国登録有形文化財生沼家住宅等耐震診断

耐震診断結果報告書

令和　3年

栃木県上三川町

診断結果の概要

対象施設	施設名 母屋	所在地 栃木県上三川町大字上三川4978番地1外
	建設年次 大正3年(改築)	規模･面積 木造2階建て，延べ床面積288.94㎡
	資料　意匠図　構造図　構造計算書　地盤調査資料 無　無　無　有	

建物の特徴

建物の特徴
- 対象建物は、大正時代に改築された木造2階建ての住宅(一部店舗)である。
- 屋根は瓦葺き、外壁は土塗りの真壁である。内壁も土壁を主体とするが、押し入れ内部等、部分的に板壁が用いられている。

構造的特徴
- 基礎形式は外周部が布基礎、内部は石場建となっている。基礎と柱はアンカーボルト等による接合はされていない。
- 土台は外周部及び主要間仕切り下、内部は石場建である。
- 腐食部分は補修を行う前提で、構造的に影響を及ぼす腐食は無いものとして診断を行う。

実態調査

現地調査結果
- 現地で建物寸法の測定を行い、耐震診断に必要な部材寸法や使用材料の確認を行った。建物内部に水道設備が無いためか、腐食部分は少なかった。
- 2階南面外壁の屋内側で土壁が剥離していることが確認できた。平成23年の東北地方太平洋沖地震時の損傷と思われる。現地において震度5相当の地震に対し、損傷すれど倒壊していないことが確認できた。

強度試験

無

試験方法		番号	X	σ_{n-1}	n	設計基準強度	診断採用強度

診断の方針

診断の方針
- 診断方法は精密診断(限界耐力計算)とし、上部構造評点の判定値は1.00とする。これに不足するときは補強提案をおこなう。

使用ソフト
- 仕様ソフトは無し

主な計算仮定
- 限界変形は1/15とする。層間変形が1/15に達しない時点で急激な耐力低下がみられる場合は安全限界変形角を修正する。

診断結果

評点=1.00	方向	階	指標	ゾーニング					判定
診断結果	X			全体					
			評点	0.24	×				倒壊する可能性が高い
	Y			全体					
			評点	0.30	×				倒壊する可能性が高い

X方向	X方向:壁耐力が不足しており倒壊する可能性が高い結果となっている。
Y方向	Y方向:壁耐力が不足しており倒壊する可能性が高い結果となっている。
その他	

業務委託名称　：　国登録有形文化財生沼家住宅等耐震診断業務委託

施　設　名　：　母屋

耐震診断業務　報告書(概要版)

令和 3年 3月 19日

目　次

§１．母屋耐震診断

１．一般事項

１－１　建物概要　・・・・・・・概要- 1

１－２　建築図　・・・・・・・概要- 2

３．耐震診断方針　・・・・・・・概要- 7

７．限界耐力計算結果　・・・・・・・概要- 10

９．所見　・・・・・・・概要- 13

§３．補強設計

１．耐震改修の方針　・・・・・・・概要- 14

３．補強提案平面図　・・・・・・・概要- 15

５．限界耐力計算結果　・・・・・・・概要- 17

６．改修後の耐震性評価　・・・・・・・概要- 21

§1、母屋耐震診断
1、建物概要

1-1. 建物概要

(1) 建物概要

委託業務名　：国登録有形文化財生沼家住宅等耐震診断業務委託(母屋・店舗)

所在地　：栃木県河内郡上三川町4978番地1外

竣工年月日　：大正　3　年　(改築)

構造・規模　：梁間方向・桁行方向ともに木造軸組み工法(伝統的木造建築物)
2階建て

床面積　：2階　92.74　㎡　、　1階　196.20　㎡　(店舗含む)　(図面より算定した診断用の面積である)

階　高　：軒高　8.040　m　　2階　3.270　m　　1階　4.770　m

地盤種別　：第2種地盤　　(地域係数:Z＝1.0)

基礎種別　：コンクリート造(曳家後)

積雪区分　：　一般地域　　34　　cm

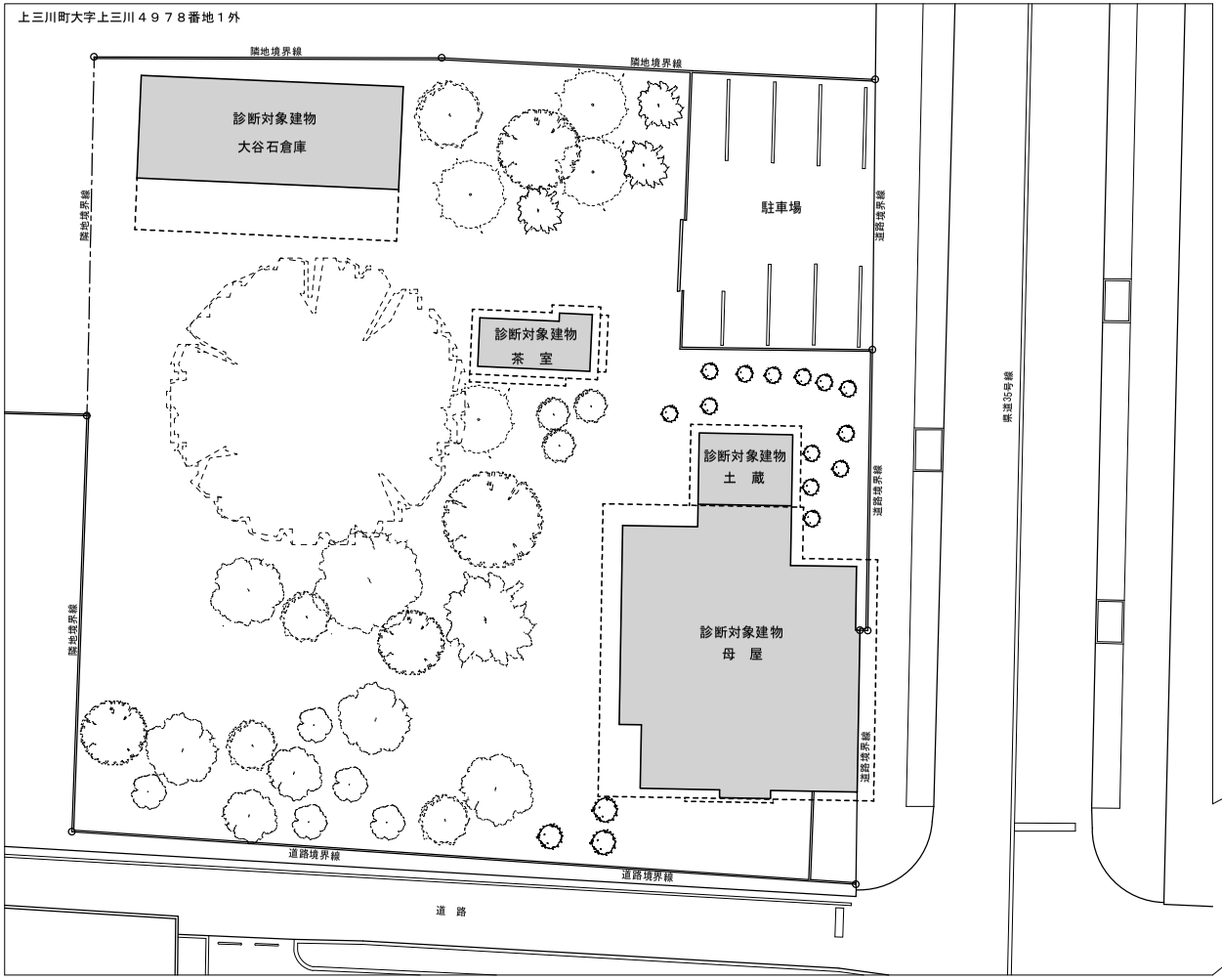
図面等の有無　：意匠図・構造図無し

各部構造

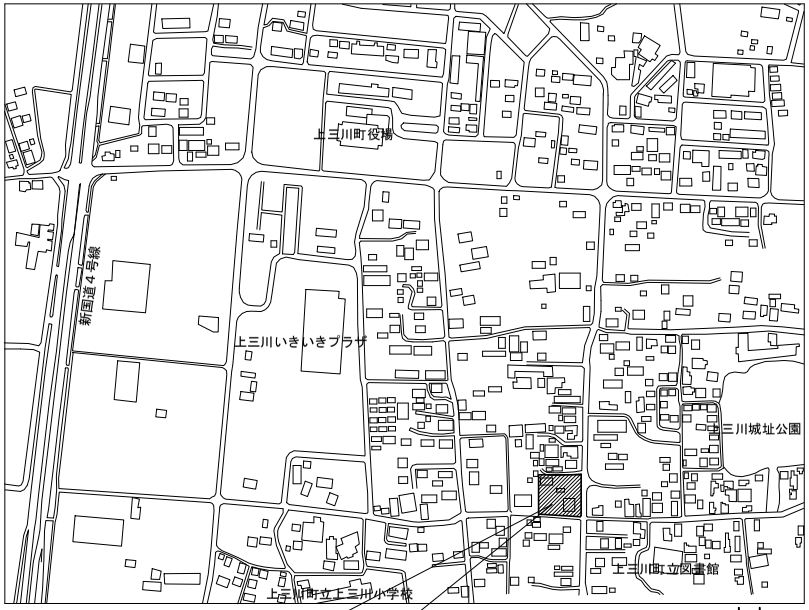
(1)	屋根	瓦葺き		
(2)	屋根勾配	5.0 寸		
(3)	基礎形式	コンクリート造(布基礎)		
(3)	柱頭柱脚接合部の仕様	長ほぞ差し込栓うち	短期許容引張耐力	KN
			短期許容引張耐力	KN
			短期許容引張耐力	KN
(4)	柱－横架材接合部の仕様		短期許容引張耐力	KN
			短期許容引張耐力	KN
(5)	屋根下地仕様	杉板(厚15mm以上、垂木45×45@455以下)		
(6)	外壁	土壁漆喰仕上(一部板張り)		
(7)	内壁	土壁漆喰仕上(一部板張り)		
(8)	軸組	柱:135×135(桧)		
		桁:110×170(松)		
		梁:120×230(松)		

使用木材の基準強度・基準弾性係数(ヤング係数)

分類		樹種	等級 (製材) 強度等級 (集成材)	基準強度(N/mm²) Fc	Ft	Fb / Fbx-x / Fby-y	Fs	Fcv	基準弾性係数(ヤング係数)KN/mm² E_0		$E_{0.05}$	
									Ec_0 / Et_0	Eb_0	$Ec_{0.05}$ / $Et_{0.05}$	$Eb_{0.05}$
製材	無等級	杉	—	17.7	13.5	22.2	1.8	6.0	7.0		4.5	
		桧	—	20.7	16.2	26.7	2.1	7.8	9.0		6.0	
		松	—	22.2	17.7	28.2	2.4	9.0	10.0		6.5	



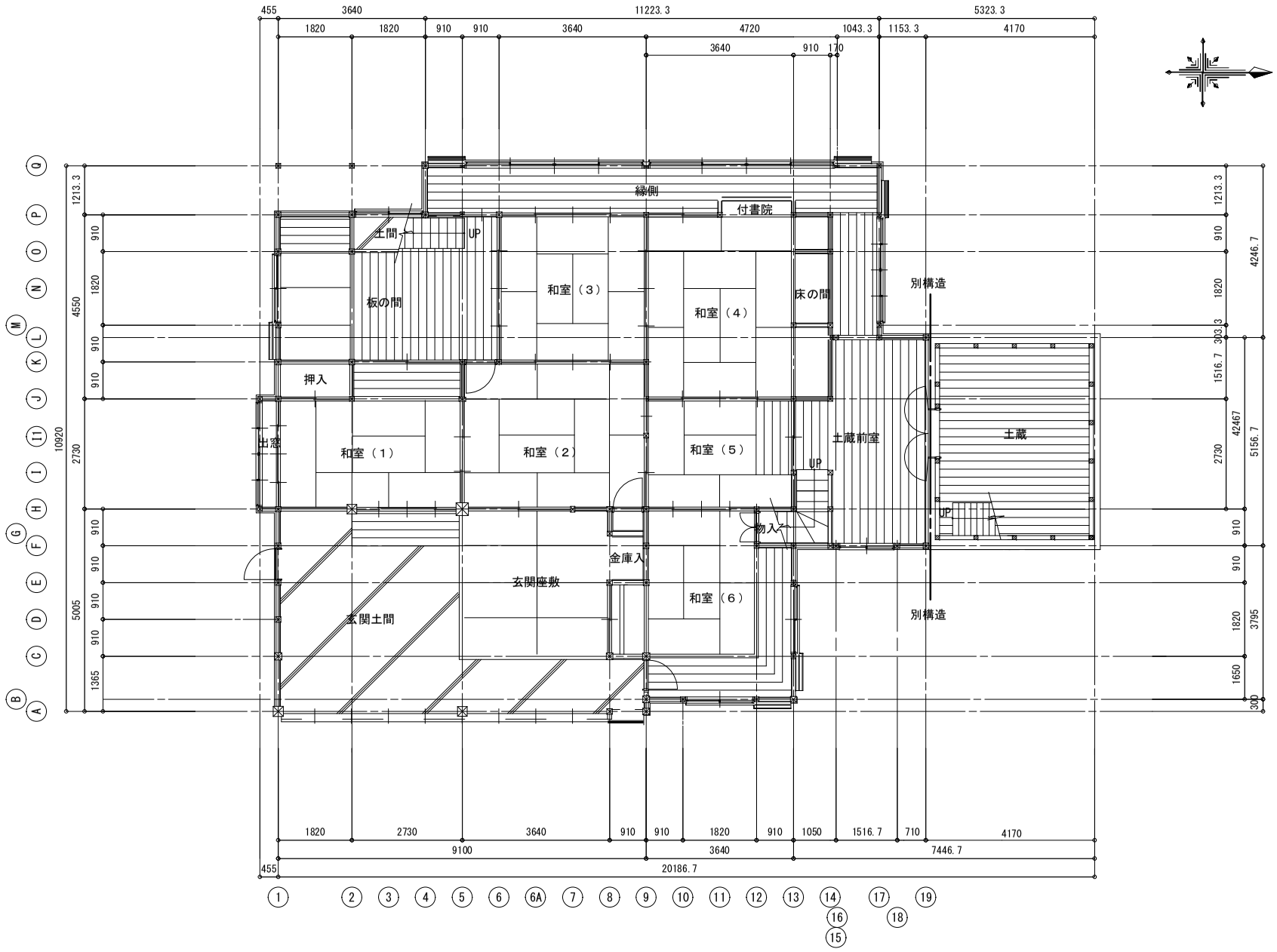
配置図 縮尺 1/300



案内図

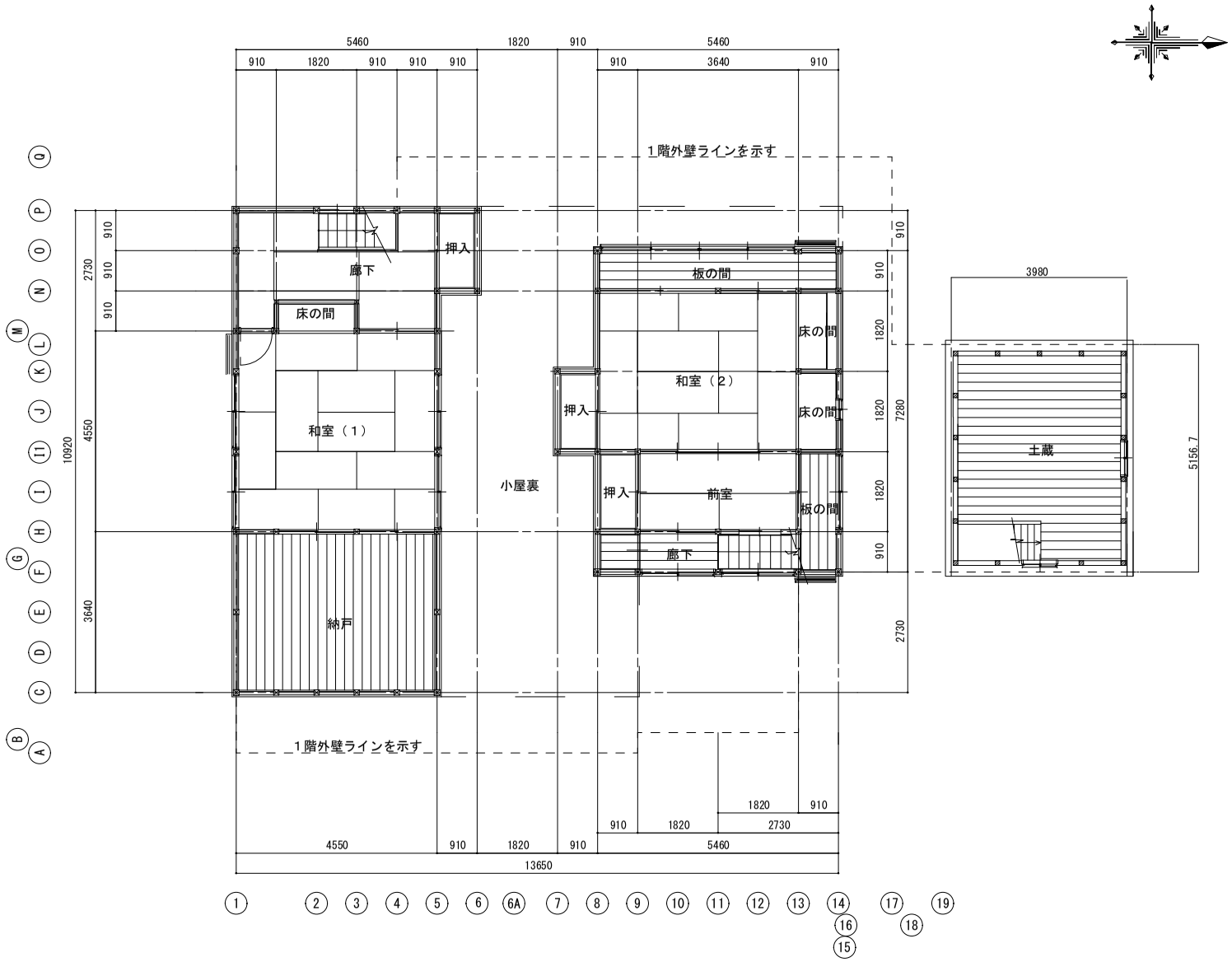
1-2、建築図

概要-2



1階平面図　S=1:100

概要-3


1階外壁ラインを示す
廊下
押入
床の間
和室（１）
納戸
小屋裏
板の間
床の間
和室（２）
押入
床の間
押入
前室
板の間
廊下
土蔵
3980
5156.7
1階外壁ラインを示す
5460
1820
910
5460
910
1820
910
910
910
910
3640
910
910
910
910
910
2730
910
910
1820
1820
7280
1820
910
10920
4550
3640
2730
4550
910
1820
910
5460
13650
1820
910
910
1820
2730
A
B
C
D
E
F
G
H
I
J
K
L
M
N
O
P
Q
1
2
3
4
5
6
6A
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19

２階平面図　S=1:100



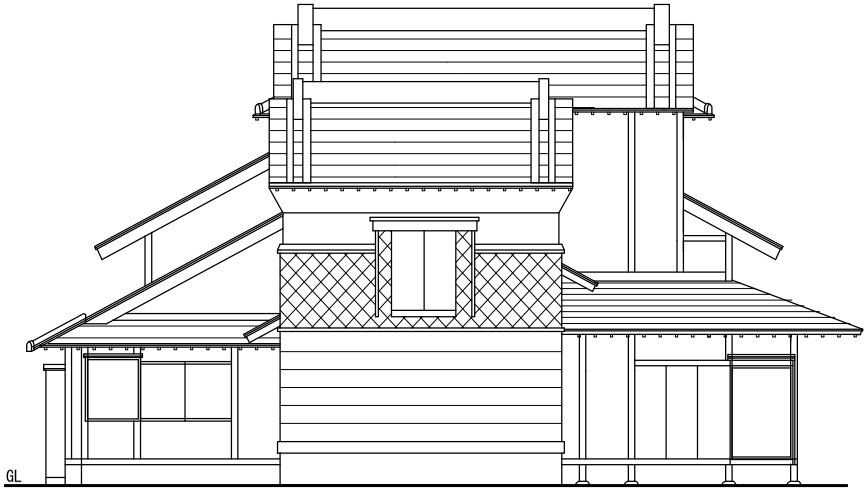
西側立面図　S=1:100



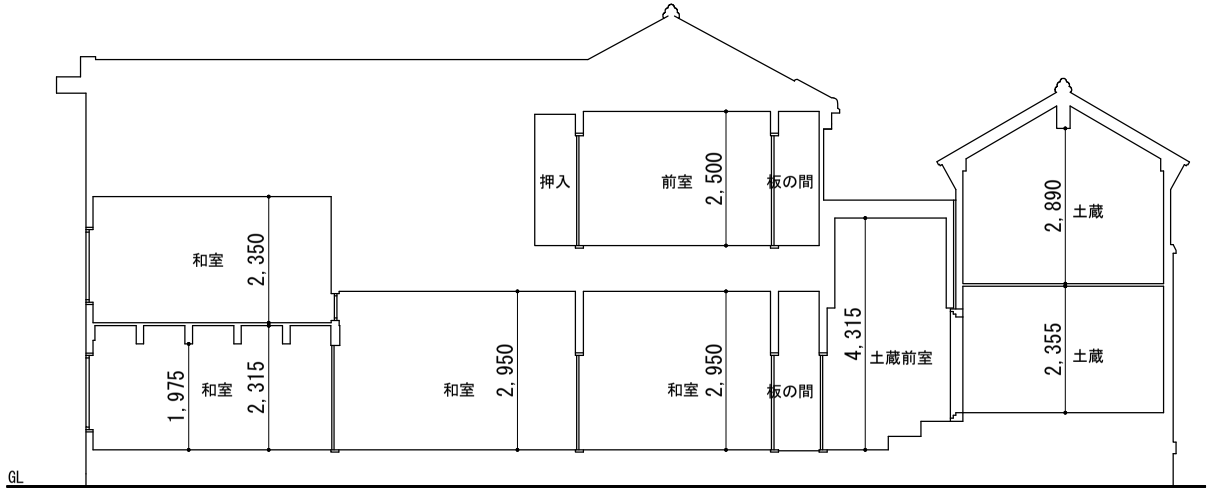
南側立面図　S=1:100



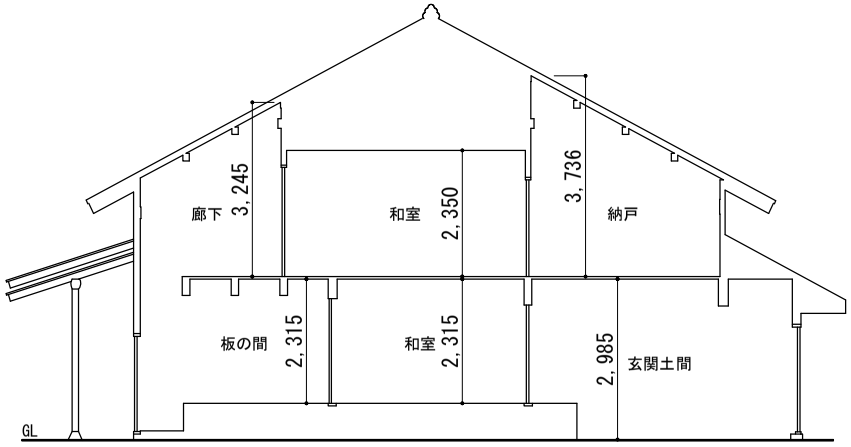
東側立面図　S=1:100



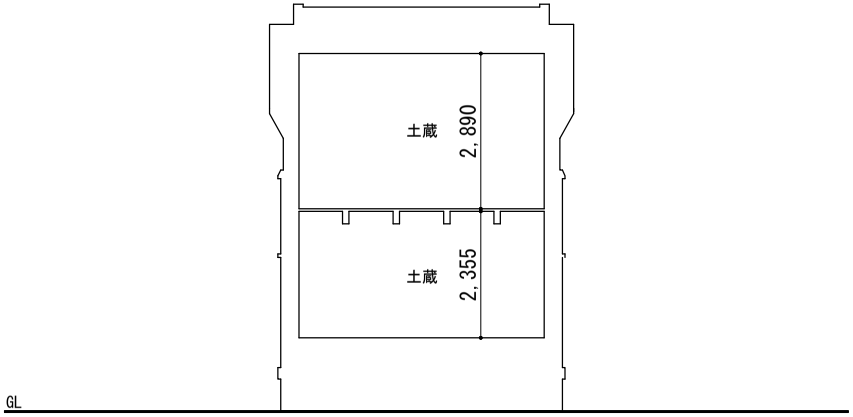
北側立面図　S=1:100



母屋・土蔵断面図（1）　S=1:100



母屋断面図（2）　S=1:100



土蔵断面図（2）　S=1:100

３、耐震診断方針

１）　準拠する指針・基準

指針

『重要文化財（建造物）耐震診断指針』
『重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引』
『重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領』
『伝統的木造建築物の耐震設計法に関する研究』
『木造住宅の耐震診断と補強方法/一般財団法人　日本建築防災協会 2012 年改訂版』
『木質構造設計基準・同解説/日本建築学会』

参考文献

『木質構造接合部設計マニュアル/日本建築学会』
『建築物荷重指針・同解説/日本建築学会』
『限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針･同解説/日本建築学会』
『大阪府木造住宅の限界耐力計算による耐震診断・耐震改修に関する簡易計算マニュアル』

２）　診断方針

耐震診断対象建物は、大正 3 年に改築された木造軸組構造（柱に貫を掛け渡した伝統的な貫構造）2 階建て床面積 288.94 ㎡（店舗含む）の住宅で、現在までに 107 年以上が経過している建物で、国登録有形文化財の建物でもある。現地調査を詳細に行い、現行法規との適合性を確認し、耐震性を評価する。

診断は「上部構造の耐力の診断」を目的として限界耐力計算に基づく耐震性能の評価を行う。

耐震性能の評価法は、地震時の最大応答層間変位角を推定し、求まった最大応答変位角が設定された損傷限界時、安全限界時の設計クライテリアを満足していることを確認する。

耐震診断に際し、土蔵部分の建物は構造上分離をしており耐力は別途評価を行う。又、前記の建物間は EXPJ を設けることを前提として耐震診断を行う。

現地での劣化調査の結果、既存部材に耐力低下を伴う腐朽が確認されているが、耐力低下量を数値化することは困難であることから、腐朽材の修繕を前提として劣化、破損を考慮しない診断とした。

３）　限界耐力計算の解析方針

【解析方法】

上部構造の診断は、変位増分法を用いて解析を行う。解析方法は、

① 弾性時の固有モードを基本とし、非線形を考慮して変位を増分させることにより、各ステップでの変形モードを求める。

② 各ステップの等価剛性 Ke、等価周期 Te、減衰定数ｈと加速度スペクトル Sa から一質点系の応答加速度を求める。

③ 各ステップにおける応答値の値を結んだ線と建物の復元力特性の交点が真の応答値となる。

④ この時の変位が損傷限界・安全限界変位以下であることを確認する。

【耐震性の評価方法】

地震時の損傷限界変位および安全限界変位を設定し、応答変位がそれぞれの限界値を超えないことを確認する。

４）　図面照合

既存図面等は無く、耐震要素の確認については、現地調査結果に基づき診断を行う。

５）　地域地盤条件

表層地盤による加速度増幅率（Gs）の算出方法は、地盤種別（第２種地盤）による方法により算出する。加速度応答スペクトルの調整係数は、建物階数および等価周期に応じて算出する。

昭55建告第1793号第2により、第1種地盤は岩盤、砂質砂礫やこれと同程度の固有周期を有すると認められるもの。第3種地盤は腐植土、泥土その他これに類するもので大部分が構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれを含む。）で、その深さがおおむね３０メートル以上のもの、泥沢、泥海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね３メートル以上であり、かつ、これらで埋め立てられてからおおむね３０年経過していないもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これらと同程度の地盤周期を有するとみとめられるもの。

第2種地盤は、第1種地盤および第3種地盤以外のものとされている。

調査地は表層5m程度を粘性土とし、それ以深が砂礫であるため第2種地盤であると判断できる。

限界耐力計算結果

(1)X方向必要耐力の算出

■ 必要耐力の計算

階		2F	1F	合計
重量	(KN)	788.3	1675.3	2463.6
質量	(t)	80.4	170.9	251.4
階高	(m)	3.12	3.10	6.22
地域	Z	1.00		
地盤	Gs	2種		

■ 準備計算　　復元力特性の作成

R	(rad)	1／120	1／60	1／30	1／20	1／15
Q2	(KN)	148.6	187.4	168.7	159.2	167.3
Q1	(KN)	124.5	169.7	184.3	193.3	198.0
Ke2	(KN/m)	5710	3601	1621	1020	804
Ke1	(KN/m)	4823	3288	1785	1248	959

■ 1質点系への縮約

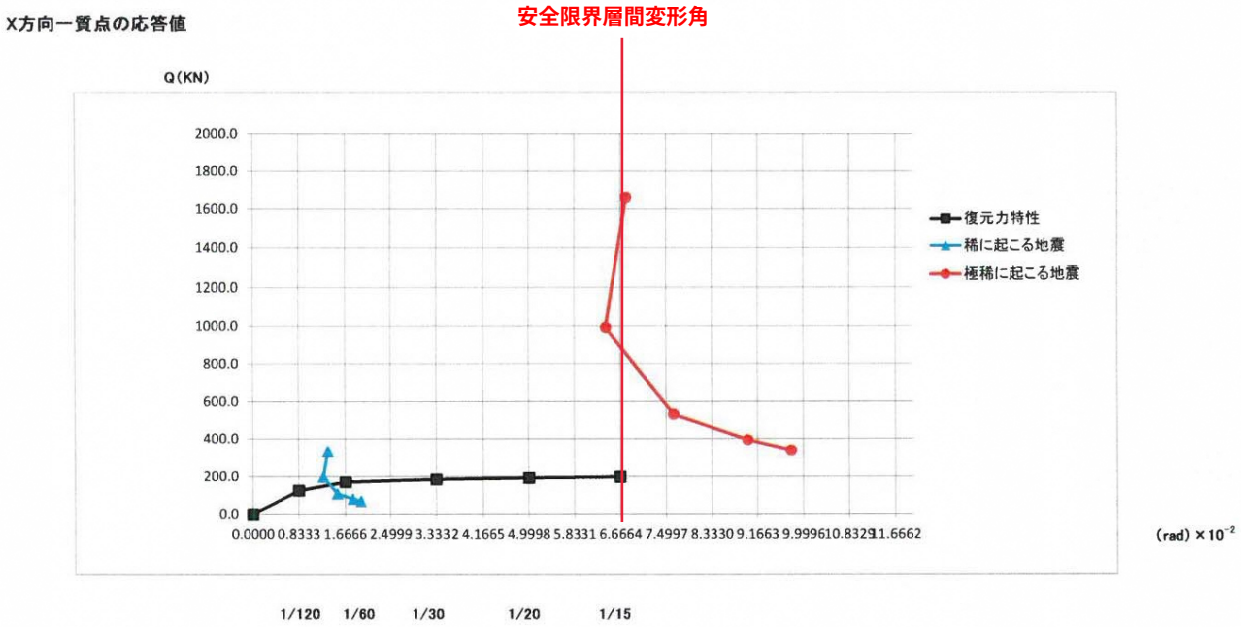
U2／U1		1.324				
δ2	(m)	0.034	0.068	0.137	0.205	0.273
δ1	(m)	0.026	0.052	0.103	0.155	0.207
δ2-δ1	(m)	0.008	0.017	0.033	0.050	0.067
Mu	(t)	246.8	246.8	246.8	246.8	246.8
Δ	(m)	0.029	0.058	0.116	0.174	0.232
Q	(KN)	124.5	169.7	184.3	193.3	198.0
Ke	(KN/m)	4289	2924	1587	1110	853
Te	(sec)	1.31	1.64	2.45	3.09	3.48
ΔW		0.00	3.14	13.48	24.95	36.83
W		1.81	4.93	10.70	16.83	22.99
h		0.05	0.10	0.15	0.17	0.18
Fh		1.00	0.75	0.60	0.56	0.54
He	(m)	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30
p		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
q		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

■ 稀に発生する地震に対する応答値

Sod	(m/s^2)	0.78	0.62	0.42	0.33	0.29
Gs		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_{ad}	(m/s^2)	1.35	0.80	0.43	0.32	0.27
S_Dd	(m)	0.058	0.055	0.066	0.077	0.084
Qnd	(KN)	333.0	197.6	106.3	78.8	67.5
X_R	(rad)	0.0136	0.0128	0.0153	0.0180	0.0196
		1/ 74	1/ 78	1/ 65	1/ 56	1/ 51
X_{R2}	(rad)	0.0687	0.0646	0.0773	0.0909	0.0989
		1/ 186	1/ 197	1/ 165	1/ 140	1/ 129
X_{R1}	(rad)	0.0519	0.0488	0.0583	0.0687	0.0747
		1/ 60	1/ 63	1/ 53	1/ 45	1/ 41

■ 極稀に発生する地震に対する応答値

Sos	(m/s^2)	3.91	3.12	2.09	1.66	1.47
Gs		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_{AS}	(m/s^2)	6.73	4.01	2.15	1.60	1.37
S_{DS}	(m)	0.291	0.275	0.328	0.386	0.420
Qns	(KN)	1660.7	990.4	531.5	393.8	337.5
X_R	(rad)	0.0677	0.0640	0.0763	0.0899	0.0978
		1/ 15	1/ 16	1/ 13	1/ 11	1/ 10
X_{R2}	(rad)	0.3425	0.3239	0.3863	0.4547	0.4946
		1/ 37	1/ 39	1/ 33	1/ 28	1/ 26
X_{R1}	(rad)	0.2586	0.2446	0.2917	0.3433	0.3735
		1/ 12	1/ 13	1/ 11	1/ 9	1/ 8



安全限界層間変形角において、復元力特性が極稀に起きる地震の応答値を下回っているため、極稀に起きる地震時に倒壊する恐れがある。

(2)Y方向必要耐力の算出

■ 必要耐力の計算

階		2F	1F	合計
重量	(KN)	788.3	1675.3	2463.6
質量	(t)	80.4	170.9	251.4
階高	(m)	3.12	3.10	6.22
地域	Z	1.00		
地盤	Gs	2種		

■ 準備計算　　復元力特性の作成

R	(rad)	1／120	1／60	1／30	1／20	1／15
Q2	(KN)	137.0	189.9	179.6	165.4	155.3
Q1	(KN)	171.4	226.4	217.0	211.1	199.7
Ke2	(KN/m)	5266	3649	1725	1059	746
Ke1	(KN/m)	6641	4386	2102	1363	967

■ 1質点系への縮約

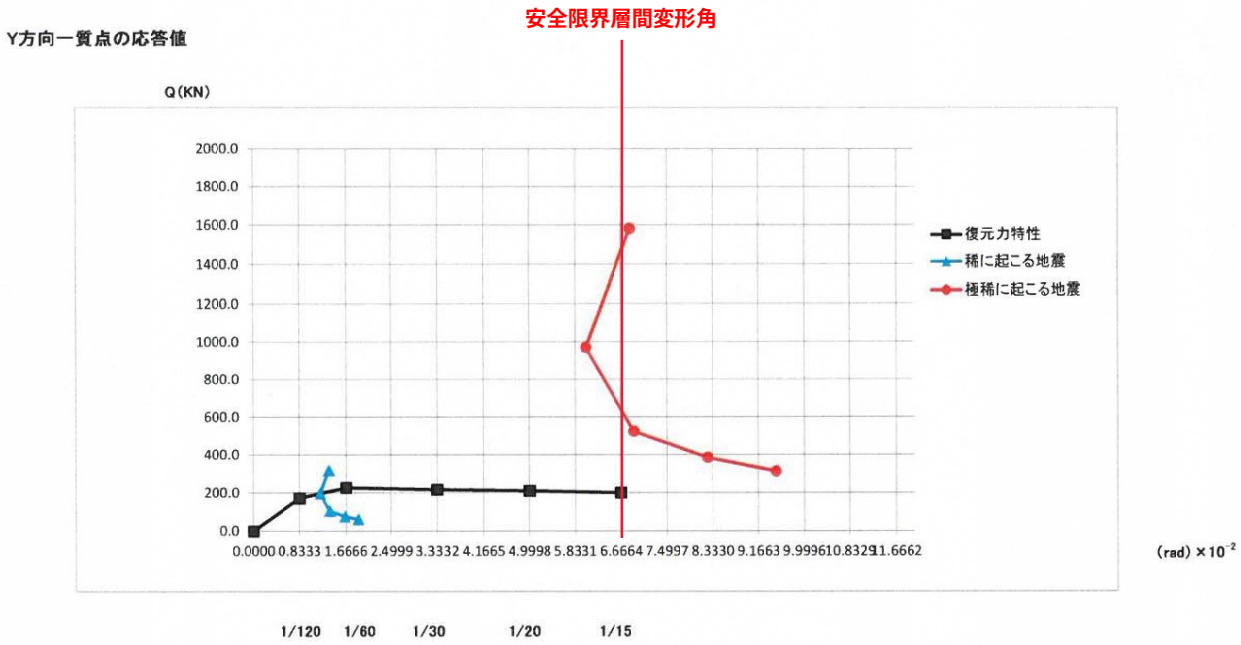
U2／U1		1.527				
δ2	(m)	0.039	0.079	0.158	0.237	0.315
δ1	(m)	0.026	0.052	0.103	0.155	0.207
δ2-δ1	(m)	0.014	0.027	0.054	0.082	0.109
Mu	(t)	240.7	240.7	240.7	240.7	240.7
Δ	(m)	0.032	0.063	0.126	0.189	0.252
Q	(KN)	171.4	226.4	217.0	211.1	199.7
Ke	(KN/m)	5441	3593	1722	1117	792
Te	(sec)	1.34	1.61	2.35	3.00	3.57
ΔW		0.00	4.85	18.69	31.71	43.00
W		2.70	7.13	13.67	19.95	25.16
h		0.05	0.10	0.16	0.18	0.19
Fh		1.00	0.74	0.58	0.54	0.52
He	(m)	4.40	4.40	4.40	4.40	4.40
p		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
q		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

■ 稀に発生する地震に対する応答値

Sod	(m/s^2)	0.76	0.64	0.44	0.34	0.29
Gs		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_{ad}	(m/s^2)	1.31	0.81	0.44	0.32	0.26
S_Dd	(m)	0.060	0.053	0.061	0.073	0.084
Qnd	(KN)	315.8	194.9	104.8	76.8	62.3
Y_R	(rad)	0.0136	0.0121	0.0138	0.0165	0.0190
		1/ 73	1/ 82	1/ 73	1/ 61	1/ 53
Y_{R2}	(rad)	0.0751	0.0669	0.0760	0.0908	0.1046
		1/ 120	1/ 135	1/ 119	1/ 100	1/ 86
Y_{R1}	(rad)	0.0491	0.0438	0.0497	0.0594	0.0685
		1/ 63	1/ 71	1/ 62	1/ 52	1/ 45

■ 極稀に発生する地震に対する応答値

Sos	(m/s^2)	3.82	3.18	2.18	1.71	1.43
Gs		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_{AS}	(m/s^2)	6.58	4.02	2.18	1.60	1.29
S_{DS}	(m)	0.301	0.265	0.304	0.363	0.418
Qns	(KN)	1582.8	968.5	523.8	384.2	311.7
Y_R	(rad)	0.0683	0.0603	0.0690	0.0824	0.0949
		1/ 15	1/ 17	1/ 15	1/ 12	1/ 11
Y_{R2}	(rad)	0.3761	0.3322	0.3799	0.4538	0.5228
		1/ 24	1/ 27	1/ 24	1/ 20	1/ 17
Y_{R1}	(rad)	0.2463	0.2175	0.2487	0.2971	0.3423
		1/ 13	1/ 14	1/ 12	1/ 10	1/ 9



安全限界層間変形角において、復元力特性が極稀に起きる地震の応答値を下回っているため、極稀に起きる地震時に倒壊する恐れがある。

９　所　　見

■耐震性能の目標

耐震診断に際して、建物の構造特性を勘案して目標とする損傷限界変位と安全限界変位を設定し、その限界変位以内に応答値が納まることを目標とする。

■限界変形角の設定

損傷限界変形角は、建物の軸組みにあまり損傷を与えない程度として、1／60 とする。安全限界変形角は、各耐震要素の最大変形角から決めることとなるが、本建物の耐震要素は土壁等の壁の耐震要素が支配的である。また、土壁の変形限界角が 1／15 であることから安全限界変形角は 1／15 とする。

■耐震性の評価

各方向の復元力特性を用いて耐震性能評価を行い、各方向ともに設計クライテリアを満足することを確認する。

計算の結果、桁行方向（X 方向）における最大応答値は、稀に発生する地震（損傷限界時）に対して 2F　1／197rad、1F　1／63rad で設計のクライテリアを満足している。極めて稀に発生する地震（安全限界時）に対してはグラフが交わらず、建物の変形角は 2F　1／26rad、1F　1／8rad であり、極めて稀に発生する地震時の変形角 1／15 時における応答値の Qn が建物の復元力特性時の変形角 1／15 時における Q を下回っているため倒壊の危険性があるという結果になっている。

梁間方向（Y方向）における最大応答値は、稀に発生する地震（損傷限界時）に対して 2F　1／82rad、1F　1／71rad で設計のクライテリアを満足している。極めて稀に発生する地震（安全限界時）に対してはグラフが交わらず、建物の変形角は 2F　1／17rad、1F　1／9radであり、極めて稀に発生する地震時の変形角 1／15 時における応答値の Qn が建物の復元力特性時の変形角 1／15 時における Q を下回っているため倒壊の危険性があるという結果になっている。

診断の結果､安全限界時において最大応答変形角が X 方向､Y 方向とも 2F､1F ともに設定したクライテリアを満足していない。よって、耐震性能の向上を図る耐震補強が必要である。

極めて稀に発生する地震とは数百年に一度程度発生する地震とされ、震度6強に相当する地震を想定している。

稀に発生しる地震とは数十年に一度程度発生する地震とされ、震度5強に相当する地震を想定している。

§3、補強設計
1、耐震改修の方針

■耐震改修の方針

既存建物の耐震性能検証の結果、母屋（店舗含む）が耐震要素となる壁要素が少ないために大地震に対して不安が残る結果となった。本建物の耐震要素となる壁要素（土壁および土壁パネル）を増設し、建物の強度と靭性を向上させる補強計画とする。尚、耐震改修に当たり下記事項に注意し補強計画をする。

本建築物については、国登録有形文化財として重要な位置づけされている建築物であるために、現状の空間を大幅に変更することや、外観に手を加えることは困難であることを前提として耐震改修方針を策定する。しかしながら耐震診断結果から想定した場合、大地震に対して満足する結果とするためには、変更計画を行わざるを得ないものと考えられる。尚、変更計画を行う場合には、十分に調査職員と打ち合わせを行う。

■補強後の設計荷重

改修による荷重の増減は、耐震要素となる壁要素の増設であることから荷重の増加は、屋根・床荷重の値を 100N／㎡を加算する。

■耐震補強材の選定と配置

壁要素（土壁）の増設を主として補強設計を行う。又、施工性や機能性を考慮し、土壁パネルの採用や格子壁および落とし込み板壁の増設も考慮する。

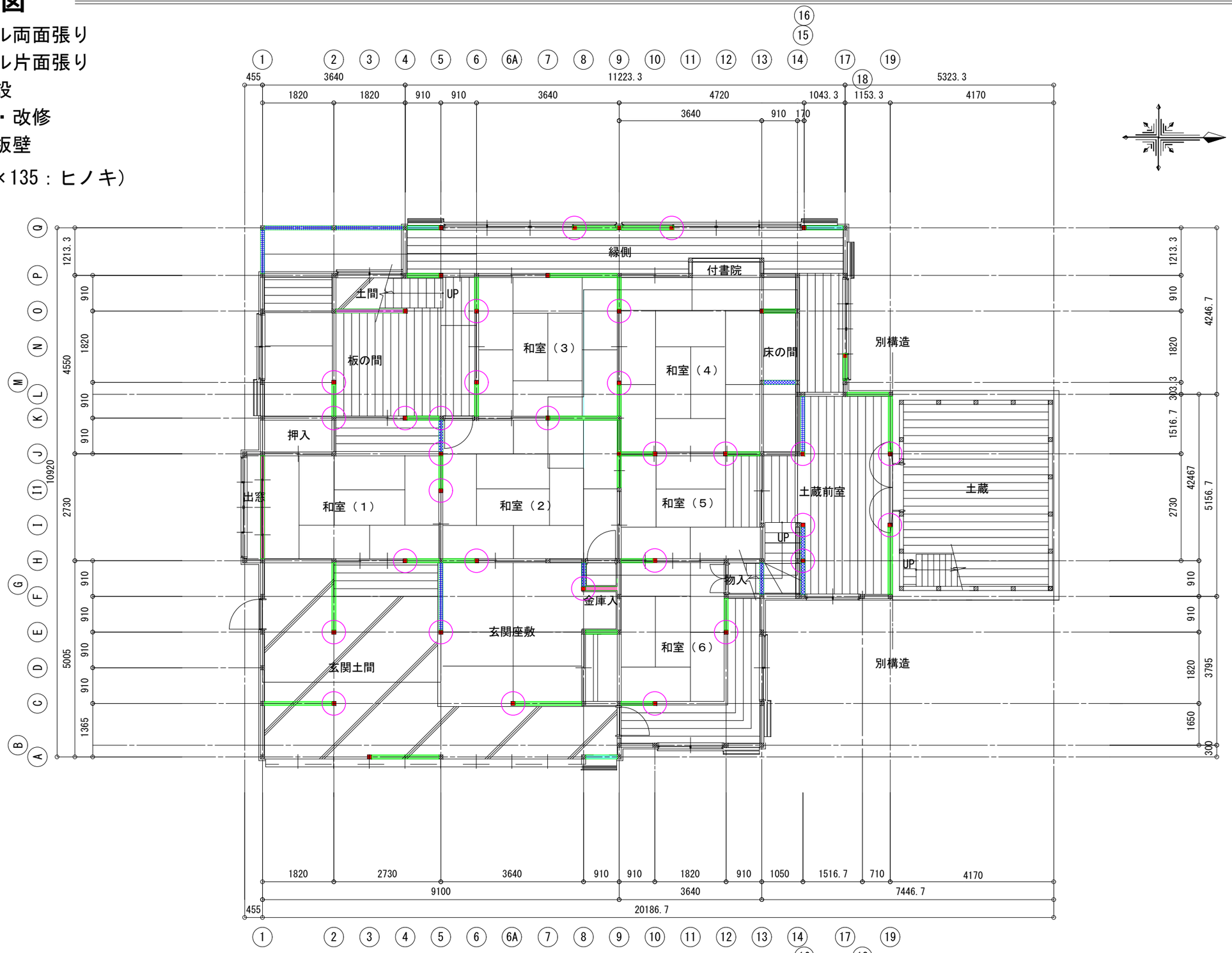
診断時に耐震要素として採用出来なかった箇所を補強設計に考慮できるよう検討するとともに出来る限り現状空間や外観に手を加えないことを前提として補強材の選定およびバランスの良い配置を心掛けて補強設計を行う。

■補強後の復元力特性の算定

補強後の部材耐力は、増設した壁要素の耐力およびフレーム耐力を加算し集計する。

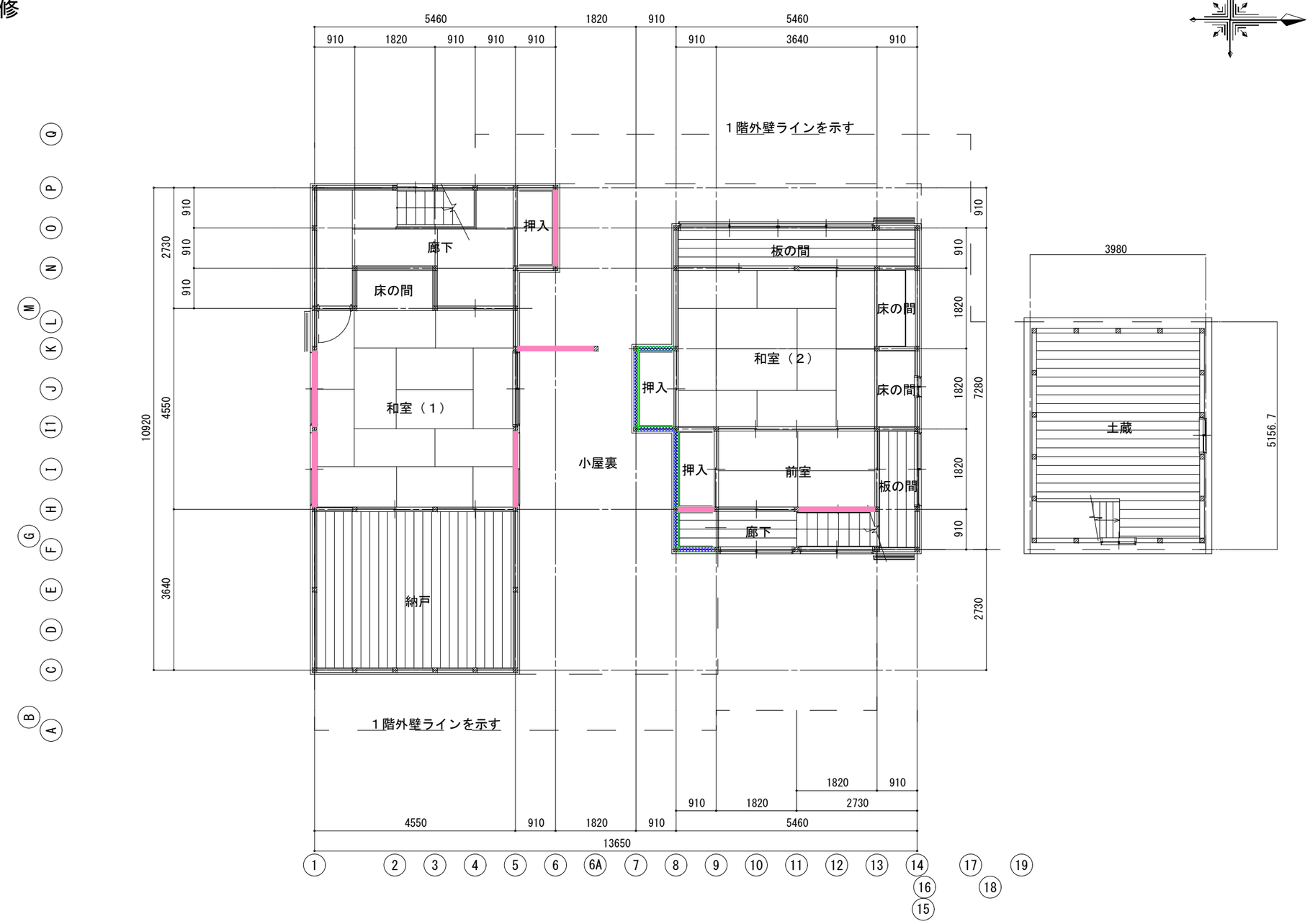
補強提案平面図

- 荒壁パネル両面張り
- 荒壁パネル片面張り
- 格子壁新設
- 土壁新設・改修
- 落し込み板壁
- ■ 柱新設（135×135：ヒノキ）
- ○ 基礎新設



1階平面図　S=1:100

荒壁パネル両面張り
荒壁パネル片面張り
格子壁新設
土壁新設・改修
落し込み板壁
■ 柱新設



２階平面図　S=1:100

5、限界耐力計算結果

(1)X方向必要耐力の算出

■ 必要耐力の計算

階		2F	1F	合計
重量	(KN)	819.3	1707.7	2527.0
質量	(t)	83.6	174.3	257.9
階高	(m)	3.12	3.10	6.22
地域	Z	1.00		
地盤	Gs	2種		

■ 準備計算　　復元力特性の作成

R	(rad)	1／120	1／60	1／30	1／20	1／15
Q2	(KN)	253.6	304.0	278.6	261.5	207.9
Q1	(KN)	357.5	520.2	523.4	521.4	501.3
Ke2	(KN/m)	9746	5843	2677	1675	999
Ke1	(KN/m)	13848	10077	5069	3367	2427

■ 1質点系への縮約

U2／U1		1.622				
δ2	(m)	0.042	0.084	0.167	0.251	0.335
δ1	(m)	0.026	0.052	0.103	0.155	0.207
δ2-δ1	(m)	0.016	0.032	0.064	0.096	0.128
Mu	(t)	243.6	243.6	243.6	243.6	243.6
Δ	(m)	0.033	0.066	0.131	0.197	0.263
Q	(KN)	357.5	520.2	523.4	521.4	501.3
Ke	(KN/m)	10886	7922	3985	2647	1908
Te	(sec)	0.99	1.28	1.90	2.40	3.10
ΔW		0.00	9.30	43.58	77.75	108.60
W		5.87	17.08	34.37	51.36	65.84
h		0.05	0.09	0.15	0.17	0.18
Fh		1.00	0.78	0.60	0.55	0.53
He	(m)	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46
p		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
q		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

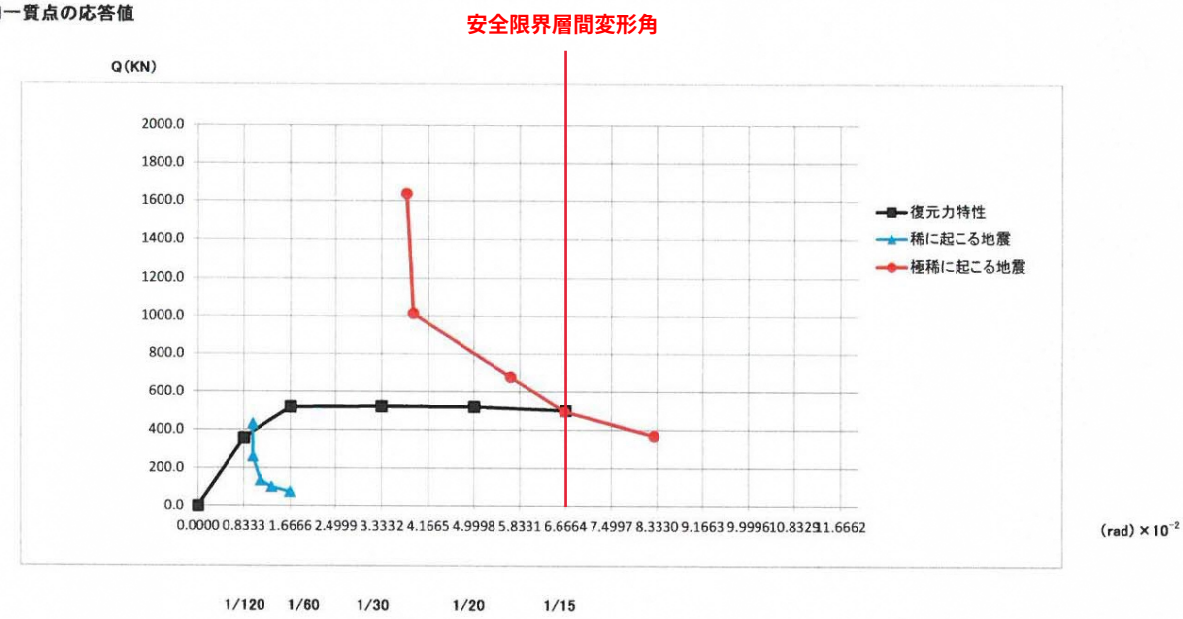
■ 稀に発生する地震に対する応答値

Sod	(m/s^2)	1.03	0.80	0.54	0.43	0.33
Gs		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_{ad}	(m/s^2)	1.77	1.07	0.56	0.41	0.30
$S_D d$	(m)	0.044	0.044	0.051	0.059	0.074
Qnd	(KN)	432.2	259.6	135.4	99.4	73.8
X_R	(rad)	0.0099	0.0100	0.0113	0.0133	0.0165
		1/ 101	1/ 100	1/ 88	1/ 75	1/ 60
X_{R2}	(rad)	0.0565	0.0566	0.0645	0.0756	0.0942
		1/ 144	1/ 144	1/ 126	1/ 108	1/ 86
X_{R1}	(rad)	0.0349	0.0349	0.0398	0.0466	0.0581
		1/ 89	1/ 89	1/ 78	1/ 66	1/ 53

■ 極稀に発生する地震に対する応答値

Sos	(m/s^2)	3.91	3.12	2.70	2.14	1.65
Gs		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_{AS}	(m/s^2)	6.73	4.17	2.78	2.04	1.51
S_{DS}	(m)	0.168	0.174	0.253	0.297	0.369
Qns	(KN)	1639.2	1014.7	677.0	496.8	368.9
X_R	(rad)	0.0377	0.0389	0.0567	0.0664	0.0827
		1/ 27	1/ 26	1/ 18	1/ 15	1/ 12
X_{R2}	(rad)	0.2144	0.2214	0.3224	0.3781	0.4708
		1/ 38	1/ 37	1/ 25	1/ 22	1/ 17
X_{R1}	(rad)	0.1322	0.1365	0.1988	0.2331	0.2903
		1/ 23	1/ 23	1/ 16	1/ 13	1/ 11

X方向一質点の応答値



安全限界層間変形角において、復元力特性が極稀に起きる地震の応答値をわずかに下回っているため、極稀に起きる地震時に倒壊する恐れがあるが、グラフがほぼ交わる位置まで耐震性は向上している。

(2)Y方向必要耐力の算出

■ 必要耐力の計算

階		2F	1F	合計
重量	(KN)	819.3	1707.7	2527.0
質量	(t)	83.6	174.3	257.9
階高	(m)	3.12	3.10	6.22
地域	Z	1.00		
地盤	Gs	2種		

■ 準備計算　　復元力特性の作成

R	(rad)	1／120	1／60	1／30	1／20	1／15
Q2	(KN)	199.0	268.5	250.5	225.7	206.9
Q1	(KN)	344.8	495.0	469.6	452.5	421.6
Ke2	(KN/m)	7649	5160	2407	1446	994
Ke1	(KN/m)	13359	9587	4548	2922	2042

■ 1質点系への縮約

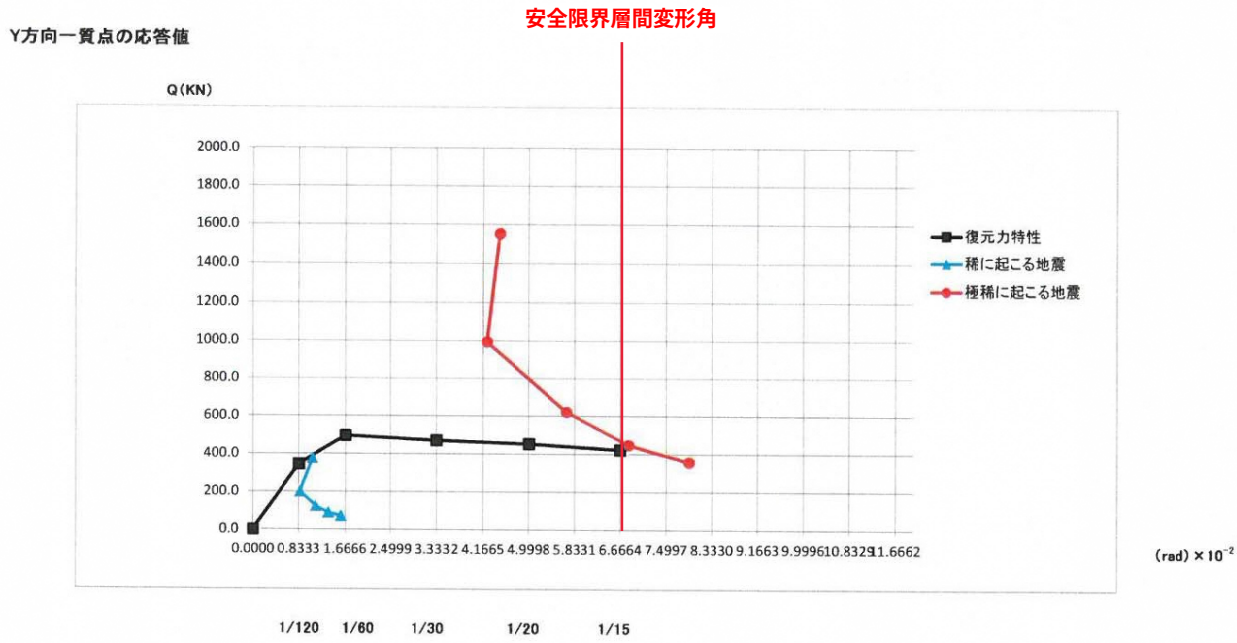
U2／U1		1.812				
δ2	(m)	0.047	0.094	0.187	0.281	0.374
δ1	(m)	0.026	0.052	0.103	0.155	0.207
δ2-δ1	(m)	0.021	0.042	0.084	0.126	0.168
Mu	(t)	236.4	236.4	236.4	236.4	236.4
Δ	(m)	0.036	0.071	0.142	0.213	0.285
Q	(KN)	344.8	495.0	469.6	452.5	421.6
Ke	(KN/m)	9696	6959	3301	2121	1482
Te	(sec)	1.10	1.34	1.97	2.54	3.06
ΔW		0.00	9.94	44.06	75.44	101.62
W		6.13	17.60	33.40	48.28	59.98
h		0.05	0.09	0.16	0.17	0.18
Fh		1.00	0.77	0.59	0.55	0.53
He	(m)	4.55	4.55	4.55	4.55	4.55
p		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
q		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

■ 稀に発生する地震に対する応答値

Sod	(m/s^2)	0.93	0.64	0.52	0.40	0.33
Gs		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_{ad}	(m/s^2)	1.60	0.85	0.53	0.38	0.30
S_Dd	(m)	0.049	0.039	0.052	0.062	0.072
Qnd	(KN)	377.3	200.4	124.5	89.7	71.6
Y_R	(rad)	0.0108	0.0085	0.0114	0.0136	0.0158
		1/ 92	1/ 117	1/ 88	1/ 73	1/ 63
Y_{R2}	(rad)	0.0649	0.0511	0.0680	0.0816	0.0947
		1/ 107	1/ 136	1/ 102	1/ 85	1/ 74
Y_{R1}	(rad)	0.0358	0.0282	0.0375	0.0450	0.0523
		1/ 87	1/ 110	1/ 83	1/ 69	1/ 59

■ 極稀に発生する地震に対する応答値

Sos	(m/s^2)	3.82	3.18	2.60	2.01	1.67
Gs		2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_{AS}	(m/s^2)	6.58	4.21	2.63	1.90	1.51
S_{DS}	(m)	0.203	0.193	0.259	0.310	0.360
Qns	(KN)	1554.6	995.7	622.4	448.3	358.0
Y_R	(rad)	0.0447	0.0424	0.0568	0.0682	0.0792
		1/ 22	1/ 24	1/ 18	1/ 15	1/ 13
Y_{R2}	(rad)	0.2673	0.2538	0.3401	0.4078	0.4737
		1/ 26	1/ 27	1/ 20	1/ 17	1/ 15
Y_{R1}	(rad)	0.1475	0.1401	0.1876	0.2250	0.2614
		1/ 21	1/ 22	1/ 17	1/ 14	1/ 12



安全限界層間変形角において、復元力特性が極稀に起きる地震の応答値をわずかに下回っているため、極稀に起きる地震時に倒壊する恐れがあるが、グラフがほぼ交わる位置まで耐震性は向上している。

６、改修後の耐震性評価

応答計算の結果、稀に発生する地震に対しては、応答層間変形角がクライテリアをほぼ満足する結果となっている。診断時には極めて稀に発生する地震に対して、グラフが交わらず、大きな被害を受ける危険性があると判断された。しかし、耐力要素である耐力壁やフレームの増設により、グラフもほぼ交わっており応答層間変形角は、X 方向 1／12、Y 方向 1／13 と改修前に比べ変形が低減された。この補強の結果、極め稀に発生する地震に対して「復旧可能水準」：大地震動に倒壊の危険性はあるが文化財として復旧できる耐震性能を保有していると判断できる。

6-2 補強提案まとめ

(1)補強検討結果について

補強検討対象建物は築100年を超える伝統建築物であり、国登録有形文化財にも登録されている文化的価値の高い建物であることから、建物機能(外観、工法、間取り動線)を損なわない範囲で可能な限り補強を行った。

その結果、上部構造評点の判定値は目標値である1.00を達成することはできなかったが、上部構造評点として0.9程度まで向上できた。このことから、補強ボリュームとしてはおおむね推定できると考えている。

補強実施設計を行うにあたり、今後の建物利用計画も踏まえて現状を保存する建物機能を取捨選択して補強工法、位置を修正することで、上部構造評点を『一応倒壊しない』レベルである1.00に向上させることは可能であると思われる。

診断結果の概要

対象施設	施設名 土蔵	所在地 栃木県上三川町大字上三川4978番地1外
	建設年次 大正9年(改築)	規模･面積 木造2階建て
	資料　意匠図　構造図　構造計算書　地盤調査資料 無　無　無　有	

建物の特徴

建物の特徴
- 対象建物は、大正時代に改築された木造2階建ての倉庫である。
- 屋根は瓦葺き、外壁は土塗りの真壁である。東面の一部など部分的に板壁が用いられている。
-

構造的特徴
- 基礎形式はコンクリート製の布基礎である。アンカーボルトによる柱の緊結はなされていない。
- 2階建てであるが、2階床レベルに梁がないため構造的には平屋として解析する。
- 土蔵は構造的には母屋と分離しているが、仕上げは母屋と連続している。

実態調査

現地調査結果
- 現地で建物寸法の測定を行い、耐震診断に必要な部材寸法や使用材料の調査を行った。
- 構造的に影響がある腐食は確認できなかった。

強度試験　無

試験方法		番号	X	σ_{n-1}	n	設計基準強度	診断採用強度

診断の方針

診断の方針
- 診断方法は精密診断(限界耐力計算)とし、上部構造評点の判定値は1.00とする。これに不足するときは補強提案をおこなう。

使用ソフト
- 仕様ソフトは無し

主な計算仮定
- 限界変形は1/15とする。層間変形が1/15に達しない時点で急激な耐力低下がみられる場合は安全限界変形角を修正する。

診断結果

評点=1.00	方向	階	指標	ゾーニング	判定
	X			全体	
		1階	評点	1.01 ○	一応倒壊しない。
	Y			全体	
		1階	評点	1.18 ○	一応倒壊しない。

X方向	X方向:変形角1/20の時点で応答値がクライテリアを満足しているため倒壊の危険はない。
Y方向	Y方向:変形角1/20の時点で応答値がクライテリアを満足しているため倒壊の危険はない。
その他	耐震性は満足しているが、母屋とエキスパンションジョイントで分離する必要がある。

業務委託名称　：　国登録有形文化財生沼家住宅等耐震診断業務委託

施　設　名　：　土蔵

耐震診断業務　報告書(概要版)

令和 3年 3月 19日

目　次

§１．母屋耐震診断

１．一般事項

１－１　建物概要　・・・・・・概要- 1

１－２　建築図　・・・・・・概要- 2

３．耐震診断方針　・・・・・・概要- 5

７．限界耐力計算結果　・・・・・・概要- 7

９．所見　・・・・・・概要- 11

§2、土蔵耐震診断
1、建物概要

1-1. 建物概要

(1) 建物概要

建物名称　：国登録有形文化財生沼家住宅等耐震診断業務委託

所在地　：栃木県河内郡上三川町4978番地1外

竣工年月日　：大正　9　年　　改築

構造・規模　：梁間方向・桁行方向ともに木造軸組み工法(伝統的木造建築物)
2階建て

床面積　：2階　17.67　㎡　、　1階　17.67　㎡　(面積は図面より算出した診断用面積を記載している)

階　高　：軒高　6.045　m　　2階　2.330　m　　1階　2.355　m

地盤種別　：第2種地盤　　(地域係数:Z＝1.0)

基礎種別　：コンクリート造(曳家後)

積雪区分　：　一般地域　　34　　cm

図面等の有無　：意匠図・構造図無し

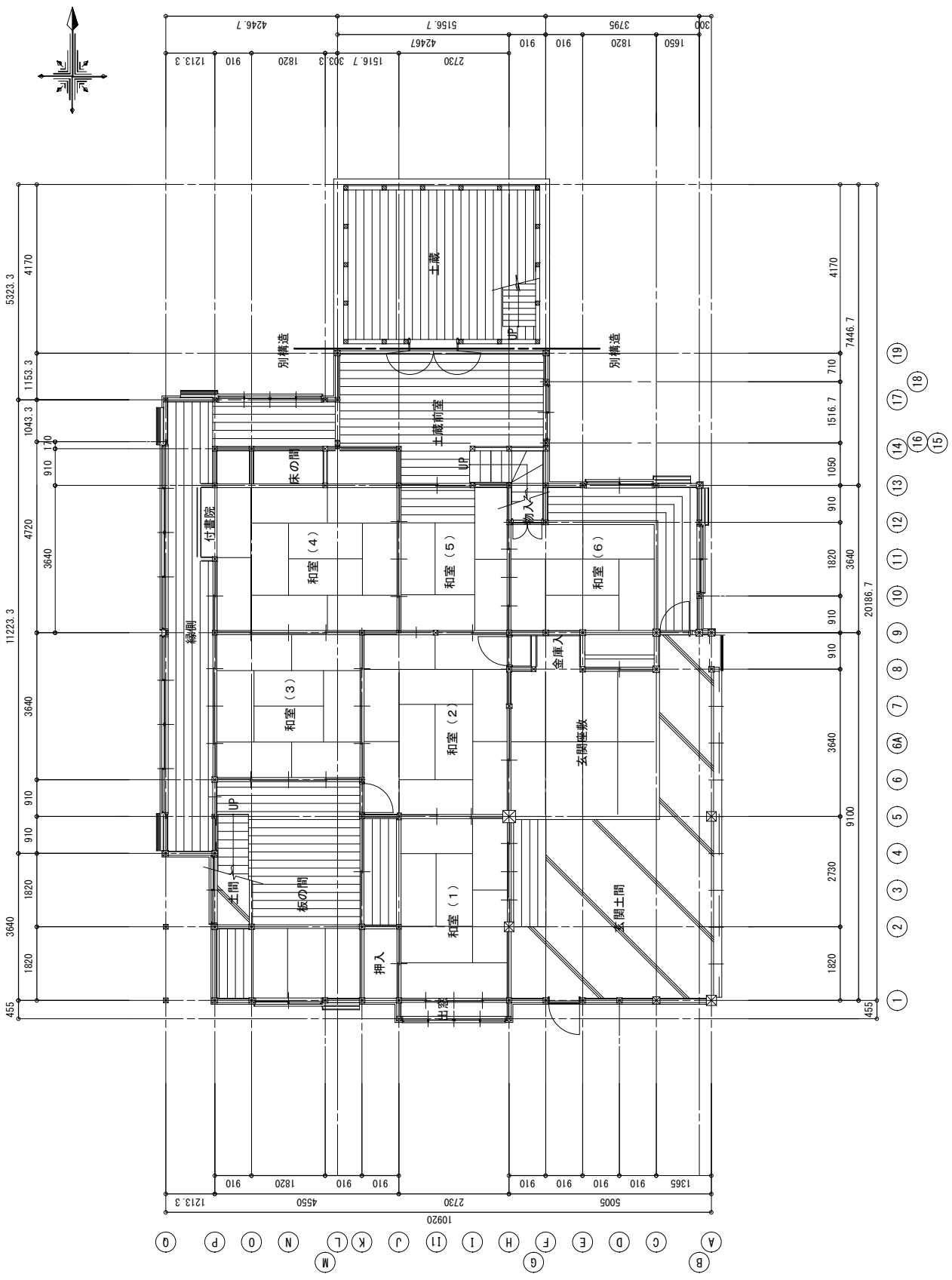
各部構造

(1)	屋根	瓦葺き		
(2)	屋根勾配	5.0 寸		
(3)	基礎形式	コンクリート造(布基礎)		
(3)	柱頭柱脚接合部の仕様	長ほぞ差し込栓うち	短期許容引張耐力	KN
			短期許容引張耐力	KN
			短期許容引張耐力	KN
(4)	柱－横架材接合部の仕様		短期許容引張耐力	KN
			短期許容引張耐力	KN
(5)	屋根下地仕様	杉板(厚15mm以上、垂木45×45@455以下)		
(6)	外壁	土壁漆喰仕上(一部板張り)		
(7)	内壁	土壁漆喰仕上(一部板張り)		
(8)	軸組	柱:135×135(桧)		
		桁:110×170(松)		
		梁:120×230(松)		

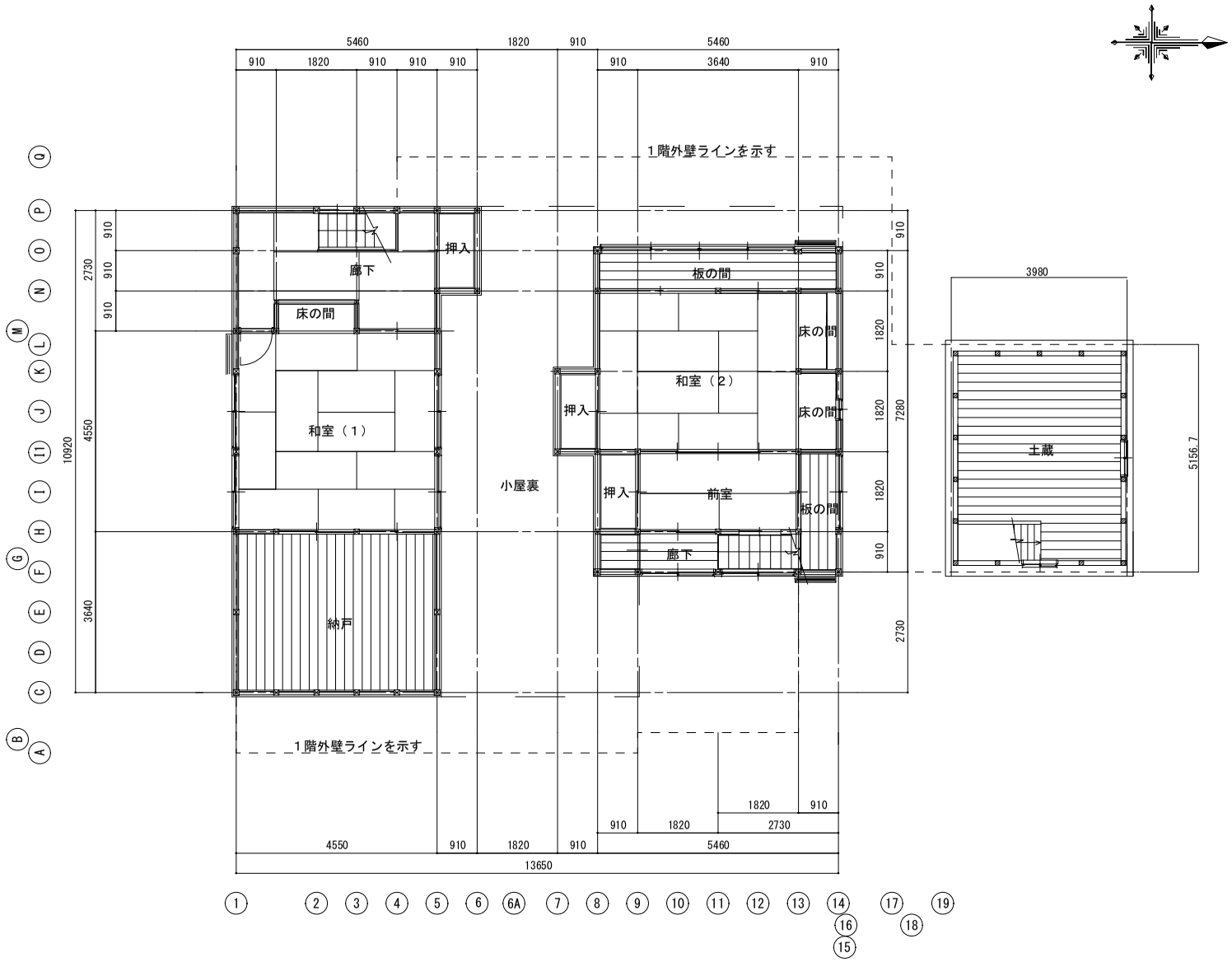
使用木材の基準強度・基準弾性係数(ヤング係数)

分類		樹種	等級 (製材) 強度等級 (集成材)	基準強度(N/mm²) Fc	Ft	Fb / Fbx-x Fby-y	Fs	Fcv	基準弾性係数(ヤング係数)KN/mm² E_0	Eb_0	$E_{0.05}$	$Eb_{0.05}$
									Ec_0 / Et_0		$Ec_{0.05}$ / $Et_{0.05}$	
製材	無等級	杉	—	17.7	13.5	22.2	1.8	6.0	7.0		4.5	
		桧	—	20.7	16.2	26.7	2.1	7.8	9.0		6.0	
		松	—	22.2	17.7	28.2	2.4	9.0	10.0		6.5	

1-2、建築図



1階平面図　S=1:100


1階外壁ラインを示す
廊下
押入
床の間
和室（１）
納戸
小屋裏
板の間
床の間
和室（２）
押入
床の間
押入
前室
板の間
廊下
土蔵
3980
5156.7
1階外壁ラインを示す
5460
1820
910
5460
910
1820
910
910
910
910
3640
910
910
910
910
910
2730
910
910
1820
1820
1820
910
7280
4550
10920
3640
2730
1820
910
910
1820
2730
4550
910
1820
910
5460
13650
A
B
C
D
E
F
G
H
I
J
K
L
M
N
O
P
Q
1
2
3
4
5
6
6A
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19

２階平面図　S=1:100



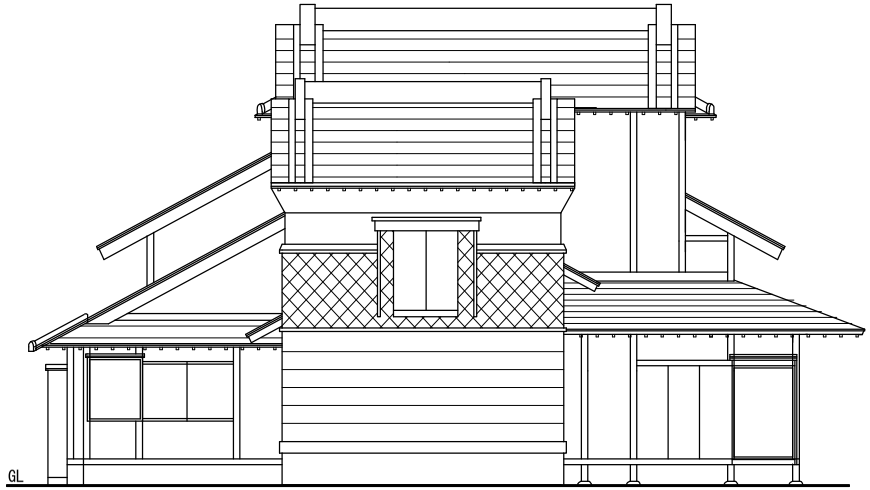
西側立面図　S=1:100



南側立面図　S=1:100



東側立面図　S=1:100



北側立面図　S=1:100

３、耐震診断方針

１）　準拠する指針・基準

指針

『重要文化財（建造物）耐震診断指針』
『重要文化財（建造物）耐震診断・耐震補強の手引』
『重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領』
『伝統的木造建築物の耐震設計法に関する研究』
『木造住宅の耐震診断と補強方法/一般財団法人　日本建築防災協会 2012 年改訂版』
『木質構造設計基準・同解説/日本建築学会』

参考文献

『木質構造接合部設計マニュアル/日本建築学会』
『建築物荷重指針・同解説/日本建築学会』
『限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針･同解説/日本建築学会』
『大阪府木造住宅の限界耐力計算による耐震診断・耐震改修に関する簡易計算マニュアル』

２）　診断方針

耐震診断対象建物は、大正 9 年に改築された木造軸組構造（柱に貫を掛け渡した伝統的な貫構造）2 階建て床面積 35.34 ㎡の住宅で、現在までに 101 年が経過している建物で、国登録有形文化財の建物でもある。現地調査を詳細に行い、現行法規との適合性を確認し、耐震性を評価する。

診断は「上部構造の耐力の診断」を目的として限界耐力計算に基づく耐震性能の評価を行う。

耐震性能の評価法は、地震時の最大応答層間変位角を推定し、求まった最大応答変位角が設定された損傷限界時、安全限界時の設計クライテリアを満足していることを確認する。

耐震診断に際し、母屋部分の建物は構造上分離をしており耐力は別途評価を行う。又、前記の建物間は EXPJ を設けることを前提として耐震診断を行う。又、建物の劣化・破損等に関しては耐震診断においては考慮しない。

土蔵の現地調査では耐力の低下を伴う構造材の劣化、破損は確認されなかった。

３）　限界耐力計算の解析方針

【解析方法】

上部構造の診断は、変位増分法を用いて解析を行う。解析方法は、

① 弾性時の固有モードを基本とし、非線形を考慮して変位を増分させることにより、各ステップでの変形モードを求める。

② 各ステップの等価剛性 Ke、等価周期 Te、減衰定数ｈと加速度スペクトル Sa から一質点系の応答加速度を求める。

③ 各ステップにおける応答値の値を結んだ線と建物の復元力特性の交点が真の応答値となる。

④ この時の変位が損傷限界・安全限界変位以下であることを確認する。

【耐震性の評価方法】

地震時の損傷限界変位および安全限界変位を設定し、応答変位がそれぞれの限界値を超えないことを確認する。

４）　図面照合

既存図面等は無く、耐震要素の確認については、現地調査結果に基づき診断を行う。

５）　地域地盤条件

表層地盤による加速度増幅率（Gs）の算出方法は、地盤種別（第２種地盤）による方法により算出する。加速度応答スペクトルの調整係数は、建物階数および等価周期に応じて算出する。

昭55建告第1793号第2により、第1種地盤は岩盤、砂質砂礫やこれと同程度の固有周期を有すると認められるもの。第3種地盤は腐植土、泥土その他これに類するもので大部分が構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれを含む。）で、その深さがおおむね３０メートル以上のもの、泥沢、泥海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね３メートル以上であり、かつ、これらで埋め立てられてからおおむね３０年経過していないもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これらと同程度の地盤周期を有するとみとめられるもの。

第2種地盤は、第1種地盤および第3種地盤以外のものとされている。

調査地は表層5m程度を粘性土とし、それ以深が砂礫であるため第2種地盤であると判断できる。

7、限界耐力計算結果

(1)X方向必要耐力の算出

■ 必要耐力の計算

階		1F	合計
重量 (KN)		155.65	155.65
質量 (t)		15.88	15.88
階高 (m)		4.66	4.66
地域	Z	1.00	
地盤	Gs	2種	

■ 準備計算　　復元力特性の作成

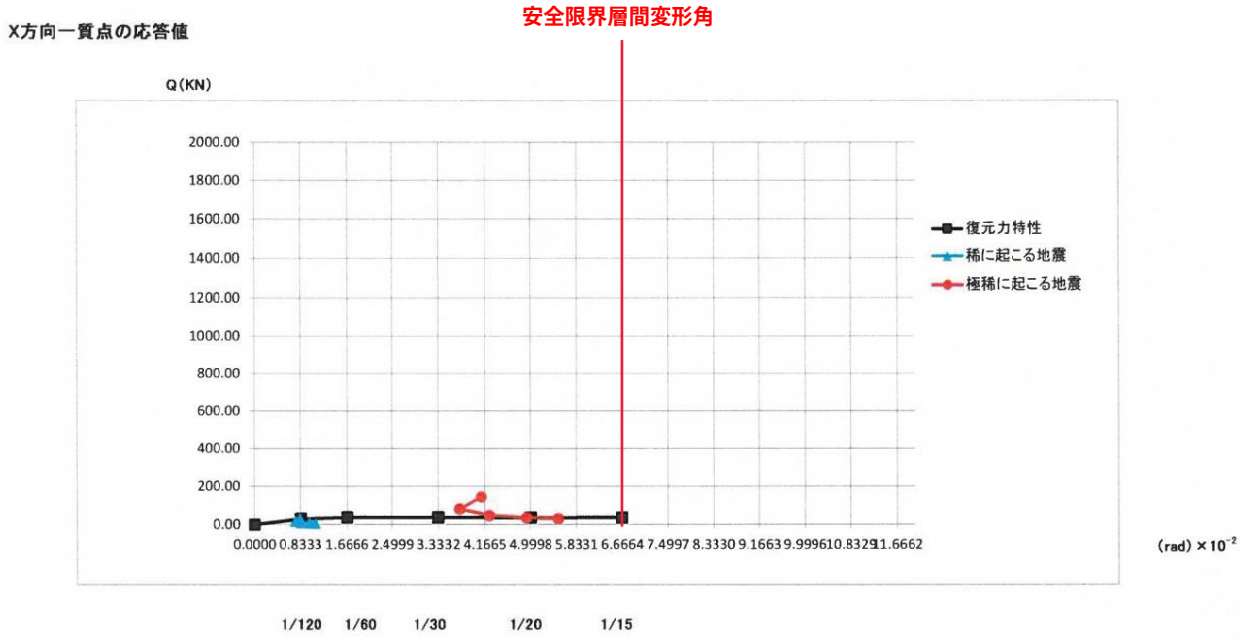
変形角 (rad)	1/120	1/60	1/30	1/20	1/15
有効質量Mu (t)	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88
変位量Δ (m)	0.039	0.078	0.155	0.233	0.311
有効質量比Mu/Σmi	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q (KN)	29.44	36.63	36.55	35.90	36.33
等価剛性Ke (KN/m)	758	472	235	154	117
等価周期Te (sec)	0.91	1.15	1.63	2.02	2.32
消費エネルギーΔW	0.000	1.075	3.915	6.665	9.546
ポテンシャルエネルギーW	0.572	1.422	2.839	4.182	5.643
減衰定数h	0.050	0.110	0.160	0.177	0.185
加速度の低減率Fh	1.000	0.714	0.577	0.542	0.527
He (m)	4.66	4.66	4.66	4.66	4.66
p	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

■ 稀に発生する地震に対する応答値

So (m/s^2)	1.13	0.89	0.63	0.51	0.44
Gs	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_A (m/s^2)	1.824	1.027	0.587	0.446	0.378
S_D (m)	0.038	0.035	0.040	0.046	0.051
Qn (KN)	28.97	16.31	9.32	7.08	6.00
X_R (rad)	0.0082	0.0074	0.0085	0.0099	0.0110
	1/ 568	1/ 628	1/ 548	1/ 473	1/ 423

■ 極稀に発生する地震に対する応答値

So (m/s^2)	5.63	4.44	3.14	2.54	2.21
Gs	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_A (m/s^2)	9.120	5.135	2.934	2.228	1.888
S_D (m)	0.191	0.173	0.198	0.230	0.256
Qn (KN)	144.85	81.55	46.60	35.39	29.98
X_R (rad)	0.0410	0.0371	0.0425	0.0493	0.0550
	1/ 114	1/ 126	1/ 110	1/ 95	1/ 85



安全限界層間変形角に達する前に、復元力特性が極稀に起きる地震の応答値を上回るため、倒壊の危険性はない。

(2)Y方向必要耐力の算出

■ 必要耐力の計算

階		1F	合計
重量 (KN)		155.65	155.65
質量 (t)		15.88	15.88
階高 (m)		4.66	4.66
地域	Z	1.0	
地盤	Gs	2種	

■ 準備計算　　復元力特性の作成

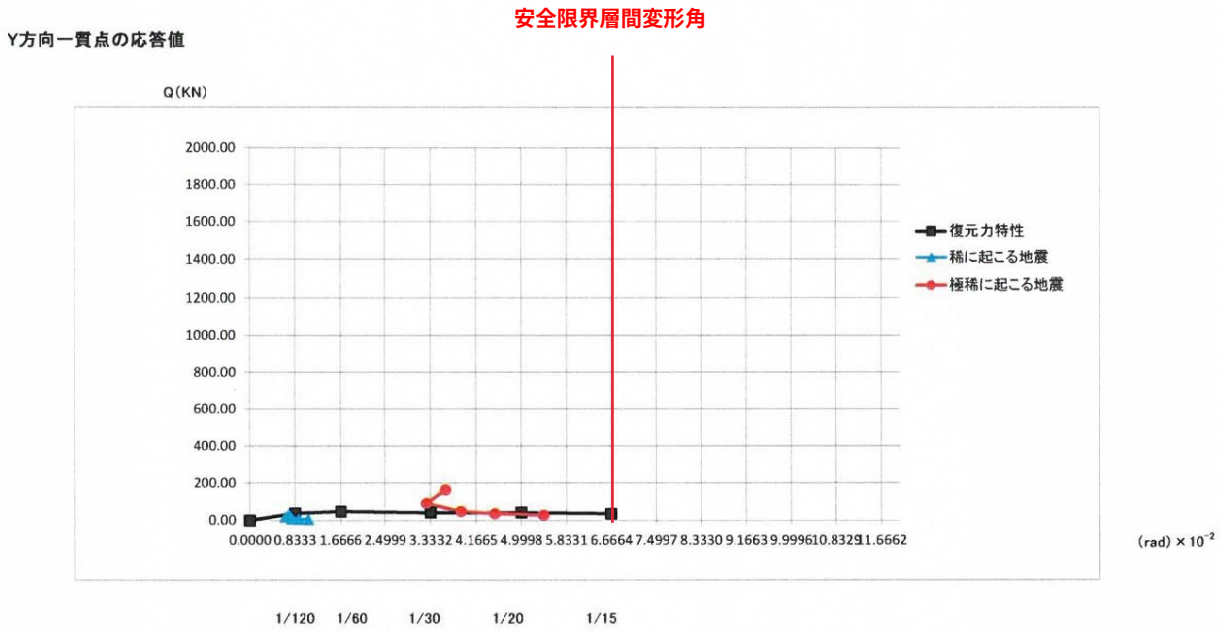
変形角 (rad)	1/120	1/60	1/30	1/20	1/15
有効質量Mu (t)	15.88	15.88	15.88	15.88	15.88
変位量Δ (m)	0.039	0.078	0.155	0.233	0.311
有効質量比Mu/Σmi	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q (KN)	38.14	47.21	42.07	42.03	36.05
等価剛性Ke (KN/m)	982	608	271	180	116
等価周期Te (sec)	0.80	1.02	1.52	1.86	2.32
消費エネルギーΔW	0.000	1.397	4.733	7.994	9.876
ポテンシャルエネルギーW	0.741	1.833	3.267	4.896	5.600
減衰定数h	0.050	0.111	0.165	0.180	0.190
加速度の低減率Fh	1.000	0.712	0.565	0.536	0.517
He (m)	4.66	4.66	4.66	4.66	4.66
p	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

■ 稀に発生する地震に対する応答値

So (m/s^2)	1.28	1.01	0.67	0.55	0.44
Gs	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_A (m/s^2)	2.076	1.163	0.617	0.477	0.369
S_D (m)	0.034	0.030	0.036	0.042	0.050
Qn (KN)	32.97	18.47	9.79	7.57	5.86
Y_R (rad)	0.0072	0.0065	0.0078	0.0090	0.0108
	1/ 647	1/ 715	1/ 601	1/ 517	1/ 430

■ 極稀に発生する地震に対する応答値

So (m/s^2)	6.41	5.04	3.36	2.75	2.20
Gs	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S_A (m/s^2)	10.381	5.815	3.083	2.384	1.843
S_D (m)	0.168	0.152	0.181	0.210	0.252
Qn (KN)	164.87	92.36	48.96	37.86	29.28
Y_R (rad)	0.0360	0.0326	0.0388	0.0450	0.0541
	1/ 129	1/ 143	1/ 120	1/ 103	1/ 86



安全限界層間変形角に達する前に、復元力特性が極稀に起きる地震の応答値を上回るため、倒壊の危険性はない。

９　所　　見

■耐震性能の目標

耐震診断に際して、建物の構造特性を勘案して目標とする損傷限界変位と安全限界変位を設定し、その限界変位以内に応答値が納まることを目標とする。

■限界変形角の設定

損傷限界変形角は、建物の軸組みにあまり損傷を与えない程度として、1／60 とする。安全限界変形角は、各耐震要素の最大変形角から決めることとなるが、本建物の耐震要素は土壁等の壁の耐震要素が支配的である。また、土壁の変形限界角が 1／15 であることから安全限界変形角は 1／15 とする。

■耐震性の評価

各方向の復元力特性を用いて耐震性能評価を行い、各方向ともに設計クライテリアを満足することを確認する。

計算の結果、桁行方向（X 方向）における最大応答値は、稀に発生する地震(損傷限界時)に対して 1／568rad で設計のクライテリアを満足している。

極めて稀に発生する地震（安全限界時）に対してはグラフが交わり、建物の変形角は 1／95rad であり、極めて稀に発生する地震時の変形角 1／20 時における応答値の Qn が建物の復元力特性時の変形角 1／20 時における Q を上回っているため倒壊の危険性が無いという結果になっている。

梁間方向（Y方向）における最大応答値は、稀に発生する地震（損傷限界時）に対して 1／647radで設計のクライテリアを満足している。

極めて稀に発生する地震（安全限界時）に対してはグラフが交り、建物の変形角は 1／103rad であり、極めて稀に発生する地震時の変形角 1／20 時における応答値の Qn が建物の復元力特性時の変形角 1／20 時における Q を上回っているため倒壊の危険性が無いという結果になっている。

診断の結果、安全限界時において最大応答変形角が X 方向、Y 方向ともに設定したクライテリアを満足している。よって、耐震性能の向上を図る耐震補強が必要で無い。

極めて稀に発生する地震とは数百年に一度程度発生する地震とされ、震度6強に相当する地震を想定している。

稀に発生しる地震とは数十年に一度程度発生する地震とされ、震度5強に相当する地震を想定している。

診断結果の概要

対象施設	施設名 茶室	所在地 栃木県上三川町大字上三川4978番地1外
	建設年次 不明(昭和30年代に東京より移設)	規模･面積 木造平屋建て，延べ床面積18.52㎡
	資料　意匠図　無　構造図　無　構造計算書　無　地盤調査資料　有	

建物の特徴

建物の特徴
- 対象建物は、建設年次不明の平屋建て茶室である。
- 平面規模はX方向に6.37m、Y方向に3.185mとなっており、建物高さは4.35mである。
- 屋根は瓦葺きの切妻屋根である。

構造的特徴
- 基礎形式は玉石基礎である。
- 柱脚は土台により連結されている。
- 外壁はラスボード(t=12)である。下地は貫である。

実態調査

現地調査結果
- 現地で建物寸法の測定を行い、耐震診断に必要な部材寸法の調査を行った。
- 内部仕上げの一部に開口部からの漏水による劣化が見られたが、その他は構造耐力に関わるような腐朽は見られなかった。

強度試験

無

試験方法		番号	X	σ_{n-1}	n	設計基準強度	診断採用強度
コアによる強度							

診断の方針

診断の方針
- (一財)日本建築防災協会：『木造住宅の耐震診断と補強方法』にもとづき、一般診断法で診断を行う。
- 現状復元した図面により診断を行う。

使用ソフト
- 仕様ソフトは無し

主な計算仮定
- 外壁材はラスボード張り(t=12)、屋根は瓦屋根である。重い建物として必要耐力を算定する。

診断結果

評点＝1.5

方向	階	指標	ゾーニング		判定
X			全体		
	1階	評点	0.92	×	倒壊する可能性がある。
Y			全体		
	1階	評点	0.37	×	倒壊する可能性が高い。

X方向	X方向：壁量は大きいが偏心による耐力低減を受けるため、耐震性が不足している。
Y方向	Y方向：壁量が少なく、偏心による耐力低減も受けるため、耐震性が不足している。
その他	

業務委託名称　：　国登録有形文化財生沼家住宅等耐震診断業務委託

施　設　名　：　茶室

耐震診断業務　報告書(概要版)

令和 3年 3月 19日

目　次

１．一般事項

１－１	建物概要	・・・・・・・概要- 1
１－２	配置図・平面図・立面図・断面図	・・・・・・・概要- 2

２．モデル化

２－１	モデル化図	・・・・・・・概要- 6
２－２	診断の方針	・・・・・・・概要- 7
２－３	解析仮定	・・・・・・・概要- 8

３．耐震診断書

３－10	総合評価	・・・・・・・概要- 9

４．耐震補強提案

４－１	補強方針	・・・・・・・概要- 10
４－２	補強提案図	・・・・・・・概要- 11
４－10	総合評価	・・・・・・・概要- 12

1. 一般事項

1)建物概要

(a) 名称等

建築物　名　称　:旧生沼家 茶室
所在地 :上三川町大字上三川4978番地1外
用　途　:茶室

設計者　名　称　:不明
所在地 :不明
設計年: 不明

施工者　名　称　:不明
所在地 :不明
建設年: 不明

(b) 規模等

調査建物: 木造平屋建て　　延べ面積: 18.52㎡

(c) 建物の特徴

- 対象建物は、昭和30年代東京都より移築された木造平屋建ての茶室である。
- 平面規模はX方向に6.37m、Y方向に3.185mとなっている。建物高さは4.35mとなっている。
- 屋根は瓦葺きの切妻屋根となっている。

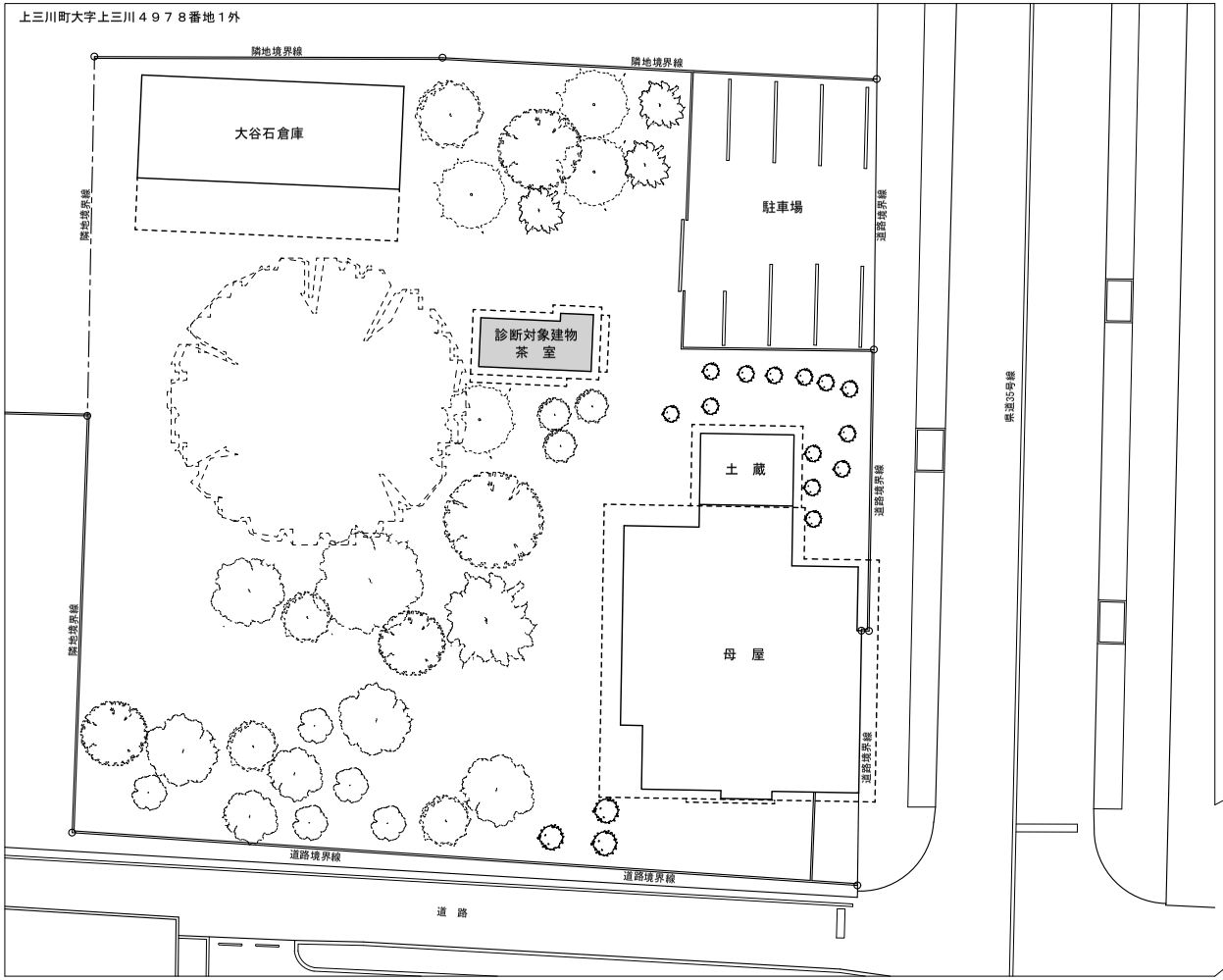
(d) 構造的特徴

- 100㎜×100の断面を持つ木造柱と横架材を架構とし、ラスボードを下地とした砂漆喰塗である。基礎は玉石を並べモルタルで固定したうえに土台(100×100)が配置されている。

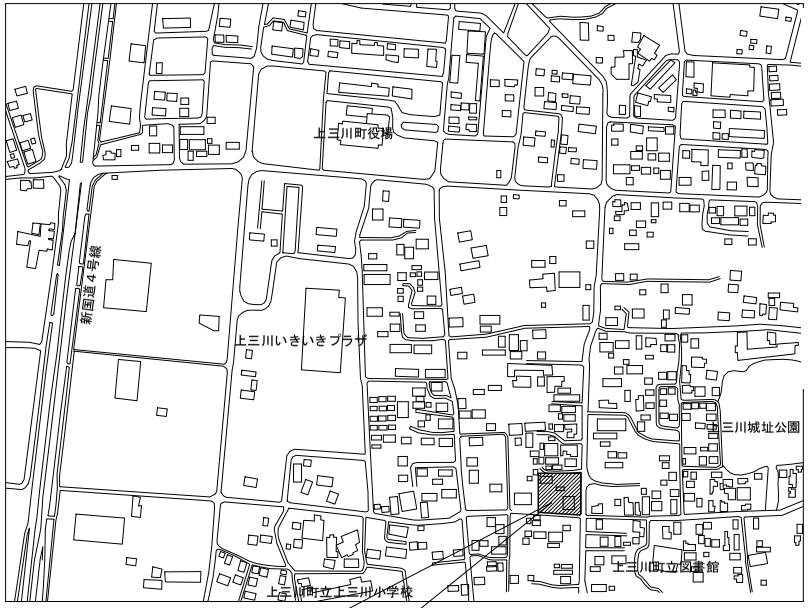
(e) 設計図書の有無

意匠図	有	無	
構造図	有	無	
構造計算書	有	無	
地質調査資料	有	無	(同一敷地内近隣データ)

1-2 配置図・案内図

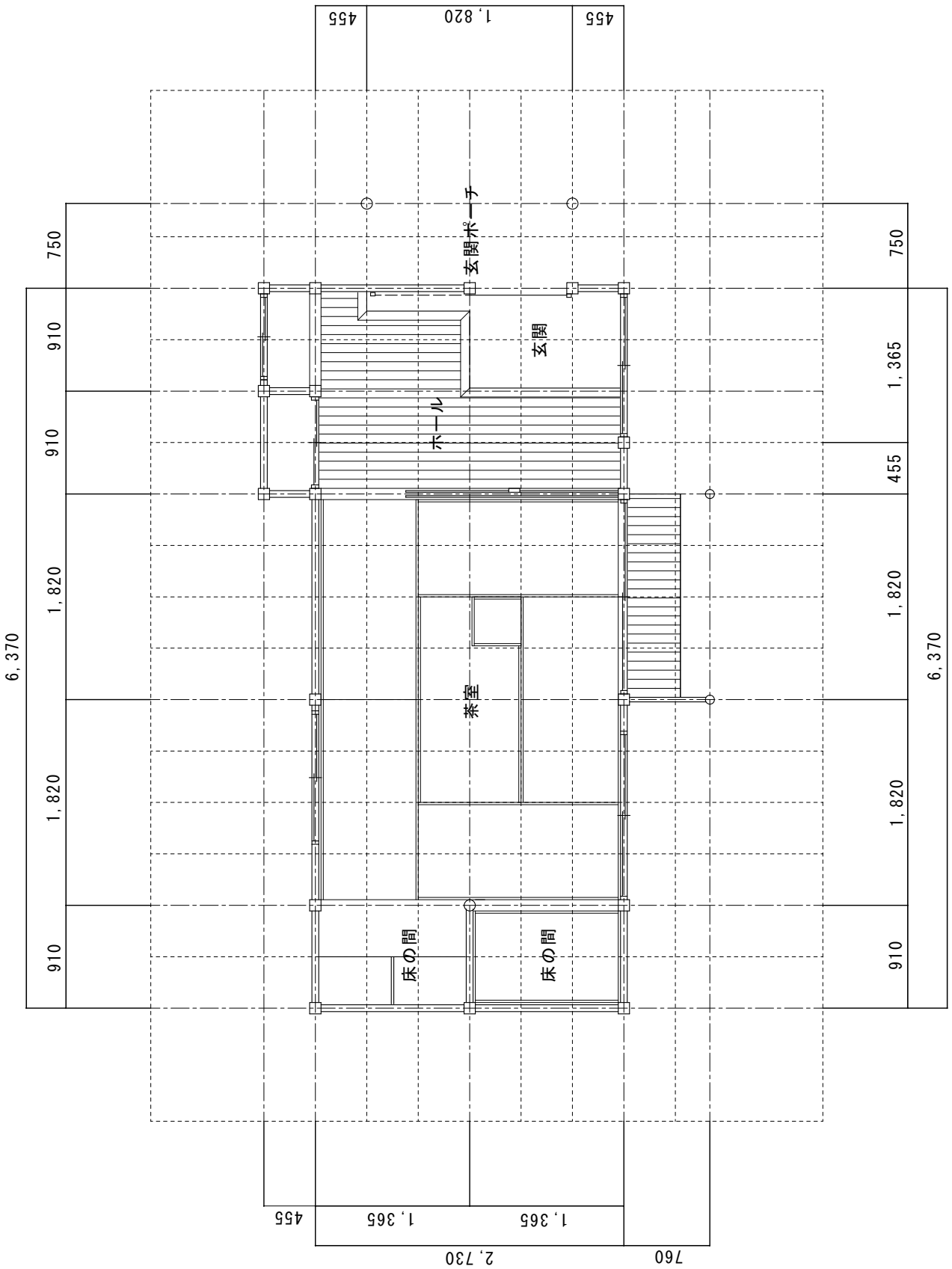


配置図 縮尺 1/300



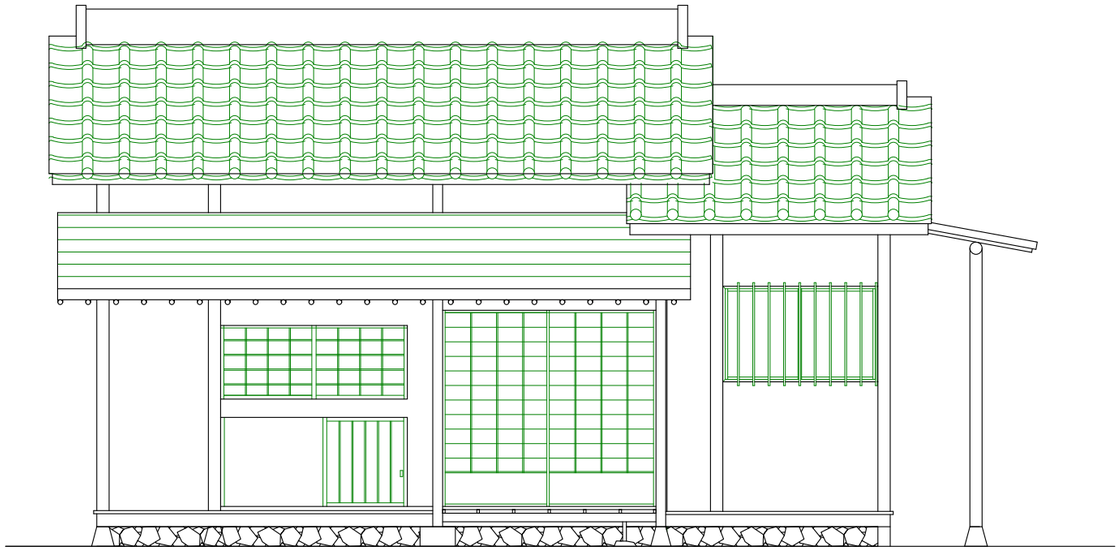
案内図

1-3 平面図

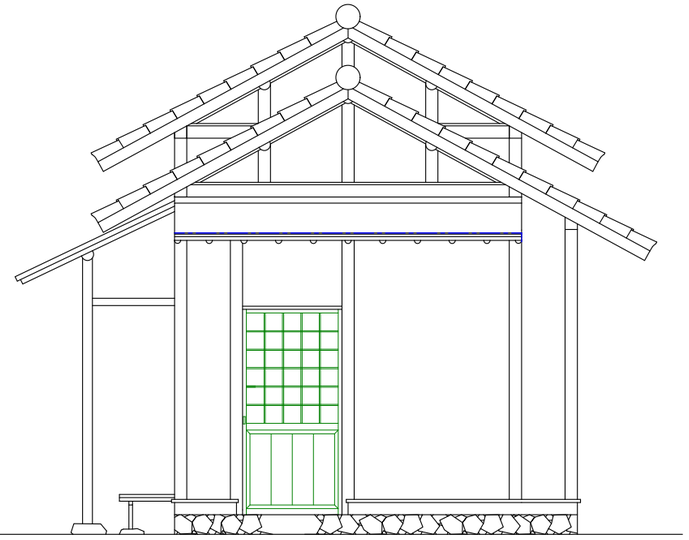


平面図　S＝1:50

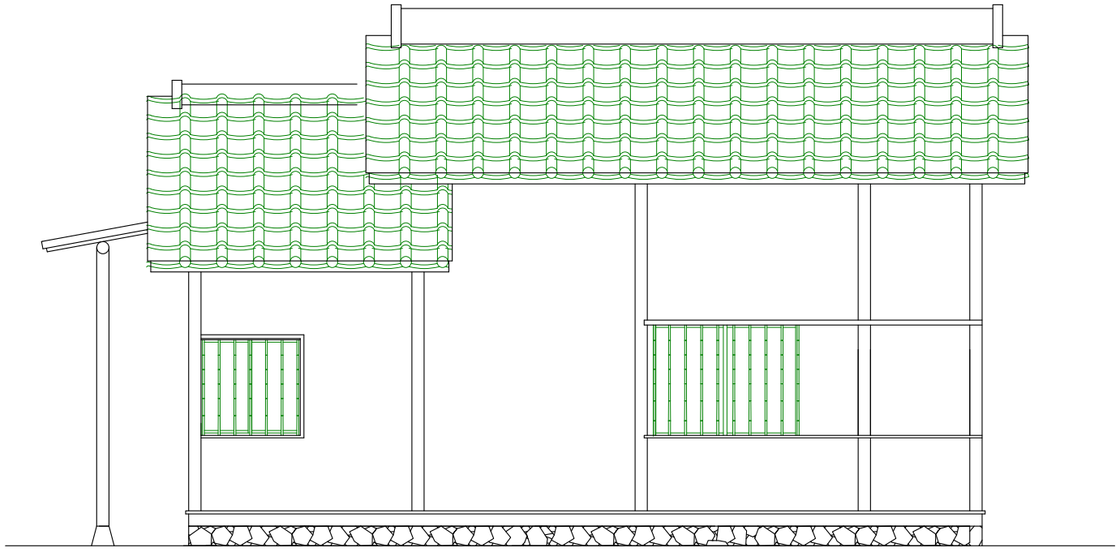
1-4 立面図･断面図



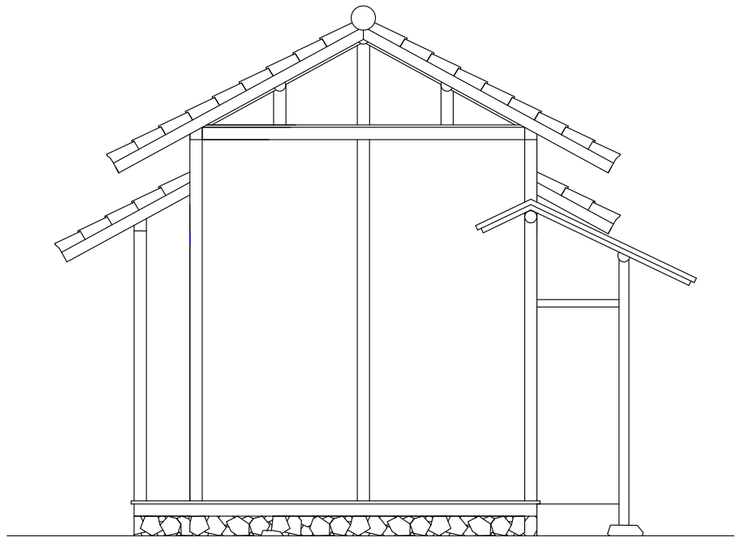
南 立 面 図　　S=1:50



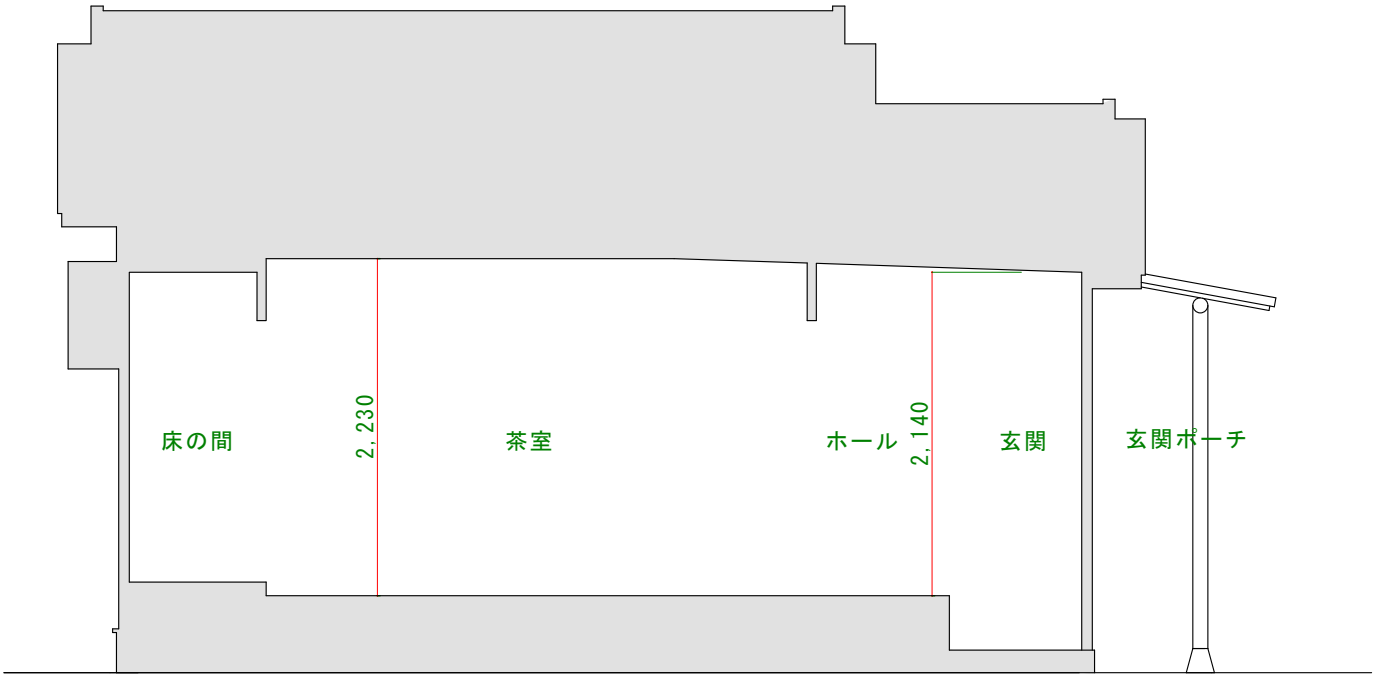
東 立 面 図　　S=1:50



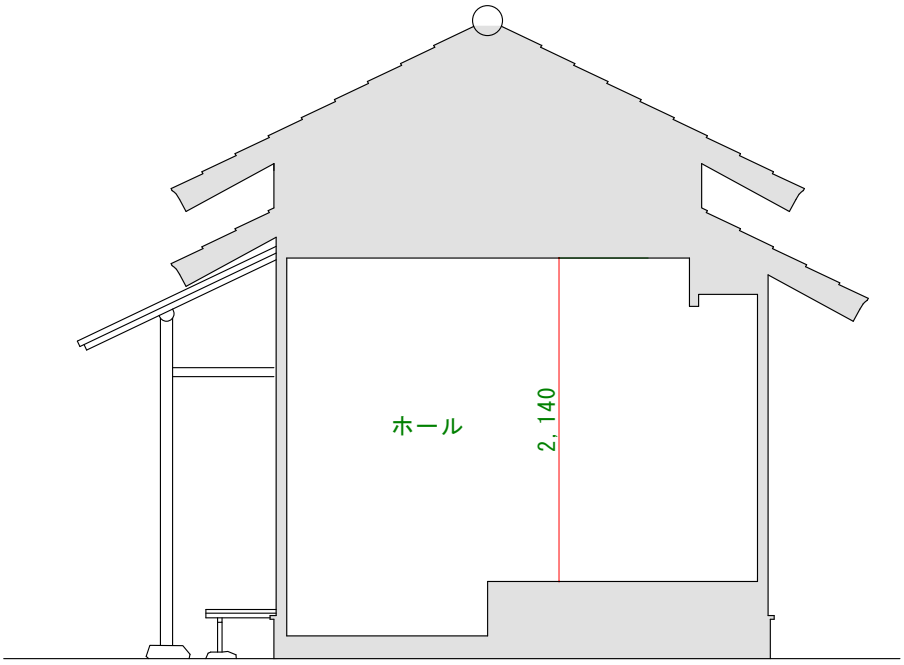
北 立 面 図　　S=1:50



西 立 面 図　　S=1:50

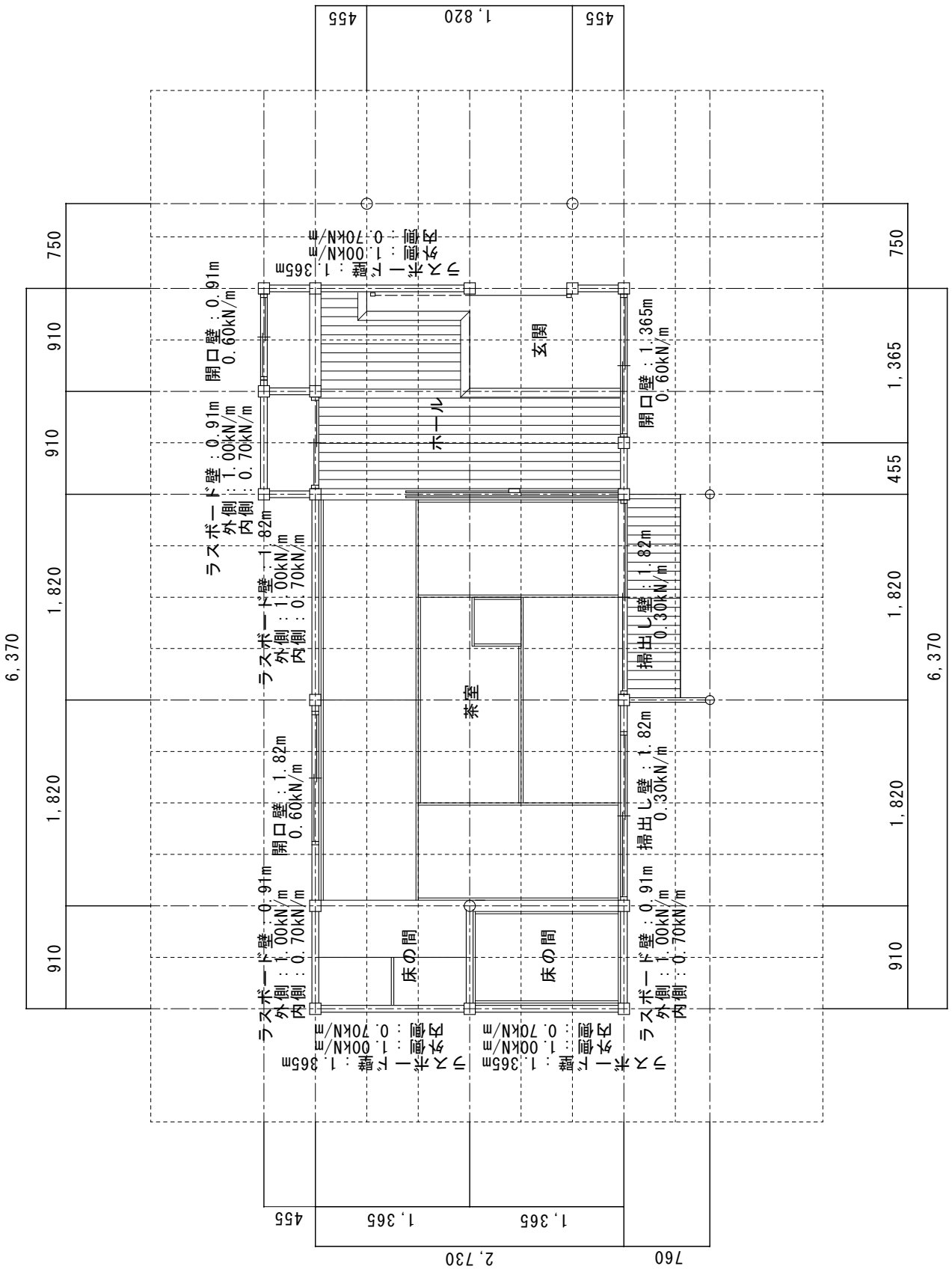


東西方向断面図　S=1:50



南北方向断面図　S=1:50

2-1 モデル化図



平面図　S＝1:50

2-2　診断の方針

(a) 準拠する基準
「木造住宅の耐震診断と補強方法」((一財)日本建築防災協会)

(b) 診断次数
一般診断法により耐震診断を行う。

(c) 判定指標
判定指標は上部評点＝1.50とする。

(d) 資料
資料としては意匠図、近隣地盤調査資料(同一敷地内)があり、構造図、構造計算書は利用できなかった。

(e) 現況
躯体は100×100㎜の木造架構とラスボードを下地とした壁により構成されている。屋内壁の一部で劣化が見られる。平面プランは一部意匠図と異なっていたため、現地調査により平面図を復元した。

(f) 躯体強度
「木造住宅の耐震診断と補強方法」記載の標準壁耐力をもとに算出する。外壁ラスボードは屋外側は土台から上部横架材まで施工されているが、屋内側は床下から天井裏までの施工である。そのため標準耐力を低減して計算を行った。

(g) 解析方法
診断方法として一般診断法と精密診断法が考えられるが、診断対象の茶室は天井点検口がなく、小屋裏架構を調査するためには破壊調査(天井の解体)が必要となる。天井材は一枚物の杉板等が用いられており、解体した場合は現状回復が困難である。小屋裏の架構形式及び仕口が確認できないことから、精密診断では耐力が評価できない。そのため、一般診断により耐震性の評価を行うこととした。

2-3　解析仮定

(a) 使用材料

ｉ) ラスボード

標準耐力	1.00	kN/m
面材張壁の内部壁高さ補正	壁高さ比:3.758/4.750＝0.791	
修正耐力	0.791×0.90＝0.712 → 0.70 とする。	

壁耐力は外壁面の要素耐力+内壁面の要素耐力
＝1.00+0.70＝1.70とする。

ii) 地耐力

長期許容地耐力	30	kN/㎡

(b) 外力分布

・ 床面積あたりの必要耐力から外力を算定する。

(c) 耐力壁

・ 耐力壁はラスボード梁である。
床下調査により、内壁面は土台まで面材が張られていないため、面材張壁の修正耐力を考慮する。釘間隔は150㎜、貫間隔は910㎜と想定される。

(d) 構造階高及び構造スパンの扱い

・ 構造階高は土台と横架材の芯間距離とする。
・ 構造スパンは1階壁芯を構造芯とする。

(e) 配置による耐力低減

・ 偏心率と平均床倍率による耐力低減を行う。

(f) 劣化度による耐力低減

・ 仕上げ材の劣化等により算出する。

10 総合評価

現況

(a) 地盤・基礎

地盤	対策	記入欄（○）	注意事項
良い・普通		○	既存スウェーデン式サウンディング試験結果により30kN/㎡の地耐力が確認されている。
やや悪い			
非常に悪い（埋立地、盛土、軟弱地盤）	表層の地盤改良を行っている		
	杭基礎である		
	特別な対策を行っていない		

地形	対策	記入欄（○）	注意事項
平坦･普通		○	
がけ地・急傾斜	コンクリート擁壁		
	石積み		
	特別な対策を行っていない		

基礎形式	対策	記入欄（○）	注意事項
鉄筋コンクリート基礎	健全		100×100断面の土台により柱脚は連結されている。
	ひび割れが生じている		
無筋コンクリート基礎	健全		
	軽微なひび割れが生じている		
	ひび割れが生じている		
玉石基礎	足固めあり	○	
	足固めなし		
その他（ブロック基礎等）			

(b) 上部構造

階	方向	上部構造評点	判定
3階	X		
	Y		
2階	X		
	Y		
1階	X	**0.92**	**倒壊する可能性がある**
	Y	**0.37**	**倒壊の可能性が高い**

上部構造評点	判定
1.5以上	倒壊しない
1.0以上1.5未満	一応倒壊しない
0.7以上1.0未満	倒壊する可能性がある
0.7未満	倒壊の可能性が高い

4.耐震補強提案

4-1　補強方針

（1）上部構造評点が目標値を下回った要因

・耐震診断の結果、上部構造評点がXY両方向共不足する結果となった。特にY方向に関しては上部構造評点の目標値1.50を大きく下回っている。耐震指標値が小さい原因としては下記があげられる。

1. Y(張間)方向の耐力要素が建物東側に偏在しており、偏心率による耐力低減が大きい。

2. X方向(桁行)耐力要素が北側に偏在しているため、偏心率による耐力低減が大きい。

3. 壁要素がラスボード張であり耐力が小さいが、屋根が瓦葺きであるため地震力が大きい。

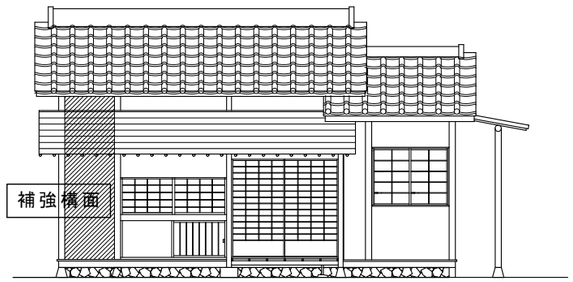
（2）耐震補強の方向性

・耐震補強を向上させるには下記の方法が考えられる。

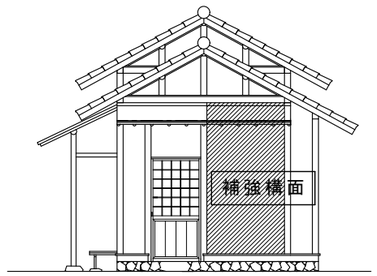
1. 壁の増設、既存壁の補強による壁耐力の増加と偏心率の改善。
2. 仕上げ重量の軽量化による地震力の低減。

・補強方針としては、既存耐力壁を一部構造用合板張耐力壁とすることで壁耐力の向上を図るとともに、偏心率の改善を行う。その際、補強構面には耐震金物による柱梁接合部の補強も併用しておこなう。これらの補強による壁厚増加似たいしては、柱面張り等を行うことで意匠性の大きな変化が生じない様留意する。

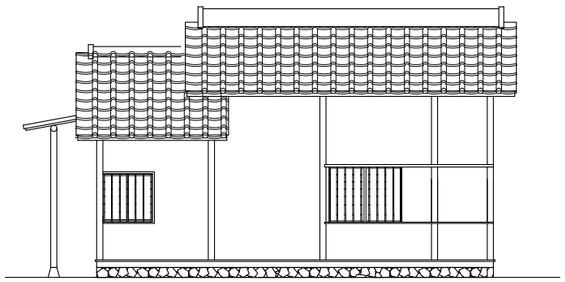
4-2　補強提案図



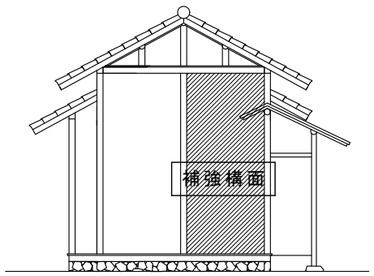
南 立 面 図　　S=1:100



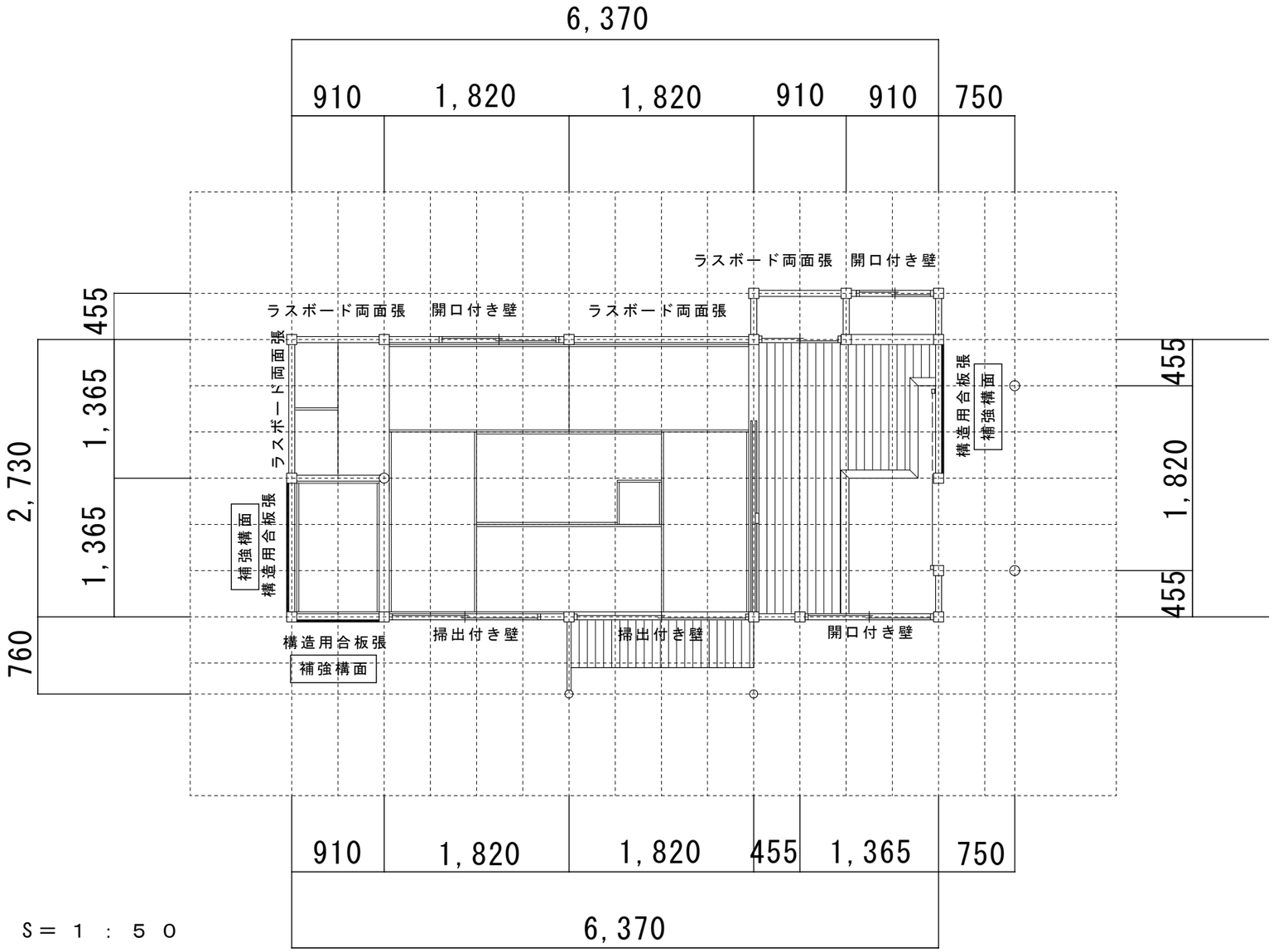
東 立 面 図　　S=1:100



北 立 面 図　　S=1:100



西 立 面 図　　S=1:100



平 面 図　　S＝１：５０

8 耐力要素の配置等による低減係数の算出

補強

3階

剛心	X座標(xs)	
	Y座標(ys)	
重心	X座標(xg)	
	Y座標(yg)	

		X方向	Y方向
剛心座標	ys,xs		
重心座標	yg,xg		
偏心距離	ey,ex		
弾力半径	re･x,re･y		
偏心率	Re･x,Re･y		

2階

剛心	X座標(xs)	
	Y座標(ys)	
重心	X座標(xg)	
	Y座標(yg)	

		X方向	Y方向
剛心座標	ys,xs		
重心座標	yg,xg		
偏心距離	ey,ex		
弾力半径	re･x,re･y		
偏心率	Re･x,Re･y		

1階

剛心	X座標(xs)	2.93
	Y座標(ys)	1.62
重心	X座標(xg)	3.29
	Y座標(yg)	1.44

		X方向	Y方向
剛心座標	ys,xs	1.62	2.93
重心座標	yg,xg	1.44	3.29
偏心距離	ey,ex	0.18	0.36
弾力半径	re･x,re･y	3.50	3.49
偏心率	Re･x,Re･y	0.05	0.10

耐力要素の配置等による低減係数

3階	X方向	
	Y方向	
2階	X方向	
	Y方向	
1階	X方向	1.00
	Y方向	1.00

偏心率と平均床倍率による低減係数eKflの算出　　表4.21　(解表3.6)

偏心率 ＼ 平均床倍率	Re<0.15	0.15<=Re<0.3	0.3<=Re<0.45	0.45<=Re<0.6	0.6<=Re
1.0以上	1.0	1/(3.33Re+0.5)	(3.3-Re)/{3(3.33Re+0.5)}	(3.3-Re)/6	0.45
0.5以上1.0未満			(2.3-Re)/{2(3.33Re+0.5)}	(2.3-Re)/4	0.425
0.5未満			(3.6-2Re)/{3(3.33Re+0.5)}	(3.6-2Re)/6	0.4

9 上部構造評点の算出

階	方向	壁・柱の耐力 Qu (kN)	配置 eKfl	劣化度 dK	保有する耐力 edQu (kN)	必要耐力 Qr (kN)	上部構造評点
3階	X						
	Y						
2階	X						
	Y						
1階	X	12.36	1.00	0.90	11.12	7.29	1.53
	Y	12.48	1.00	0.90	11.23	7.29	1.54

※一般診断法では、劣化部補強改修後でも劣化度は最大0.9とします

10 総合評価

上部構造評点の最小値　1.53　　倒壊しない

診断結果の概要

対象施設	施設名 大谷石組倉庫	所在地 栃木県上三川町大字上三川4978番地1外
	建設年次 不明(昭和20年時点で建築済)	規模･面積 組積造2階建て，延べ床面積168.72㎡
	資料　意匠図：無　構造図：無　構造計算書：無　地盤調査資料：有	

建物の特徴

建物の特徴
- 対象建物は、建築年次は不明であるが、昭和20年時点で建築済みであることが確認された大谷石組積造の倉庫である。
- 平面規模はX方向に14.79m、Y方向に5.67mとなっており、XY方向共1スパンとなっている。
- 屋根形状は陸屋根となっている。

構造的特徴
- 基礎形式は不明である。
- 大谷石壁厚は220㎜で2階や屋根面には水平面剛性を成り立たせるような平面架構が存在しない。

実態調査

現地調査結果
- 現地で建物寸法の測定を行い、耐震診断に必要な部材寸法や使用材料の調査を行った。大谷石はコアを採取して圧縮強度を測定した。
- 目地モルタルは災害や経年劣化による割れ、剥離が見られた。1階床土間には不動沈下が原因であると推定されるようなクラックは確認されなかった。R階陸屋根からの雨漏りが原因とみられるシミが2階壁面に見られた。

大谷石

試験方法		番号	X	σ_{n-1}	n	設計基準強度	診断採用強度
コアによる強度	S20						
		C-1-1-1	8.63				
		C-1-1-2	7.62				
		C-1-1-3	8.38				
		全体	8.21	0.53	3	7.95N/㎟	7.95N/㎟

診断の方針

診断の方針
- 耐震は１次診断、判定値は0.80とし、これに不足するときは補強提案をする。
  診断地震力は極めてまれにある地震(震度6強程度)を想定している。
- 現状復元した図面により診断を行う。

使用ソフト
- 仕様ソフトは無し

主な計算仮定
- 目地モルタルのせん断耐力は0.225N/㎟とする。

I_{s0}=0.80	方向	階	指標	ゾーニング		判定
診断結果	X			全体		
		2階	Is	1.03	○	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性は小さい。
			q	3.59		
		1階	Is	0.62	×	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性がある。
			q	2.17		
	Y			全体		
		2階	Is	0.43	×	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性がある。
			q	1.50		
		1階	Is	0.26	×	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が高い。
			q	0.89		

X方向	X方向:2階は壁量が大きく耐震性は十分である。1階は建物重量が大きいことから耐震性が不足している。
Y方向	Y方向:1,2階共壁量が小さく耐震性が不足している。
その他	壁面外に対する大谷石目地の耐力が不足しているため、大地震時に壁体が倒壊する恐れがある。

業務委託名称　：　国登録有形文化財生沼家住宅等耐震診断業務委託

施　設　名　：　大谷石組倉庫

耐震診断業務　報告書(概要版)

令和 3年 3月 19日

目　次

１．一般事項

１－１　建物概要　・・・・・・・概要- 1

１－２　配置図・平面図・立面図・断面図　・・・・・・・概要- 2

２．構造図

２－１　各階伏図　・・・・・・・概要- 6

２－２　軸組図　・・・・・・・概要- 7

２－３　モデル化図　・・・・・・・概要- 8

３．耐震診断書

３－１　診断の方針　・・・・・・・概要- 9

３－２　解析仮定　・・・・・・・概要- 10

３－７　構造耐震指標(Is)の算定　・・・・・・・概要- 11

３－８　壁体面外耐力の診断　・・・・・・・概要- 12

３－９　診断結果の総括　・・・・・・・概要- 12

４．耐震補強提案

４－１　補強方針　・・・・・・・概要- 13

４－２　補強提案図　・・・・・・・概要- 14

４－３　補強後の構造耐震指標(Is)　・・・・・・・概要- 16

1. 一般事項

1）建物概要

(a) 名称等

建築物　　名　称　：旧生沼家 大谷石倉庫
所在地：上三川町大字上三川4978番地1外
用　途　：倉庫

設計者　　名　称　：不明
所在地：不明
設計年: 不明

施工者　　名　称　：不明
所在地：不明
建設年: 不明

(b) 規模等

調査建物: 大谷石組積造2階建て　　延べ面積: 168.72㎡

床面積,建物重量(床面積はベランダ部分も含む面積を示す)

階名		1階	2階				平均
床面積	A(㎡)	461.4	461.4				922.8
重量	W(kN)	4982.0	4794.0				9776.0
単位面積重量	W/A(kN/㎡)	10.80	10.39				10.59

(c) 建物の特徴

- 対象建物は、建築年次は不明であるが、昭和20年時点で建築済みであることが確認された大谷石組積造2階建ての倉庫である。平成14年に引舞が行われている。
- 平面規模はX方向に14.79m、Y方向に5.67mとなっている。建物高さは7.07mとなっている。
- 屋根形状は陸屋根となっている。

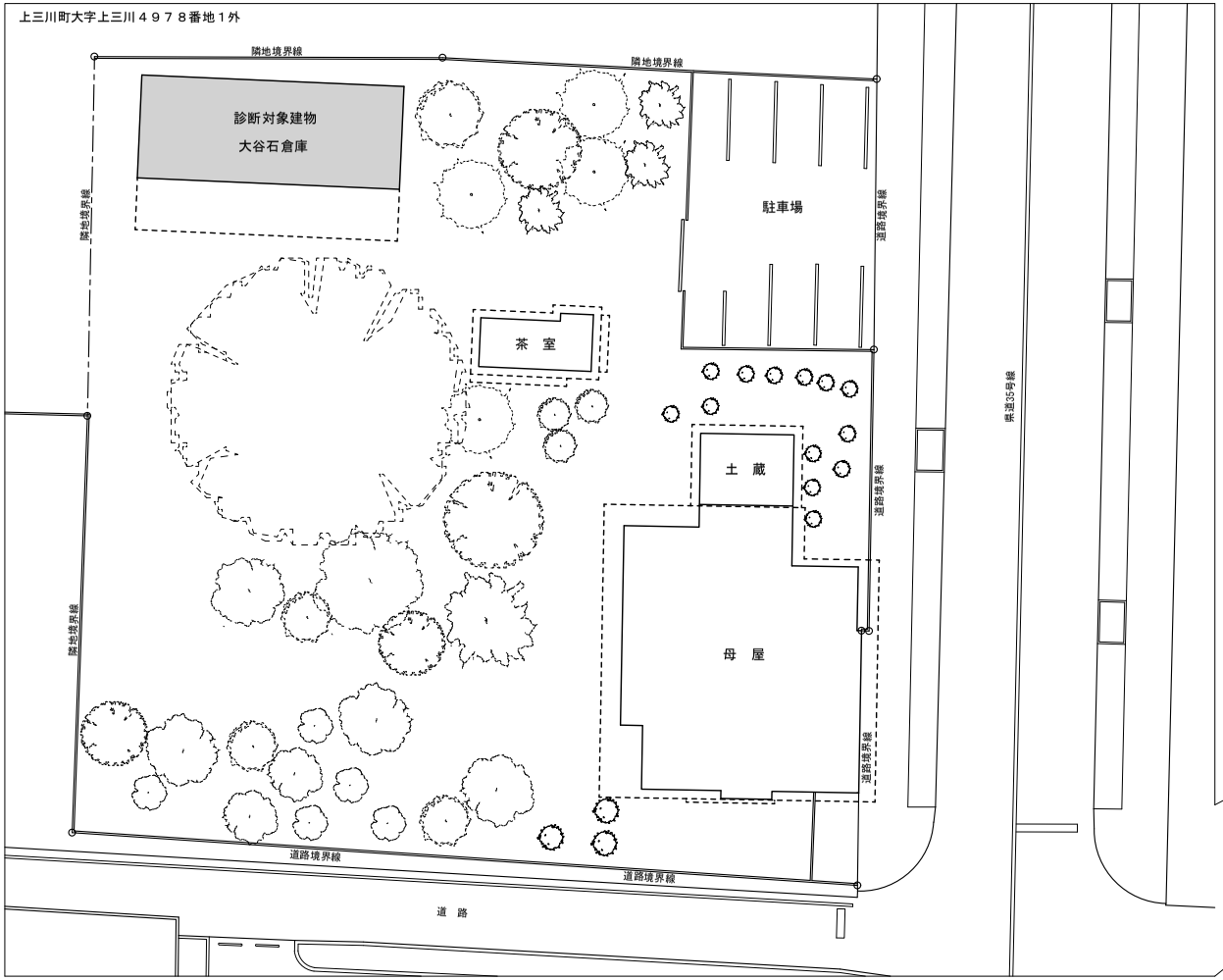
(d) 構造的特徴

- 厚さ220㎜の大谷石外壁を耐震要素とした組積造である。R階スラブ、2階床はH形鋼小梁により支持されており、小梁端部は大谷石外壁の切り欠き部に乗せる形で支持されている。
- 北側に大谷石の控え壁が存在している。
- 2階、R階共、平面ブレースは存在しない。

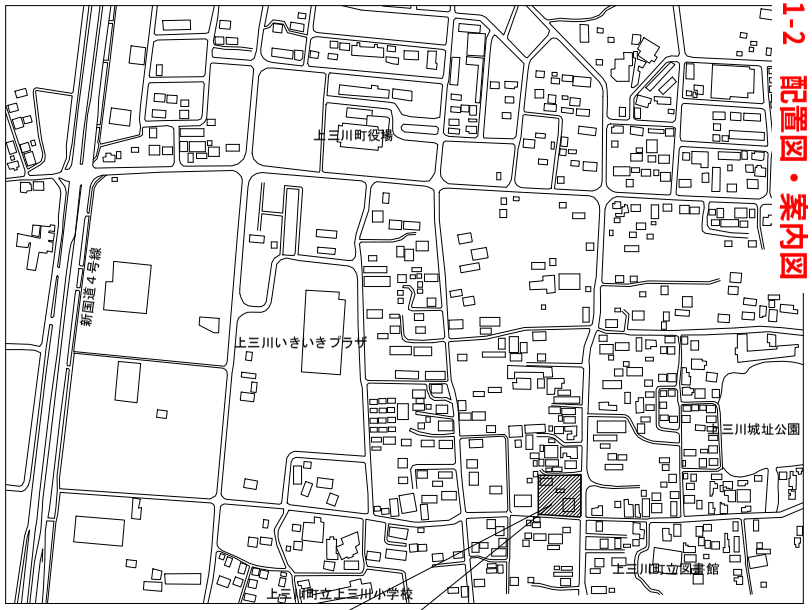
(e) 設計図書の有無

意匠図	有	無
構造図	有	無
構造計算書	有	無
地質調査資料	有	無

1-2 配置図・案内図



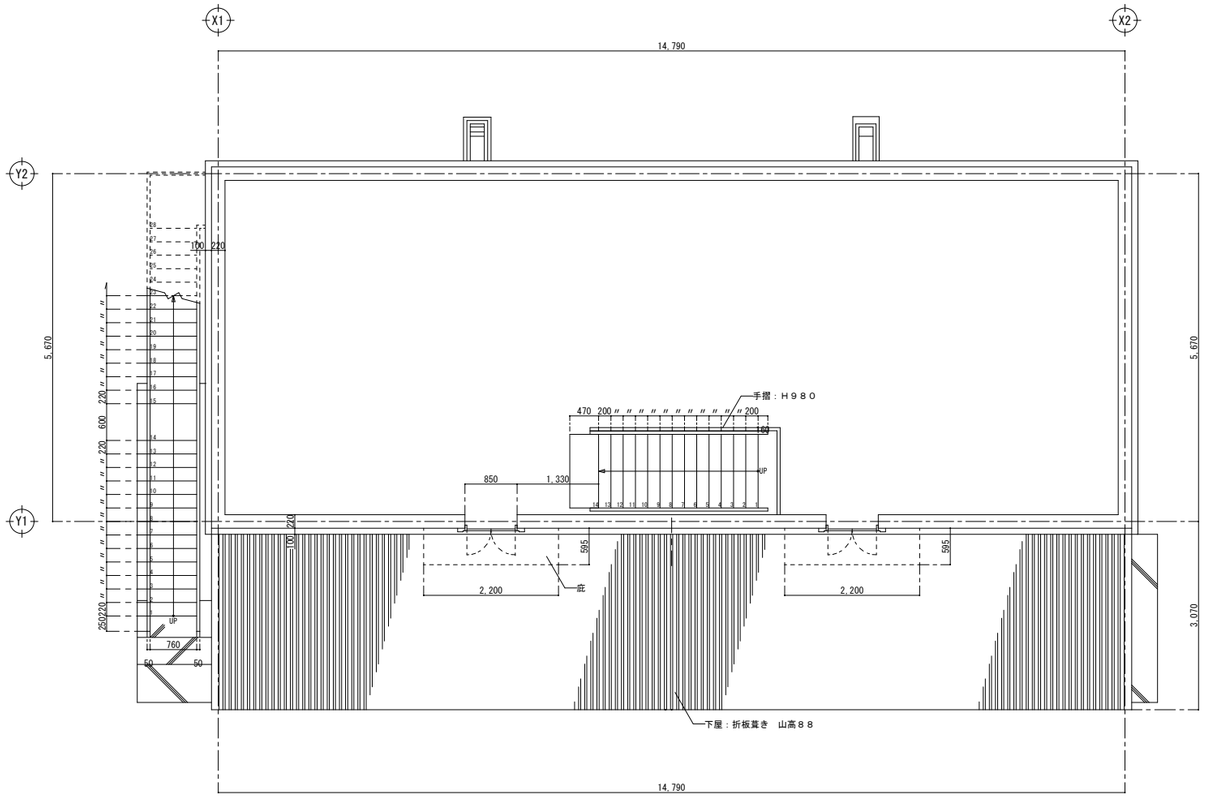
配置図 縮尺 1/300



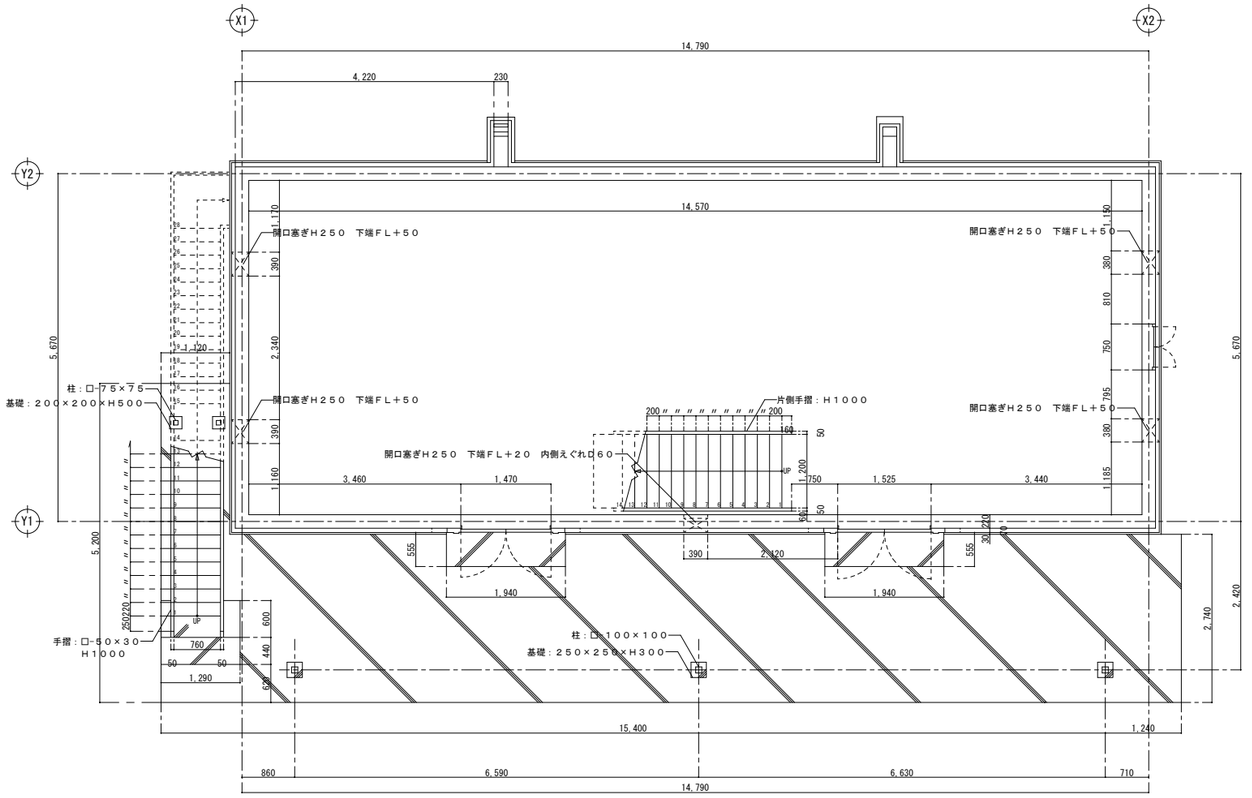
案内図

概要-2

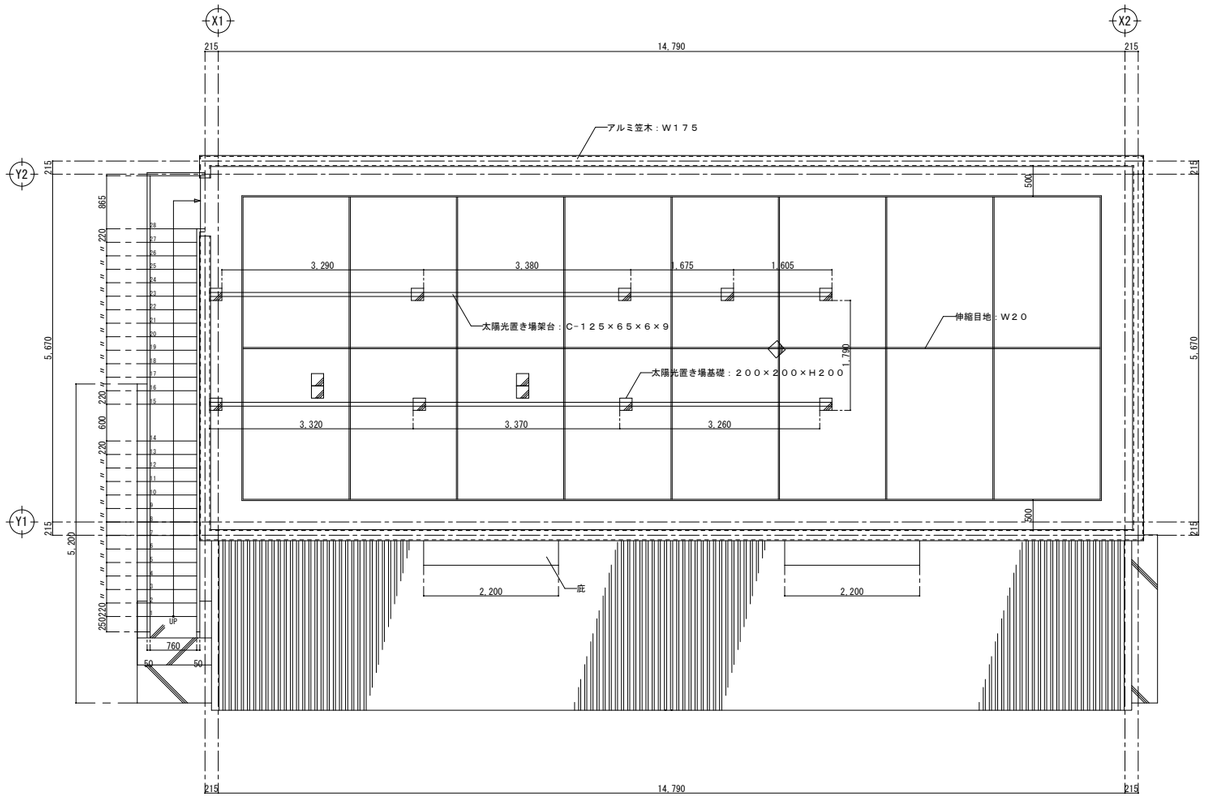
1-3　平面図



現況２階平面図　　1:100

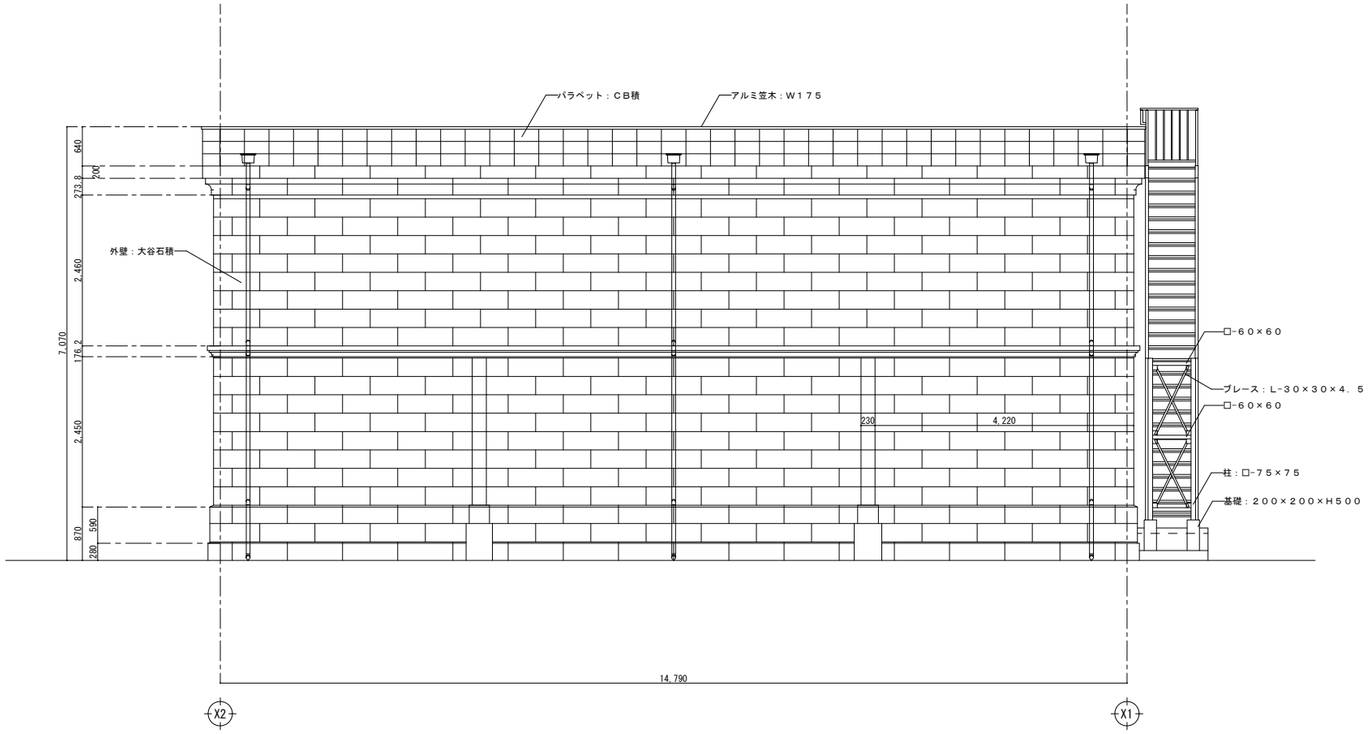


現況１階平面図　　1:100

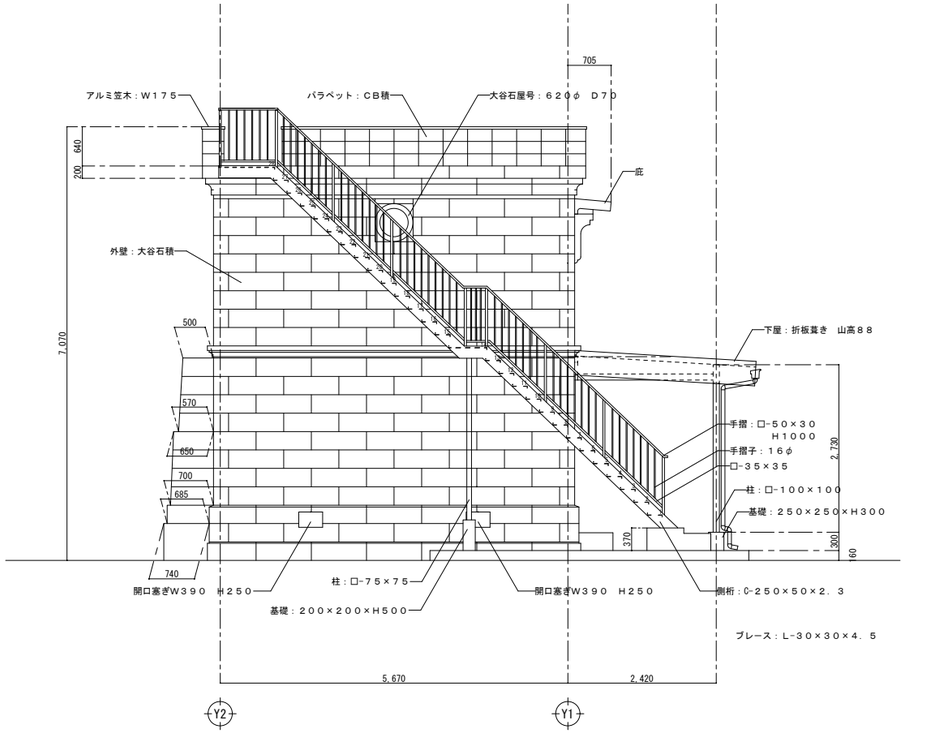


現況Ｒ階平面図　　1:100

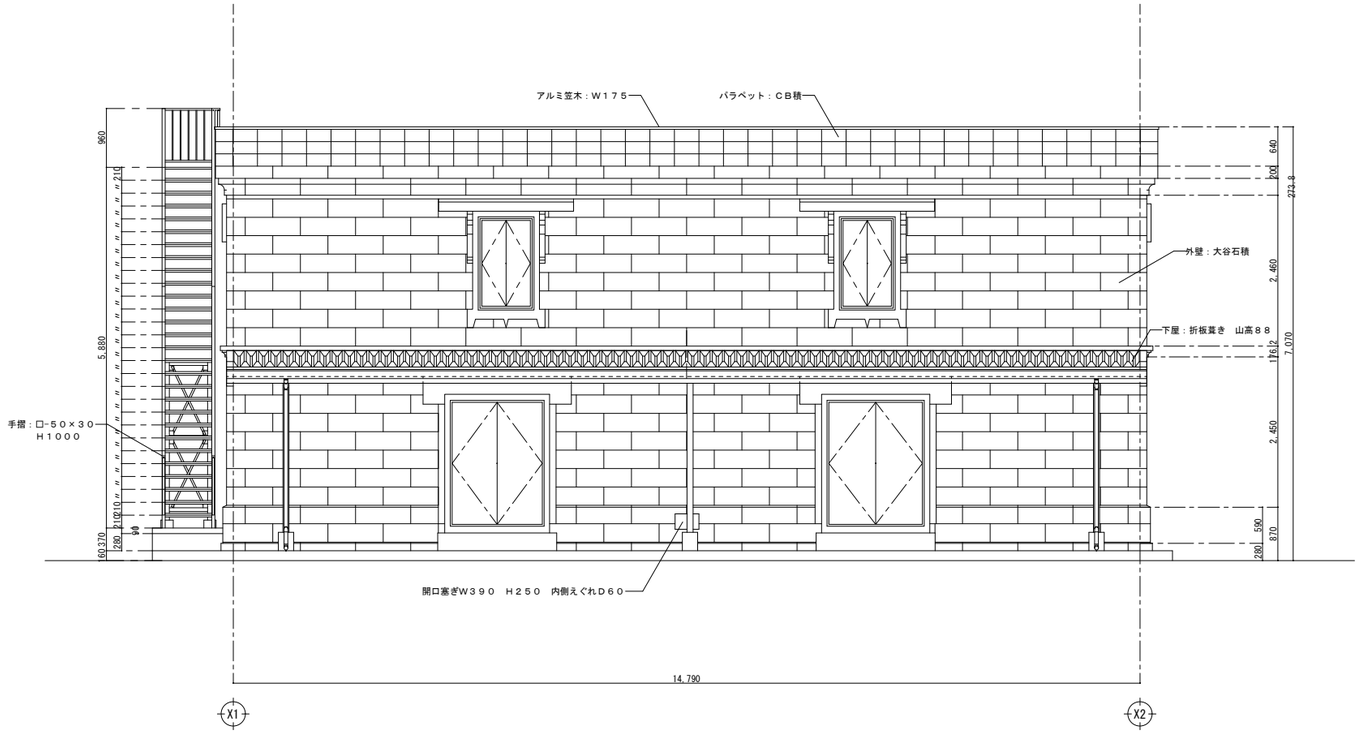
1-4　立面図



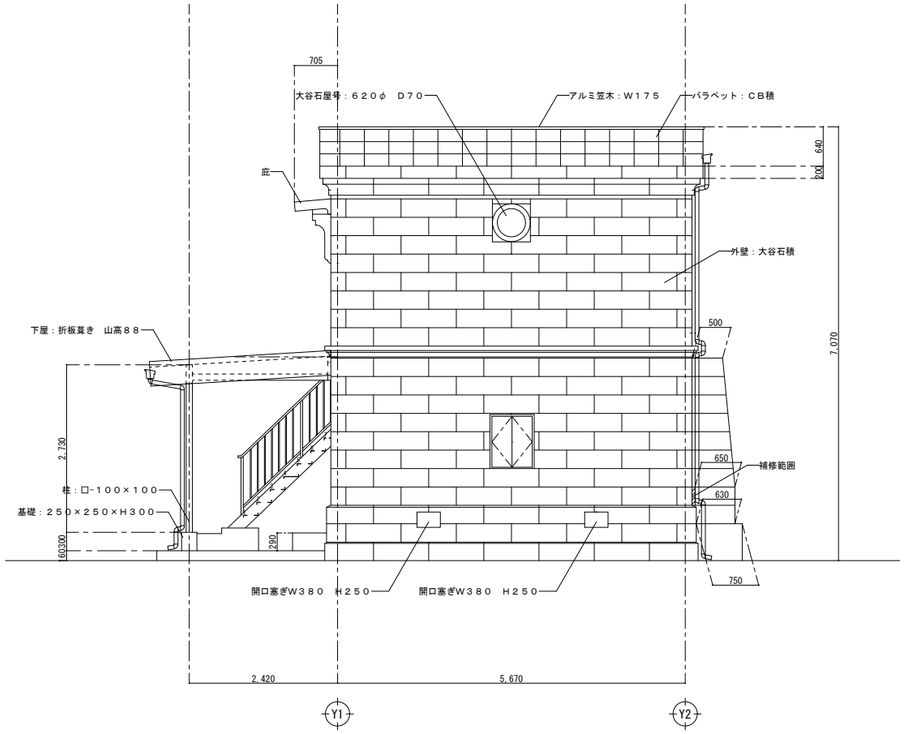
現況北側立面図　　1:100



現況西側立面図　　1:100

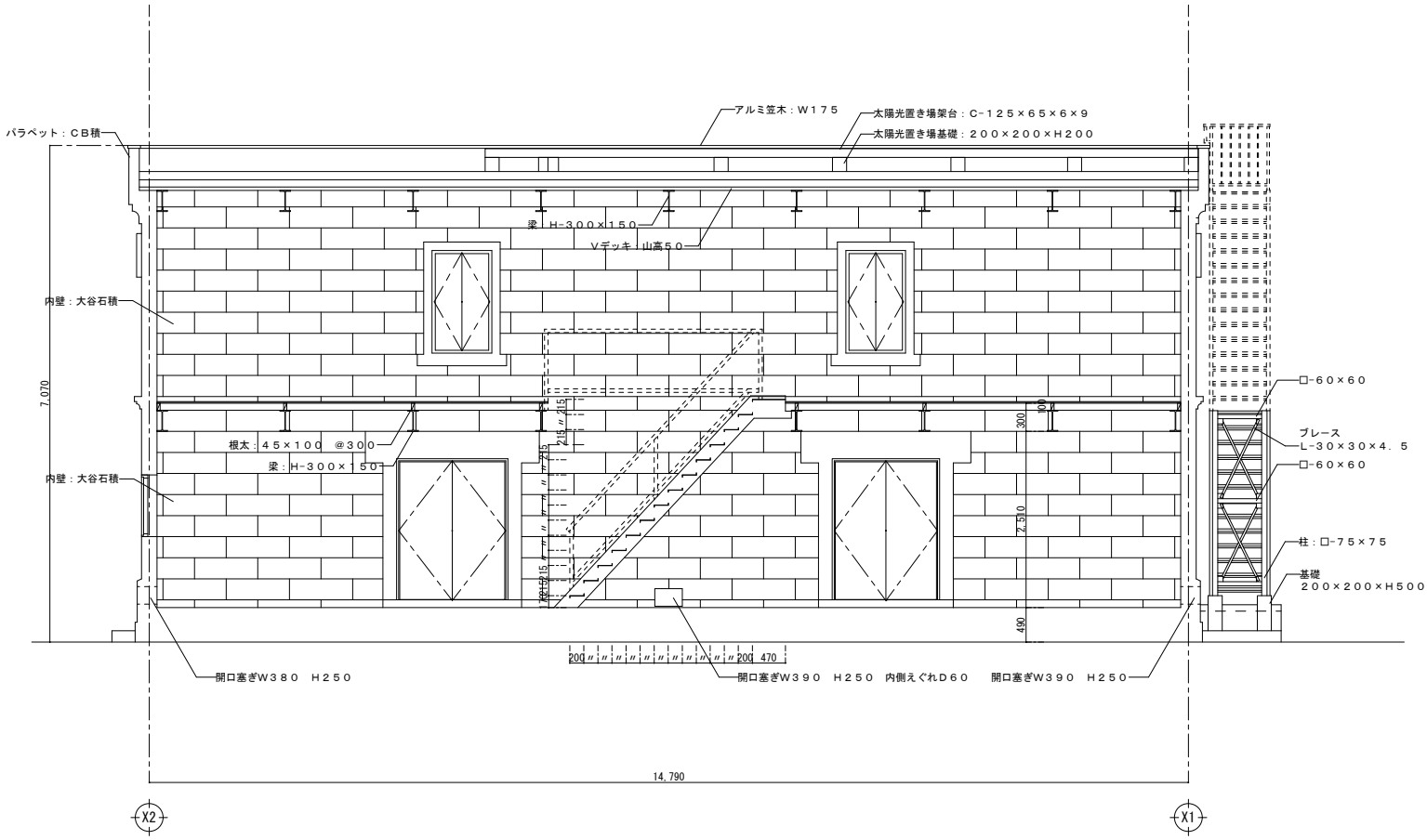


現況南側立面図　　1:100

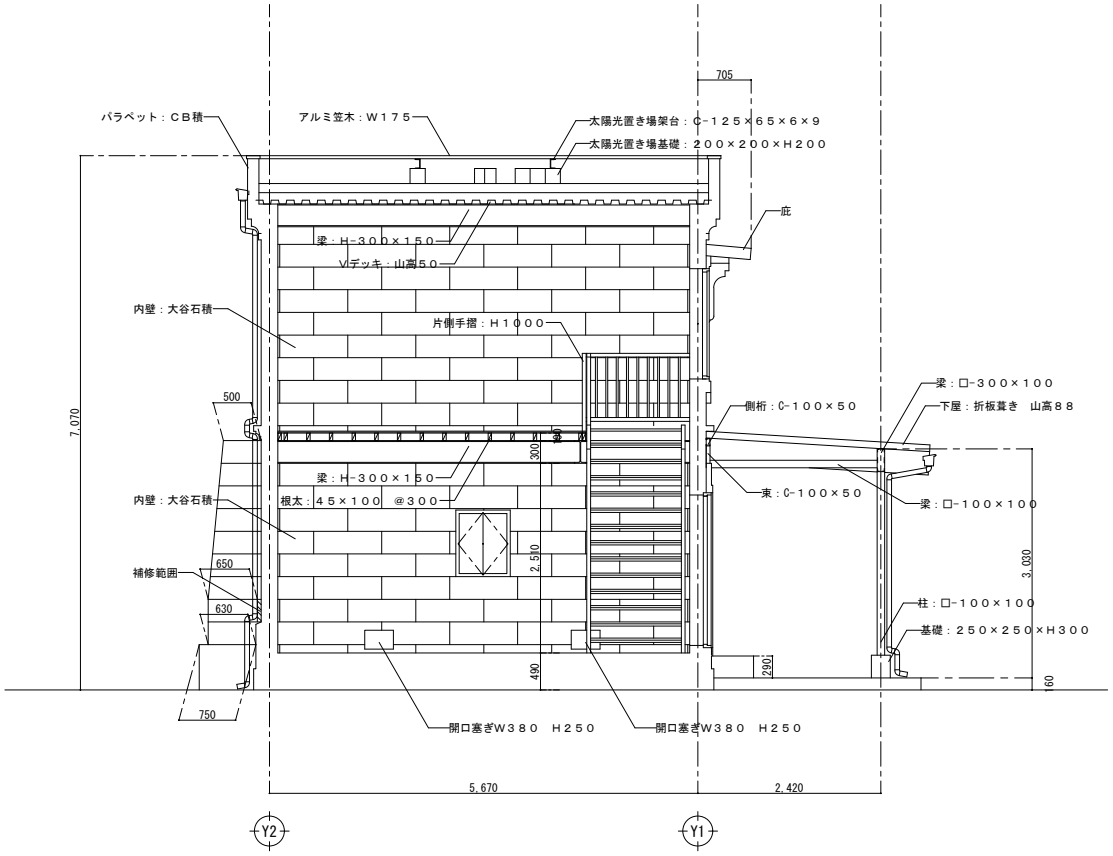


現況東側立面図　　1:100

断面図



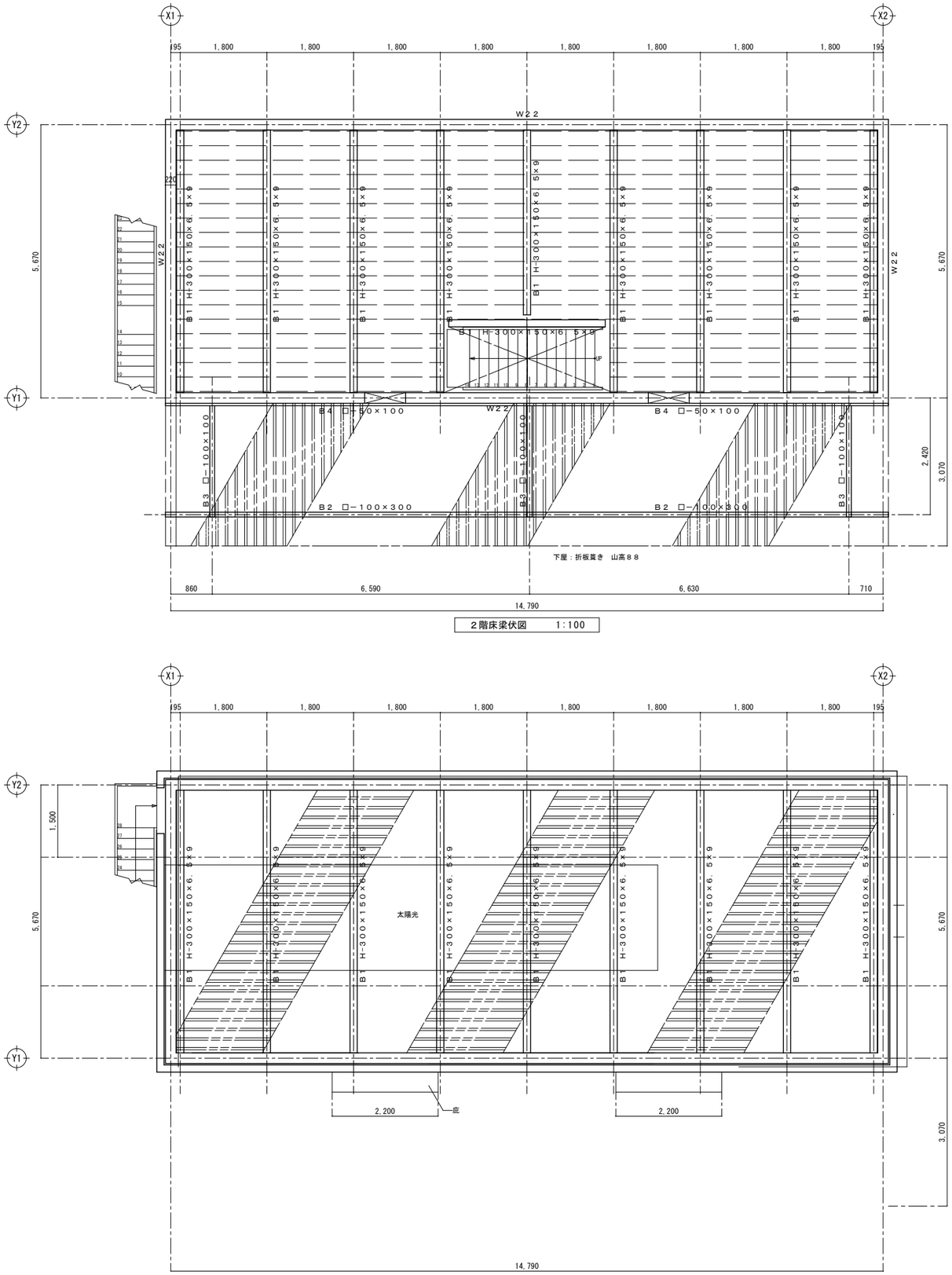
現況X-X’断面図 1:100



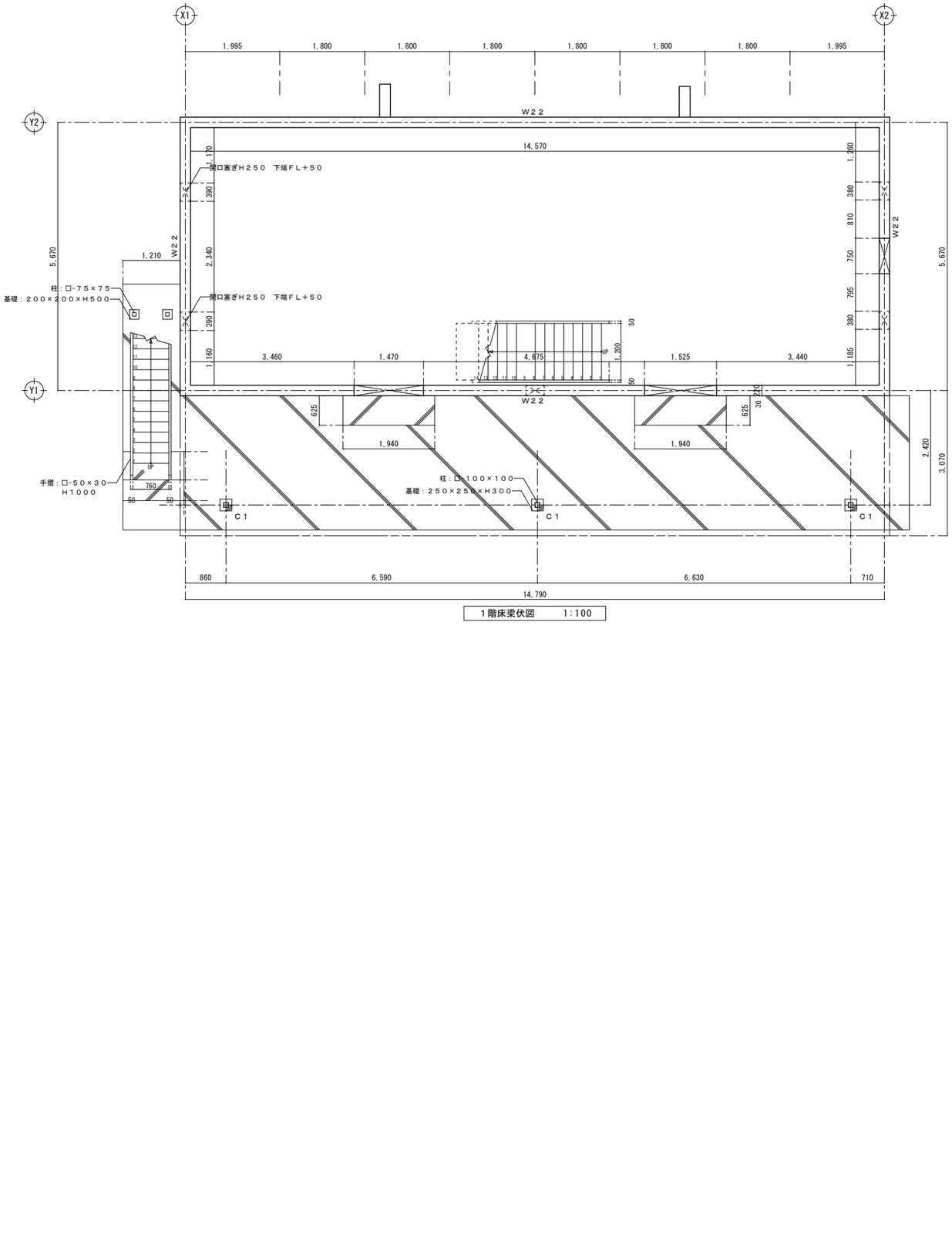
現況Y-Y’断面図 1:100

2.　構造図

2-1　各階伏図



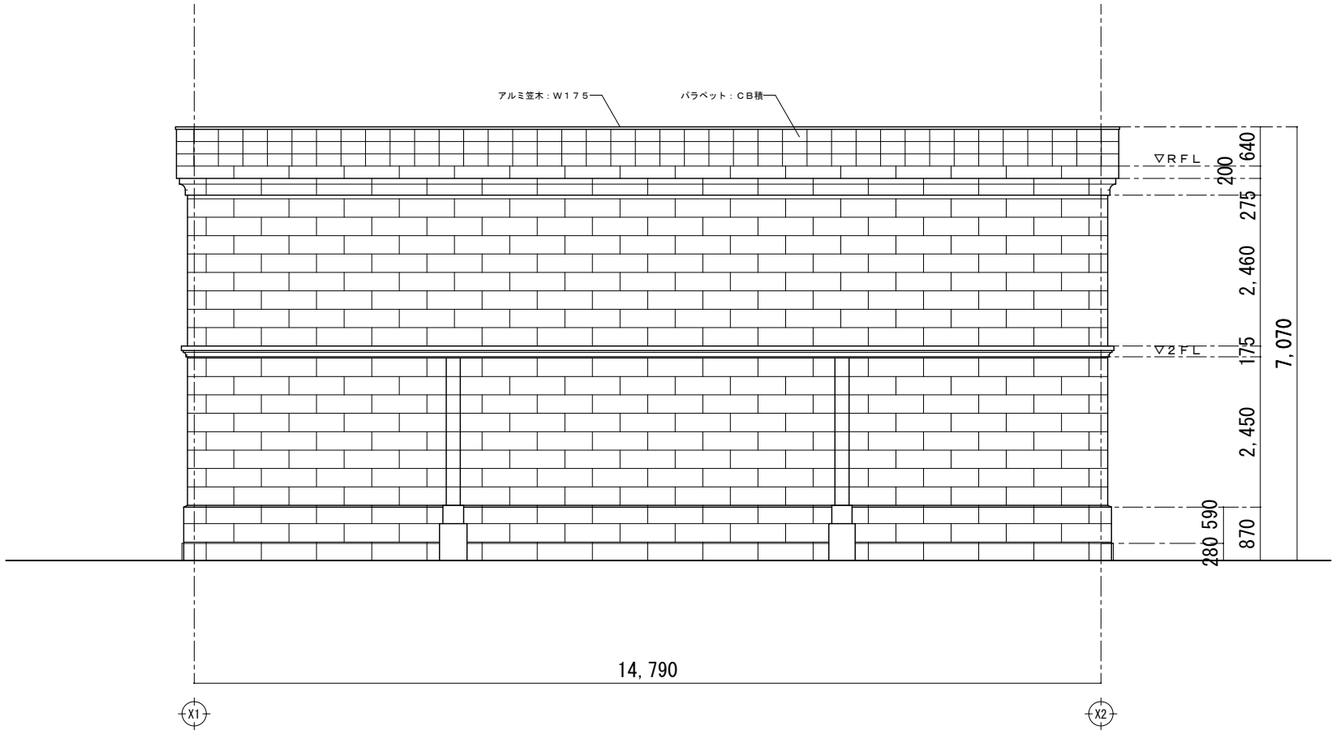
２階床梁伏図　　1:100



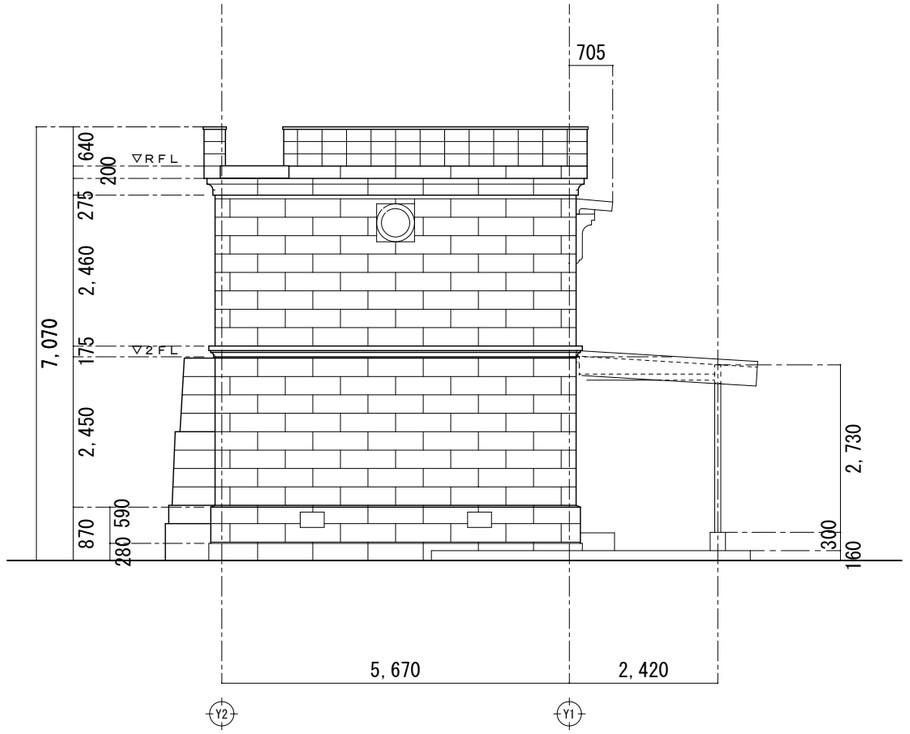
１階床梁伏図　　1:100

Ｒ階床梁伏図　　1:100

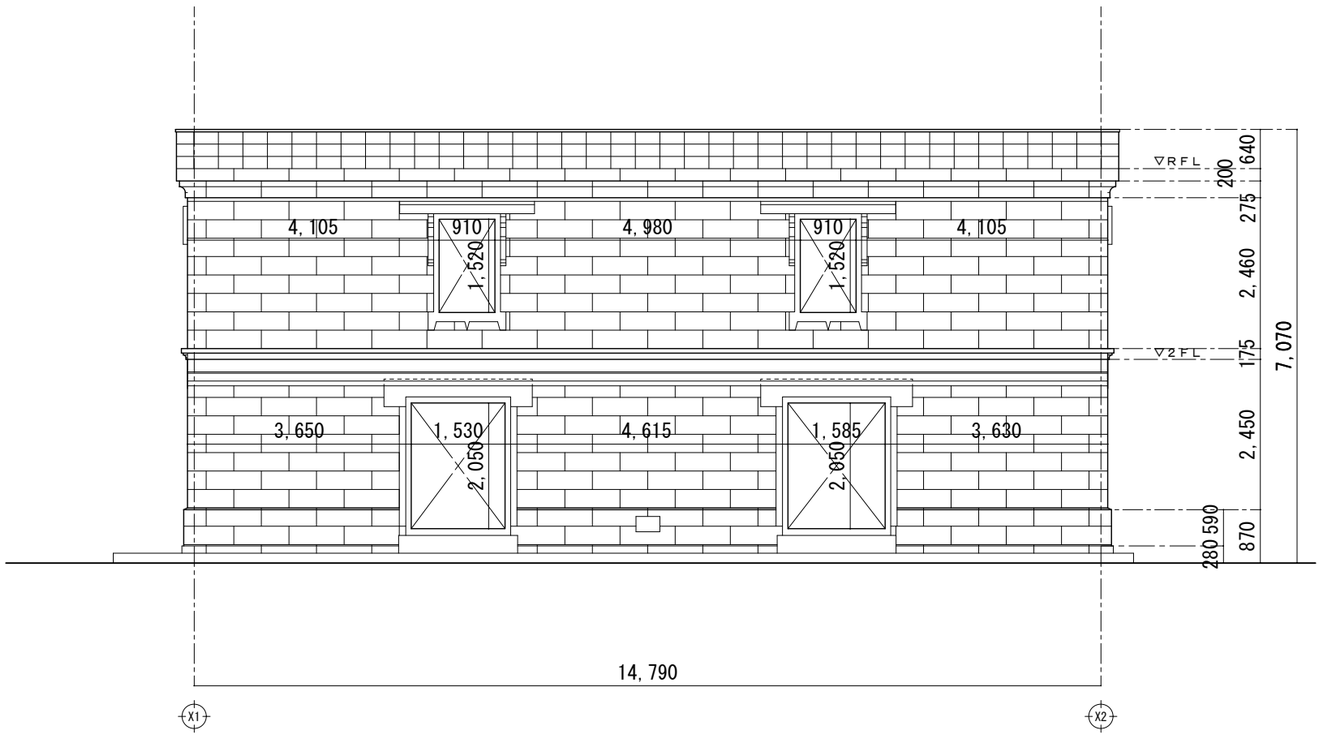
2-2　軸組図



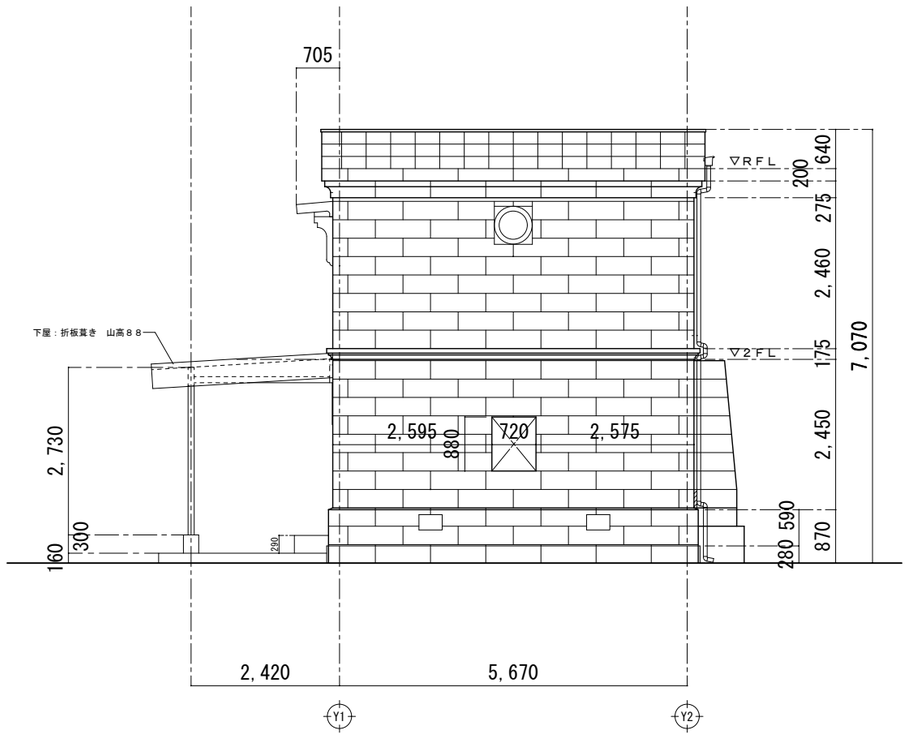
Y２通り軸組図　1:100



X１通り軸組図　1:100

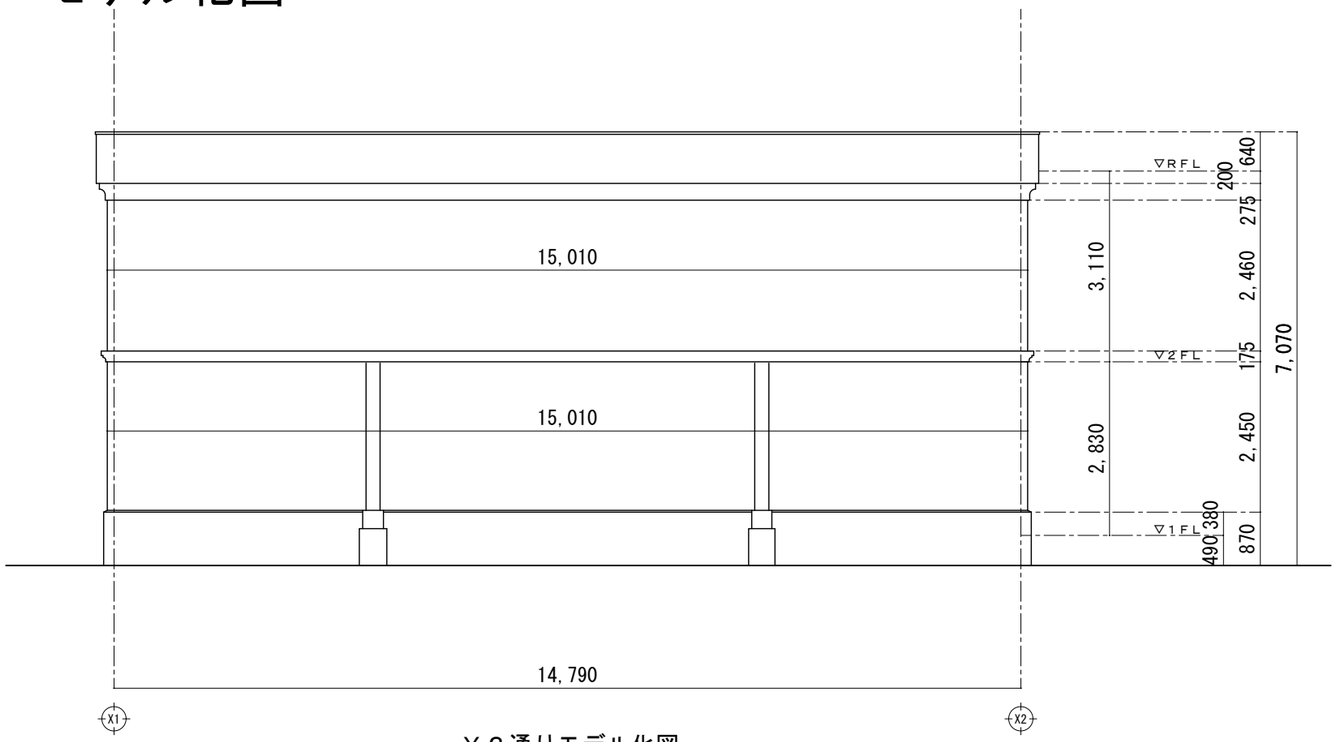


Y１通り軸組図　1:100

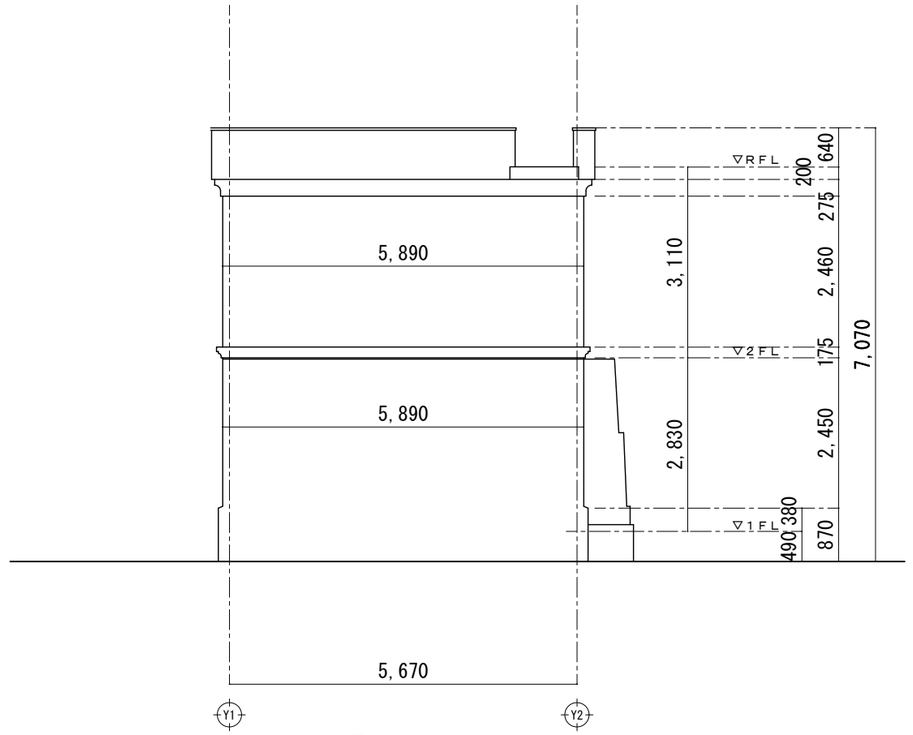


X２通り軸組図　1:100

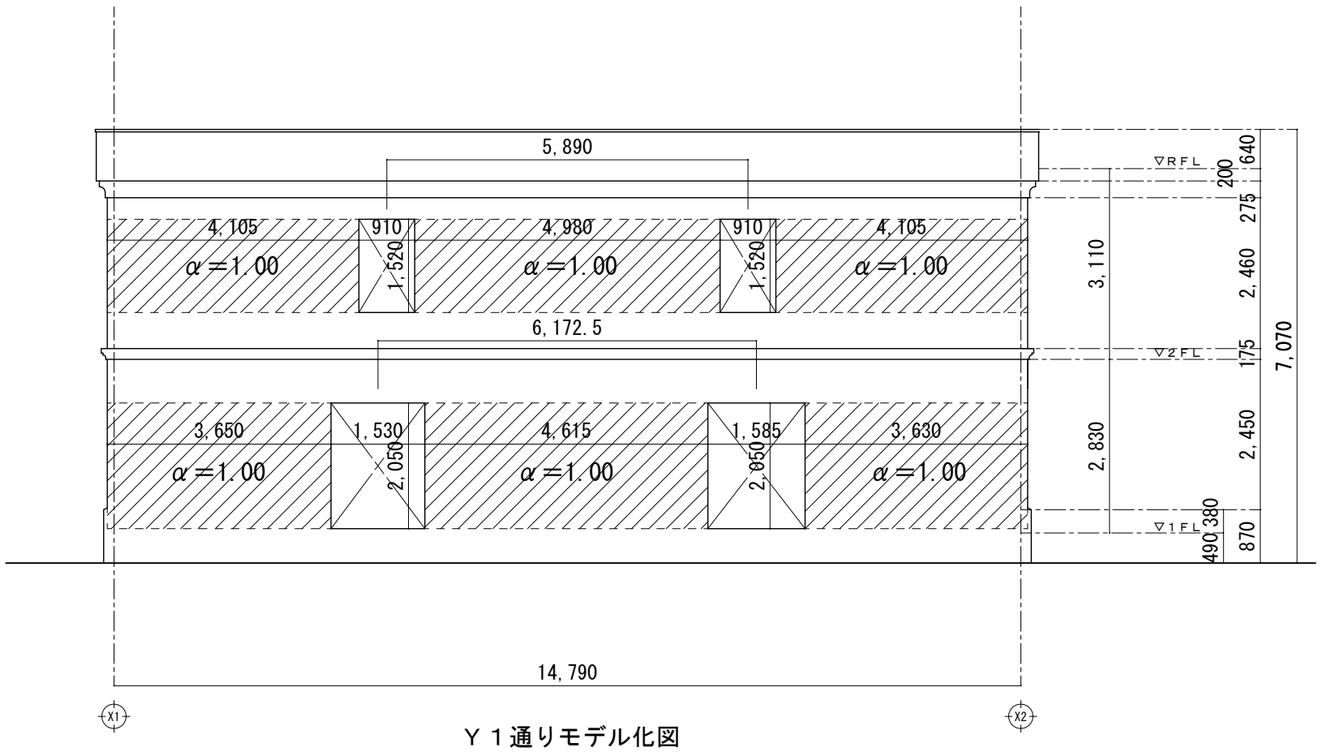
2-3　モデル化図



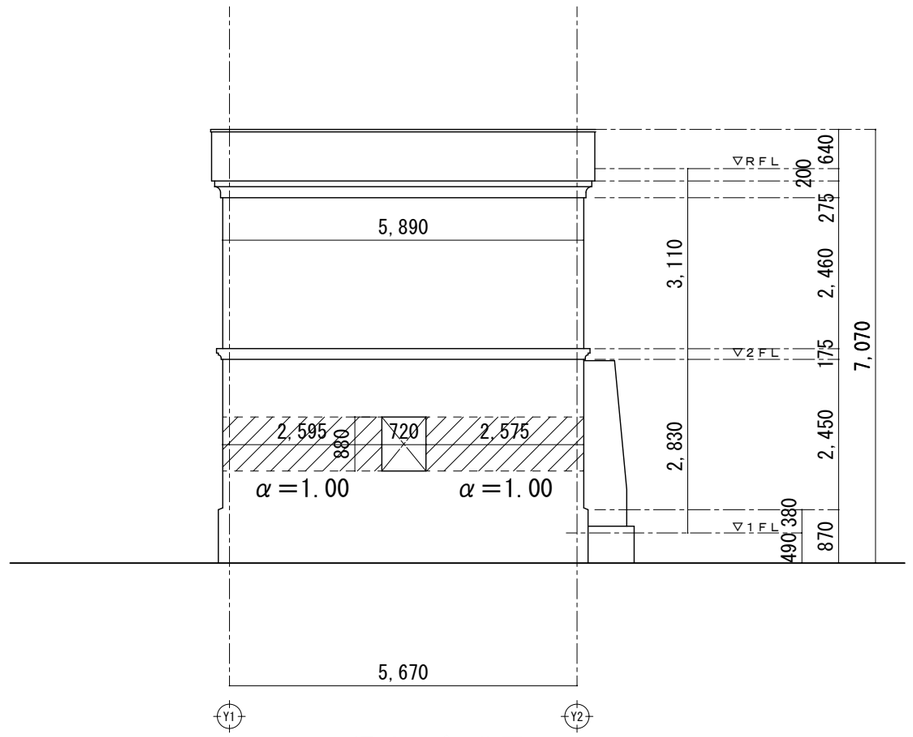
Ｙ２通りモデル化図



Ｘ１通りモデル化図



Ｙ１通りモデル化図



Ｘ２通りモデル化図

3. 耐震診断書

3-1 診断の方針

(a) 準拠する基準
大谷石建物の保全・活用のための耐震診断・補強ガイドライン(宇都宮市)

(b) 診断次数
第1次診断により診断を行う。

(c) 判定指標
判定指標はI_{s0}＝0.80とする。

(d) 資料
資料としては地盤調査資料があり、意匠図、構造図、構造計算書は利用できなかった。

(e) 現況
躯体は900×300×220の大谷石を積み上げた組積造である。大谷石の劣化度合いは少ないが屋内の雨漏り部において風化が進行している。

(f) 躯体強度
大谷石躯体強度は大谷石のコアを採取し、圧縮試験により強度を確認する。目地モルタルの強度については損傷、剥離部の補修を前提とすることで強度試験を省略している。

(g) 解析方法
建物重量より設定した地震力に対し壁耐力を用いて判定値を算出する。
壁体の面外応力に対して目地モルタル耐力の検討を行う。

(h) 目視調査の結果、壁体に大谷石の割れ、屋上CBパラペットの損傷、目地モルタルの剥離・脱落が見られた。

3-2 解析仮定

(a) 使用材料

ⅰ) 大谷石

圧縮強度	7.95	N/mm^2
比重	16	kN/m^3
ヤング係数	1.2×10^4	N/mm^2
引張強度	0.9	N/mm^2
曲げ強度	2.0	N/mm^2

ⅱ) 壁体強度

圧縮強度	長期	1.50	N/mm^2,	短期	2.25	N/mm^2
せん断強度	長期	0.150	N/mm^2,	短期	0.225	N/mm^2
引張強度	長期	0.150	N/mm^2,	短期	0.225	N/mm^2

※ 壁体強度は壁体目地部の補修を前提に『組積造設計基準・解説』の強度の上限値を採用している。

(b) 外力分布

・ Ai分布により、外力分布を決定する。

(c) 耐力壁

・ 耐震壁の壁厚は階高の25分の1以上、かつ200㎜以上を満たすものとする。
・ 耐震壁の最小長さは600㎜とする。
・ 耐震壁の縦貫通目地(芋目地)部分は、目地左右で別個の壁として耐震壁の要件を満たしていることを確認する。

(d) 構造階高及び構造スパンの扱い

・ 構造階高は床レベルとする。
・ 構造スパンは1階壁芯を構造芯とする。

(e) 形状指標

・ 辺長比、くびれ等による低減を行う。

(f) 経年指標

・ 仕上げ材の劣化等により算出する。

3-7　構造耐震指標（Is）の算定

・ Is＝Qu×F×T×SD/(ΣW×Ai×Z×Rt)

韌性指標　：F＝　1.00
経年指標　：T＝　0.80
形状指標　：SD＝　0.80

X方向耐震指標の判定

階	Qu	F	T	SD	ΣW・Ai・Z・Rt	Is	Is0	判定	St	q	評価
2	1395.90	1.00	0.80	0.80	864.88	**1.03**	0.80	**OK**	0.3	3.59	(三)
1	1331.80	1.00	0.80	0.80	1366.17	**0.62**	0.80	**NG**	0.3	2.17	(二)

Y方向耐震指標の判定

階	Qu	F	T	SD	ΣW・Ai・Z・Rt	Is	Is0	判定	St	q	評価
2	583.11	1.00	0.80	0.80	864.88	**0.43**	0.80	**NG**	0.3	1.50	(二)
1	547.47	1.00	0.80	0.80	1366.17	**0.26**	0.80	**NG**	0.3	0.89	(一)

建物の構造により求まる係数：st＝0.30(組積造)
各階の保有水平耐力に係る指標：q＝Qu/(Fes・W・Z・Rt・Ai・st)
Fesは1.50と仮定する。
評価欄は『国土交通省告示第184号』にもとづき、下表に則して安全性を評価している。

国土交通省告示第184号に関する評価

別表第六

構造耐震指標及び保有水平耐力に係る指		構造耐力上主要な部分の地震に対する安全
(一)	Isが0.3未満の場合又は qが0.5未満の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が高い。
(二)	(一)及び(三)以外の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性がある。
(三)	Isが0.6以上の場合で、かつ、qが1.0以上の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が低い。

この表において、Is　及び q は、それぞれ次の数値を表すものとする。
Is:各階の構造耐震指標
q :各階の保有水平耐力に係る指標

3-8　壁体面外耐力の診断

Ｘ方向壁(診断)

符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	220	220
tm	目地部厚	mm	80	80
L	壁長	mm	4980	4615
H	壁高さ	mm	3110	2830
N1	壁頂部軸力	N	49468	137236
N2	壁中央部軸力	N	76726	160222
N3	壁底部軸力	N	103985	183208
W	壁重量(地震力計算用)	N	103985	183208
KZ	水平震度×地域係数		1	1
fcl	長期許容圧縮応力度	N/mm2	1.5	1.5
fcs	圧縮耐力	N/mm2	2.25	2.25
fts	引張耐力	N/mm2	0.225	0.225
fs	せん断耐力	N/mm2	0.225	0.225
Ai	(n+i)/(n+1)		1.14	1
Aw	壁断面積	mm2	1095600	1015300
Zw	壁断面係数	mm3	909348000	780934917
Am	目地部断面積	mm2	398400	369200
k1	壁形状係数		1.5	1.5
k2	地震力に関する係数		1.14	1
Q	せん断力		177814	274812
長期の検討				
σL1	N1/Aw	N/mm2	**0.045**	**0.135**
σL2	N2/Aw	N/mm2	**0.070**	**0.158**
σL3	N3/Aw	N/mm2	**0.095**	**0.180**
判定	σL3≦fc1		**OK**	**OK**
地震時の検討				
τE1	Q/Am		**0.446**	**0.744**
判定	τE1≦fs		**NG**	**NG**

3-9　診断結果の総括

・ 診断を行った結果、各階のIs値はX方向が1階から0.62,1.03、Y方向が1階から0.26,0.43となった。X方向1階とY方向1,2階で耐震診断指標が判定値を下回っており、補強が必要となる結果となっている。
・ 壁体面外に関する耐震性の検討において、1階で地震時に壁体脱落の危険があるとの結果となった。

4. 耐震補強提案

4-1　補強方針

（1）構造耐震指標が目標値を下回った要因

・ 耐震診断の結果、構造耐震指標（Is）値が、1階XY両方向、2階Y方向で不足する結果となった。特にY方向に関しては構造耐震指標の目標値Is0＝0.80を大きく下回っている。耐震指標値が小さい原因としては下記があげられる。

1. Y(張間)方向の壁長が建物面積に対して短いことによる壁量不足。
2. 平面剛性を構成する床要素が存在しないため、形状指標に減点を受けている。
3. 竣工からの経過年数が大きく経年指標に減点を受けている。
4. 屋根重量が大きい。(デッキプレート+コンクリート山上50)

（2）耐震補強の方向性

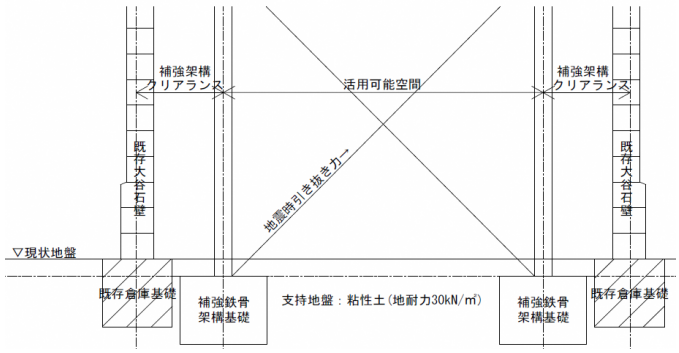
・ 耐震補強を向上させるには下記の方法が考えられる。

1. 壁の増設、既存壁の増し打ちによる壁量の増加。
2. 仕上げ重量の軽量化による地震力の低減。
3. 平面剛性を確保できる床構面の設置による形状指標の改善。
4. 倉庫内鉄骨ブレース架構増設による耐震性の向上。

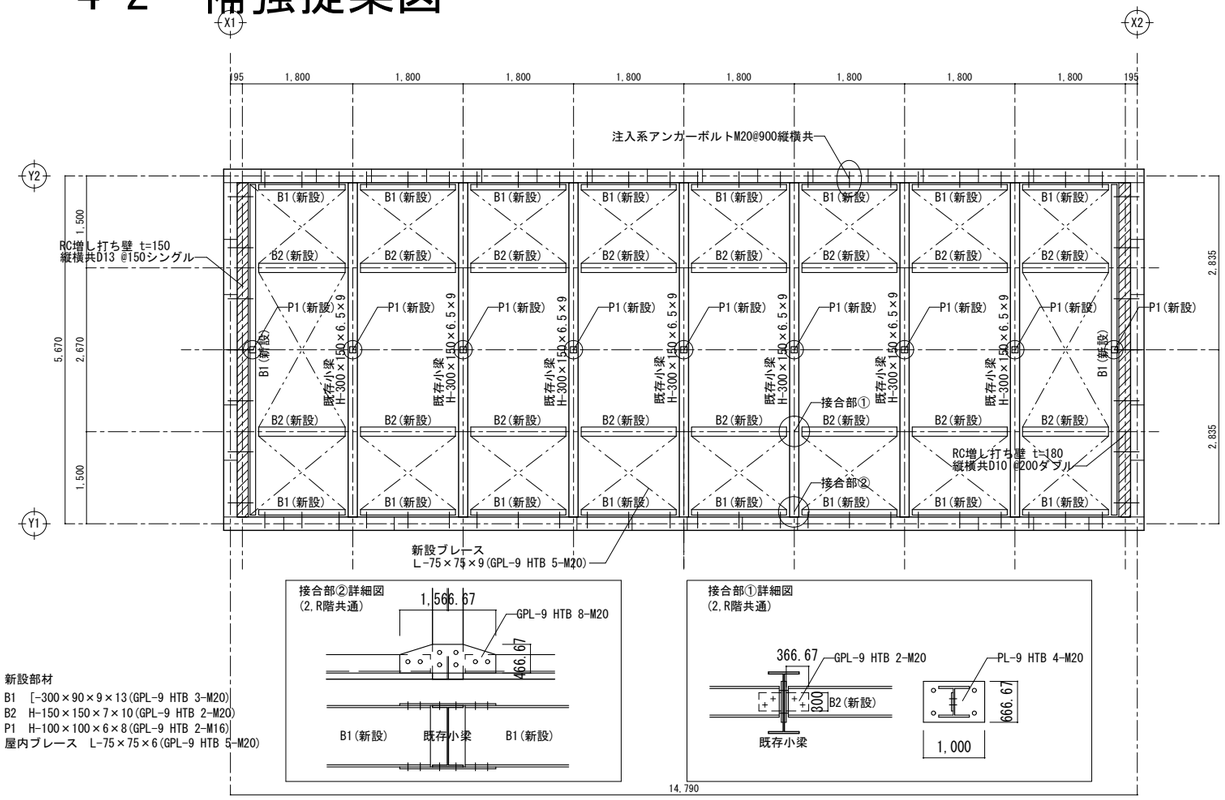
・ 補強方針としては、屋根面、2階床面の既存鉄骨小梁を利用して床面ブレースを増設する事で平面剛性を確保して形状指標を改善および壁体の面外への倒壊を防止、1階のXY両方向、2階のY方向外壁にコンクリートの増し打ち補強による壁量の向上をおこなう。
また、これらの補強により増加する建物重量は地盤支持力に対する負担増となるため、既存陸屋根を鋼製屋根に葺き替えて屋根重量を緩和するるとともに、1階土間を耐圧版（べた基礎）とすることで基礎の建物支持能力を補強する。

鉄骨ブレース架構の増設による補強は下記の理由により採用しなかった。

1. 既存建物基礎と増設鉄骨架構基礎のボリュームにより鉄骨柱を大谷石壁から1m程度放して立てる必要があるため倉庫内の活用可能空間が大きく限定される。
2. 増設鉄骨架構基礎の重量が大きいため、地盤表層の粘土層では指示困難と思われる。
3. 鉄骨工事、基礎工事を倉庫内で行う必要があるため工法が限定される。工数が増えることから工期も長くなると思われる。

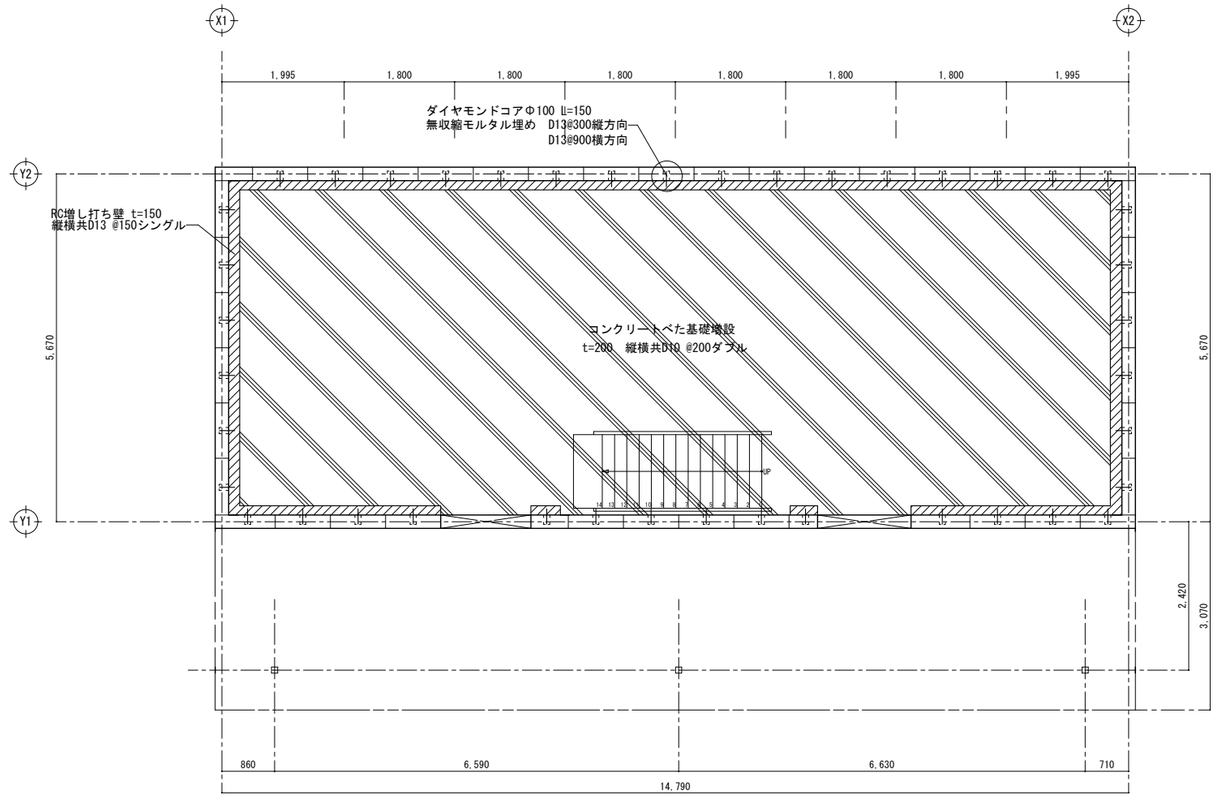


4-2　補強提案図

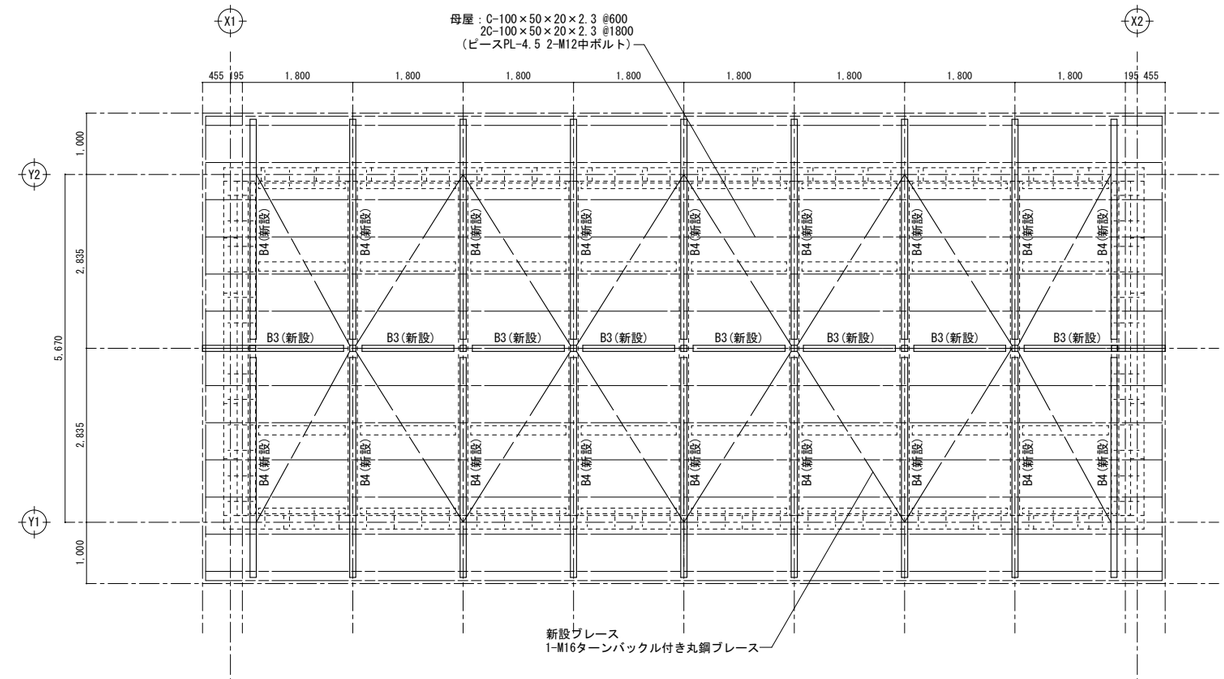


新設部材
B1　[-300×90×9×13(GPL-9 HTB 3-M20)
B2　H-150×150×7×10(GPL-9 HTB 2-M20)
P1　H-100×100×6×8(GPL-9 HTB 2-M16)
屋内ブレース　L-75×75×6(GPL-9 HTB 5-M20)

R階床梁伏図　1:100



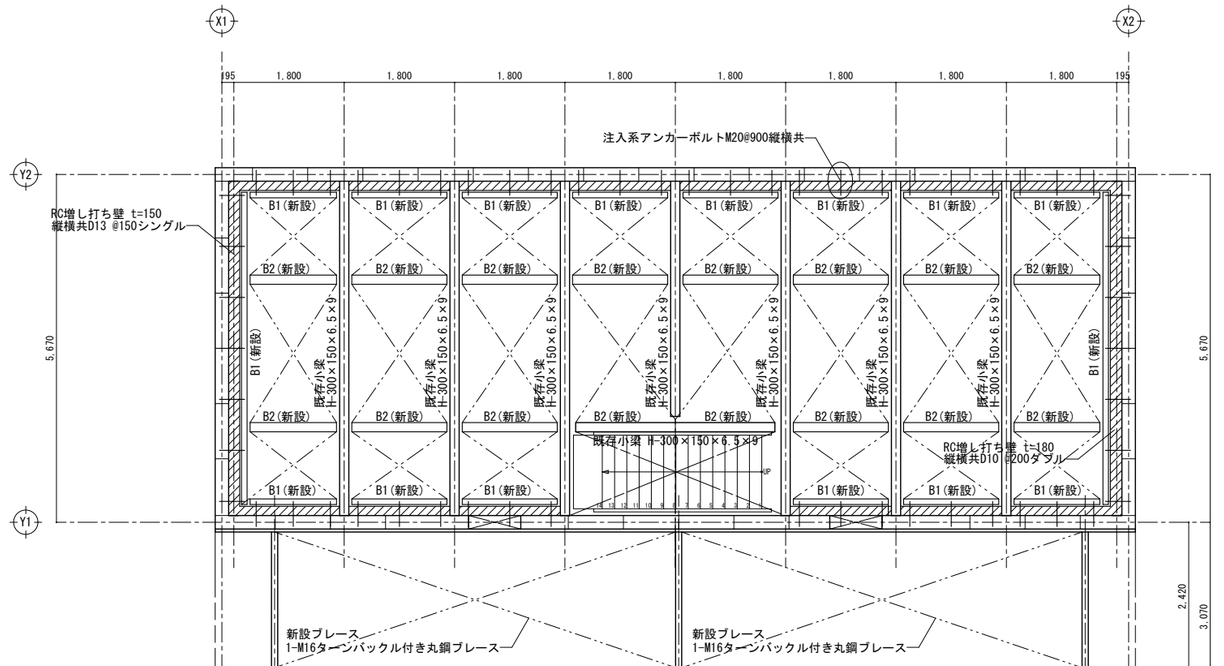
１階床梁伏図　1:100



新設部材
B3　H-100×100×6×8(GPL-9 HTB 2-M16)
B4　H-200×100×5.5×8(GPL-9 HTB 2-M16)

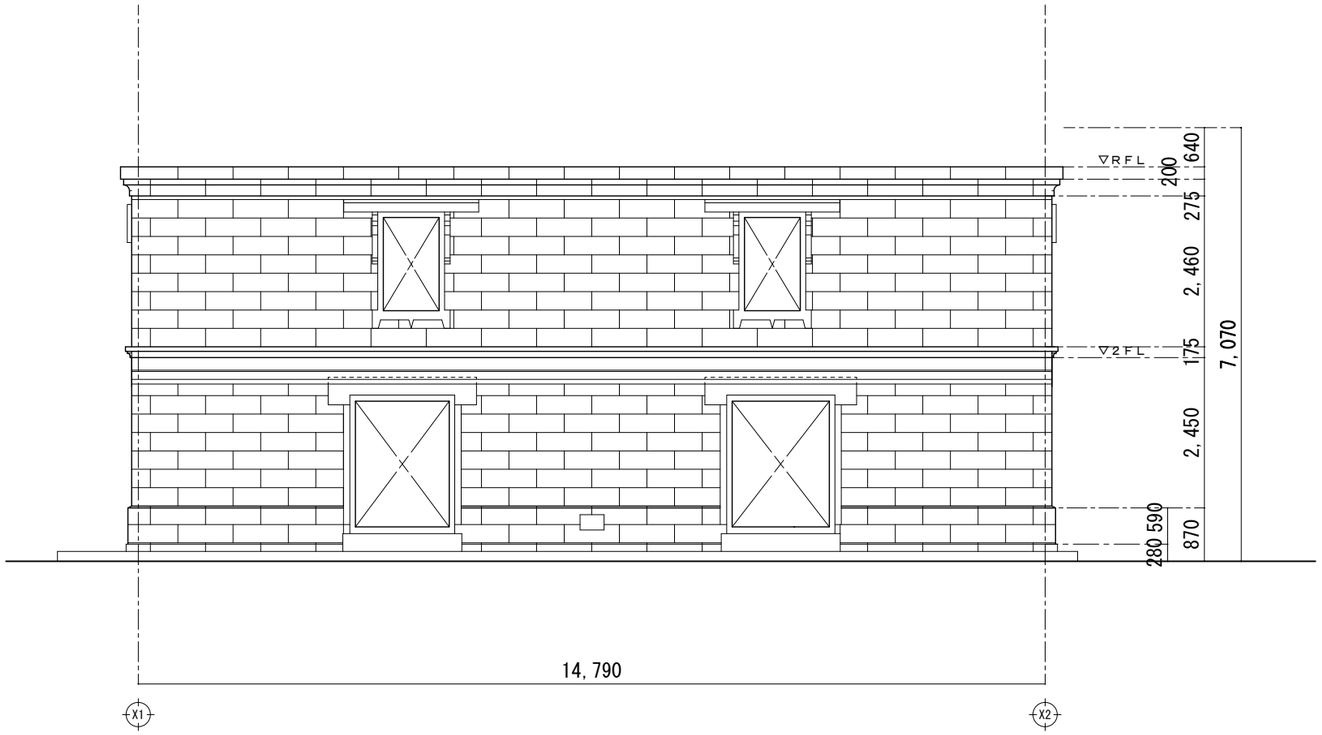
屋根ブレース　1-M16ターンバックル付き丸鋼ブレース(GPL-6 HTB 1-M16)

小屋組み伏図　1:100

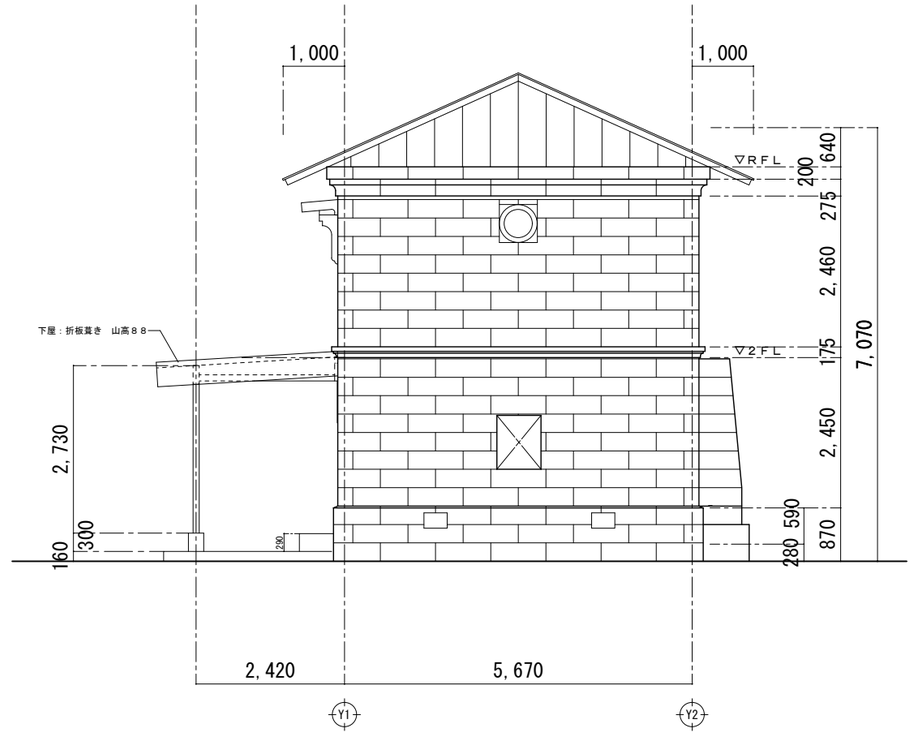


新設部材
B1　[-300×90×9×13(GPL-9 HTB 3-M20)
B2　H-150×150×7×10(GPL-9 HTB 2-M20)
屋内ブレース　L-75×75×6(GPL-9 HTB 5-M20)
下屋ブレース　1-M16ターンバックル付き丸鋼ブレース(GPL-6 HTB 1-M16)

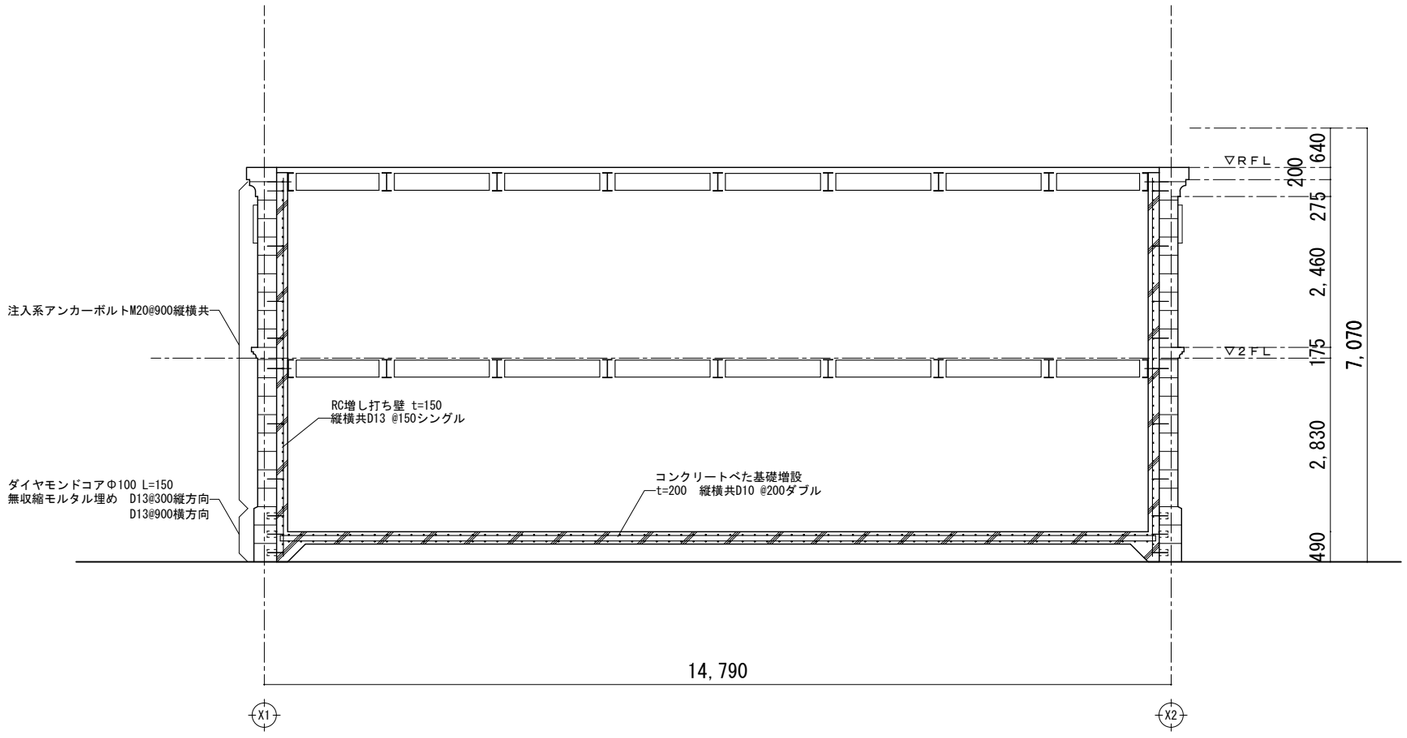
２階床梁伏図　1:100



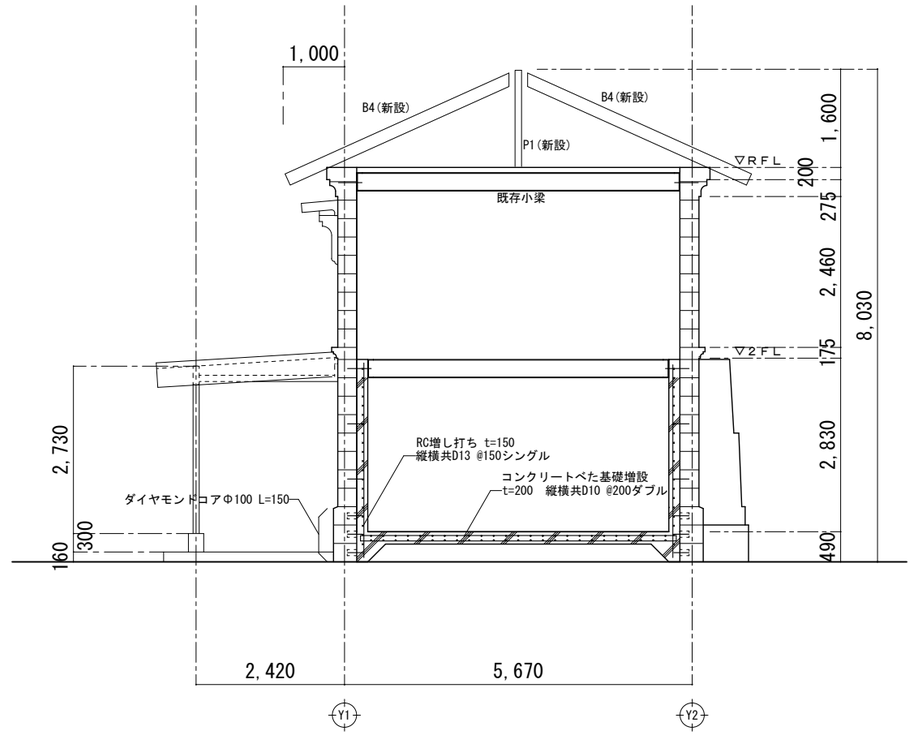
Ｙ１通り軸組図　1:100



Ｘ２通り軸組図　1:100



X方向補強断面図　1:100



Y方向補強断面図　1:100

4-3　補強後の構造耐震指標（Is）

・補強後の構造耐震指標は下表のようになった。

・ Is＝Qu×F×T×SD/(ΣW×Ai×Z×Rt)

　　靭性指標　：F＝　1.00

　　経年指標　：T＝　0.80

　　形状指標　：SD＝　1.00

X方向耐震指標の判定

階	Qu	F	T	SD	ΣW・Ai・Z・Rt	Is	Is0	判定	St	q	評価
2	1395.9	1.00	0.80	1.00	839.45	**1.33**	0.80	**OK**	0.3	3.70	(三)
1	6174.9	1.00	0.80	1.00	1748.36	**2.83**	0.80	**OK**	0.3	7.85	(三)

Y方向耐震指標の判定

階	Qu	F	T	SD	ΣW・Ai・Z・Rt	Is	Is0	判定	St	q	評価
2	2703.5	1.00	0.80	1.00	839.45	**2.58**	0.80	**OK**	0.3	7.16	(三)
1	2538.3	1.00	0.80	1.00	1748.36	**1.16**	0.80	**OK**	0.3	3.23	(三)

建物の構造により求まる係数：st＝0.30(組積造)

各階の保有水平耐力に係る指標：ｑ＝Qu/(Fes・W・Z・Rt・Ai・st)

　Fesは1.50と仮定する。

評価欄は『国土交通省告示第184号』にもとづき、下表に則して安全性を評価している。

国土交通省告示第184号に関する評価

別表第六

構造耐震指標及び保有水平耐力に係る指標		構造耐力上主要な部分の地震に対する安全
(一)	Isが0.3未満の場合又はｑが0.5未満の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が高い。
(二)	(一)及び(三)以外の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性がある。
(三)	Isが0.6以上の場合で、かつ、qが1.0以上の場合	地震の震動及び衝撃に対して倒壊し、又は崩壊する危険性が低い。
この表において、Is　及びｑは、それぞれ次の数値を表すものとする。 Is:各階の構造耐震指標 ｑ:各階の保有水平耐力に係る指標		

・ 補強後の各階のIs値はX方向が1階から2.83,1.33、Y方向が1階から1.16,2.58となり耐震診断の判定値を満足する結果となった。

補強後のIs値は目標値であるIs0＝0.80を大きく上回っており、補強案の中の屋根葺き替えによる軽量化を行わなくても目標値を満たすことは可能である。しかし、補強後の接地圧が大きくなり地耐力に対する余裕度は小さくなる。そのため、屋根の軽量化を行わない場合は、壁の補強量を調整するなど、別途、荷重増加の低減を行うことが望ましい。

補強後の建物接地圧は25.5kN/㎡程度であり、既存地盤調査結果による地耐力30kN/㎡以下におさまっている。