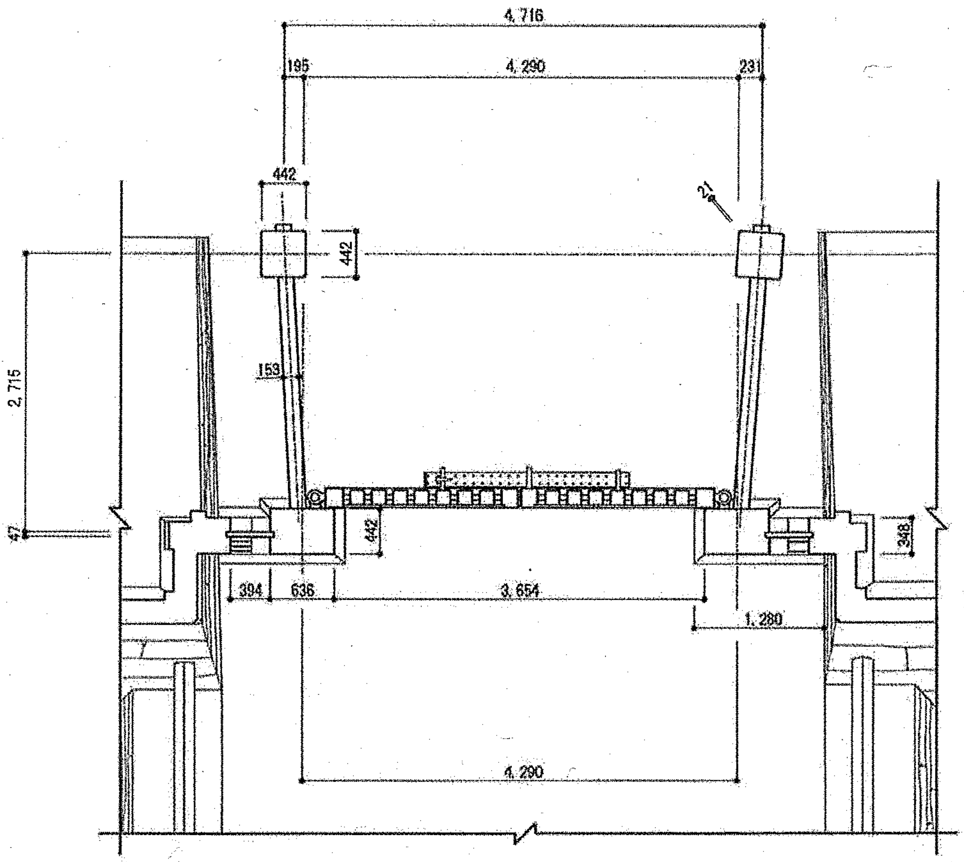
【中地震】
・上、中、下層のいずれにおいても、石垣の平均控え長さが0.25mよりも大きな場合には滑り出しの恐れがない。
・転倒については、控え長さが長いほど、石垣高さが低いほど転倒が生じにくくなる。平均控え長さが1m以上になると、転倒の恐れがない。

【大地震】
・上、中、下層のいずれにおいても、石垣の平均控え長さが0.25mよりも大きな場合には滑り出しの恐れがない。
・転倒については、控え長さが長いほど、石垣高さが低いほど転倒が生じにくくなる。平均控え長さが1m以上になると、転倒の恐れがない。

◎注意点
・本検討は様々な仮定に基づいている。以下に検証が必要と思われる仮定を記す。

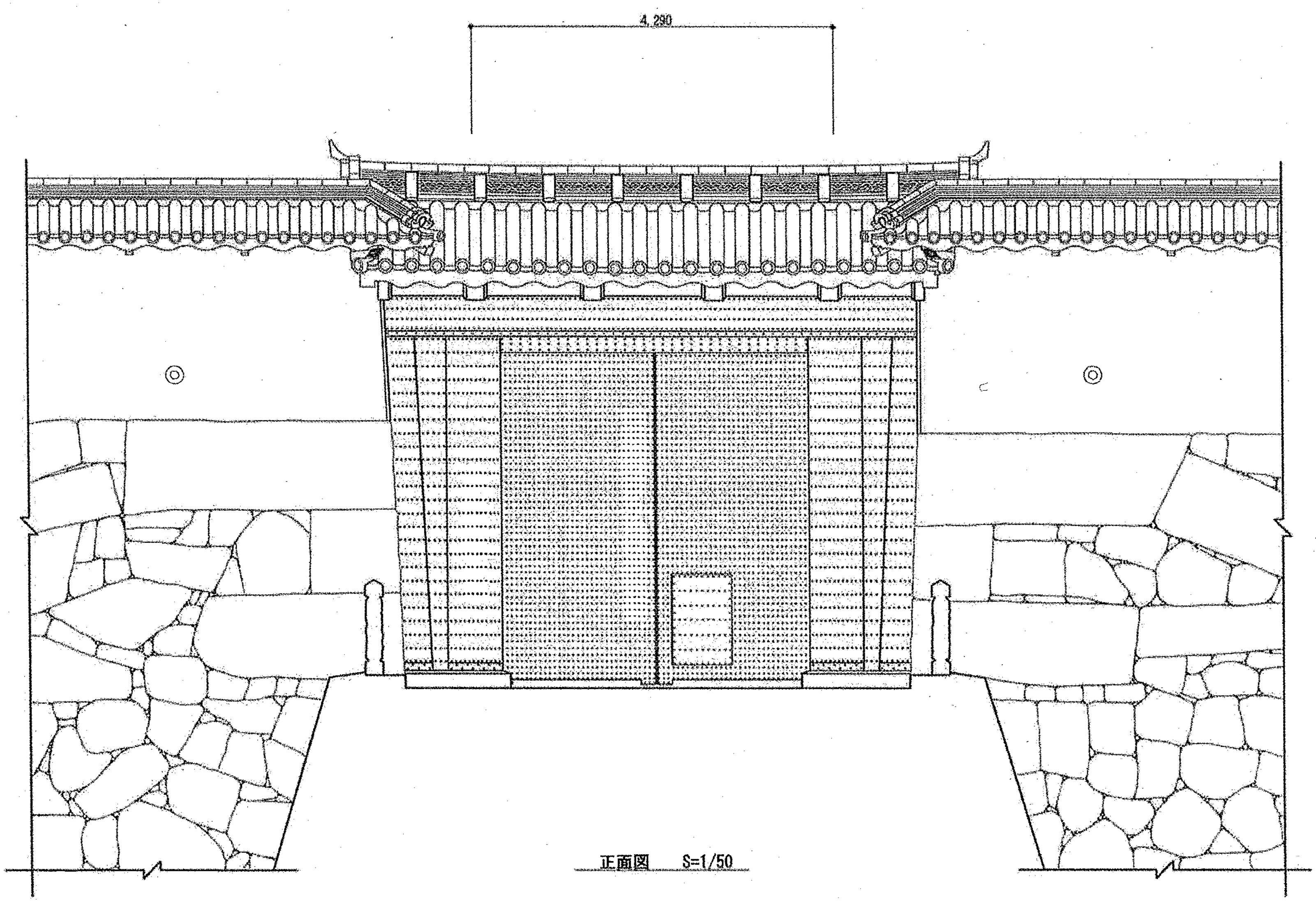
○　大地震時の水平震度を0.25。
○　安全率を1.2。
○　平均控え長さの算出方法。

・石垣隅部は算木積みになっており、この部分は熊本城の被害状況からも確認できるように強固で崩落しにくい部分である。石積みの大部分が隅部で構成される本石垣は、崩壊する過程が中央部の崩壊→隅部の崩壊へと至ることがほぼ断定されることから、中央部付近の安定性を中心に検証を行っている。



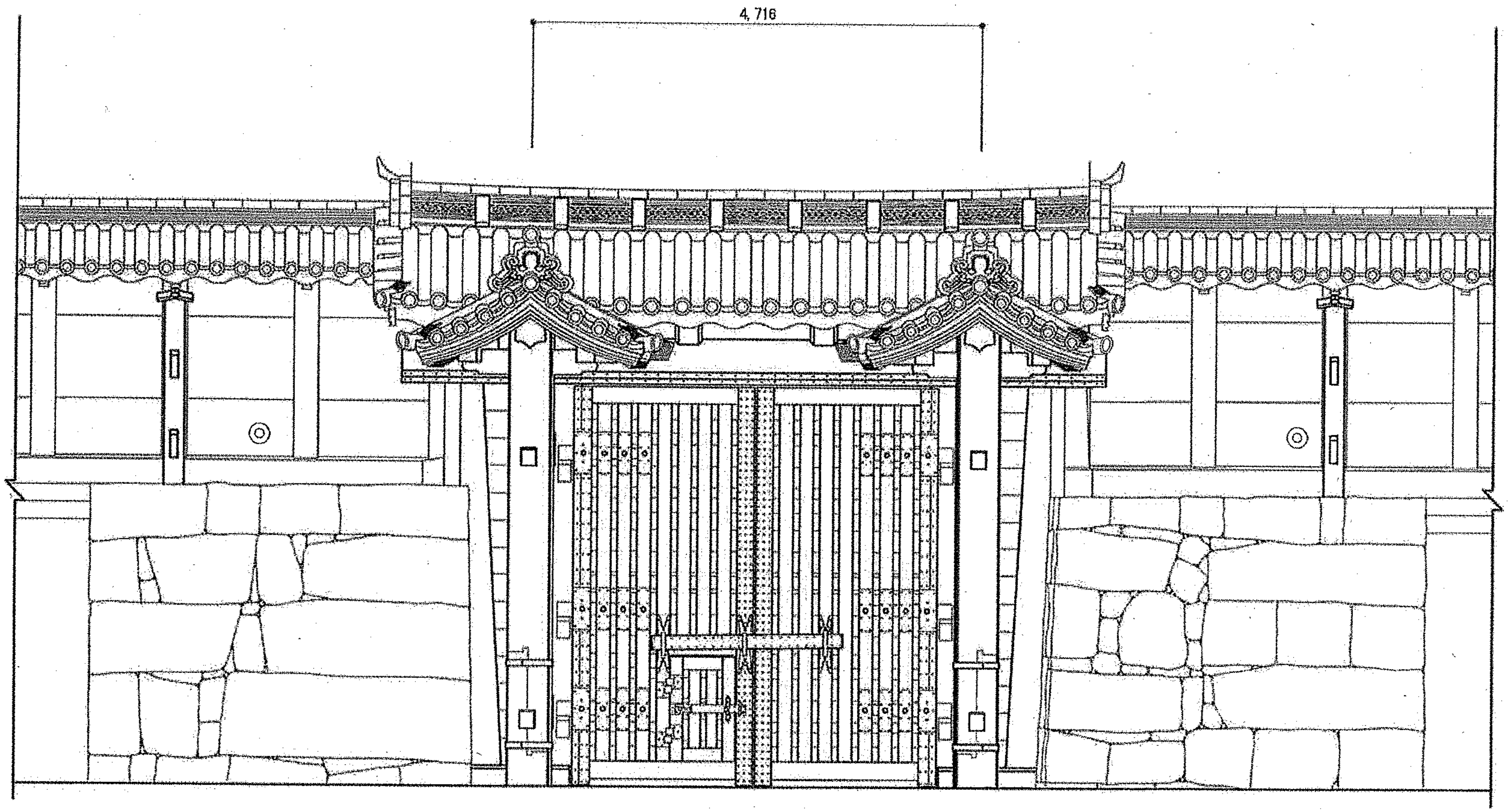
平面図　S=1/50

名古屋城表二之門　平面図



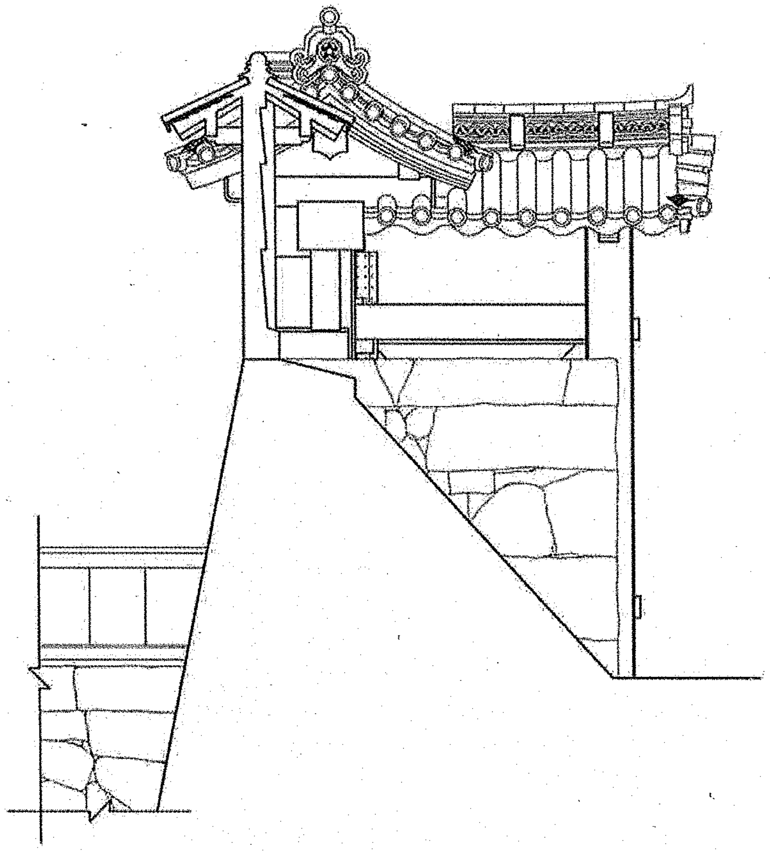
正面図　S=1/50

名古屋城表二之門　立面図



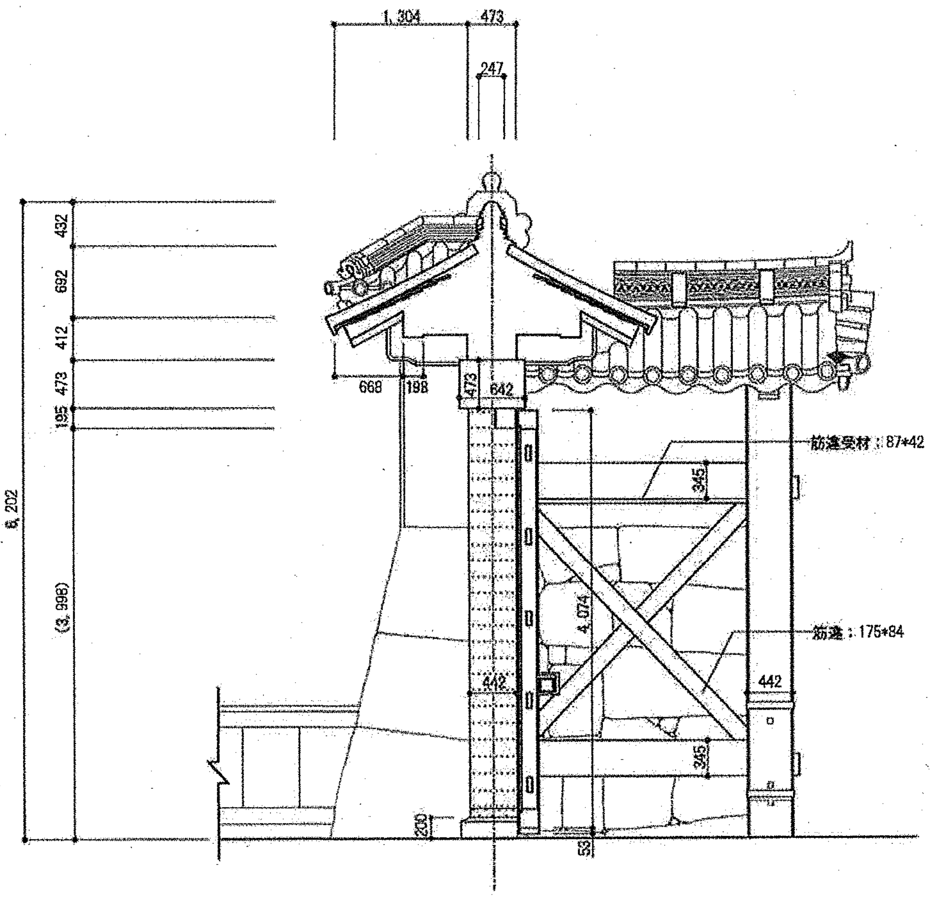
背面図　S=1/50

名古屋城表二之門　立面図

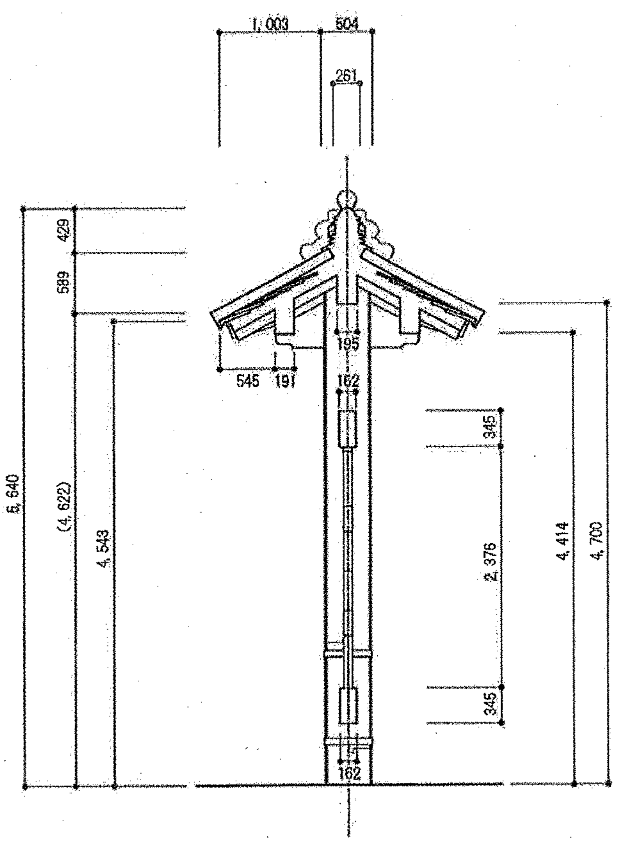


側面図　S=1/50

名古屋城表二之門　側面図

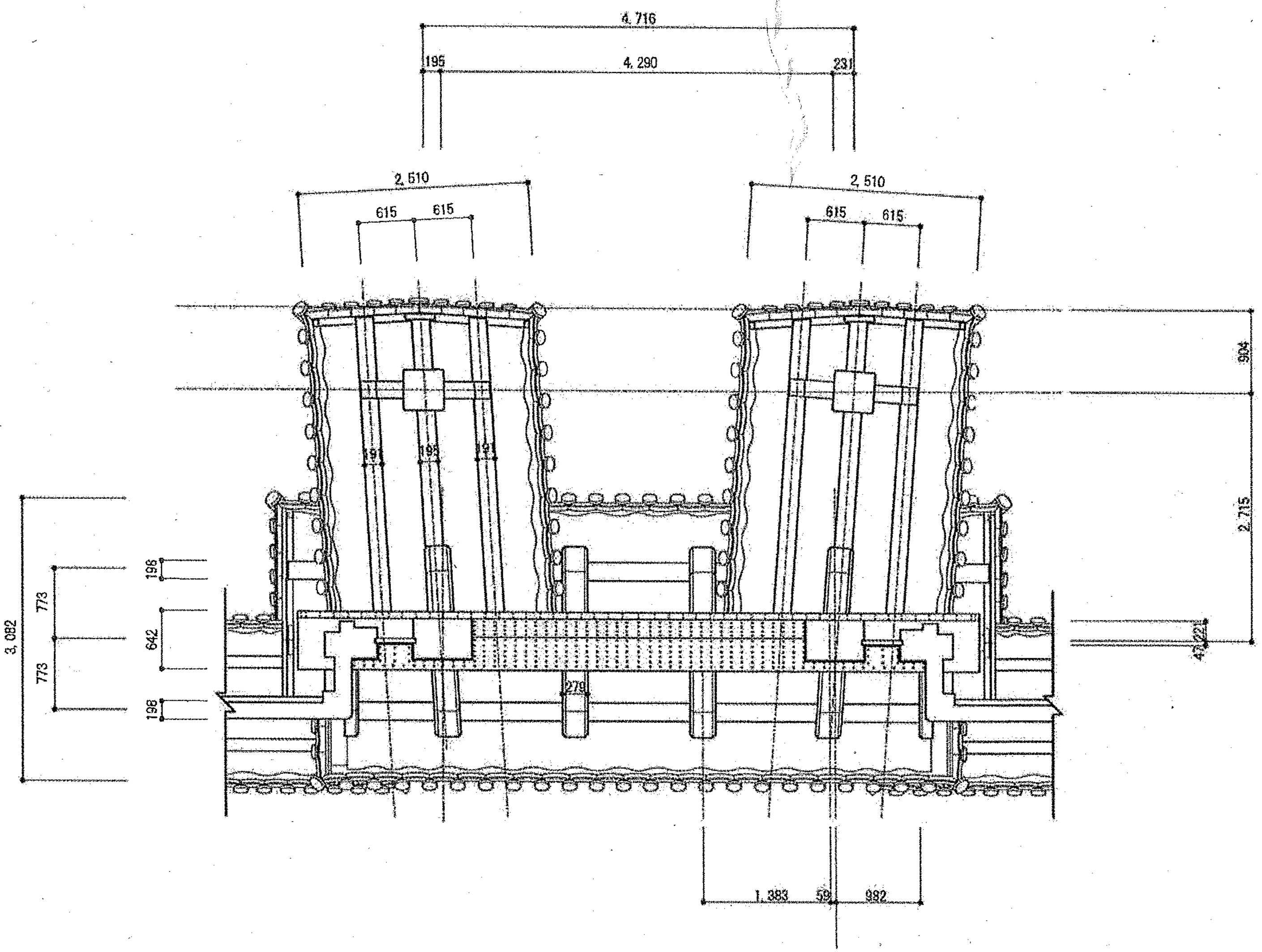


断面図　S=1/50



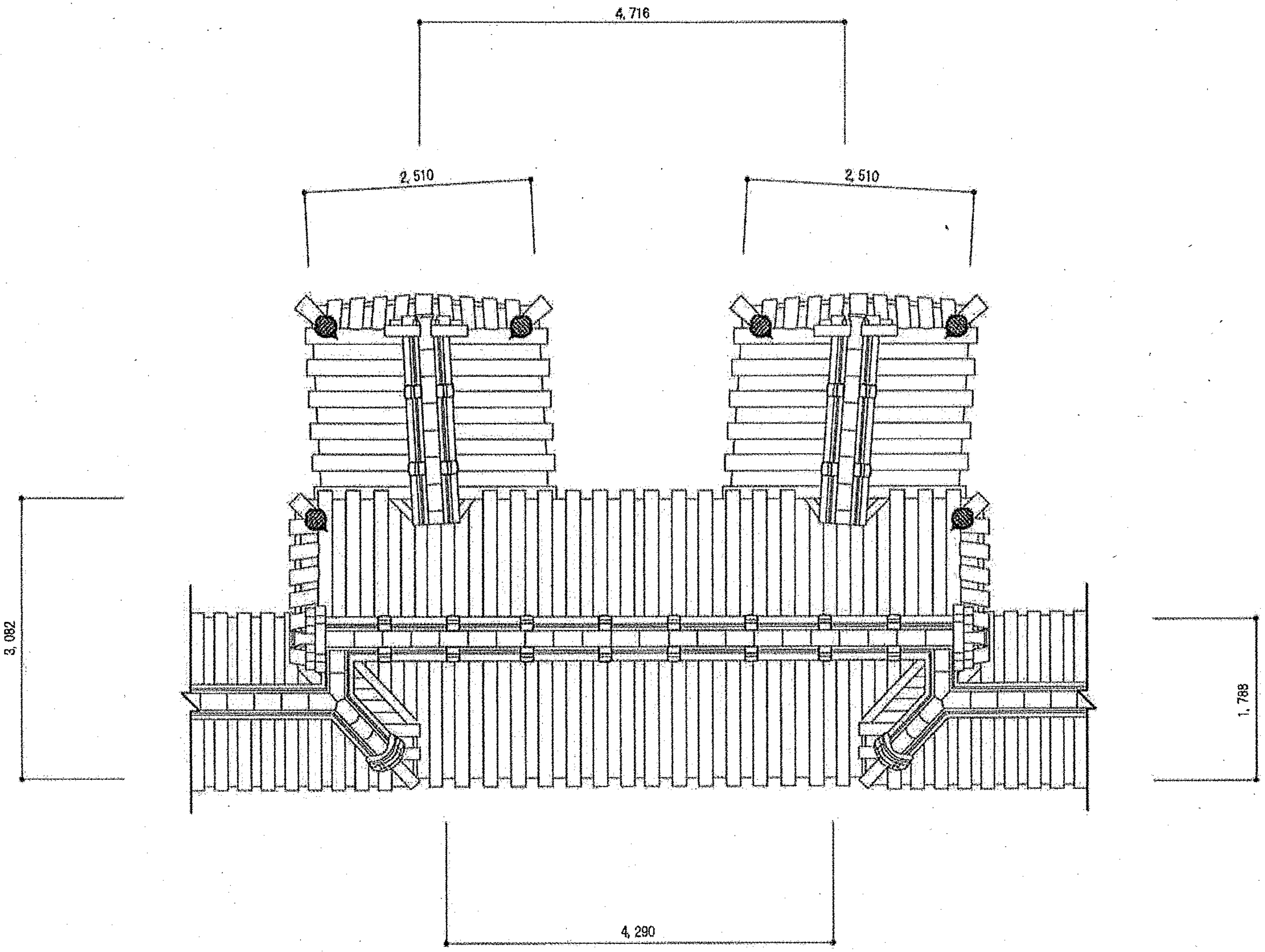
袖断面図　S=1/50

名古屋城表二之門　断面図



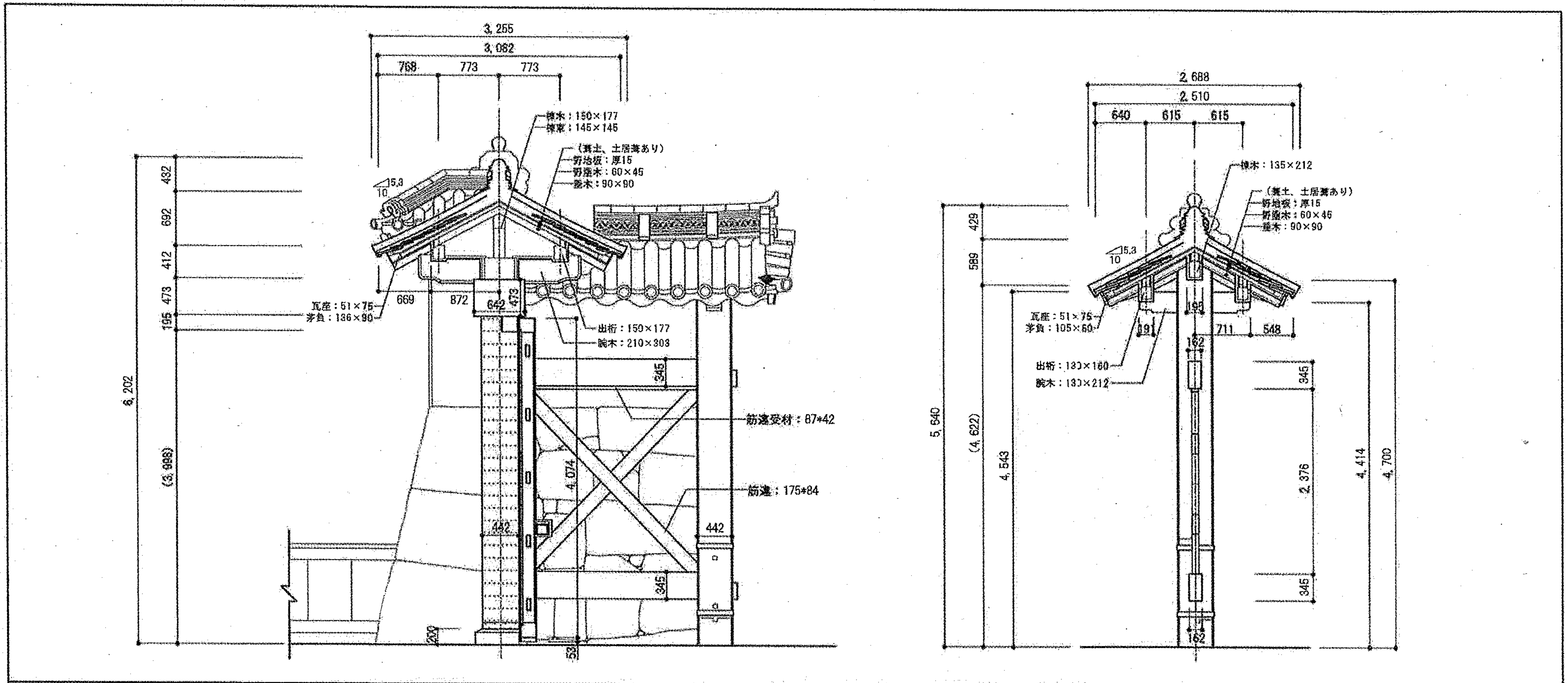
見上図　S=1/50

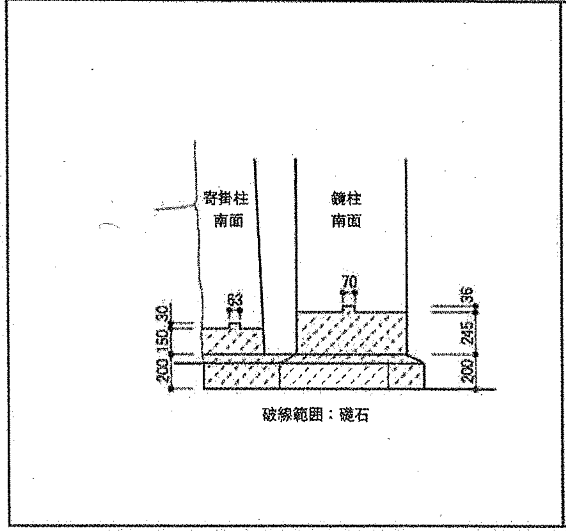
名古屋城表二之門　見上図

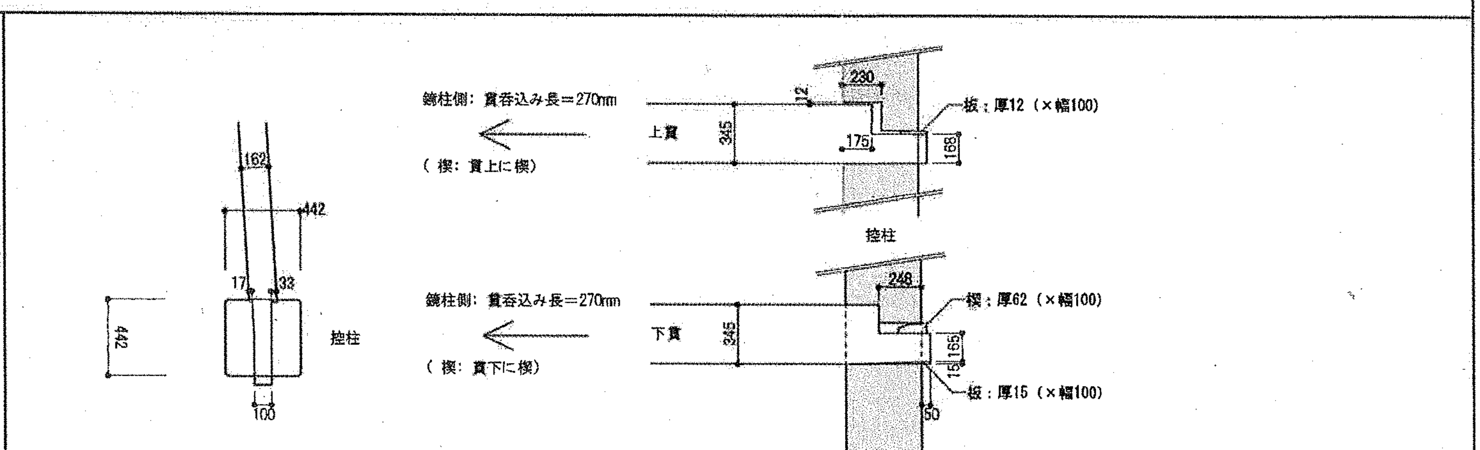


屋根伏図　S=1/50

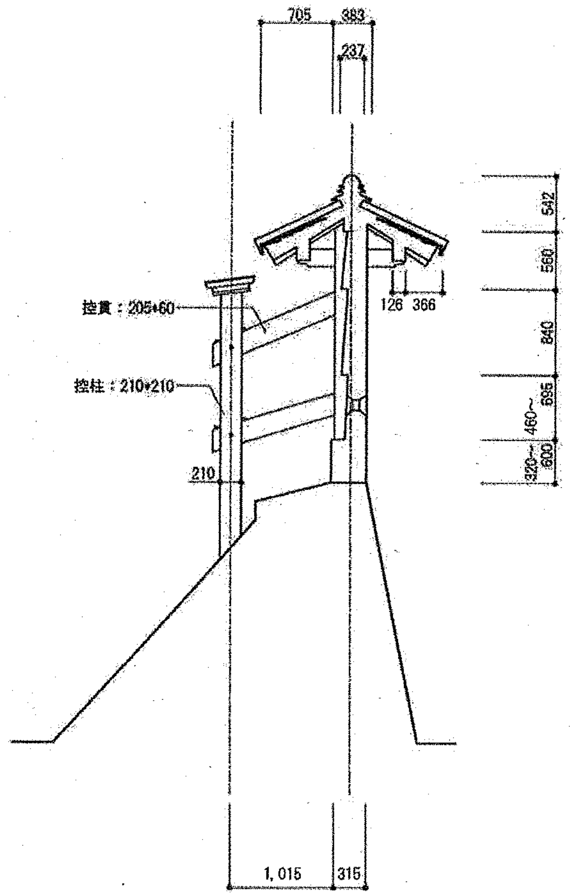
名古屋城表二之門　屋根伏図



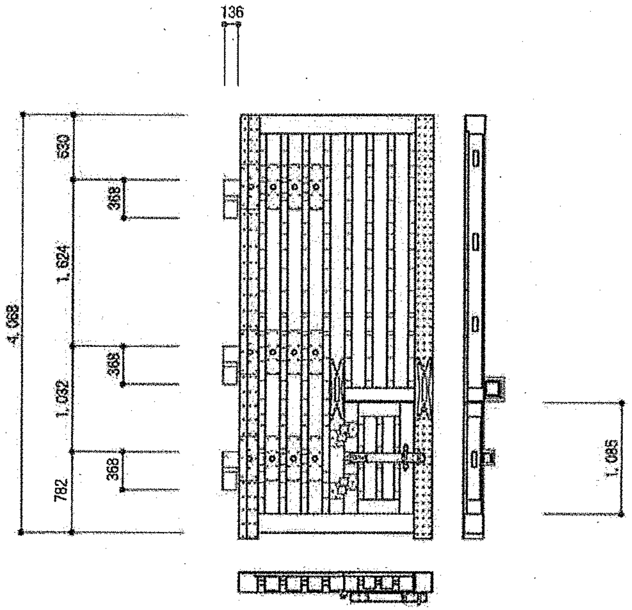




名古屋城表二之門　想定断面設定図

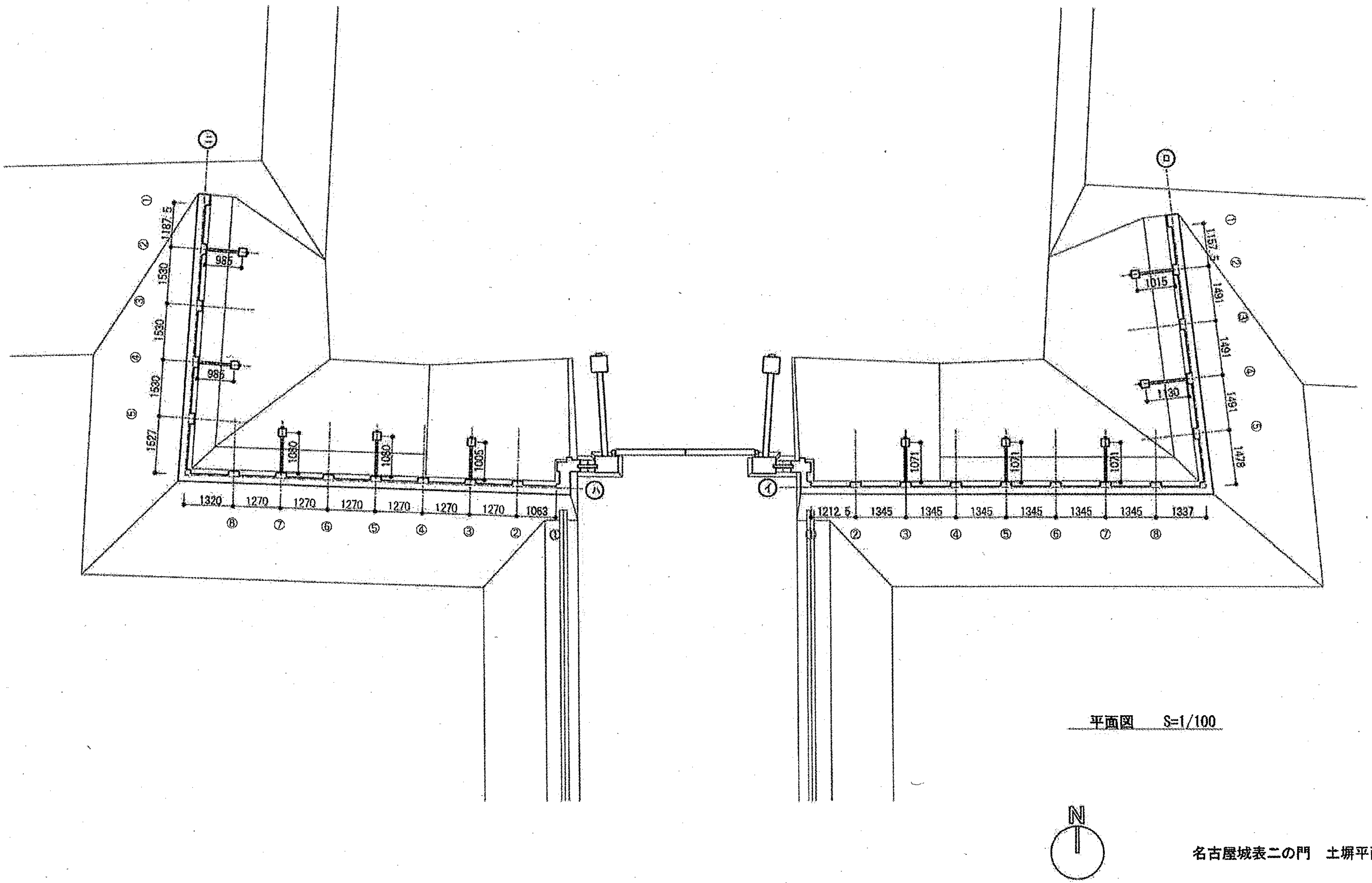


塀断面図　S=1/50



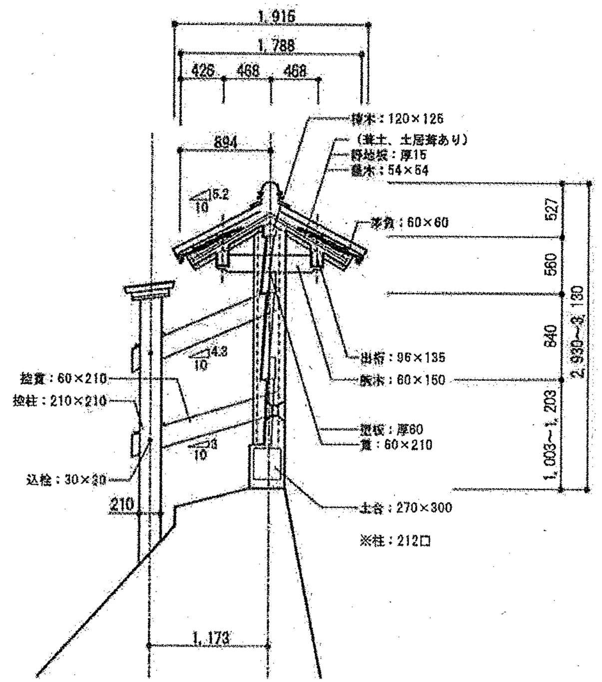
門扉詳細図　S=1/50

名古屋城表二之門

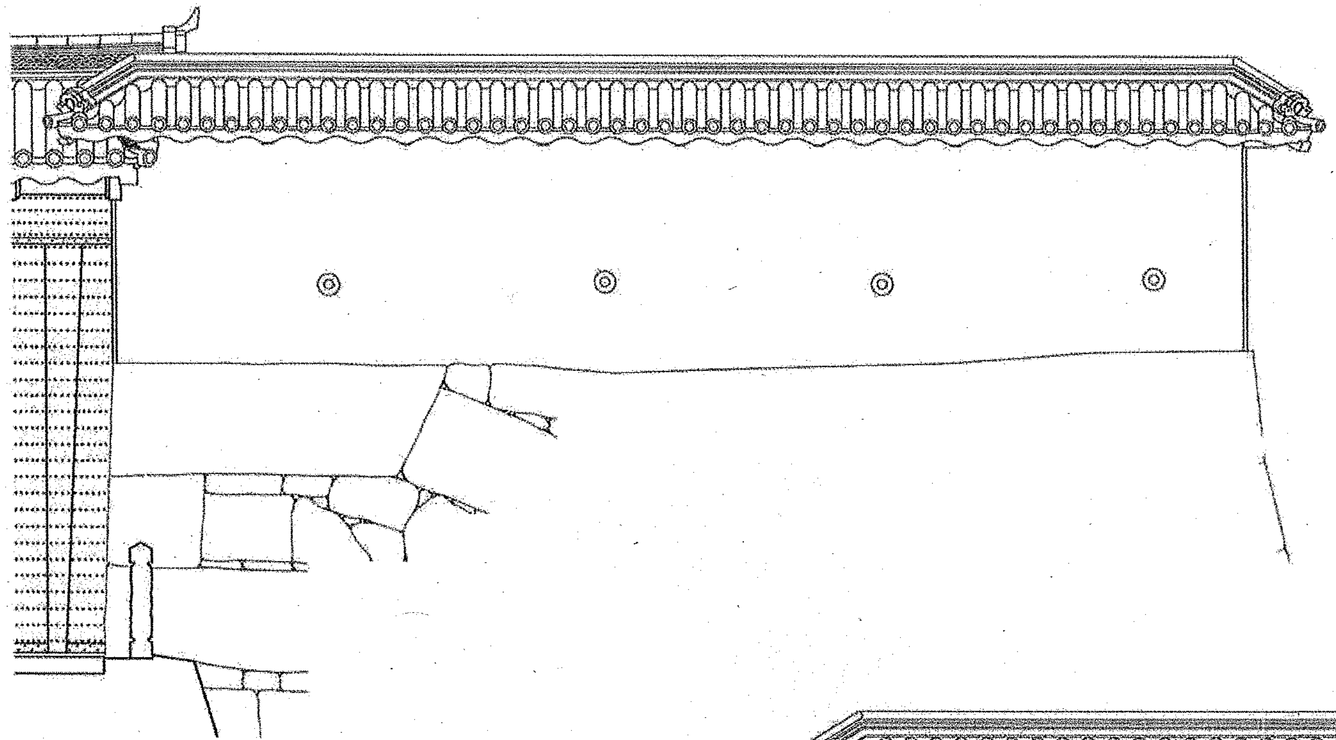


平面図　S=1/100

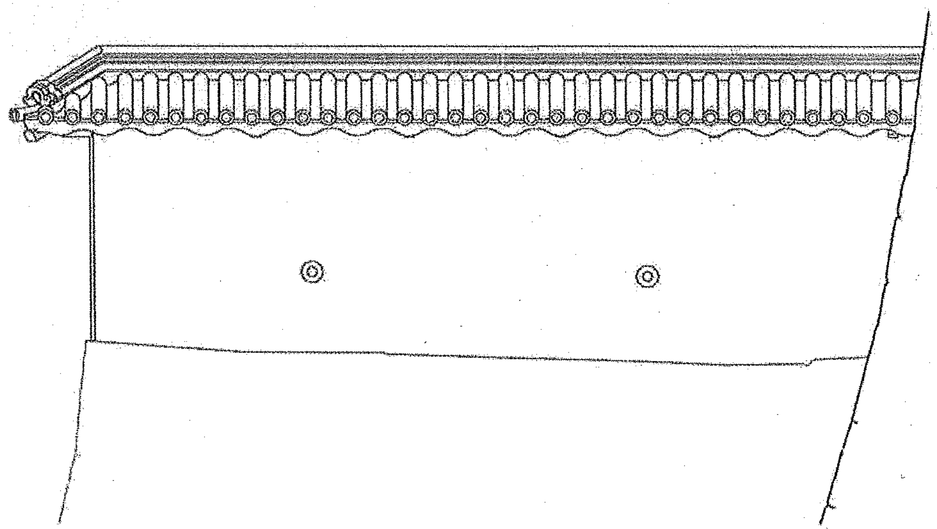
名古屋城表二の門　土塀平面図



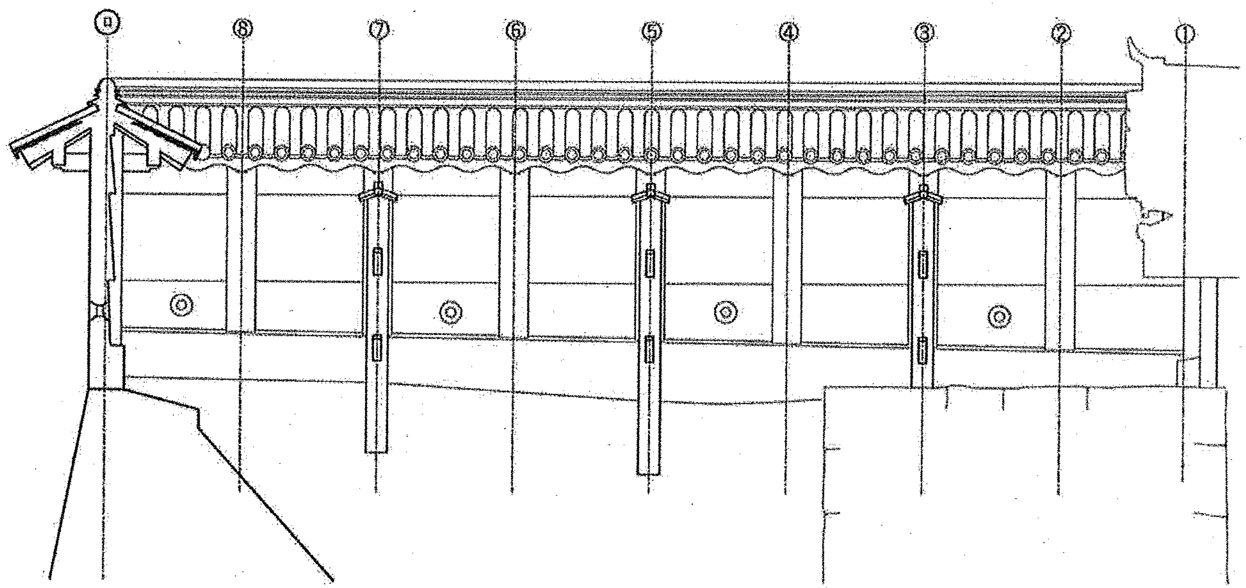
名古屋城表二之門土塀　想定断面設定図



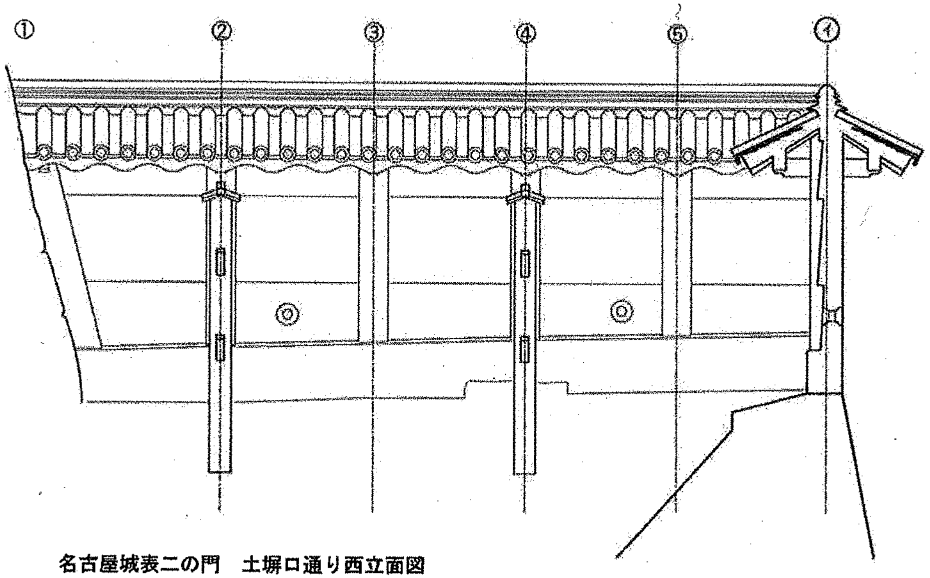
名古屋城表二の門　土塀イ通り南立面図



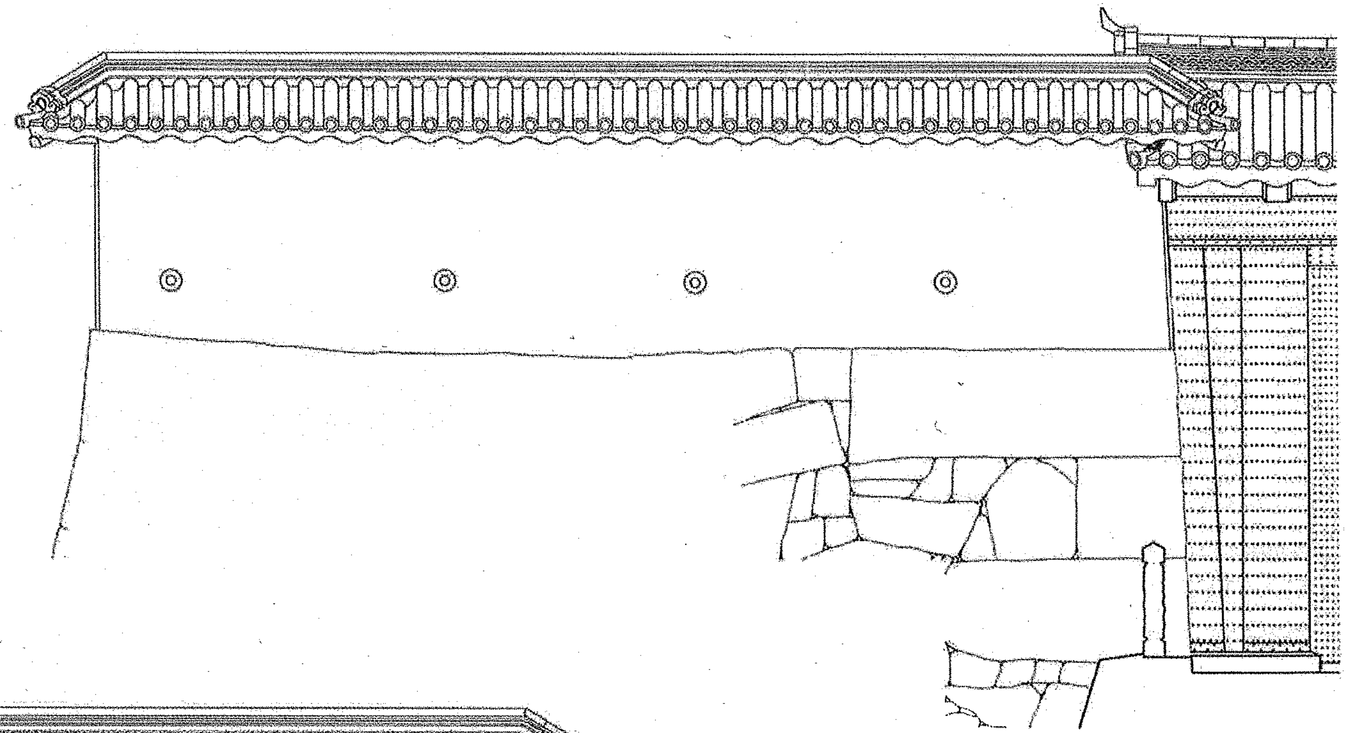
名古屋城表二の門　土塀ロ通り東立面図



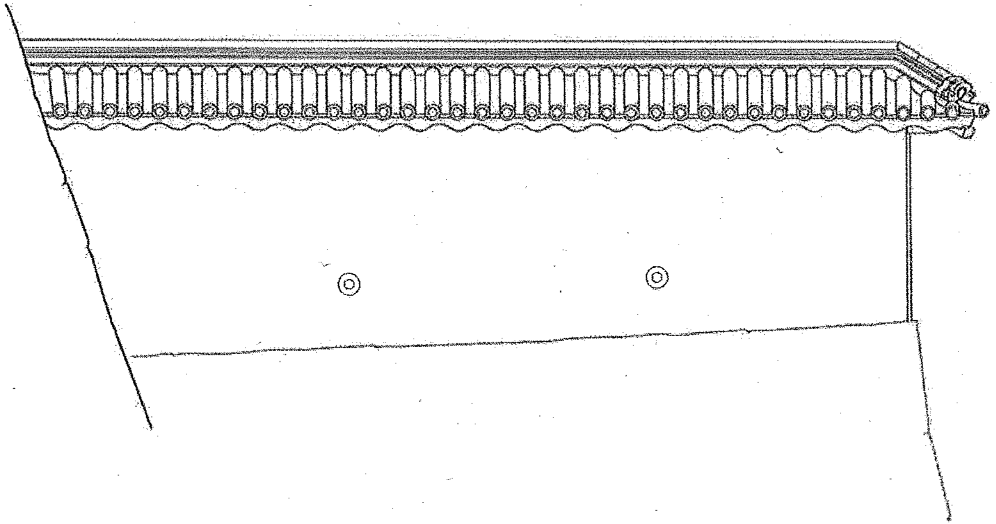
名古屋城表二の門　土塀イ通り北立面図



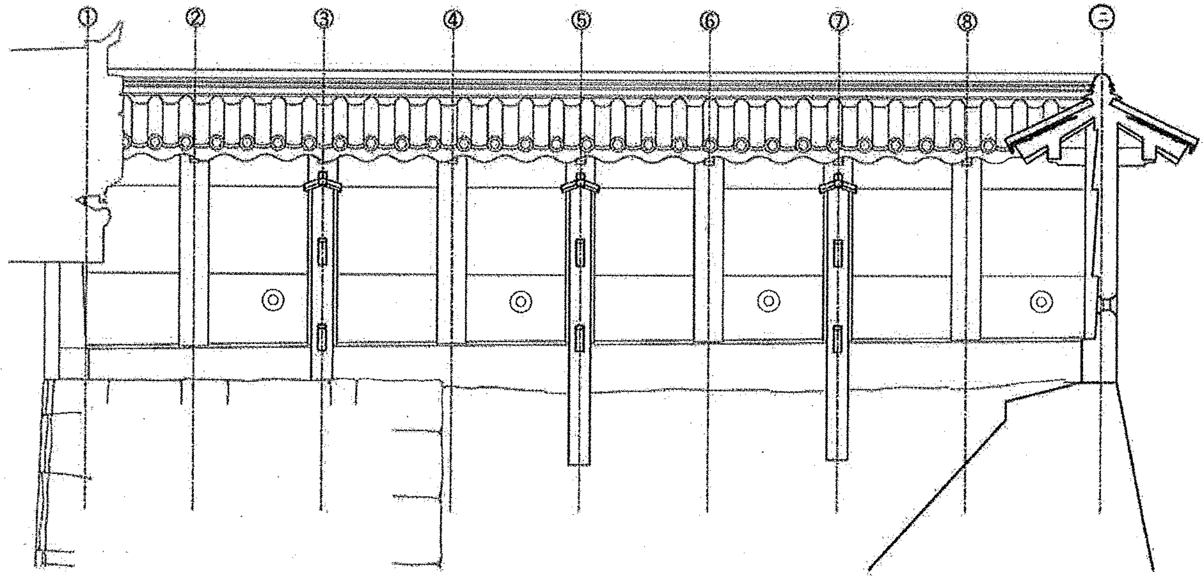
名古屋城表二の門　土塀ロ通り西立面図



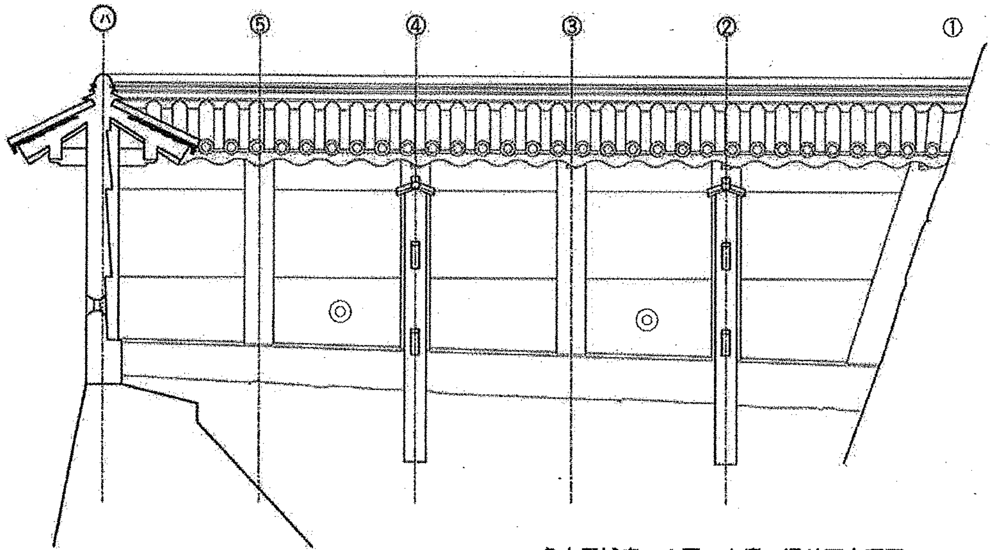
名古屋城表二の門　土塀ハ通り南立面図



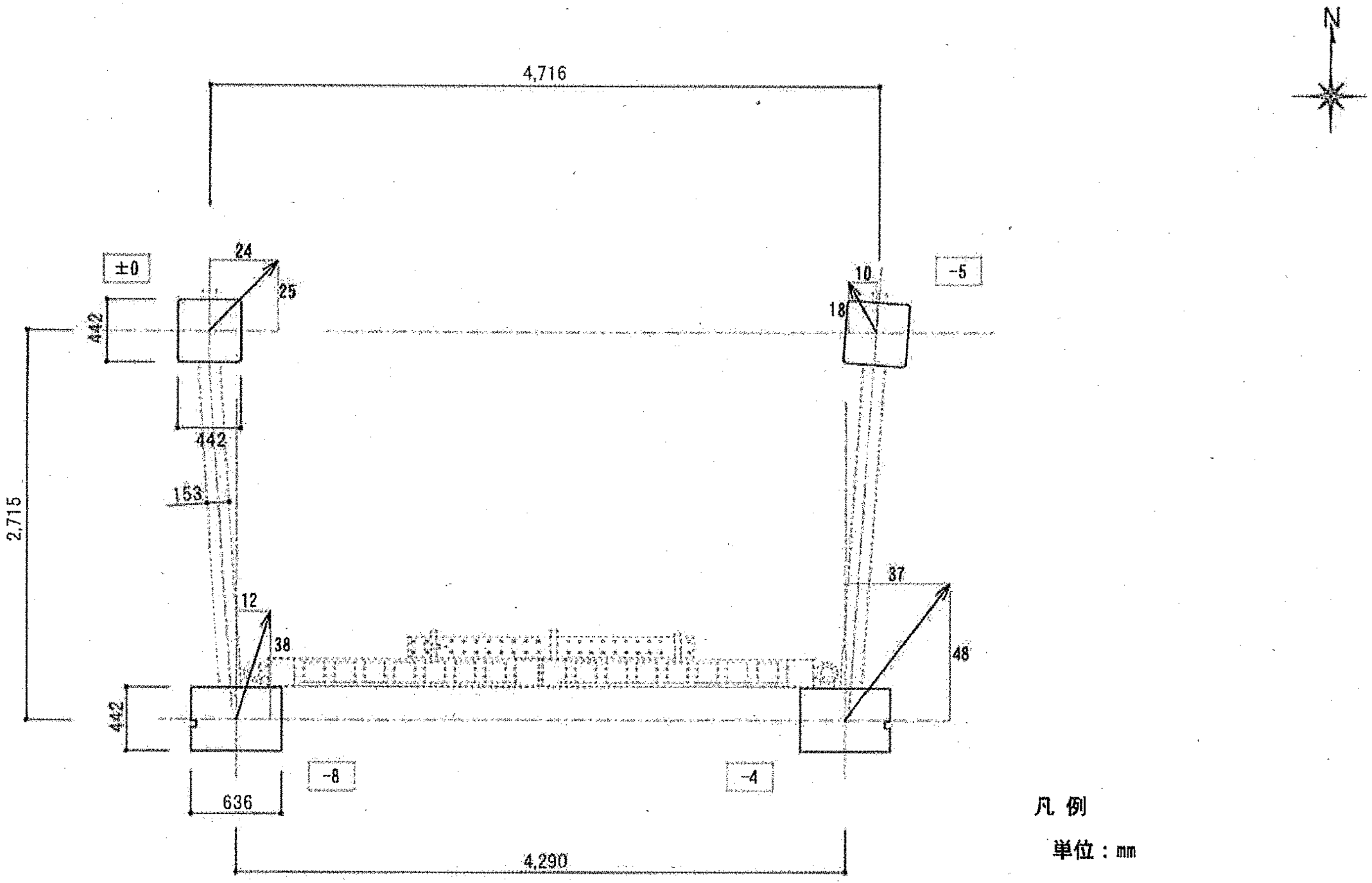
名古屋城表二の門　土塀ニ通り西立面図



名古屋城表二の門　土塀ハ通り北立面図



名古屋城表二の門　土塀ニ通り西立面図



凡 例

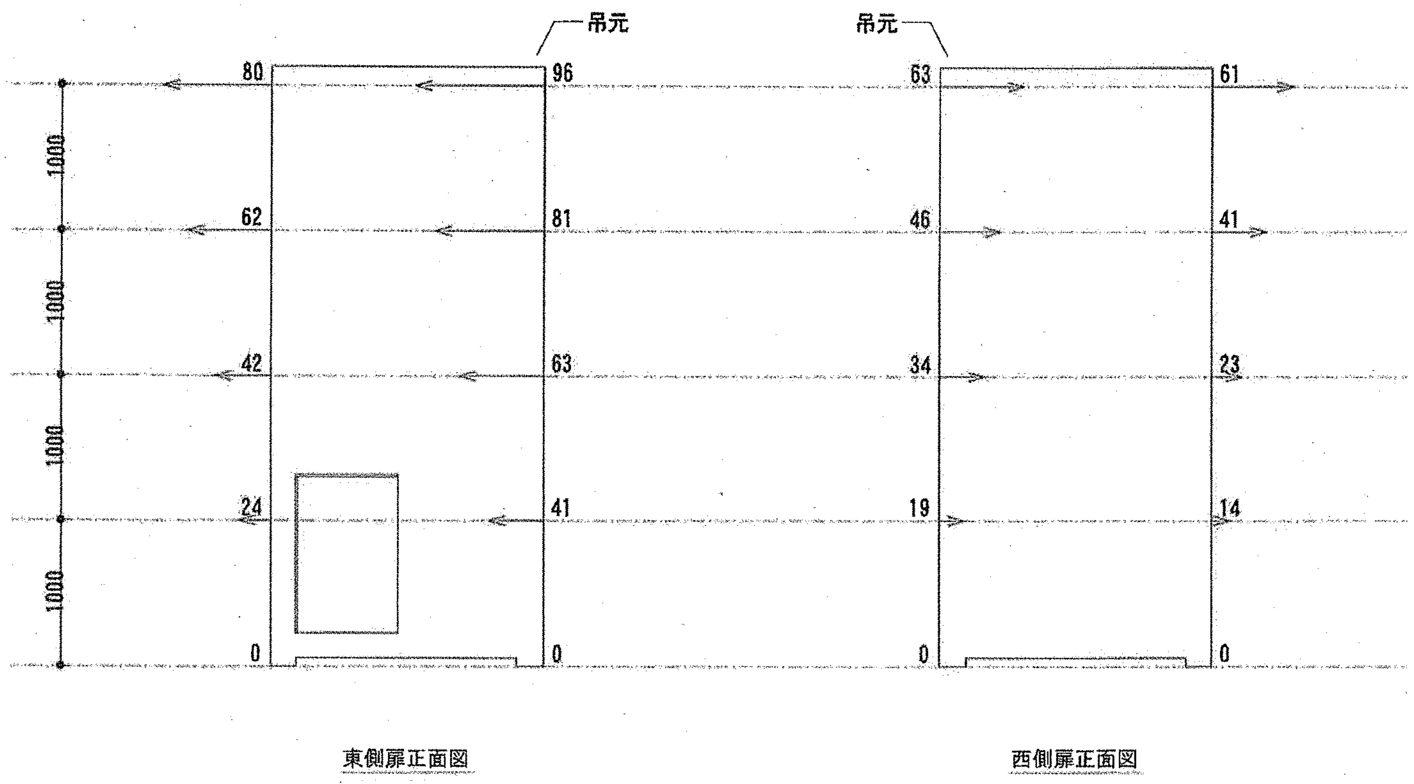
単位：mm

-4　柱不陸値　筋違上貫の下端を基準とする

←　柱傾斜　地盤面より4,000mm付近での傾斜

扉傾斜状況調査図　1/50

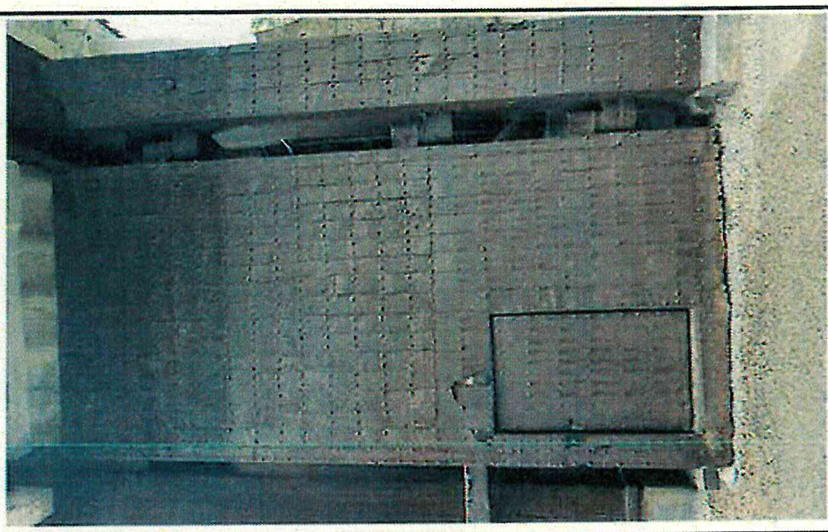
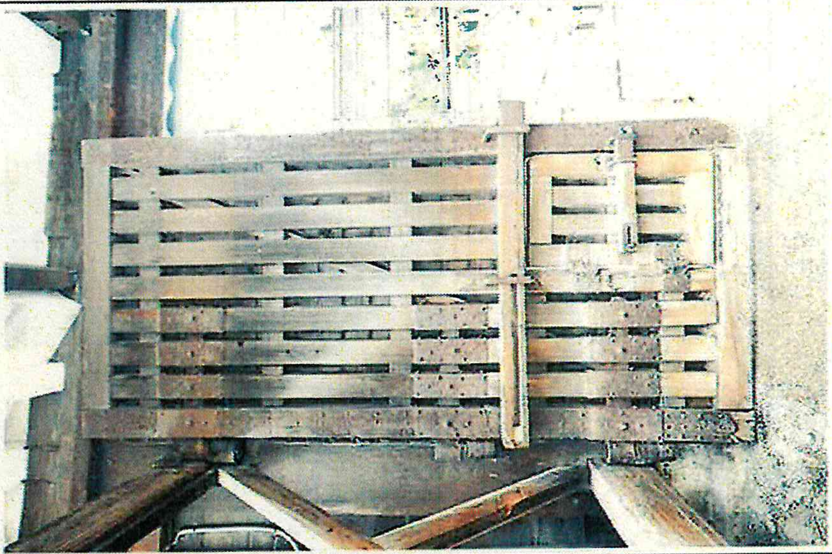
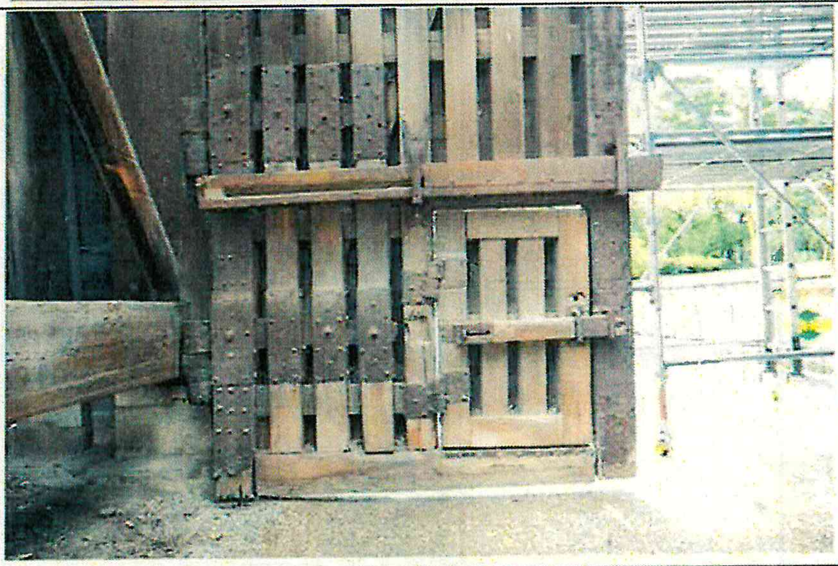
※傾斜図は実寸の40%で表記

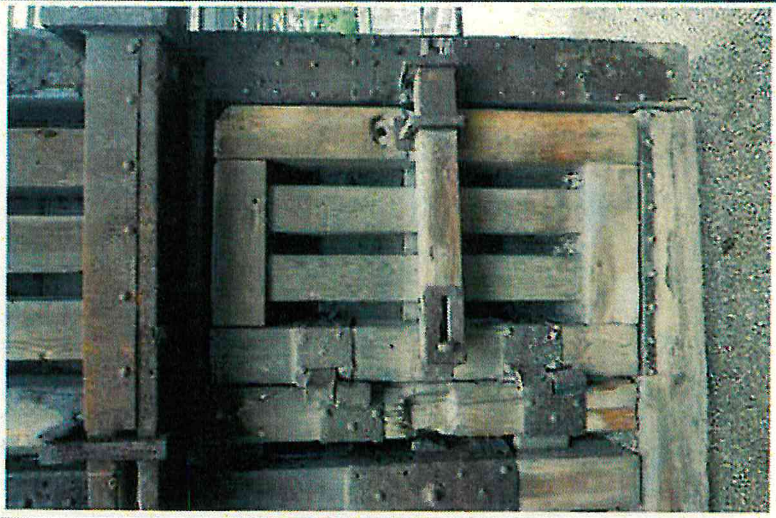
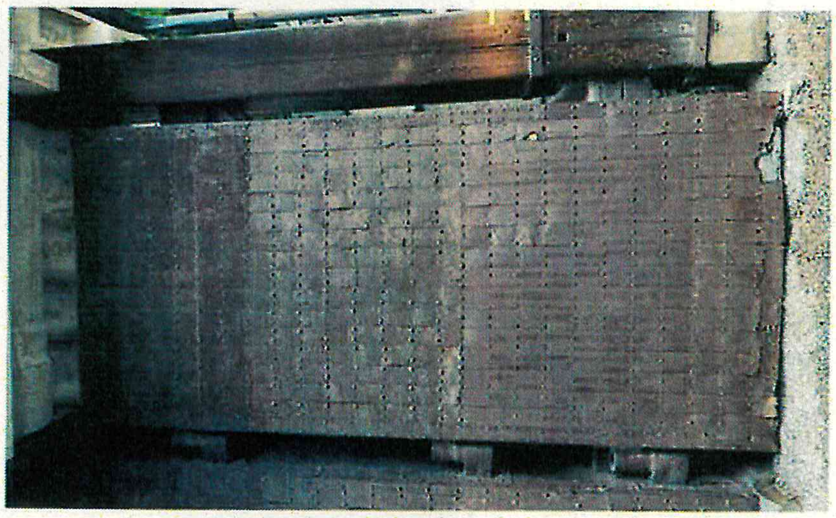
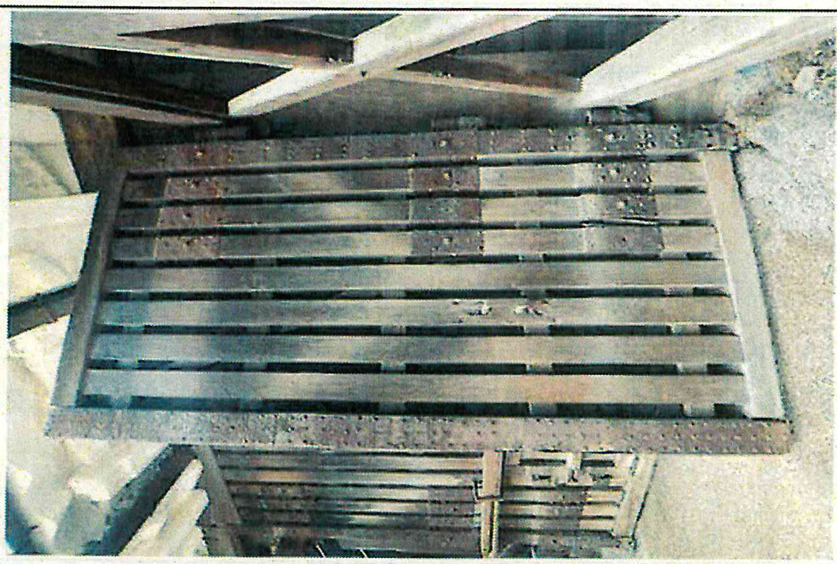


吊元
吊元
80
96
63
61
62
81
46
41
42
63
34
23
24
41
19
14
0
0
0
0
1000
1000
1000
1000
東側扉正面図
西側扉正面図

扉傾斜状況調査図

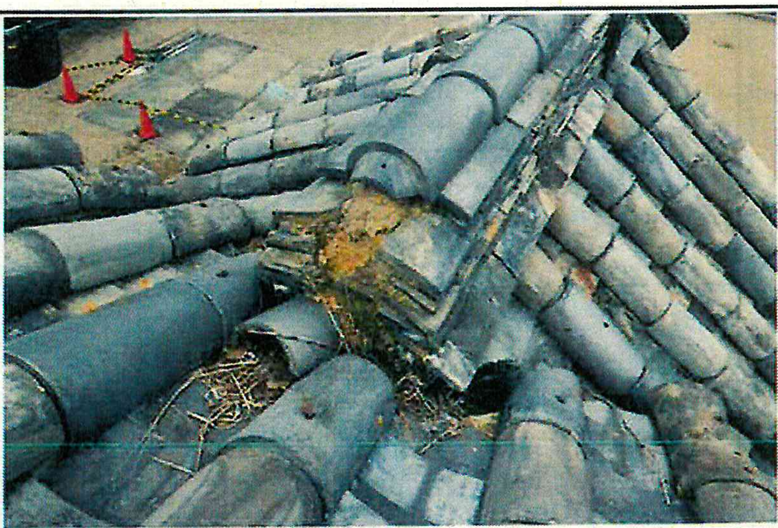
表門 正面外観 南より見る	
表門 背面外観 北より見る	
表門 全景 北西より見る	

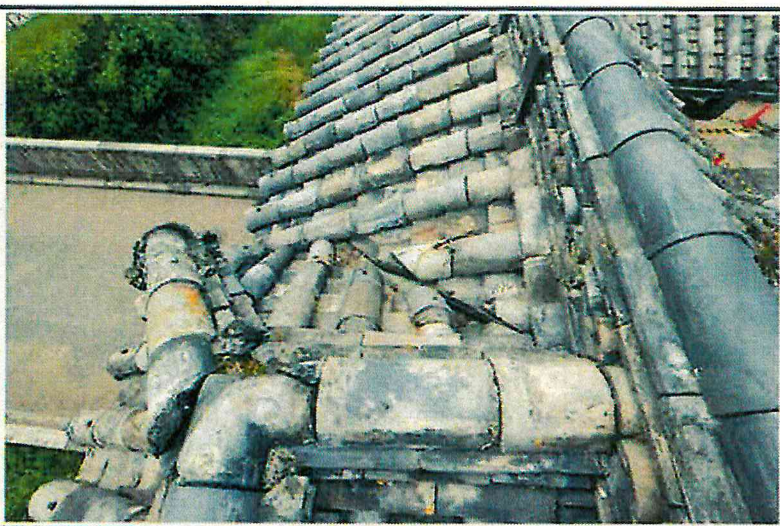
<table>
<tr><td>表門</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>東側大扉
（正面側）</td></tr>
<tr><td>戸先が垂下し、框下端が地盤面に接している。
筋金は各所で破損。</td></tr>
<tr><td>表門</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>東側大扉
（内側）</td></tr>
<tr><td>全景</td></tr>
<tr><td>表門</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>東側大扉下部</td></tr>
<tr><td>下框下面の摩耗、縦框下端、下框仕口の破損</td></tr>
</table>

表門 潜戸 各所に切削跡、軽度の蟻害	
表門 西側大扉 （正面側） 建具下部筋金の破損	
表門 西側大扉 （内側） 吊元の狂いのため全開しない	

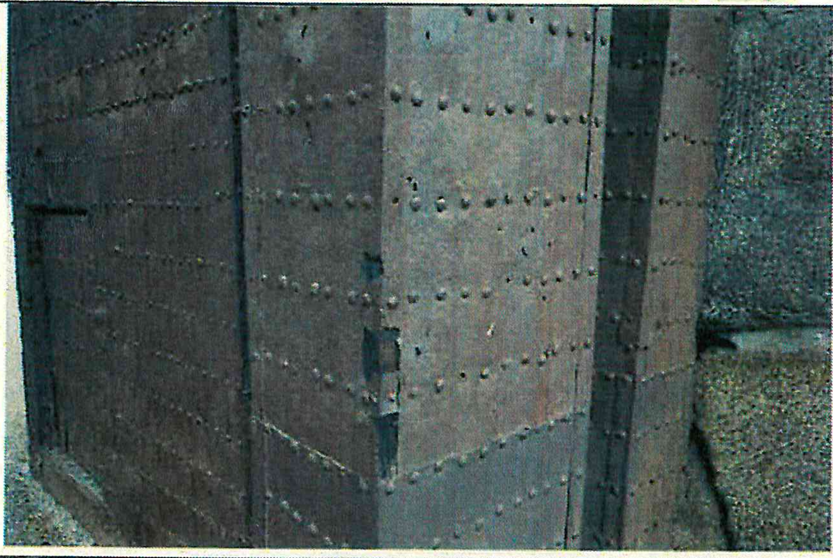
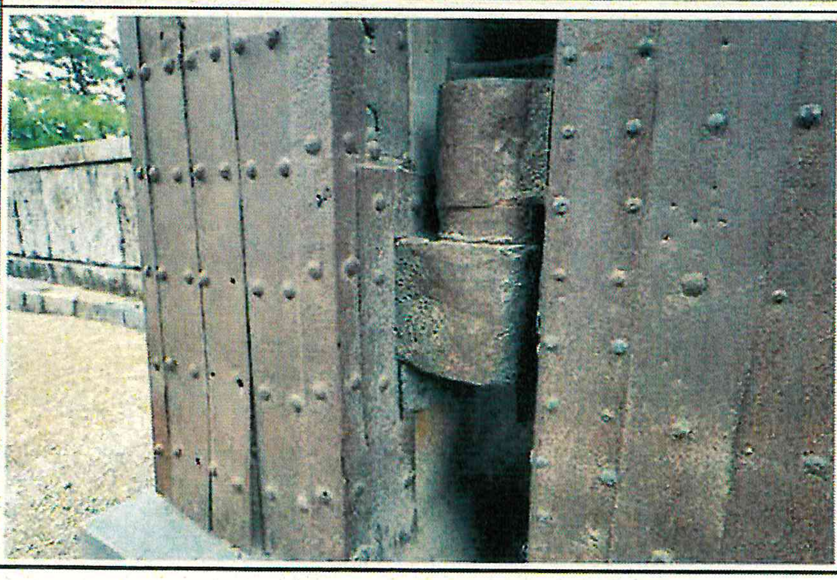
表門 西側控え柱 柱下部は石材で根継、下方の帯鉄は破損して弛緩	
表門 鏡柱礎石 基部から上方 20 cmまで柱と同大で礎石を作り出す仕様とする。	
表門 東側上貫 側面に浅い切削痕あり	

表門 南面屋根全景 東より見る	
表門 北面屋根全景 東より見る 丸瓦の葺足弛緩	
表門 東側控え屋根 棟側面帯漆喰欠失 平瓦の割損	

表門 東側控え屋根 棟尻の小口漆喰欠失、葺土の流出、谷附近に有機物の体積	
表門 東側控え屋根谷部 瓦の割損、凍害	
表門 西側控え屋根 棟尻小口漆喰の破損、谷際瓦の乱れ	

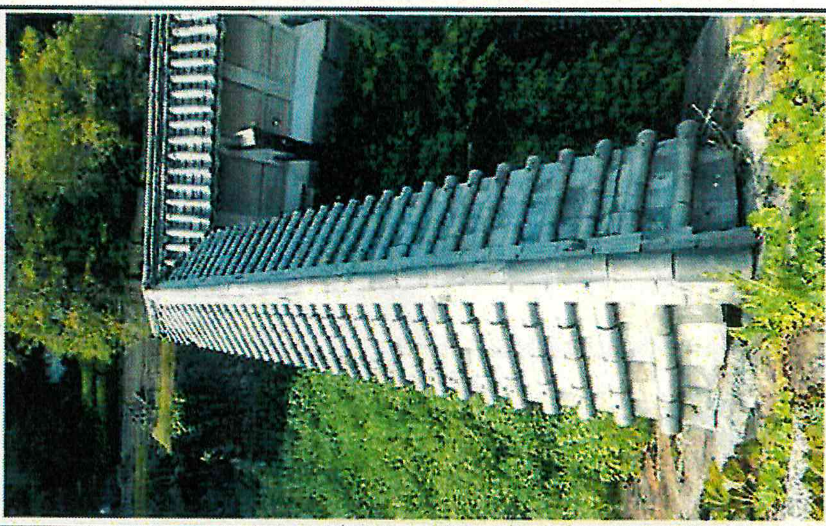
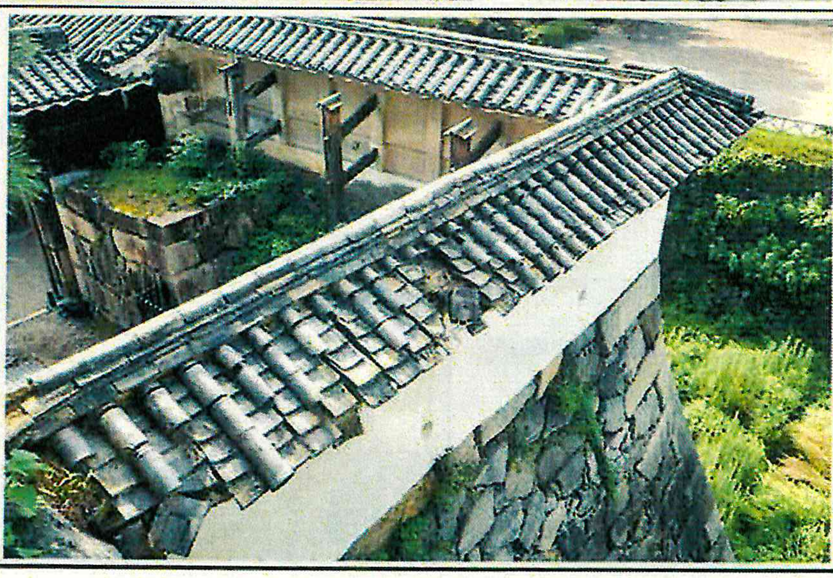
表門 東側土塀際 谷周囲の瓦の乱れ、土塀隅降雁振瓦の転倒、同鬼影盛漆喰の劣化	
表門 西側土塀際 棟頂部の破損	
表門 西側妻破風 漆喰の劣化、下地木部の露出	

表門 西側破風下 土塀側軒裏の破損	
表門 正面軒先 漆喰の劣化	
表門 西側控え屋根軒裏 漏水による軒先の破損	

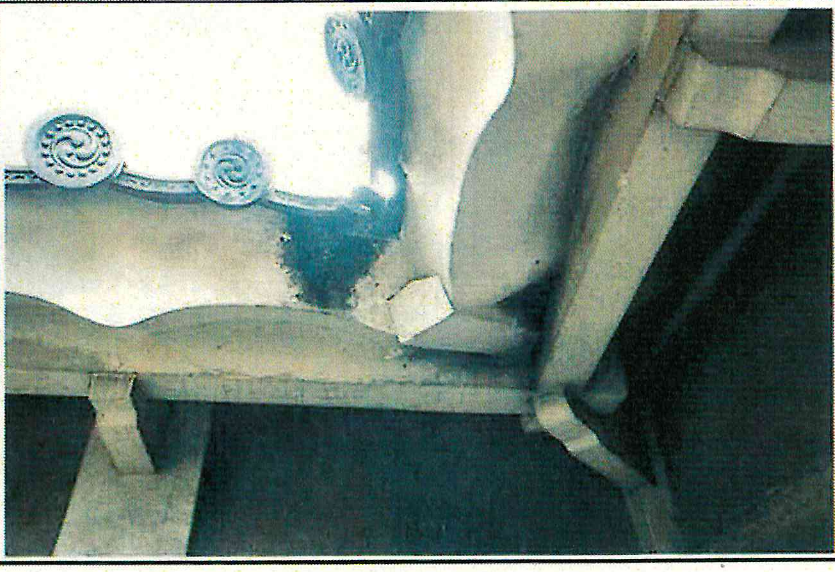
<table>
<tr><td>表門</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>冠木下端、楣背面</td></tr>
<tr><td>軒樋からの漏水による筋金の腐食、木部の劣化
錆の発錆は冠木廻りが著しい。</td></tr>
<tr><td>表門</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>東側鏡柱</td></tr>
<tr><td>筋金の破損、鋲釘の欠損（各所にあり）</td></tr>
<tr><td>表門</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>西側鏡柱背面</td></tr>
<tr><td>筋金下部の撓み、背面筋金の腐食</td></tr>
</table>

土塀（西側）	
南面全景 1	
南より見る 雁振瓦、台熨斗、軒丸瓦の欠損、軒先の破損	
土塀（西側）	
南面全景 2	
南東より見る	
土塀（東側）	
全景 1	
南より見る 熨斗、丸瓦の欠損多数、軒漆喰塗の破損	

土塀（東側） 全景 2 南西より見る	
土塀（西側） 北側全景 北より見る	
土塀（東側） 屋根全景 1 西より見る 南面（右側）の劣化が顕著	

<table>
<tr><td>土塀(東側)</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>屋根全景 2</td></tr>
<tr><td>堀側も葺替されているが、丸瓦にずれが生じている。</td></tr>
<tr><td>土塀(西側)</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>屋根全景 1</td></tr>
<tr><td>南面堀側(左側)の破損が顕著</td></tr>
<tr><td>土塀(西側)</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>屋根全景 2</td></tr>
<tr><td>瓦の破損は深刻な状況</td></tr>
</table>

土塀（西側） 棟出隅部分 棟瓦の割損、鬼裏影盛の劣化	
土塀（西側） 北面（枡形内）全景 控柱の設置状況。近年施工のものを除き、腐朽が著しい。控貫、控柱とも、補修は継手を設けて補修している。	
土塀（西側） 表門西側破風際 漏水による軒裏の破損	

<table>
<tr><td>土塀（東側）</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>表門東側破風際</td></tr>
<tr><td>塗籠部の割損が著しい。</td></tr>
<tr><td>土塀（西側）</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>折曲り入隅軒裏</td></tr>
<tr><td>谷からの漏水が拡大、軒先を大きく破損</td></tr>
<tr><td>土塀（東側）</td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>折曲り入隅軒先</td></tr>
<tr><td>谷部分の漏水あり</td></tr>
</table>

土塀(西側) 北側石垣際 部分修理が繰り返されている。棟木下端の割損が顕著。	
土塀(東側) 北側石垣際 石垣際の土が流出	
土塀(西側) 控え貫下端 控え貫は柱より金物で引き付けている(全箇所共通)。貫附近の漆喰割れや補修痕跡が各所にあり。