



木造立体迷路の構造計算書

2023 年 3 月

一般社団法人 日本建築構造技術者協会

はじめに

2021年に発生した木造立体迷路床板落下事故に関連して、当該施設の構造強度に関する規準類は定められておらず、また建築確認制度の対象外でもあることから、消費者庁では消費者保護と再発防止の観点から、施設が本来所有する構造強度およびその検証方法が適切かどうかを調査することとなった。

本業務は、この調査の一環として消費者庁消費者安全課から一般社団法人日本建築構造技術者協会（以下 JSCA と呼ぶ。）へ委託された業務である。

木造立体迷路 構造計算書作成 WG 委員名簿

主査	太田俊也	技術委員会（三菱地所設計）
委員	大沼耕平	広報委員会（アルキテック）
	岡本憲尚	木質系部会（岡本構造研究室・SAM）
	小崎 均	構造レビュー委員会（日建ハウジングシステム）
	高見澤孝志	JSCA 東京幹事（ハシゴタカ建築設計事務所）
	嵐山正樹	専務理事

目次

§ 1. 目的	P 1
§ 2. 一般事項	
2-1 構造計画	P 2
2-2 材料の許容応力度	P 3
§ 3. 荷重	
3-1 単位荷重	P 5
3-2 風荷重	P 5
3-3 積雪荷重	P 5
3-4 地震荷重	P 5
§ 4. 上部構造の設計	
4-1 床荷重表	P 6
4-2 床版の設計	P 7
4-3 柱軸力	P 10
4-4 地震時荷重	P 12
4-5 風圧時荷重	P 13
4-6 設計用せん断力	P 13
4-7 梁の検討	P 14
4-8 筋交いの短期水平耐力の算出	P 16
4-9 柱材の短期軸力に対する検討	P 19
§ 5. まとめ	
5-1 実験結果から得られた見解	P 22
5-2 既存計算書についてのコメント	P 23
5-3 当該施設の構造強度について	P 23
5-4 建築物扱いとする場合の留意点	P 24
5-5 準用工作物扱いとする場合の留意点	P 24

別紙資料

- 別紙 1 伏図・軸組図
- 別紙 2 各部材のグリット数
- 別紙 3 風圧を受ける壁枚数
- 別紙 4 基準とする階高
- 別紙 5 各階の軸列数

§ 1 目的

落下事故が発生した[]の木造立体迷路施設の構造計算書は作成されておらず、その構造強度は検証されていない。ここでは、類似施設の既存構造計算書（[]遊具施設 平成 26 年 12 月 []）と、今回行った確認実験（一般財団法人 ベターリビング）の結果を参考として、本施設の構造計算書を作成し構造安全性の検証を試みるものである。

§ 2. 一般事項

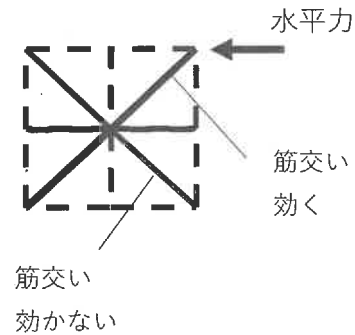
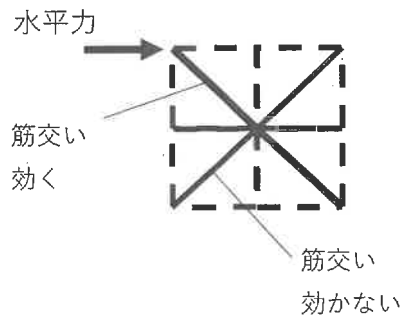
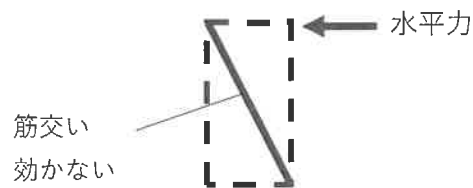
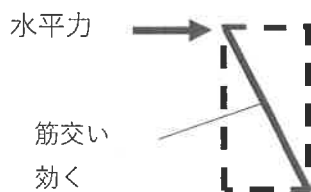
2-1. 構造計画

1) 架構計画

- ・ [] [] を柱材とした健康遊具施設であり、鉛直時・暴風時・地震時及び積雪に対して基礎を含めた構造計算を行う。
- ・ 施設は、 1.2 m × 1.2 m の平面グリッドで、階高2.4mの5層である。

2) 耐震・耐風計画

- ・ 各階に耐力壁（筋交い）を配置する。
- ・ へいだらけ壁は強度が不明のため、耐力に算入しない。
- ・ 水平構面は剛性・耐力が不明であるが剛床とする。



3) 基礎計画

- ・ 直接基礎 (設計地耐力： 仮定 25.0 kN/m²) (長期)

2-2. 材料の許容応力度

1) 木材

使用材料

柱、梁の樹種は「木造立体迷路の柱梁接合強度の試験計画書・報告書」P12より
オウシュウアカマツとして設計する。

筋交いの樹種は「木造立体迷路筋交い構面強度の確認実験の支援および強度検証業務」P8
よりSPFとして設計する。その他、床等は針葉樹IV類すぎとして設計する。

	材料	比重 γ	使用部位
a	オウシュウアカマツ	0.50	柱、大梁 等
b	SPF	0.50	筋交い
c	すぎ	0.50	床 等

基準強度

a. オウシュウアカマツ

ヤング係数 8000 N/mm²

※「木造立体迷路の柱梁接合強度の試験計画書・報告書」P12よりヤング係数の平均値は
8225N/mm²だが、一般的なオウシュウアカマツとして8000N/mm²を採用する

許容応力度

a. オウシュウアカマツ(H12建告1452号 無等級材)

(単位：N/mm²)

	長 期			短 期		
	Lf_c	Lf_b	Lf_s	sf_c	sf_b	sf_s
許容応力度	7.4	9.4	0.8	14.8	18.8	1.6
上記応力度を 80%に低減	5.9	7.5	0.6	11.8	15.0	1.3

b. SPF(H12建告1452号 S-P-F又はSpruce-Pine-Fir甲種2級)

(単位：N/mm²)

	長 期			短 期		
	Lf_c	Lf_b	Lf_s	sf_c	sf_b	sf_s
許容応力度	5.8	7.2	0.6	11.6	14.4	1.2
上記応力度を 80%に低減	4.6	5.8	0.5	9.3	11.5	1.0

c. すぎ(H12建告1452号 無等級材)

(単位：N/mm²)

	長 期			短 期		
	f_c	f_b	f_s	f_c	f_b	f_s
許容応力度	5.9	7.4	0.6	11.8	14.8	1.2
上記応力度を 80%に低減	4.7	5.9	0.5	9.4	11.8	1.0

直接雨露にさらされる構造物として、許容応力度を80%低減した値を採用許容応力度とする

2) 鉄筋(※D19以上はSD345とする)

(単位：N/mm²)

材質	長 期			短 期		
	引張	圧縮	せん断	引張	圧縮	せん断
SD295A,B	195	195	195	295	295	295

3) コンクリート

(単位：N/mm²)

材質	長 期			短 期		
	圧縮	せん断	付着	圧縮	せん断	付着
FC21	7	0.7	1.4	14	1.05	2.1
			2.1			3.15

※付着上段は曲げ上端筋、付着下段はその他の鉄筋を示す。

4) 鉄骨

(単位：N/mm²)

材質	長 期			短 期		
	引張	圧縮	せん断	引張	圧縮	せん断
SS400・ SSC400	156	156	90	235	235	135

§ 3. 荷重

3-1. 単位荷重

部位	b(mm)	D(mm)	比重 γ	単位荷重(N/m)
床板	38	89	0.5	20
床受材	38	89	0.5	20
柱材	95	95	0.5	50
梁材	45	145	0.5	40
筋交い	38	89	0.5	20
へいだらけ	19	89	0.5	10
へいだらけ枠	38	89	0.5	20

3-2. 風荷重

地表面粗度区分：	II		
Gf：	2.2		
Vo：	34	(m/s)	
Zb：	5		
H：	10.8		
ZG：	350		
α ：	0.15		
壁面のCpe：	0.8		
風下開放：	-0.4		
Er：	1.01		
E：	2.24		
q：	1553	→	1600 (N/m ²)
cf：	1.2		

3-3. 積雪荷重

積雪量：	30	(cm)
単位荷重：	20	(N/m ² /cm)
短期荷重：	600	(N/m ²)

3-4. 地震荷重

最高高さ：	10.8	(m)
H：	10.8	(m)
T：	0.324	$2T/(1+3T)= 0.329$ ※一次固有周期
Z：	1.0	※地域係数
Rt：	1.0	※振動特性
Co：	0.3	※標準せん断力係数

上記の値を用いて3-4において地震荷重を算出する。

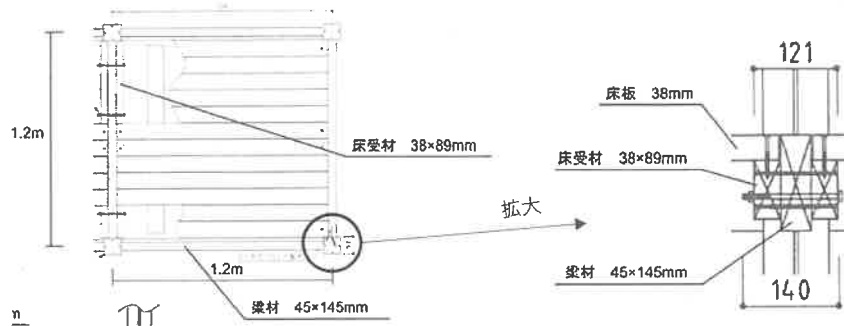
§ 4. 上部構造の設計

4-1. 床荷重表

1) 固定荷重

固定荷重として床板、床受け材、梁材、柱の単位荷重を算出する。

各単位荷重については3-1.単位荷重を参照する。



	名称	単位荷重算定式	小計(N/m ²)	合計(N/m ²)
床固定荷重 (DL)	床板	$\frac{20[\text{N/m}^2] \times 1.1[\text{m}] \times 12[\text{本}]}{1.2[\text{m}] \times 1.2[\text{m}]}$	183	364 → 400
	床受け材	$\frac{20[\text{N/m}^2] \times 1.1[\text{m}] \times 2[\text{本}]}{1.2[\text{m}] \times 1.2[\text{m}]}$	31	
	梁材	$\frac{40[\text{N/m}^2] \times 1.2[\text{m}] \times 2[\text{本}]}{1.2[\text{m}] \times 1.2[\text{m}]}$	67	
	柱材	$\frac{50[\text{N/m}^2] \times 2.4[\text{m}] \times 1[\text{本}]}{1.2[\text{m}] \times 1.2[\text{m}]}$	83	

2) 床荷重一覧

(単位: N/m²)

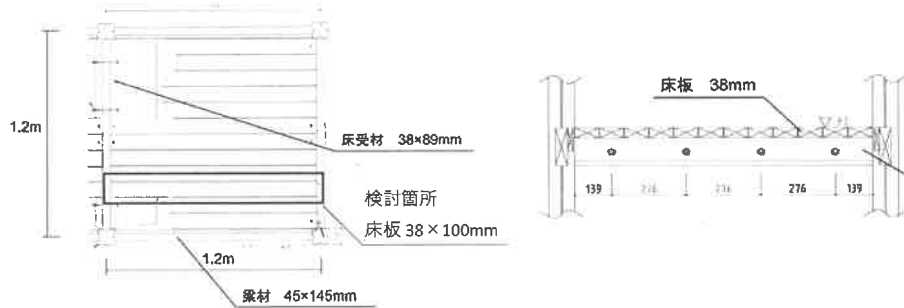
	床用	小梁用	架構用	地震用
床固定荷重(DL)	400	400	400	400
床積載荷重(LL)	1800	1800	1300	600
合計(TL)	2200	2200	1700	1000

※積載荷重は1800N/m²(大人3人/m²)とする。

4-2. 床板の検討

床板寸法	(単位：m)	
	Lx	Ly
柱芯タスパン	1.20	1.20
床サイズ	1.10	1.10

1) 床板の検討



$$L = 1.10 \text{ (m)}$$

$$w = 2.20 \times 0.1 = 0.22 \text{ (kN/m)} \quad \text{※床板1枚が受ける荷重}$$

$$ws = (2.20 + 0.6) \times 0.1 = 0.28 \text{ (kN/m)} \quad \text{※積雪時にて設計、積雪量30cm}$$

$$t = 3.8 \text{ (cm)}$$

$$Z = \frac{B \cdot t^2}{6} = \frac{100 \times 3.8^2}{6} = 241 \text{ (cm}^3\text{/m)}$$

〈長期〉

・曲げに対して

$$M_L = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{0.22 \times 1.10^2}{8} = 0.030 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\sigma_L = \frac{M_L}{Z} = \frac{3000}{241} = 12 \text{ (N/cm}^2\text{)} = 0.12 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_L = 0.12 < f_b = 5.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

・せん断に対して

$$\tau = \frac{1.5 \times (0.22 \times 1.10 / 2) \times 1000}{38 \times 1000} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = 0.00 < f_s = 0.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

・鉛直時の床版中央部たわみ量

$$I = \frac{B \cdot t^3}{12} = \frac{100 \times 3.8^3}{12} = 457 \quad (\text{cm}^3/\text{m})$$

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 2.2 \times 110^4}{384 \times 800000 \times 457} = 0.011 \quad (\text{cm})$$

クリープによる変形増大係数は 2 なので、

$$2 \times 0.011 = 0.023 < \frac{L}{300} = \frac{110}{300} = 0.367 \quad (\text{cm})$$

OK

〈短期(積雪時)〉

・曲げに対して

$$M_s = \frac{ws \cdot L^2}{8} = \frac{0.28 \times 1.10^2}{8} = 0.040 \quad (\text{kNm})$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{Z} = \frac{4000}{241} = 17 \quad (\text{N/cm}^2) = 0.17 \quad (\text{N/mm}^2)$$

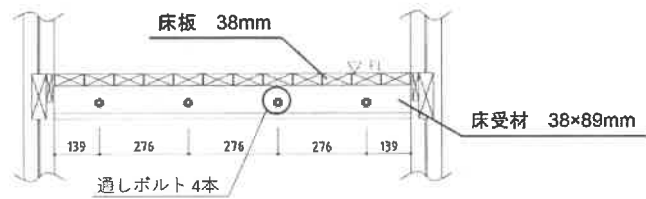
$$\sigma_s = 0.17 < s f_b = 11.8 \quad (\text{N/mm}^2) \therefore \text{OK}$$

・せん断に対して

$$\tau = \frac{(0.28 \times 1.10 / 2) \times 1000}{38 \times 1000} = 0.004 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau = 0.004 < s f_s = 0.96 \quad (\text{N/mm}^2) \therefore \text{OK}$$

2) 床受材の検討



$$L = 1.10 / 4 = 0.28 \text{ (m)} \quad \text{※スパン (通しボルト4本打ち)}$$

$$B = 3.8 \text{ (cm)}, \quad D = 8.9 \text{ (cm)}$$

$$w = \frac{0.2 \times 1.1}{2} \times \frac{1}{2} = 0.06 \text{ (kN/m)} \quad \text{※片側の床受け材が受ける荷重}$$

$$ws = \frac{(0.2 + 0.6) \times 1.1}{2} \times \frac{1}{2} = 0.23 \text{ (kN/m)} \quad \text{※積雪時}$$

$$Z = \frac{B \cdot t^2}{6} = \frac{3.8 \times 8.9^2}{6} = 50.2 \text{ (cm}^3\text{/m)}$$

〈長期〉

・曲げに対して

$$M_L = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{0.06 \times 0.28^2}{8} = 0.001 \text{ (kNm)}$$

$$\sigma_L = \frac{M_L}{Z} = \frac{100}{50.2} = 1.99 \text{ (N/cm}^2\text{)} = 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_L = 0.02 < Lf_b = 5.9 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

・せん断に対して

$$\tau = \frac{(0.0605 \times 0.28 / 2) \times 1000}{38 \times 89.0 / 2} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = 0.00 < Lf_s = 0.48 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

〈短期(積雪時)〉

・曲げに対して

$$M_s = \frac{ws \cdot L^2}{8} = \frac{0.23 \times 0.28^2}{8} = 0.002 \text{ (kNm)}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{Z} = \frac{200}{50.2} = 3.99 \text{ (N/cm}^2\text{)} = 0.04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_s = 0.04 < sf_b = 11.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

・せん断に対して

$$\tau = \frac{(0.06 \times 0.28 / 2) \times 1000}{38 \times 89 / 2} = 0.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau = 0.00 < sf_s = 0.96 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

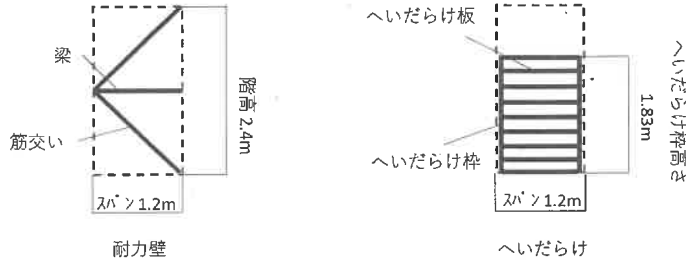
4-3. 柱軸力

5層分の荷重を算出する。荷重は最大時の場合とする。

各単位荷重については3-1.単位荷重、壁の単位荷重については下記の表を参照する。

壁単位荷重の算出

筋交いの付いた壁を「筋交い壁」、それ以外の壁を「へいだらけ」とみなし、それぞれの単位荷重を算出する。



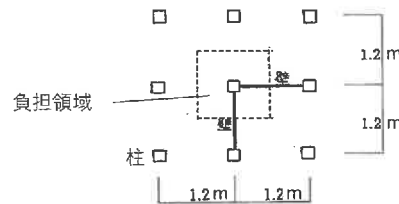
	名称	単位荷重算定式	小計(N/m ²)	合計(N/m ²)
筋交い壁	梁材	$\frac{40[\text{N/m}^2] \times 1.2[\text{m}] \times 1[\text{本}]}{1.2[\text{m}] \times 2.4[\text{m}]}$	16.7	40.2 → 41
	筋交い	$\frac{20[\text{N/m}^2] \times 1.2[\text{m}] \times \sqrt{2} \times 2[\text{本}]}{1.2[\text{m}] \times 2.4[\text{m}]}$	23.6	

	名称	単位荷重算定式	小計(N/m ²)	合計(N/m ²)
へいだらけ	へいだらけ板	$\frac{10[\text{N/m}^2] \times 1.2[\text{m}] \times 9[\text{本}]}{1.2[\text{m}] \times 2.4[\text{m}]}$	37.5	62.9 → 63
	へいだらけ枠	$\frac{20[\text{N/m}^2] \times 1.83[\text{m}] \times 2[\text{本}]}{1.2[\text{m}] \times 2.4[\text{m}]}$	25.4	

算定には負荷の大きいへいだらけの荷重を壁荷重として用いる。

壁荷重 63 (N/m²) → 0.06 (kN/m²)

右図の負担領域で、全階に渡り床・壁があると仮定した場合の鉛直時最大柱軸力を算出する。



1階柱に生じる長期鉛直荷重

柱	0.05 (kN/m)	× 2.4 (m)		× 5 (層)	=	0.6 (kN)
梁	0.04 (kN/m)	× 1.2 (m)	× 2 (本)	× 5 (層)	=	0.5 (kN)
壁	0.06 (kN/m ²)	× 2.4 (m)	× 1.2 (m)	× 2 (枚)	× 5 (層)	= 1.8 (kN)
床	1.70 (kN/m ²)	× 1.2 (m)	× 1.2 (m)	× 4 (層)	=	9.8 (kN)
Σ						= 12.7 (kN)

柱の軸力に対する検討

1階にて検定

NL= 12.7 (kN) ※全階に渡り、床・壁があると仮定した場合の鉛直時最大柱軸力

A= 90 (cm²), I= 679 (cm⁴)

i= 2.74 (cm) Lk= 240 (cm)

$\lambda = 88$ $\eta = 1.3 - 0.01\lambda = 0.42$

$fkL = \eta \times lfc = 252$ (N/cm²)

$fks = \eta \times sfc = 503$ (N/cm²)

$N_{AL} = fkl \times A = 22699$ (N) = 22.7 (kN)

$N_{AL} = 22.7 > NL = 12.7$ (kN) ∴ OK

4-4. 地震時荷重

別紙2より床グリッド数を求め、階別荷重を算出する。

荷重算出の際の階高は全階2.4mとする。

	部材	単位荷重 (kN/m ²)	面積 (m ²)	グリッド数 (個)	荷重小計 (kN)	荷重 (kN)	平均重量 (kN/m ²)
5F	屋根	0.30	1.44	4	1.73	2.3	0.4
	上階壁（へいだらけ）	0.06	1.44	2	0.18		
	上階壁（筋交い壁）	0.04	1.44	6	0.35		
4F	屋根	0.30	1.44	2	0.86	12.1	1.7
	床	1.00	1.44	5	7.20		
	上階壁（へいだらけ）	0.06	1.44	2	0.18		
	上階壁（筋交い壁）	0.04	1.44	6	0.35		
	下階壁（へいだらけ）	0.06	1.44	20	1.81		
	下階壁（筋交い壁）	0.04	1.44	28	1.65		
3F	屋根	0.30	1.44	8	3.46	58.7	1.7
	床	1.00	1.44	24	34.56		
	上階壁（へいだらけ）	0.06	1.44	20	1.81		
	上階壁（筋交い壁）	0.04	1.44	28	1.65		
	下階壁（へいだらけ）	0.06	1.44	137	12.43		
	下階壁（筋交い壁）	0.04	1.44	81	4.78		
2F	床	1.00	1.44	145	208.80	245.5	1.2
	上階壁（へいだらけ）	0.06	1.44	137	12.43		
	上階壁（筋交い壁）	0.04	1.44	81	4.78		
	下階壁（へいだらけ）	0.06	1.44	169	15.33		
	下階壁（筋交い壁）	0.04	1.44	70	4.13		
1F	床	1.00	1.44	163	234.72	276.8	1.2
	上階壁（へいだらけ）	0.06	1.44	169	15.33		
	上階壁（筋交い壁）	0.04	1.44	70	4.13		
	下階壁（へいだらけ）	0.06	1.44	217	19.69		
	下階壁（筋交い壁）	0.04	1.44	49	2.89		
基礎	上階壁（へいだらけ）	0.06	1.44	217	19.69	22.6	
	上階壁（筋交い壁）	0.04	1.44	49	2.89		

地震時層せん断力の算出

	wki(kN)	Σ wki(kN)	αi	√αi	Ai	Ci	Qi(kN)
5F	2.3	2.3	0.004	0.062	6.327	1.898	4.3
4F	12.1	14.3	0.024	0.155	3.110	0.933	13.4
3F	58.7	73.0	0.123	0.350	1.898	0.569	41.6
2F	245.5	318.5	0.535	0.731	1.273	0.382	121.7
1F	276.8	595.3	1.000	1.000	1.000	0.300	178.6

4-5. 風圧時荷重

別紙3より風圧を受ける壁枚数を求め、層せん断力を求める。

合計壁面積は壁面積と壁枚数の積となる。

階高は別紙4に記載の階高を基準として採用した。

$Cq(Cf \times q)$ の算定

	階高(m)	Z(m)	Kz	壁面Cpe	Cpi	Cf	$Cf \times q$ Cq(kN/m ²)	H : 10.8 (m)
5F	2.0	10.8	1.00	0.80	-0.40	1.20	1.92	Zb : 5 (m)
4F	1.7	8.8	0.94	0.75	-0.40	1.15	1.84	α : 0.15
3F	2.3	7.1	0.88	0.71	-0.40	1.11	1.77	q : 1.6 (kN/m ²)
2F	2.4	4.8	0.79	0.63	-0.40	1.03	1.66	Za : 350
1F	2.4	2.4	0.79	0.63	-0.40	1.03	1.66	※2-2.風荷重より

層せん断力 ΣQw の算定

	階高(m)	Cq (kN/m ²)	壁面積 (m ²)	壁の枚数 (枚)	合計面積 (m ²)	階別荷重	層せん断力
						Qw(kN)	$\Sigma Qw(kN)$
5F	2.0	1.92	2.4	X 3	7.2	6.9	6.9
				Y 3	7.2	6.9	6.9
4F	1.7	1.84	2.0	X 7	14.3	26.3	33.2
				Y 7	14.3	26.3	33.2
3F	2.3	1.77	2.8	X 16	44.2	78.1	111.3
				Y 14	38.6	68.3	101.6
2F	2.4	1.66	2.9	X 16	46.1	76.3	187.7
				Y 14	40.3	66.8	168.3
1F	2.4	1.66	2.9	X 16	46.1	76.3	264.0
				Y 14	40.3	66.8	235.1
Σ	10.8						

4-6. 設計用せん断力

地震時・風圧時の最大値を採用する。水平力は風圧時で決定。

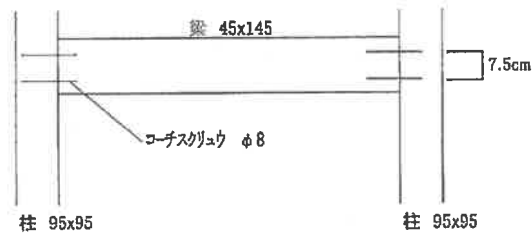
(単位 : kN)

	地震時	風圧時X方向	風圧時Y方向	設計用せん断力
5F	4.3	6.9	6.9	6.9
4F	13.4	33.2	33.2	33.2
3F	41.6	111.3	101.6	111.3
2F	121.7	187.7	168.3	187.7
1F	178.6	264.0	235.1	264.0

4-7. 梁の検討

鉛直時

・ G梁部材



部位	B(mm)	D(mm)
柱材	95	95
梁材	45	145

梁端部はピン扱いとし、鉛直時応力の梁端部曲げ負担は0(ゼロ)とする。

また、水平時せん断力は耐震壁が100%負担するものとする。

$$L = 1.1 \quad (\text{m}) \quad \text{床荷重(小梁用TL)} = 2.2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$w = 2.2 \times 1.2 = 2.6 \quad (\text{kN/m})$$

$$ws = (2.2 + 0.6) \times 1.2 = 3.4 \quad (\text{kN/m}) \quad \text{※積雪時}$$

$$Z = \frac{B \cdot D^2}{6} = \frac{45 \times 145^2}{6} = 157688 \quad (\text{mm}^3)$$

$${}_L f_b = 7.5 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (\text{長期})$$

$${}_s f_b = 15.0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (\text{短期})$$

・ 梁中央部の曲げ応力に対する検討

<長期>

$$M_{AL} = {}_L f_b \times Z = 1185810 \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) = 1.19 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_L = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{2.6 \times 1.10^2}{8} = 0.40 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_L = 0.40 < M_{AL} = 1.19 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad \therefore \text{OK}$$

<短期(積雪時)>

$$M_{AS} = {}_s f_b \times Z = 2371620 \quad (\text{N/mm}) = 2.37 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_S = \frac{ws \cdot L^2}{8} = \frac{3.4 \times 1.10^2}{8} = 0.51 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$M_S = 0.51 < M_{AS} = 2.37 \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \quad \therefore \text{OK}$$

・梁端部のせん断力に対する検討

$$w = 2.2 \times 1.2 = 2.6 \quad (\text{kN/m})$$

$$ws = (2.2 + 0.6) \times 1.2 = 3.4 \quad (\text{kN/m})$$

<長期> ※積雪時にて設計、積雪量30cm

$$Q_{aL} = \frac{w \cdot L}{2} = \frac{2.64 \times 1.1}{2} = 1.45 \quad (\text{kN})$$

$$\tau = \frac{Q_{aL} \times 1.5}{A} = \frac{1.45 \times 1000 \times 1.5}{45 \times 145} = 0.33 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau = 0.33 < {}_L f_s = 0.64 \quad (\text{N/mm}^2) \therefore \text{OK}$$

<短期>

$$Q_{aS} = \frac{ws \cdot L}{2} = \frac{3.36 \times 1.1}{2} = 1.85 \quad (\text{kN})$$

$$\tau = \frac{Q_{aS} \times 1.5}{A} = \frac{1.85 \times 1000 \times 1.5}{45 \times 145} = 0.42 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\tau = 0.42 < {}_s f_s = 1.28 \quad (\text{N/mm}^2) \therefore \text{OK}$$

「木造立体迷路の柱梁接合部の試験計画書・報告書」P18より、
せん断耐力は下記となる。

$$\text{長期せん断耐力 } Q_L = 1.56 \quad (\text{kN})$$

$$\text{短期せん断耐力 } Q_S = 3.12 \quad (\text{kN})$$

$$Q_{aL} = 1.45 < Q_L = 1.56 \quad (\text{kN}) \therefore \text{OK}$$

$$Q_{aS} = 1.85 < Q_S = 3.12 \quad (\text{kN}) \therefore \text{OK}$$

・梁部材の軸力に対する検討

梁部材の耐力を算定する。

$$Lk = 110.5 \quad (\text{cm}), \quad A = 65.3 \quad (\text{cm}^2), \quad I_y = 110 \quad (\text{cm}^3)$$

$$i = 1.30 \quad (\text{cm}) \quad \text{※} i = \sqrt{I/A}$$

$$\lambda = Lk/i = 85 \quad \eta = 1.3 - 0.01\lambda = 0.45$$

$$s f_c = 11.84 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$fks = \eta \times s f_c = 532 \quad (\text{N/cm}^2)$$

$$N_{AS} = fks \times A = 34717 \quad (\text{N}) \rightarrow 34.7 \quad (\text{kN})$$

別紙5より各階の軸列数を求め、許容梁軸力を算定する。

	各階の軸列数 (本)	軸力 $N_{AS}(\text{kN})$	許容梁軸力 (軸列数 $\times N_{AS}(\text{kN})$)	各階層せん断力 $Q(\text{kN})$	判定
5F	4	34.7	138.9	6.9	OK
4F	6		208.3	33.2	OK
3F	15		520.7	111.3	OK
2F	15		520.7	187.7	OK
1F	15		520.7	264.0	OK

梁端部のラグスクリューは引抜きを負担できず、梁軸力は柱へのめり込みで決まると考えられる。今回は接合部の検討については省略する。

・曲げと軸力の複合応力についての検討

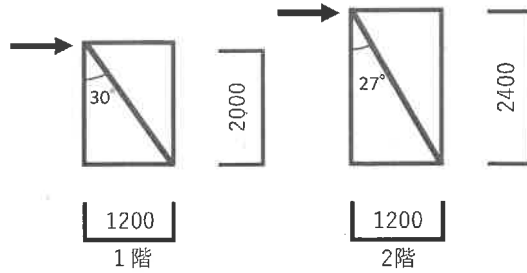
$$\text{曲げ応力検定比: } M_L / M_{AS} = 0.40 / 2.37 = 0.17$$

$$\text{軸応力検定比(1階): } Q / N_{AS} = 264.0 / 520.7 = 0.51$$

$$\text{複合応力検定比: } 0.17 + 0.51 = 0.7 < 1.0 \therefore \text{OK}$$

4-8. 筋交いの短期水平耐力の算出

部位	b(mm)	D(mm)
柱材	95	95
梁材	45	145
筋交い	38	89



階別水平荷重の算出

	各階の層せん断力Q (kN)	X方向筋交い壁			Y方向筋交い壁		
		枚数N'	有効枚数N	Q/N	枚数N'	有効枚数N	Q/N
5F	6.9	3	1	6.9	3	1	6.9
4F	33.2	8	4	8.3	12	6	5.5
3F	111.3	47	23	4.8	34	17	6.5
2F	187.7	40	20	9.4	30	15	12.5
1F	264.0	22	11	24.0	27	13	20.3

有効枚数N：筋交いは片掛け筋交いのみのため圧縮筋交いのみ効くと仮定し、

各方向全体の筋交い壁の1/2を有効枚数として算出している。

上記の計算より筋交い壁1枚にかかる最大せん断力は、24.0 (kN)とする。

・筋交い部材の圧縮力に対する検討

各階で層せん断力、筋交い長さが異なるため、最大せん断力のかかる1階、筋交いの長い2階を計算する。

また「木造立体迷路筋交い構面強度の確認実験の支援および強度検証業務」P16より引張は耐力が期待できないため、引張側筋交いの耐力は無視する。

筋交い断面

$$B \times D = 38 \times 89 \text{ (弱軸)}$$

$$A = 3.8 \times 8.9 = 33.8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$I = \frac{8.9 \times 3.8^3}{12} = 40.7 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$i = \sqrt{I/A} = 1.10 \text{ (cm)}$$

<1階>

24.0 (kN)を圧縮側筋交いのみで負担する。

$$L = \sqrt{(120-9.5)^2 + (200-14.5)^2} = 215.9 \text{ (cm)} \quad \text{※1階筋交い長さ}$$

$$L_k = 215.9 \times 1.0 = 215.9 \text{ (cm)}$$

$$\lambda = 197 \quad \eta = 3000/\lambda^2 = 0.08$$

$$s_{fc} = 9.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad f_{ks} = \eta \times s_{fc} = 72 \text{ (N/cm}^2\text{)}$$

$$N_{As} = f_{ks} \times A = 72 \times 33.8 = 2430 \text{ (N)} \rightarrow 2.4 \text{ (kN)} \text{ (圧縮耐力)}$$

$$N_c = 24.00 / \sin 30^\circ = 48.0 \text{ (kN)} \text{ (負担荷重)}$$

$$N_c = 48.0 > N_{As} = 2.4 \text{ (kN)} \quad \therefore \text{NG}$$

<2階>

12.5 - (kN)を圧縮側筋交いのみで負担する。

$$L = \sqrt{(120-9.5)^2 + (240-14.5)^2} = 251.1 \text{ (cm)} \quad \text{※2階筋交い長さ}$$

$$L_k = 251.1 \times 1.0 = 251.1 \text{ (cm)}$$

$$\lambda = 229 \quad \eta = 3000/\lambda^2 = 0.06$$

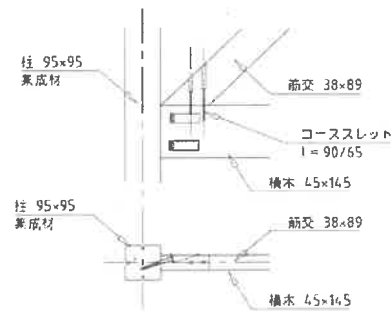
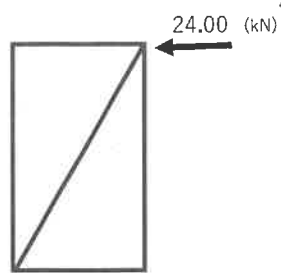
$$s f_c = 9.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad f_{ks} = \eta \times s f_c = 53 \text{ (N/cm}^2\text{)}$$

$$N_{AS} = f_{ks} \times A = 53 \times 33.8 = 1797 \text{ (N)} \rightarrow 1.8 \text{ (kN)} \text{ (圧縮耐力)}$$

$$N_c = 12.51 / \sin 27^\circ = 27.8 \text{ (kN)} \text{ (負担荷重)}$$

$$N_c = 27.8 > N_{AS} = 1.8 \text{ (kN)} \quad \therefore \text{NG}$$

柱・梁との接合



接合部が受けるせん断力= 24.00 (kN)

1面せん断にて梁に軸力を伝達する。

「木造立体迷路筋交い構面強度の確認実験の支援および強度検証業務」P15実験結果より、
圧縮筋交いせん断耐力 P_a は下記となる。

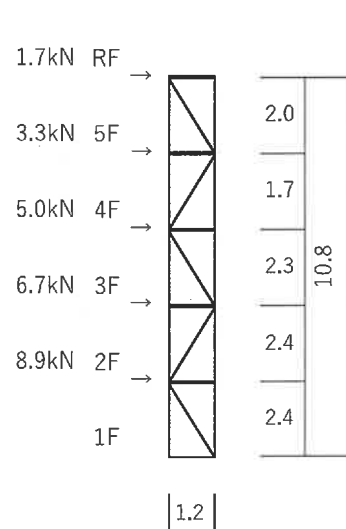
$P_a = 2.2$ (kN)

$P_a = 2.2 < 24.00 \therefore \text{NG}$

4-9. 柱材の短期時軸力に対する検討

全階に筋交い壁が連続している場合を想定して、柱材の短期軸力に対する検討を行う。

なお、水平力は4-8に示す筋交い耐力を用いることとし、1階は 2.2 (kN) 、
その他の階は 1.7 (kN) とする。階高は別紙4参照。



(単位：kN・m)

Q x h	ΔQ x h
3.3	3.3
5.7	9.0
11.5	20.5
16.0	36.6
21.4	58.0

1階柱の短期時軸力

$$N_k = \frac{57.98}{1.2} = \pm 48.3 \text{ (kN)}$$

4-3.より長期鉛直時最大軸力

$$NL = 12.7 \quad (\text{kN})$$

短期最大軸力(X方向時にて算定)

$$N_{sc} = NL + N_k = 12.7 + 48.3 = 61.0 \quad (\text{kN}) \quad (\text{押込力})$$

短期最小軸力は4-3.での壁荷重を0として算出する。

$$N_{st} = NL - \text{壁荷重} - N_k = 12.7 - 1.8 - 48.3 = -37.4 \quad (\text{kN})$$

(引抜力)

柱の応力・断面算定

$$B = 95 \quad (\text{mm})$$

$$D = 95 \quad (\text{mm})$$

$$A = 90 \quad (\text{cm}^2), \quad I = 679 \quad (\text{cm}^4)$$

$$i = 2.74 \quad (\text{cm})$$

$$L_k = 230 \quad (\text{cm})$$

$$\lambda = 83.9$$

$$\eta = 1.3 - 0.01 \lambda = 0.46$$

$$fk_L = \eta \times f_c = 0.46 \times 592 = 273 \quad (\text{N/cm}^2)$$

<押し込みに対して>

$$f_{ks} = \eta \times f_{cs} = 0.46 \times 1184 = 546 \quad (\text{N/cm}^2)$$

$$NA_{sc} = f_{ks} \times A = 546 \times 90 = 49295 \quad (\text{N}) \rightarrow 49.3 \quad (\text{kN}) \quad (\text{圧縮圧力})$$

$$NA_{sc} = 49.3 < N_{sc} = 61.0 \quad \therefore \quad \mathbf{NG}$$

<引き抜きに対して>

$$f_{kst} = f_t \times 50/65 = 1184 \times 50/65 = 911 \quad (\text{N/cm}^2)$$

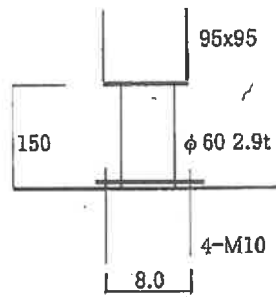
$$NA_{st} = f_{kst} \times A = 911 \times 90 = 82197 \quad (\text{N}) \rightarrow 82.2 \quad (\text{kN}) \quad (\text{引張耐力})$$

$$NA_{st} = 82.2 > N_{st} = 37.4 \quad \therefore \quad \mathbf{OK}$$

アンカーボルトのせん断力に対する検討

アンカーボルト

径d: M 10 (mm)
 sft: 235 (N/mm²)
 面積A: 78.5 (mm²)



4-6.設計用せん断力より、負荷の大きいX方向にて検討をする。

1階X方向にかかるせん断力

$$Q = 264.0 \quad (\text{kN})$$

耐力壁1か所あたりにかかるせん断力

4-8.階別水平荷重の算出表より、1Fの有効耐力壁N = 11 (枚)

$$Qa = Q/N = 264.0 / 11 = 24.0 \quad (\text{kN/本})$$

$$\tau = \kappa \times \frac{Qa}{A \times 0.75} = 1.34 \times \frac{24.0}{78.5 \times 0.75} = 0.41 \quad (\text{kN/mm}^2)$$

$$\tau = 0.41 > fs = 0.135 \quad (\text{kN/mm}^2) \therefore \text{NG}$$

§ 5 まとめ

類似施設の既存構造計算書に沿って計算書を作成し、長期、短期の検証をおこなった。計算書作成にあたって見解やコメントは、以下のとおりである。

5-1 実験結果から得られた見解

ベターリビングで行った柱梁接合部強度の確認実験および筋交い強度の確認実験から得られた見解は、以下の通りである。

柱梁接合部のせん断強度は、長期強度は 1.56kN となり、長期応力の 1.45kN を上回った。梁端部のコーチスクリュー（ラグスクリュー）増し打ちの場合は、長期強度は 1.02kN となり、長期応力を下回る結果となった。コーチスクリューを増打ちすることによって割裂の影響が大きくなり、せん断耐力の低下につながった可能性が高いと考えられる。

筋交いについては、引張筋交いの場合、コーススレッドの初期段階での抜けだしにより、水平力を負担することができないこと、コーススレッドの打ち込みは埋め込み長さの規定などなく感覚で施工しているなどを考慮し、引張筋交いを計算に参入しないことが妥当だと思われる。実験による圧縮筋交いの短期許容せん断力は、2.20kN となった。実験は、単調加力試験のみであったが、筋交い材が引張り力を受けた端部が抜けだした後、再度圧縮力を受けた場合の挙動については不明である。一方オイラー座屈荷重式で算定すると、細長比が 150 を超え水平方向成分で 1.00kN となり、計算上かなり小さい値となり、圧縮筋交いに最大作用する水平方向成分の 24.0kN よりかなり小さい結果となった。今後は、細長比を 150 以下となるような部材を圧縮ブレースに用いることや引張材として軸力が伝達できるような柱梁と筋交いの納まりとすることが必要であると思われる。引張り筋交いの端部の抜けだし後に純ラーメン構造となった柱梁フレームは、水平力を若干しか負担せず、梁端をピンと仮定していることは、妥当だと思われる。計算書では、へいだらけの耐力を無視して計算しているが、実験を行い耐力が見込まれる場合は、その耐力を加算することも考えられる。

また、柱梁の比重は、0.44、ヤング係数は 8225N/mm²と測定され、類似の計算書で採用しているメーカーカタログの値と異なり、一般に用いられているオウシュウアカマツ相当の比重 0.44、ヤング係数 8000 N/mm²と同様な値となった。比重については、計算書では安全側に 0.50 を採用している。H12 建告 1452 号に示される無等級材針葉樹（あかまつ、くろまつおよびべいまつ）の値を計算書では採用した。

5-2 既存計算書についてのコメント

類似施設の既存構造計算書に沿って計算書を作成し、長期、短期の検証をおこなった。計算書作成にあたって構造計算上には下記の問題点が考えられる。

a) 剛床の成立

木造立体迷路施設は、梁材接合された床受け材（ $38 \times 89\text{mm}$ ）に床材（ 38mm ）が1本のビスで止まった納まりとなっており、剛床仮定が成立しないと考えるのが妥当である。計算書では、地震力などの水平力すべてを圧縮ブレースで負担すると仮定しているが、水平力を圧縮ブレースに伝達できるか疑問である。床面に鉄筋ブレースなどを配置して剛床仮定が成立する工夫や、剛床仮定が成立しないと想定し、圧縮ブレースをフレーム（通り）ごとにバランスよく配置することが望ましいと思われる。

b) 柱のジョイント

受領した構造図では、GLより3600mmレベル等に溶融亜鉛メッキの金物による柱のジョイントと柱脚部にもスチールフットと表現されている金物で土間コンクリートと接合されている。地震力はブレースで負担すると仮定しているため、金物による接合はピン接合と仮定することで計算上は、問題ないが、柱材との接合の強度など不明であり、今後実験を行うことが望ましいと思われる。

c) 標準的な応力算出

柱の軸力、筋交いの負担せん断力は、標準的なスパンから安全側に最大の値を仮定して算出している。略算的な算出方法には問題ないが、個々の柱軸力や筋交い配置など平面的な影響は考慮されていないため、今後は立体解析プログラムを用いて構造計算を行い、個々の部材の安全性および平面的な影響を把握することが望ましい。

5-3 当該施設の構造強度について

同種施設の既存構造計算書（製作者側作成）に沿って、実験結果から得られた値を用いて計算書を作成し、対象施設に関して長期応力、短期応力の検証を行った。その結果、長期応力に対しては、柱梁とも許容応力度以下であり、破損が起こらないことが確認できた。一方、建築基準法に準じた短期荷重の水平力（地震力・風圧力）については、筋交い（耐震壁）の数が相当数足りないことが判明し、構造物として安全性が確保できていない結果となった。

5-4 建築物扱いとする場合の留意点

建築基準法は、建築物の敷地、構造、設備および用途に関する最低の基準を定めたもので、国民の生命、健康および財産の保護を図り、もって公共の福祉の増進に資することを目的としている。そのため、建築主は、建築物を建築しようとするとき、用途、構造、規模に応じて1級、2級または木造建築士に委託し、建築確認検査機関または建築主事に確認申請し、確認済証の交付を受ける必要がある。確認申請は、単体規定（採光、防火規定、避難規定等、構造強度規定、建築設備）、集団規定（用途制限、容積率および建ぺい率等、高さ制限等）の規定を満足していることを審査することになり、木造立体迷路の用途から建築物として満足させることは、困難であると思われる。

5-5 準用工作物扱いとする場合の留意点

a) 準用工作物の法令上の位置づけ

建築基準法第88条では、煙突、広告塔、広告塔、広告塔、擁壁その他これに類する工作物で政令で指定するもの及び昇降機、ウォーターシュート、飛行塔その他これに類する工作物で政令で指定するものについて、建築基準法令の規定を準用することを定めている。

また、建築基準法施行令第138条では、積雪、風圧等の荷重・外力による震動および衝撃に対し安全な構造でなければならないといった法第20条等の建築物に関する規定を準用しなければならないとされている工作物を指定している。木造立体迷路が、「令138条第四号 高さが8mを超える高架水槽、サイロ、物見塔その他これらに類するもの」に含まれるとして取り扱われるとすると（つまり、立体迷路が準用工作物であるとすると）、具体的には、下記の条項が準用されることになる。

b) 準用される条項

広告塔又は高架水槽等に適用される条項（令141条）は下記のとおりであり、構造計算に関して、外力は規定されているが、材料や許容応力度の規定はなく、設計者が適切に定めて良いこととされている。本構造物の接合部は告示に示す方法ではないため、構造物全体の許容応力度計算が必要であり、各種の仕様規定は適用されることになる。

- ・第1項第一号 その主要な部分を組積造及び無筋コンクリート造以外の構造とすること
- ・第2項 下記規定を準用
 - 第5章4第3節 避雷設備 高さ20mを超える部分を保護するように設置
 - 第7章の8 工事現場の危害の防止
 - 第139条第1項第三号 60m超 第四号 60m以下

平 12 建告 1449 号で具体的な構造計算基準を規定（外力のみ）

・第 3 項 耐久性等関係規定を準用

・第 4 項 上記に加えて下記の仕様規定も準用される

第 36 条の 3 構造耐力上安全であるようにすべき
水平力に耐えるように釣合い良く配置
仕様上の変形又は振動が生じないようにすべき

第 37 条 腐食、腐朽防止措置をした材料を使用

第 38 条 基礎は安全に

第 39 条第 1 項第 2 項 屋根ふき材、外装材、帳壁の脱落防止

第 40 条 木造規定の適用範囲を提示

第 41 条 耐力上の欠点がない材料を使用

第 42 条 土台を設置 ただし基礎に緊結した場合は不要

第 44 条 はり中央下側の欠込み禁止

第 46 条第 1 項 木造にあっては筋かいを釣合い良く配置

第 2 項 第 1 項の適用除外

第 47 条 構造耐力上主要な部分である継手又は仕口は、ボルト締、かすがい打、
込み栓その他の国土交通大臣が定める方法によりその部分の存在応力を
伝えるように緊結しなければならない

H12 建告 1460 号 継手・仕口の仕様規定

ただし、構造物全体を許容応力度計算すれば規定外も OK

第 3 章第 5 節 鉄骨造仕様規定

第 6 節第 6 節の 2 鉄筋コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリートの仕様規定

第 80 条の 2 技術的基準が定められているものはその基準に従う（壁式 RC など）

c) 準用工作物の場合の構造計算上の具体的な方法と問題点

i) 使用材料、材料強度

法令上に記載がない材料も使用可能であるが、強度などの諸数値は適切に決めなければならない。参照計算書ではメーカーカタログ値と建築学会「木質構造設計規準・同解説」などから許容応力度などの諸数値を定めているが、カタログ値の根拠が明確でなく、また、諸数値の定め方にも疑問がある。適切な材料試験を行い再設定するべきと思われる。（なお、梁は製材との記載であったが、実際は集成材であった。）

接合部材料（コーチスクリューなど）の材種や強度も示す必要がある。

ii) 荷重、外力

固定荷重として、梁・柱材の比重はカタログ値には 0.8 の記載があり、構造計算でもこの値を用いているが、実際はより小さい 0.45 程度であった。

積載荷重は居室用 (180kg/m^2) が用いられており、 1.2m グリッドに大人 4 人 (60Kg/人) と仮定すると (166kg/m^2) となるが、実況に応じて適切な積載荷重を用いるのが望ましい。風荷重や地震荷重については法令にしたがい算出されている。

iii) モデル化、応力計算

梁・柱・筋かいを線材に、梁端およびブレース端をピン接合にモデル化することは妥当と思われる。床はいわゆる剛床にはならないので、水平力の伝達には注意が必要となろう。

引張筋交いは接合部強度が小さいので、無視すべきものと思われる。圧縮筋交いは細長比に応じた強度を有しているが、今後は今回行った実験を含めて試験体数を増やすなど強度評価に努めるべきである。

iv) 部材検定

梁、筋交いの強度については、今回の実験を通して得られた値を参考にできる。柱については継手（柱脚を含む）が特殊であり、実験などによる確認が必要となろう。

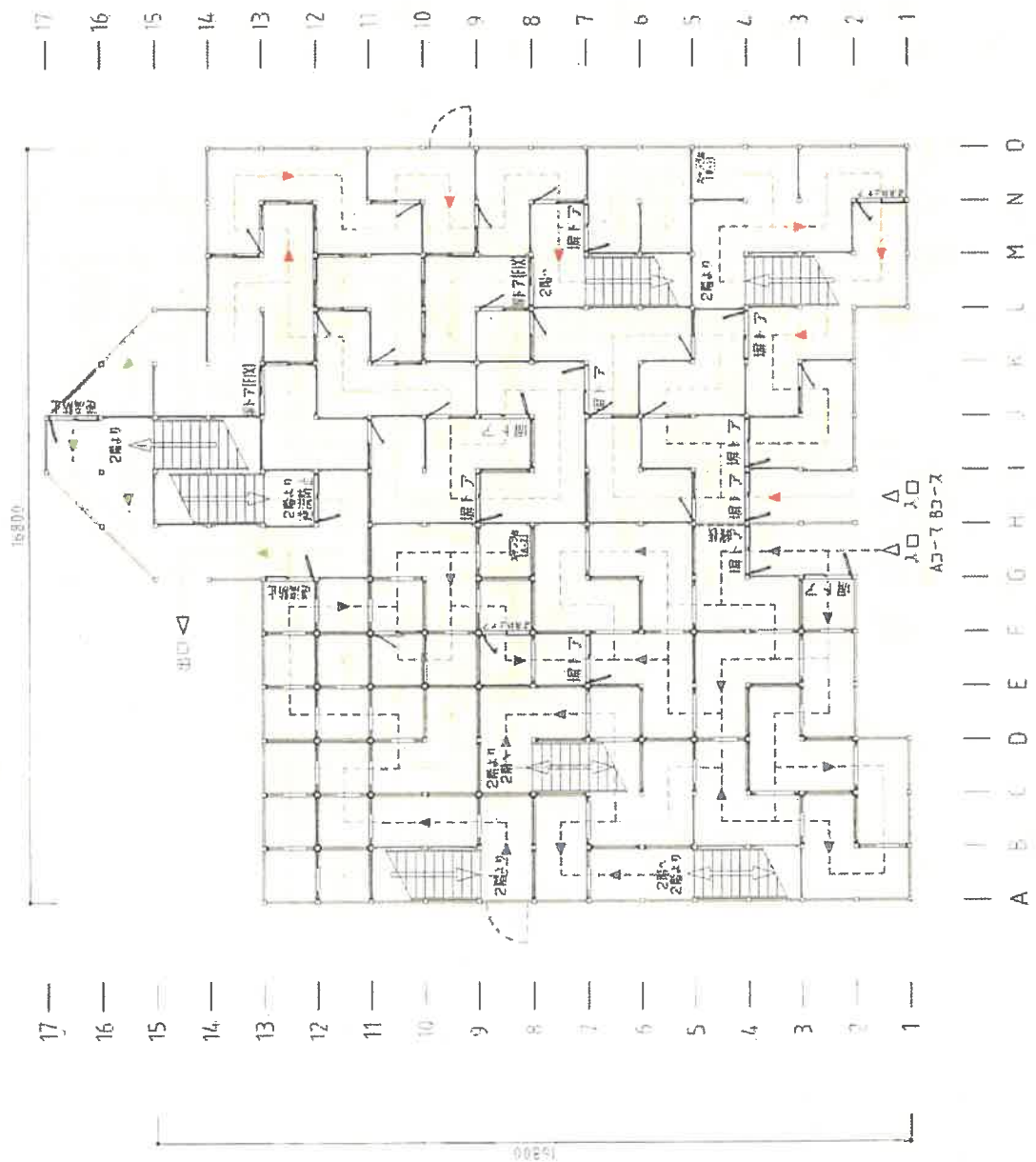
v) 変形

工作物に変形の制限はないが、鉛直荷重に対しての梁、床の変形、水平力に対しての構造物全体の変形が過大にならないような配慮が望ましい。

2017増築案

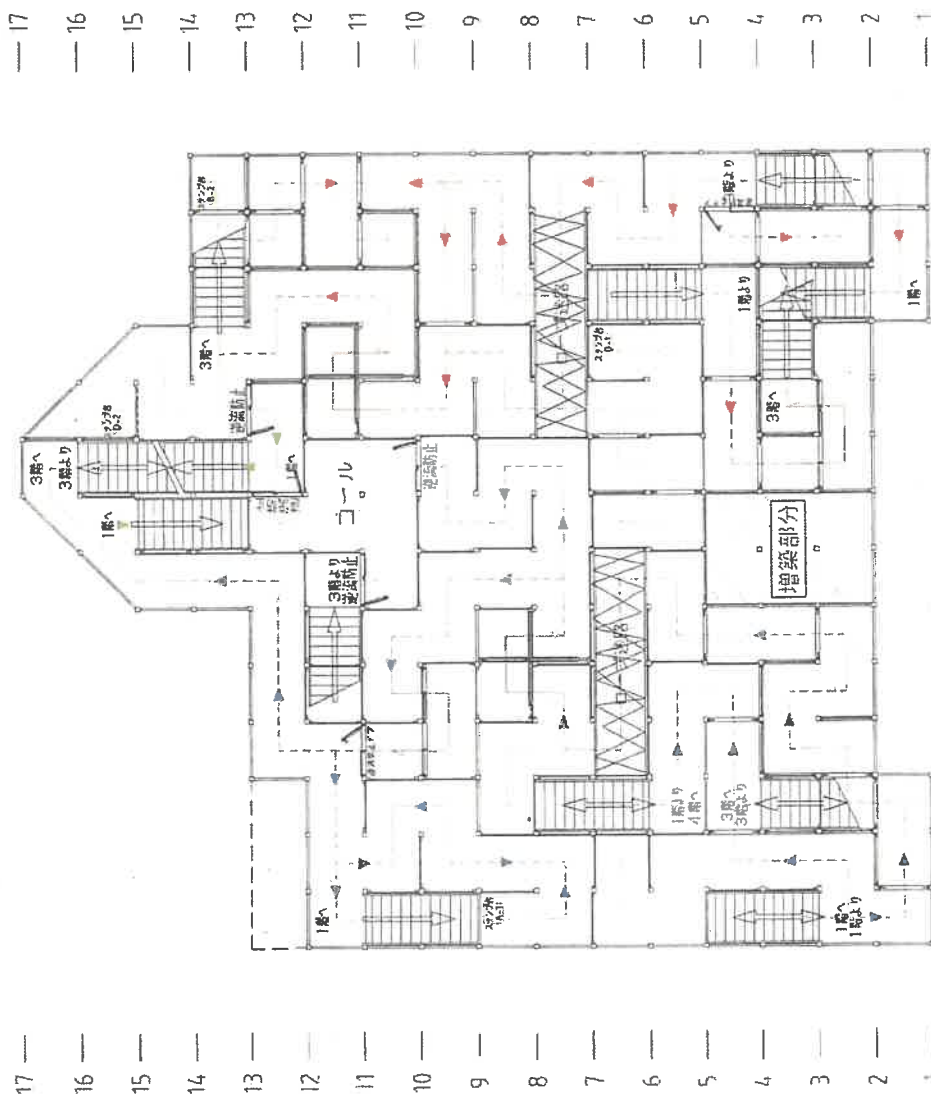
1階平面図

S=1/100

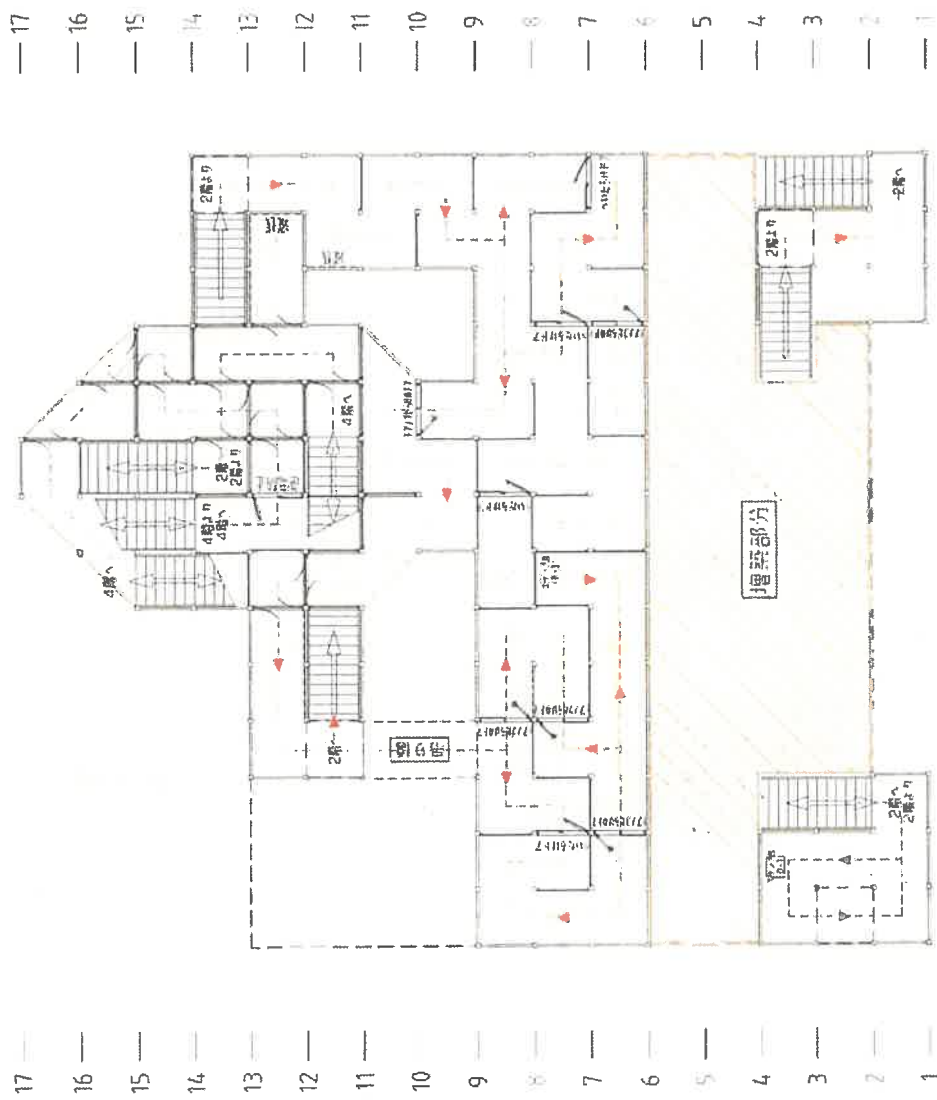


2階平面図

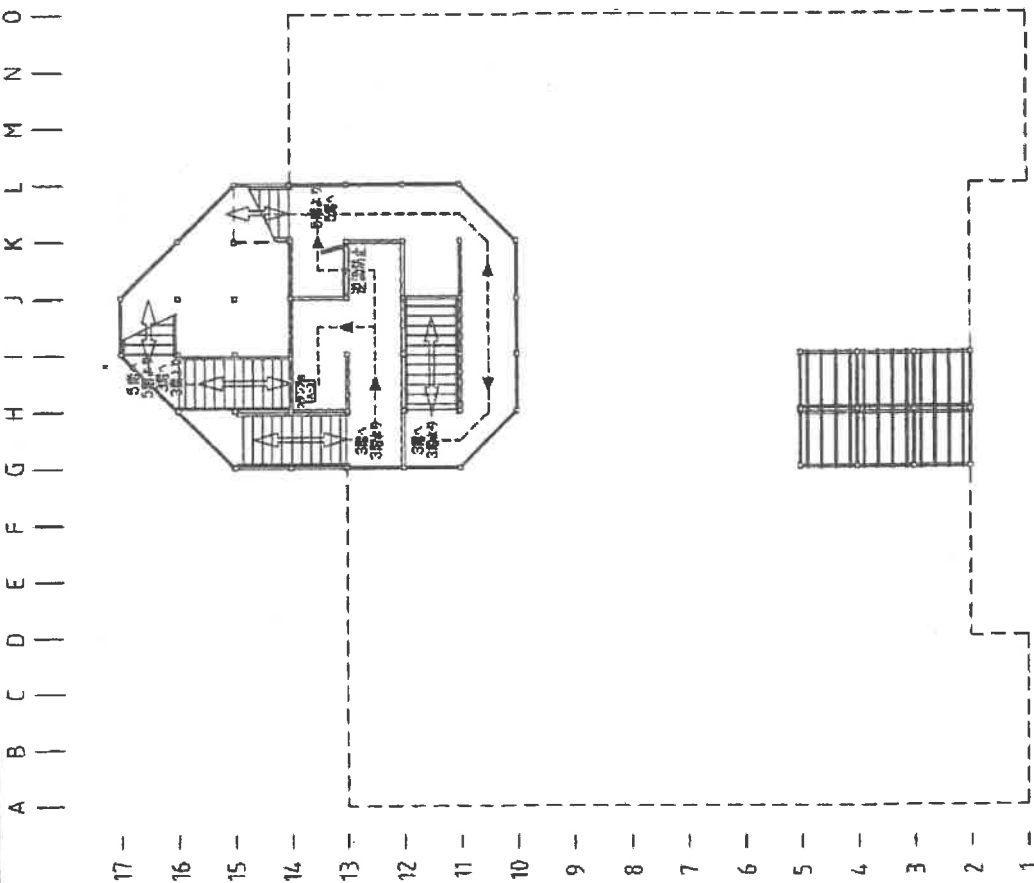
S=1/100



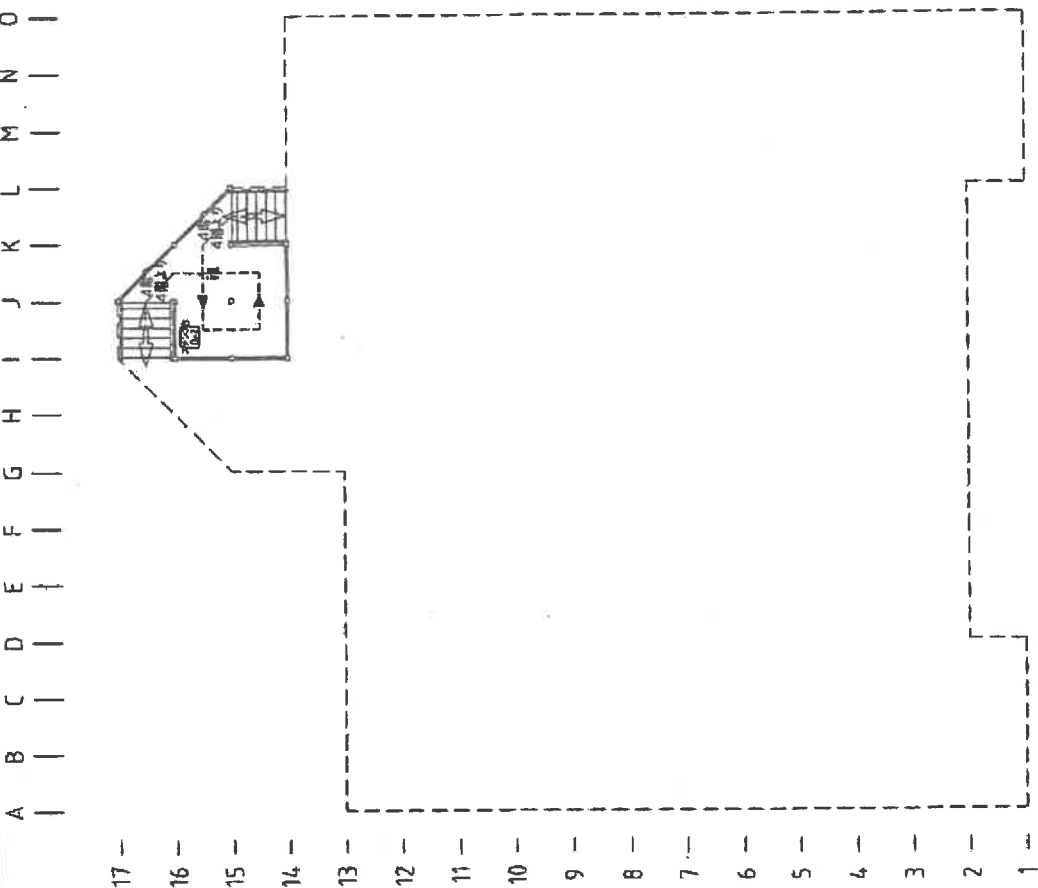
3階平面図 S=1/100



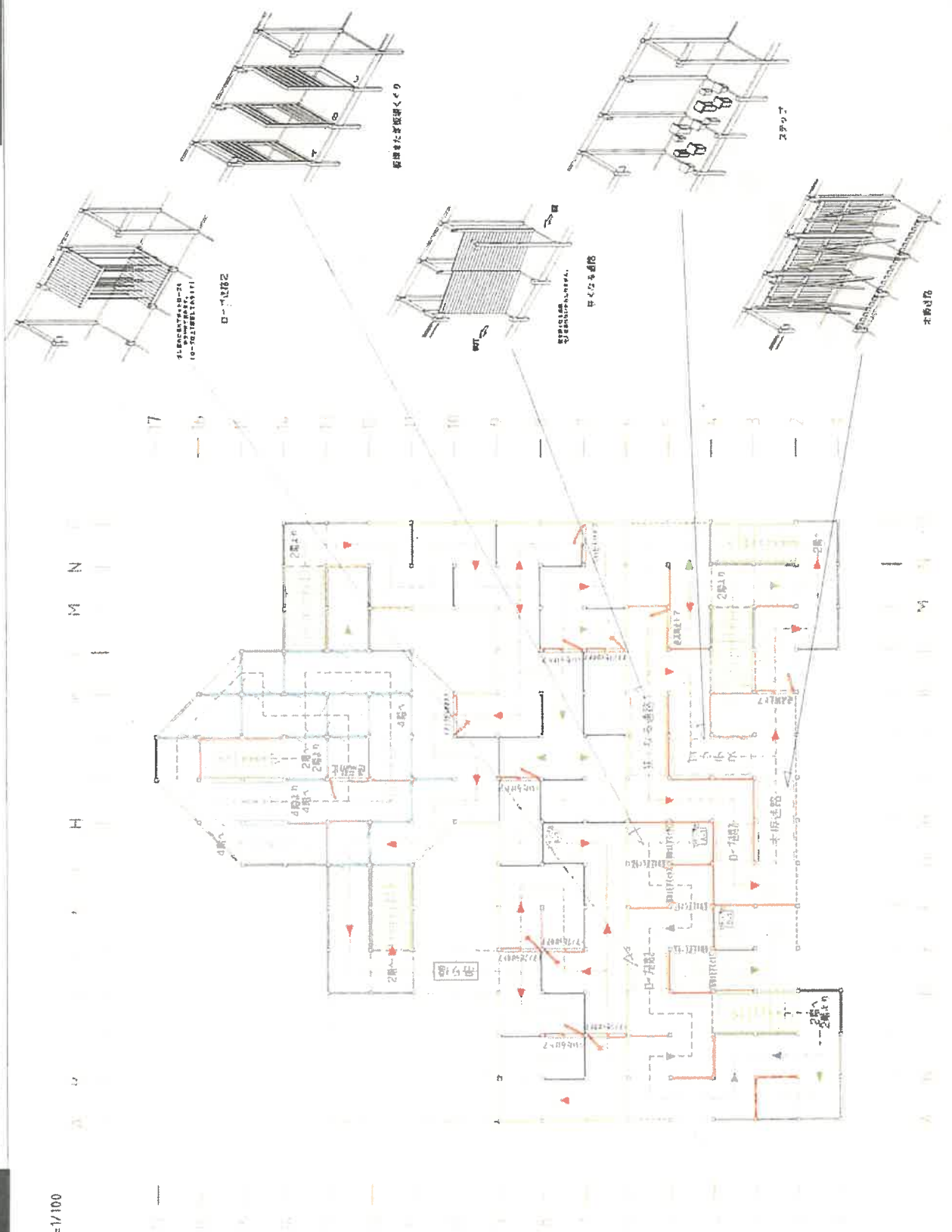
4階平面図 S=1/100



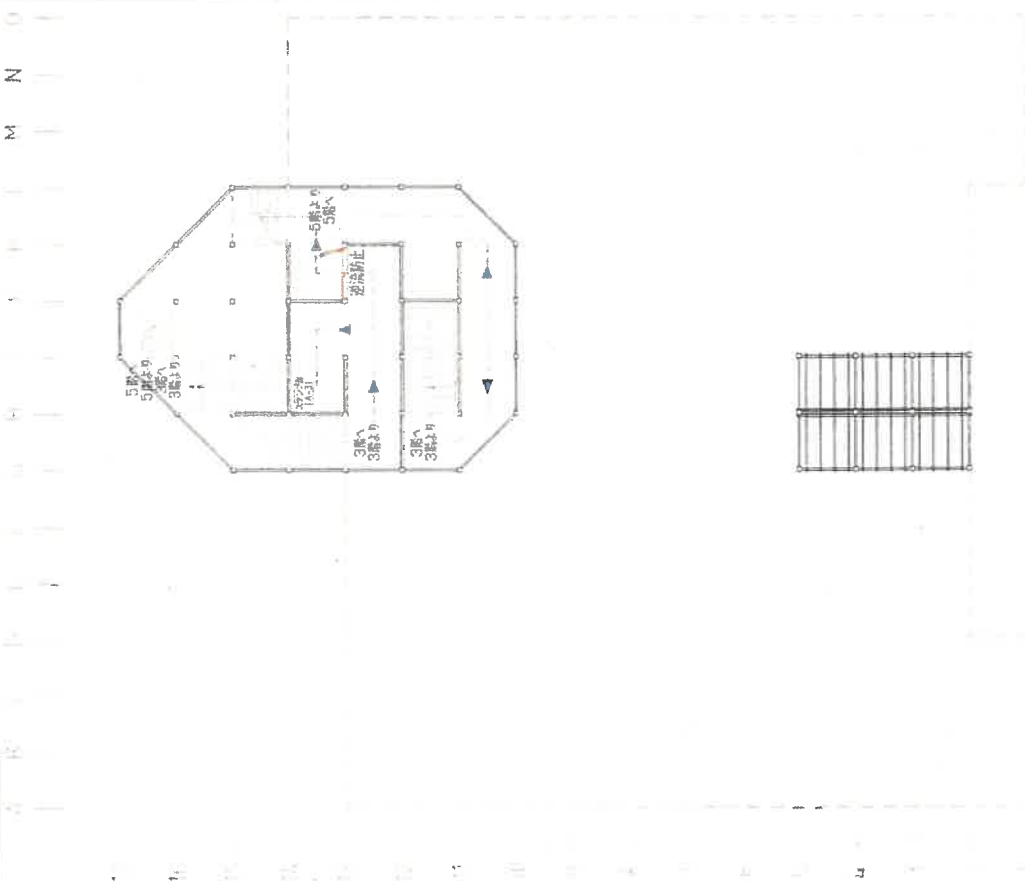
5階平面図 S=1/100



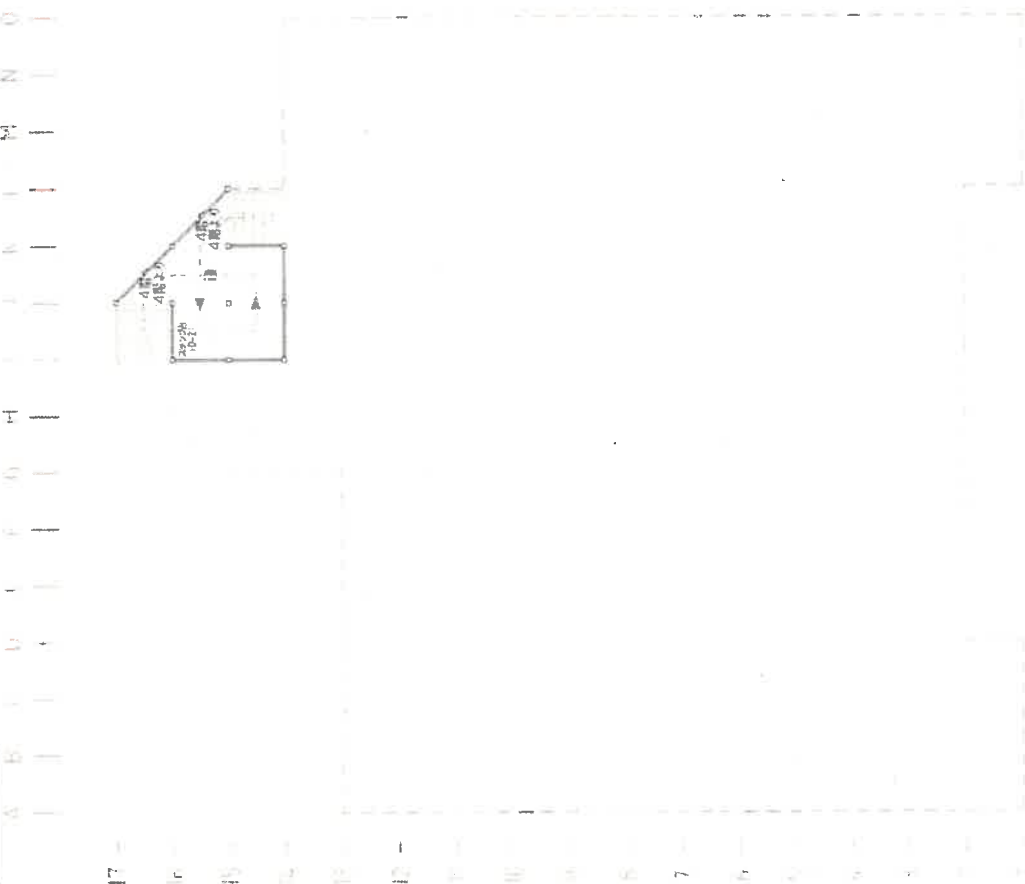
3階平面図 S=1/100



4階平面図 S=1/100



5階平面図 S=1/100

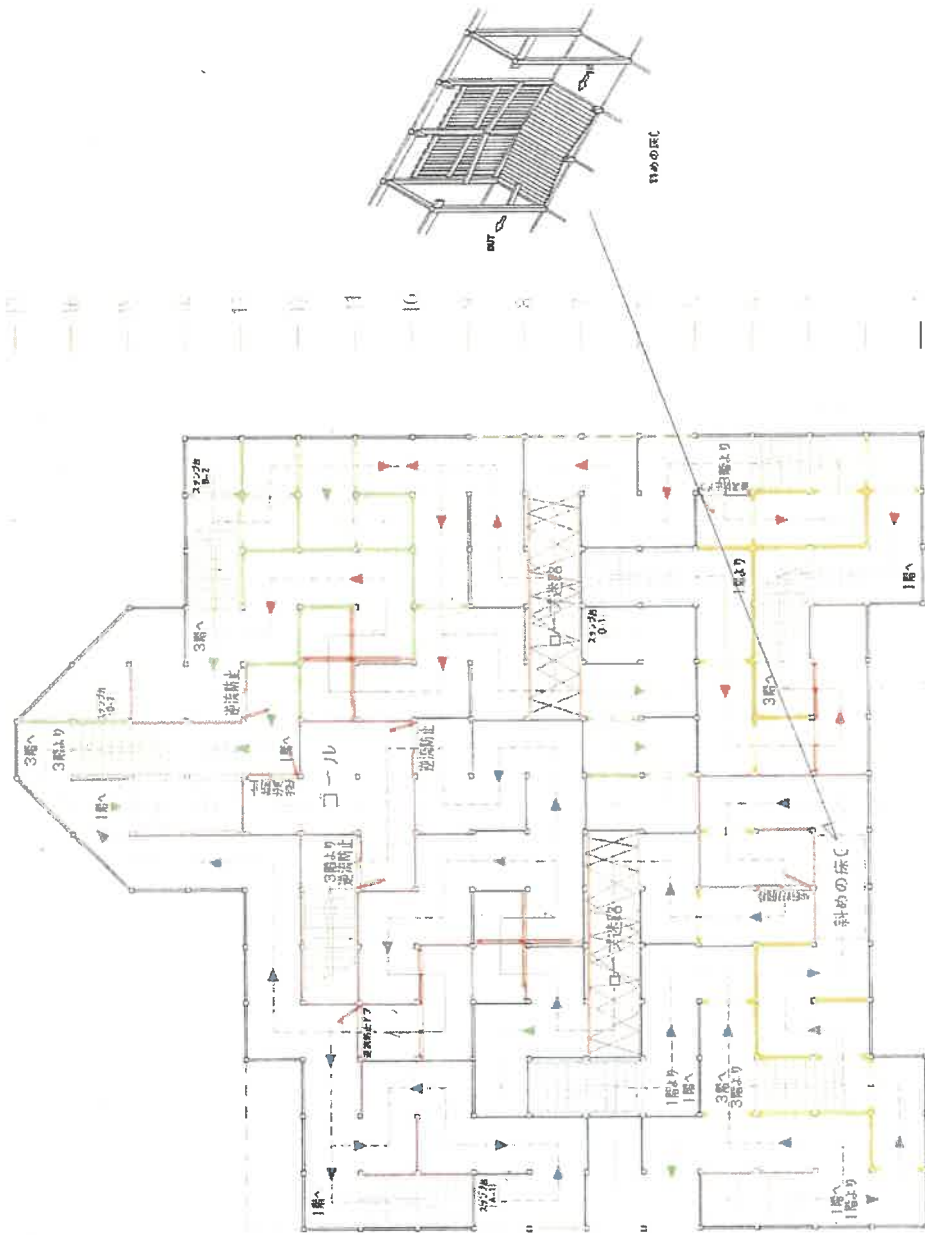


1階平面図

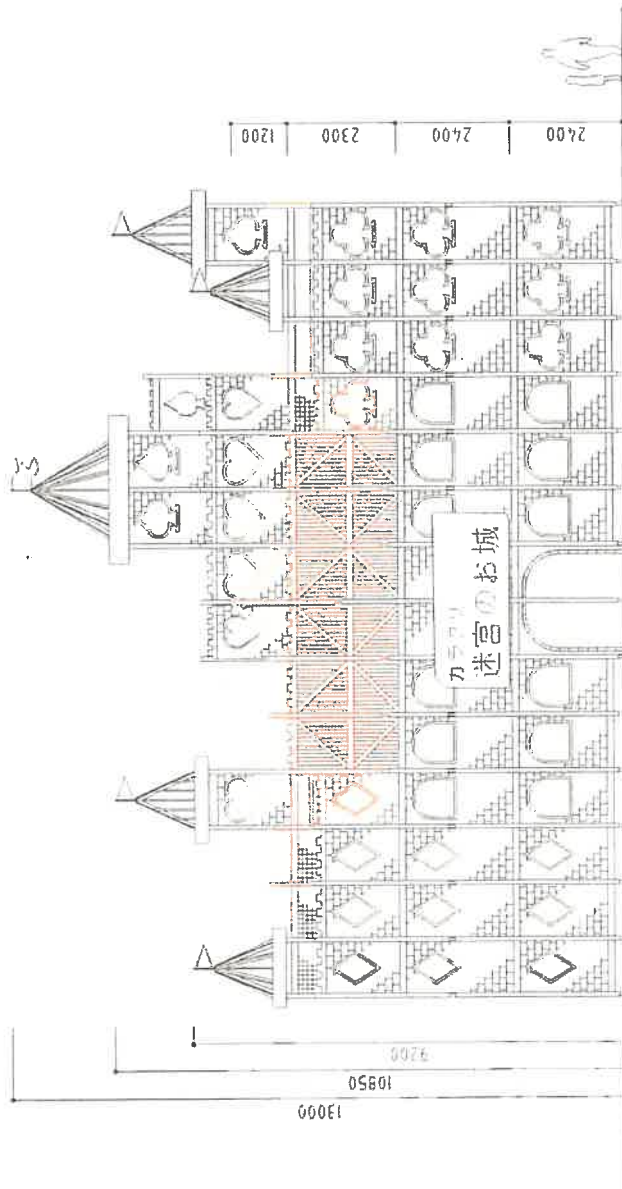
001A-5



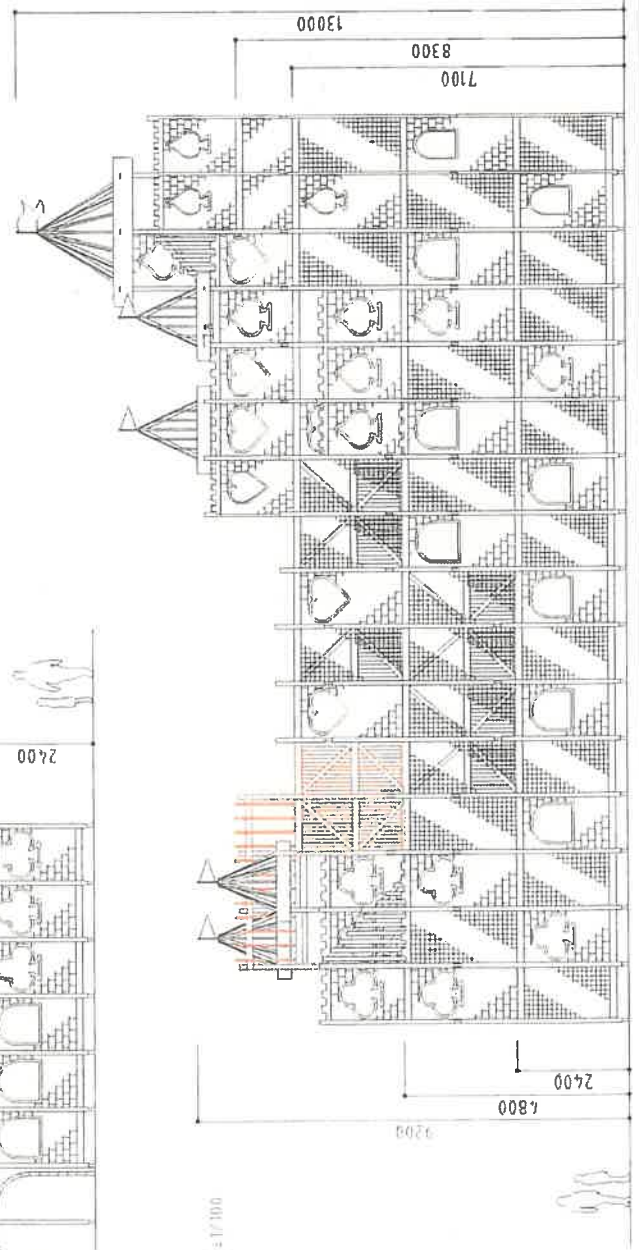
2階平面図 S=1/100

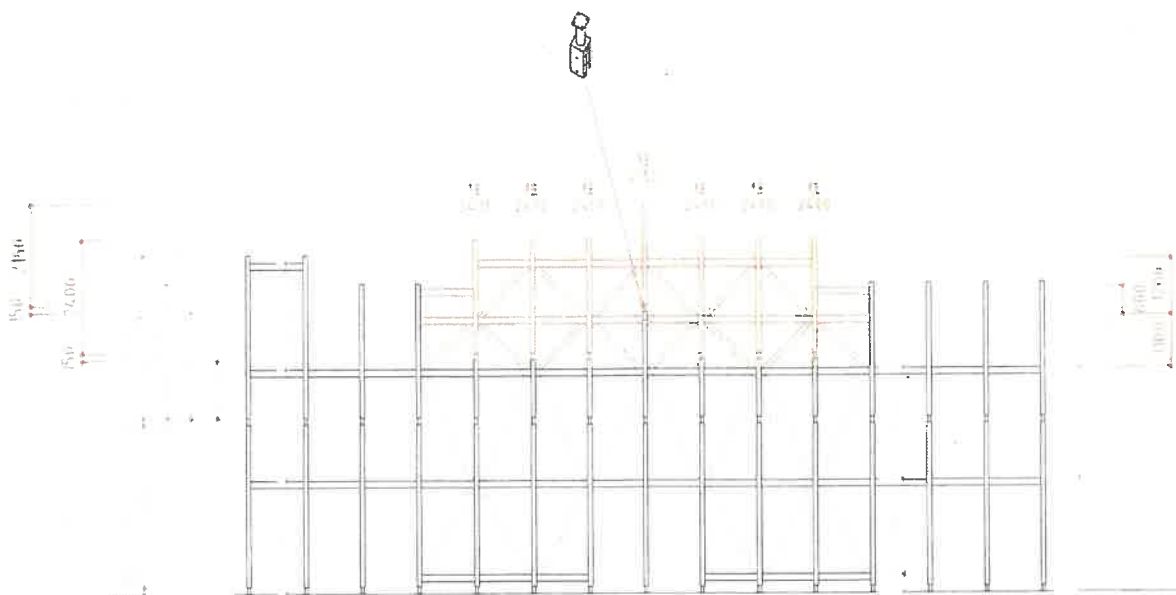
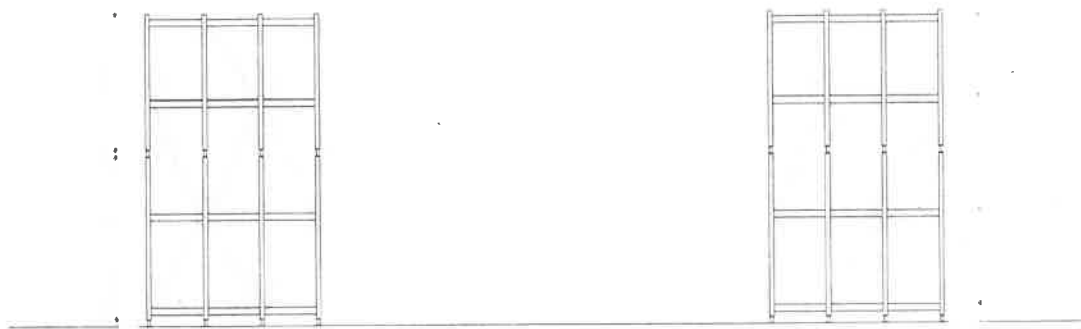


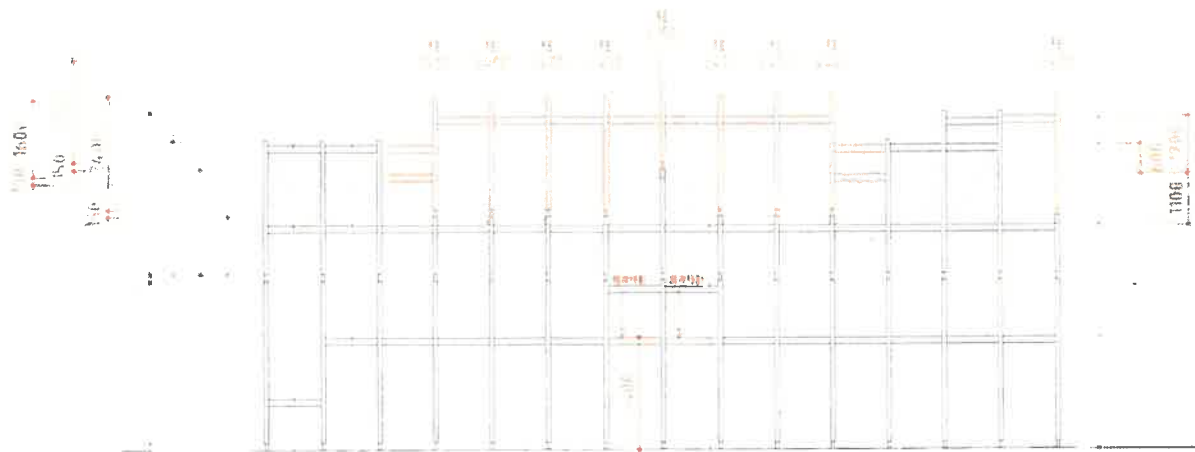
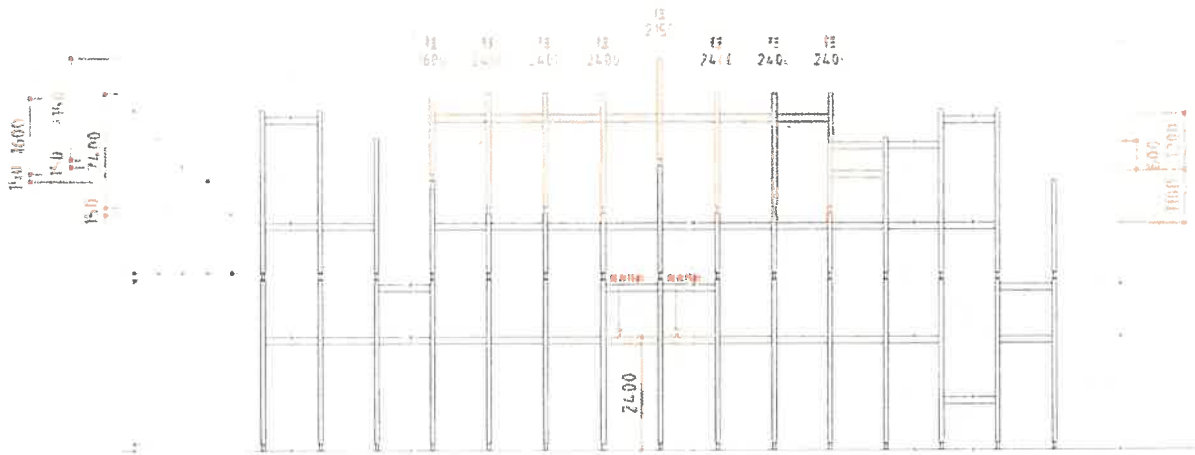
正面図 S=1/100



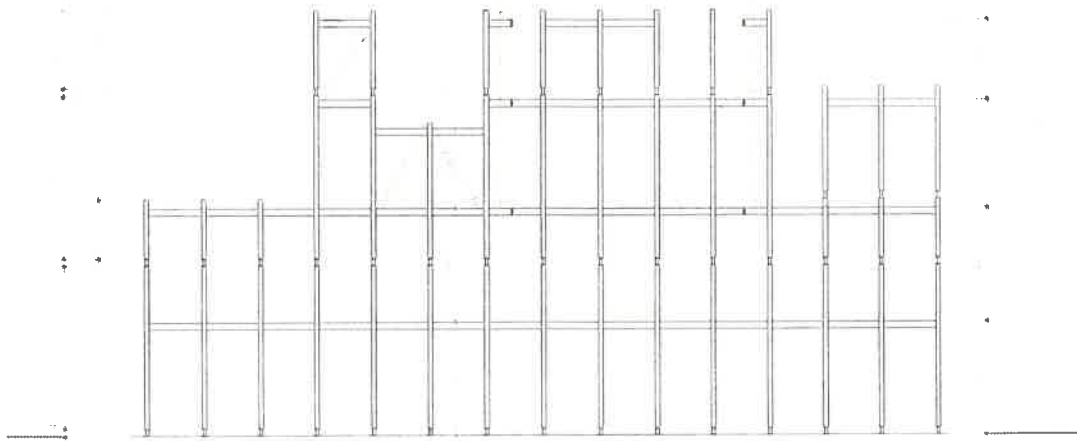
側面図 S=1/100



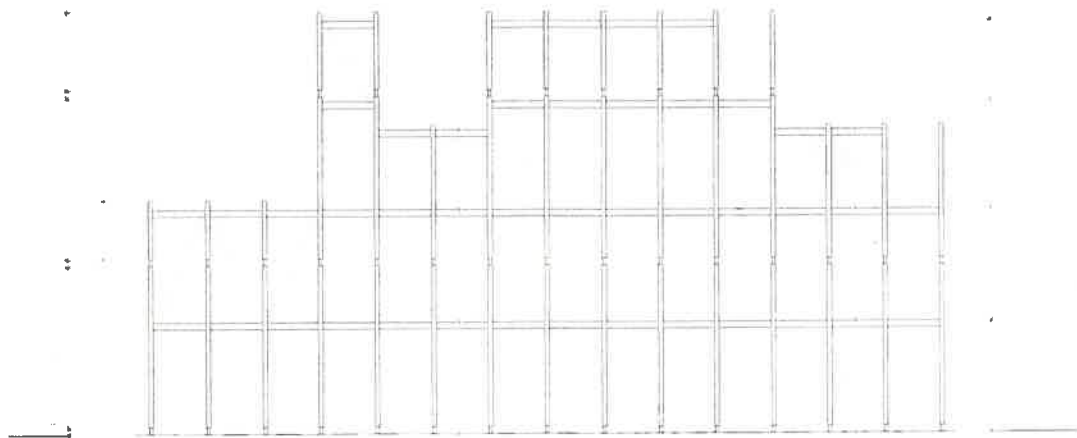




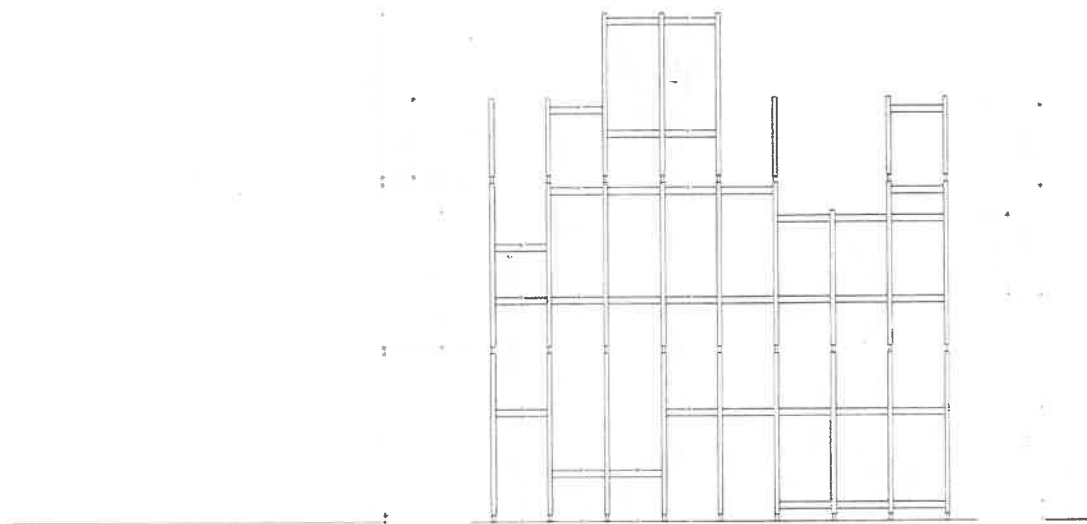
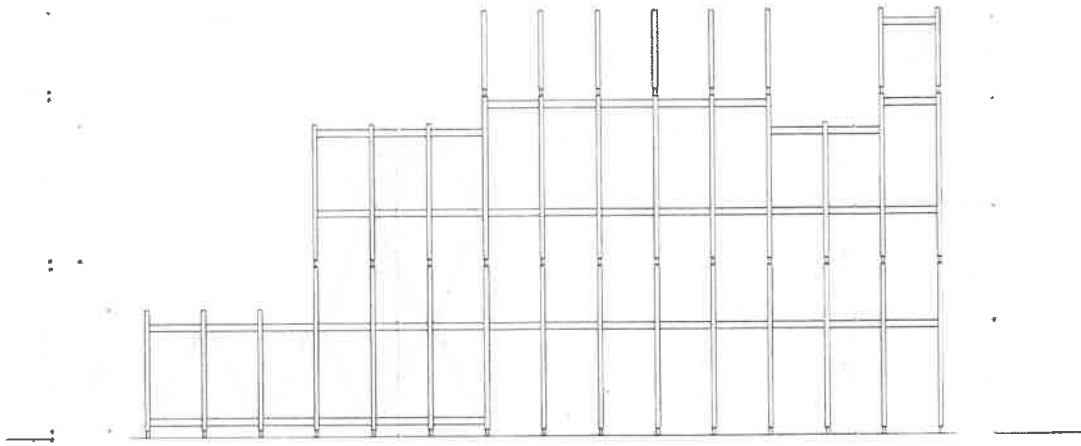
100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500 1600 1700 1800 1900 2000 2100 2200 2300 2400 2500 2600 2700 2800 2900 3000 3100 3200 3300 3400 3500 3600 3700 3800 3900 4000 4100 4200 4300 4400 4500 4600 4700 4800 4900 5000 5100 5200 5300 5400 5500 5600 5700 5800 5900 6000 6100 6200 6300 6400 6500 6600 6700 6800 6900 7000 7100 7200 7300 7400 7500 7600 7700 7800 7900 8000 8100 8200 8300 8400 8500 8600 8700 8800 8900 9000 9100 9200 9300 9400 9500 9600 9700 9800 9900 10000



100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500 1600 1700 1800 1900 2000 2100 2200 2300 2400 2500 2600 2700 2800 2900 3000 3100 3200 3300 3400 3500 3600 3700 3800 3900 4000 4100 4200 4300 4400 4500 4600 4700 4800 4900 5000 5100 5200 5300 5400 5500 5600 5700 5800 5900 6000 6100 6200 6300 6400 6500 6600 6700 6800 6900 7000 7100 7200 7300 7400 7500 7600 7700 7800 7900 8000 8100 8200 8300 8400 8500 8600 8700 8800 8900 9000 9100 9200 9300 9400 9500 9600 9700 9800 9900 10000

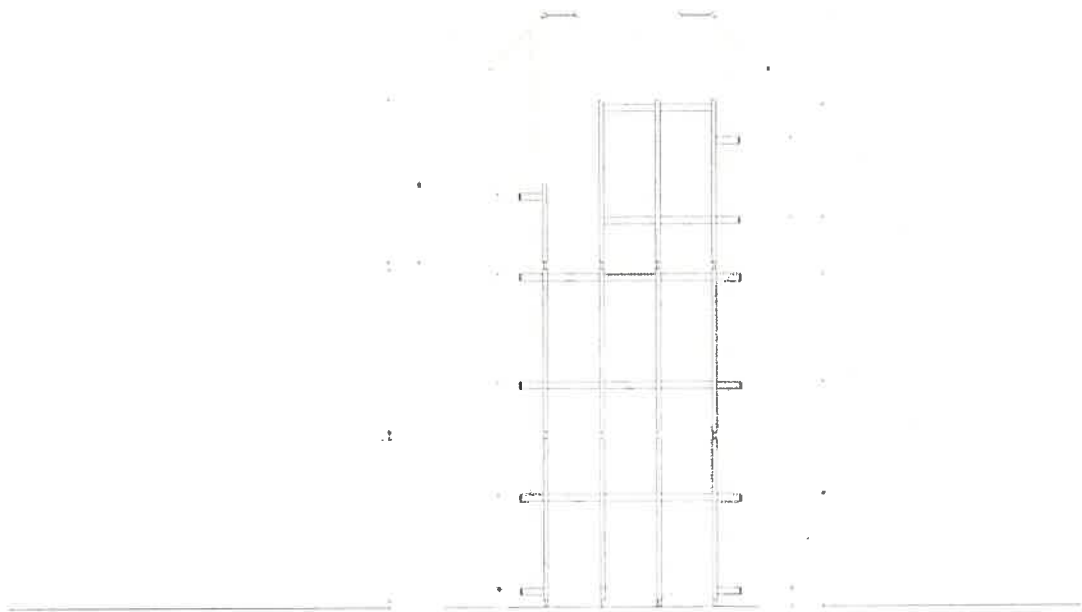
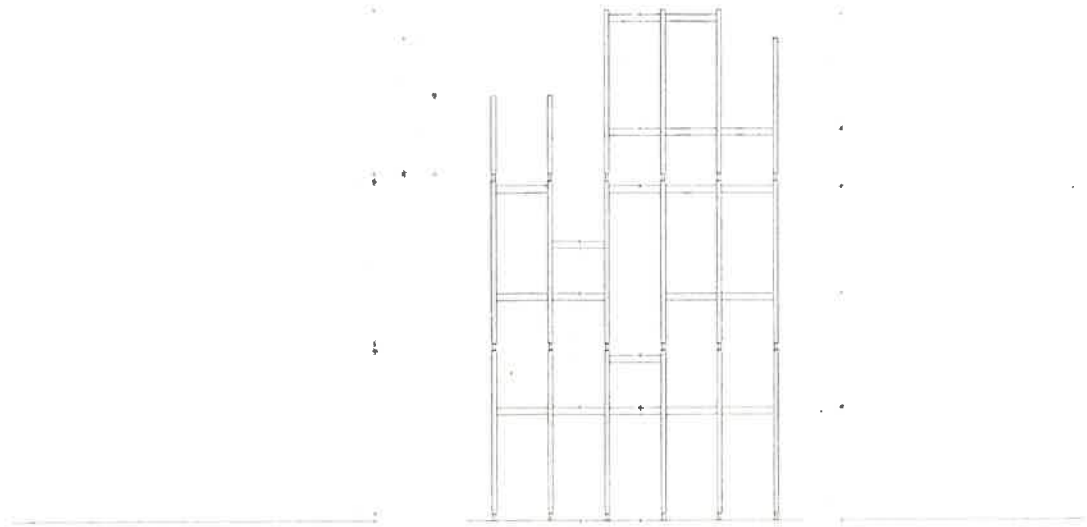


100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 1100 1200 1300 1400 1500 1600 1700 1800 1900 2000 2100 2200 2300 2400 2500 2600 2700 2800 2900 3000 3100 3200 3300 3400 3500 3600 3700 3800 3900 4000 4100 4200 4300 4400 4500 4600 4700 4800 4900 5000 5100 5200 5300 5400 5500 5600 5700 5800 5900 6000 6100 6200 6300 6400 6500 6600 6700 6800 6900 7000 7100 7200 7300 7400 7500 7600 7700 7800 7900 8000 8100 8200 8300 8400 8500 8600 8700 8800 8900 9000 9100 9200 9300 9400 9500 9600 9700 9800 9900 10000



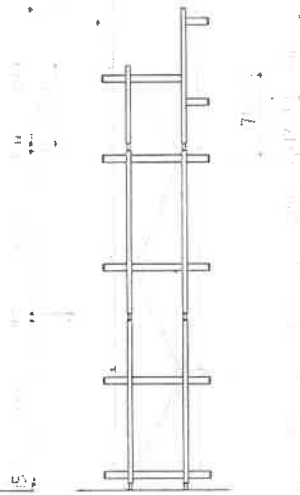
第三編 建築の歴史と理論

Figure 1



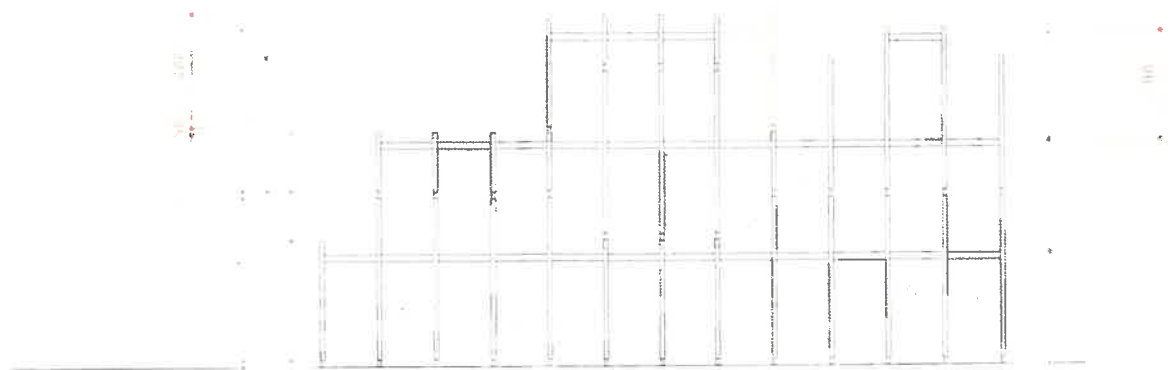
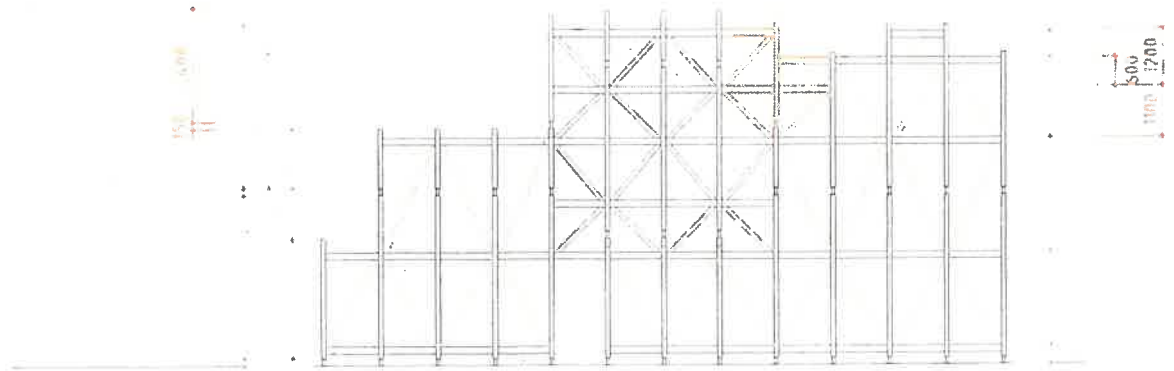


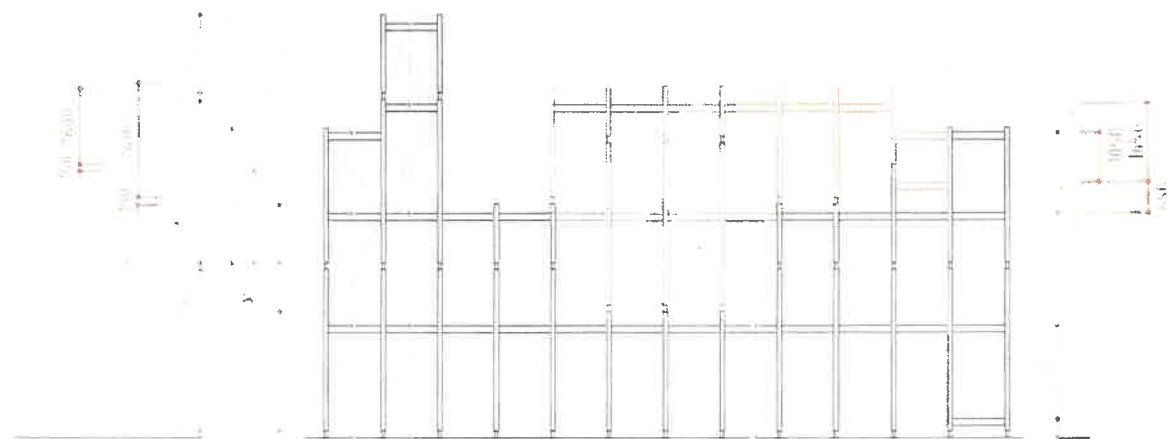
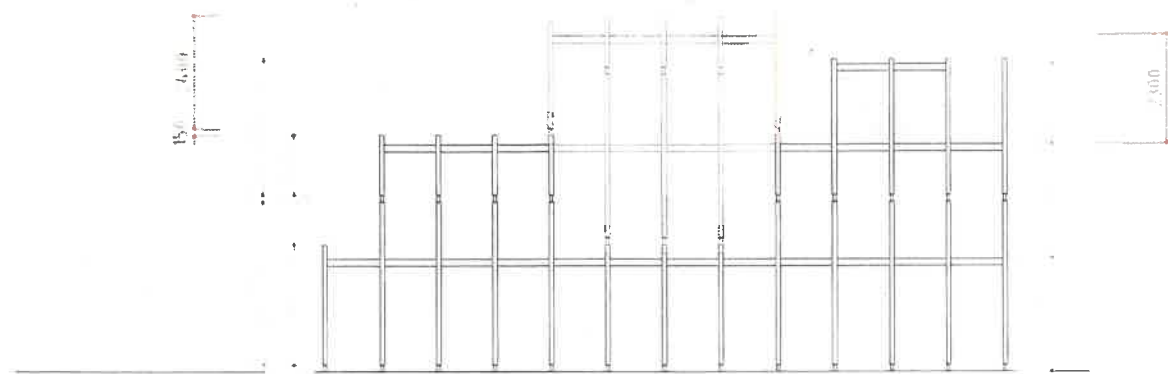
10

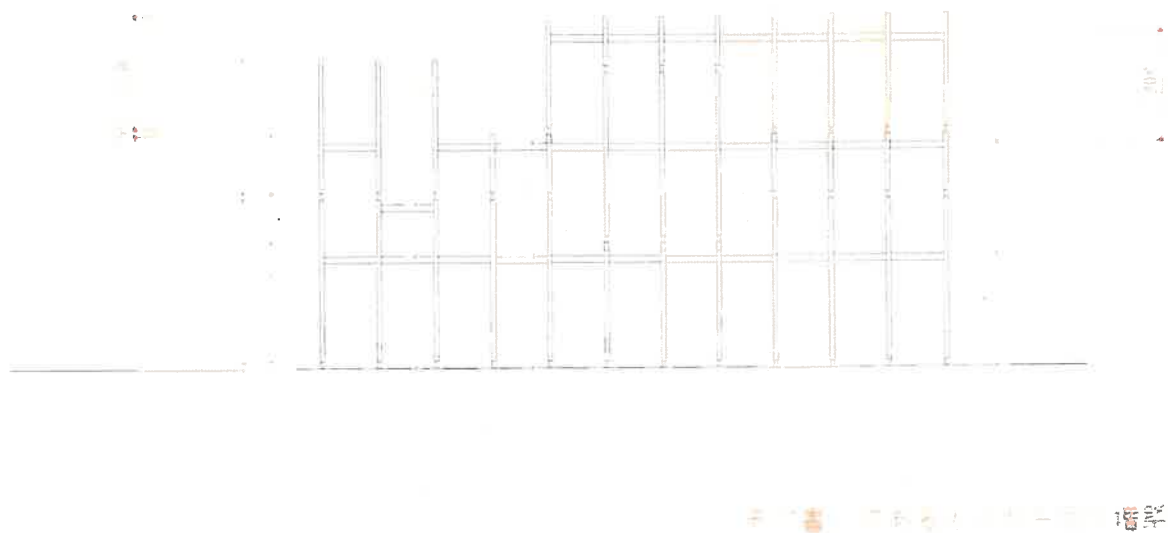
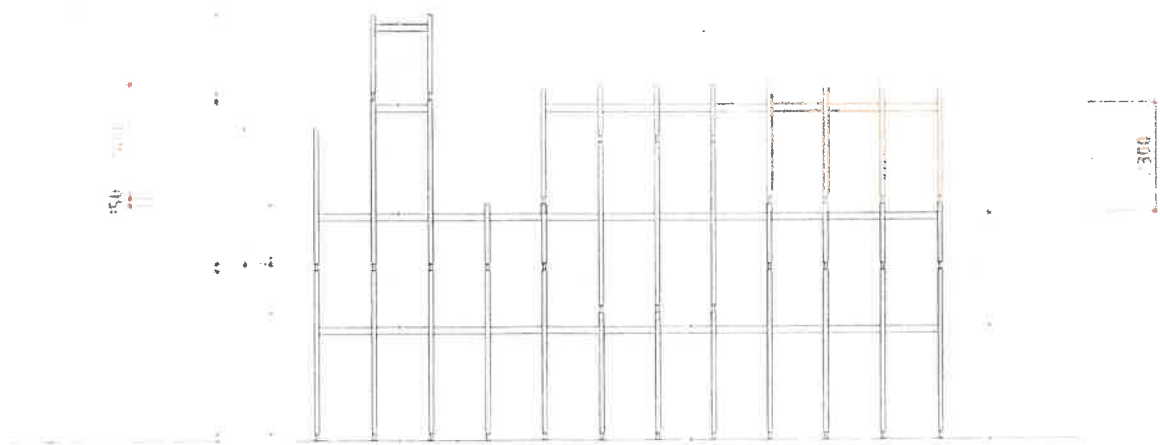


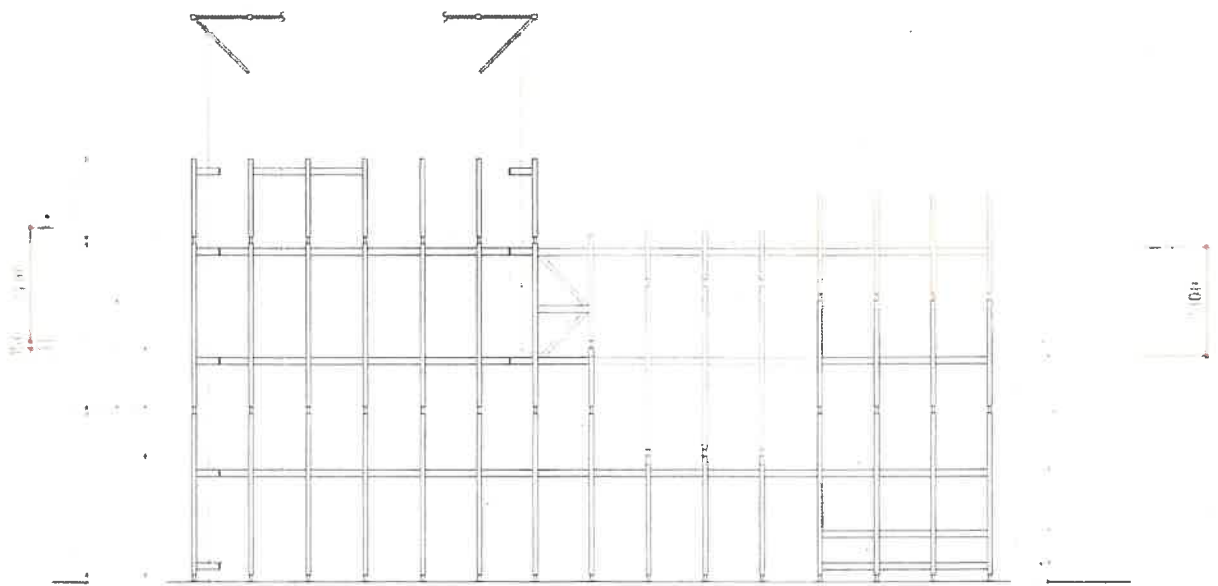
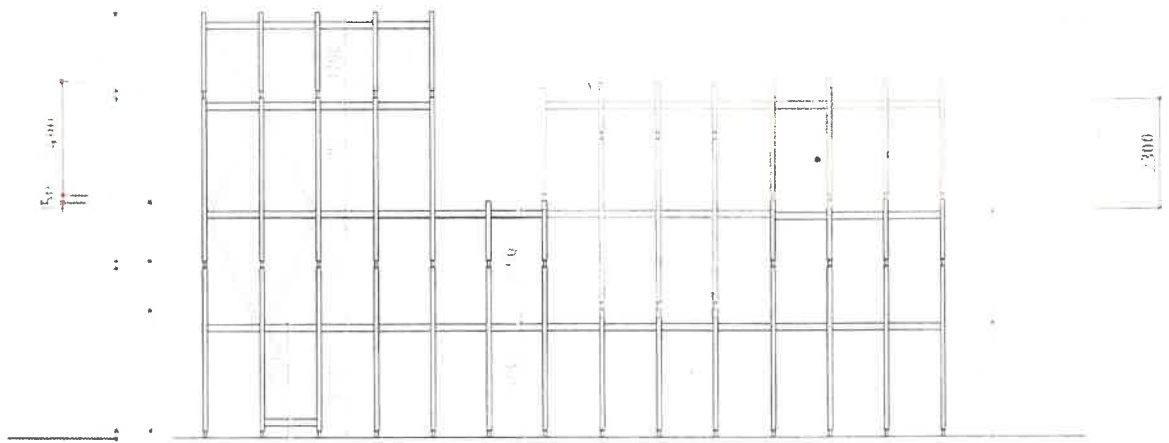
1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100.

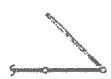
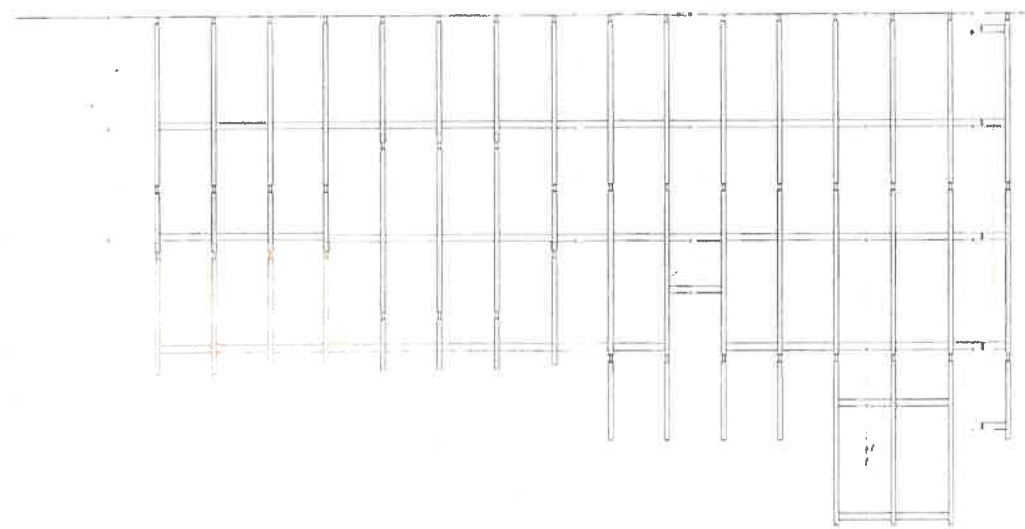
1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100.

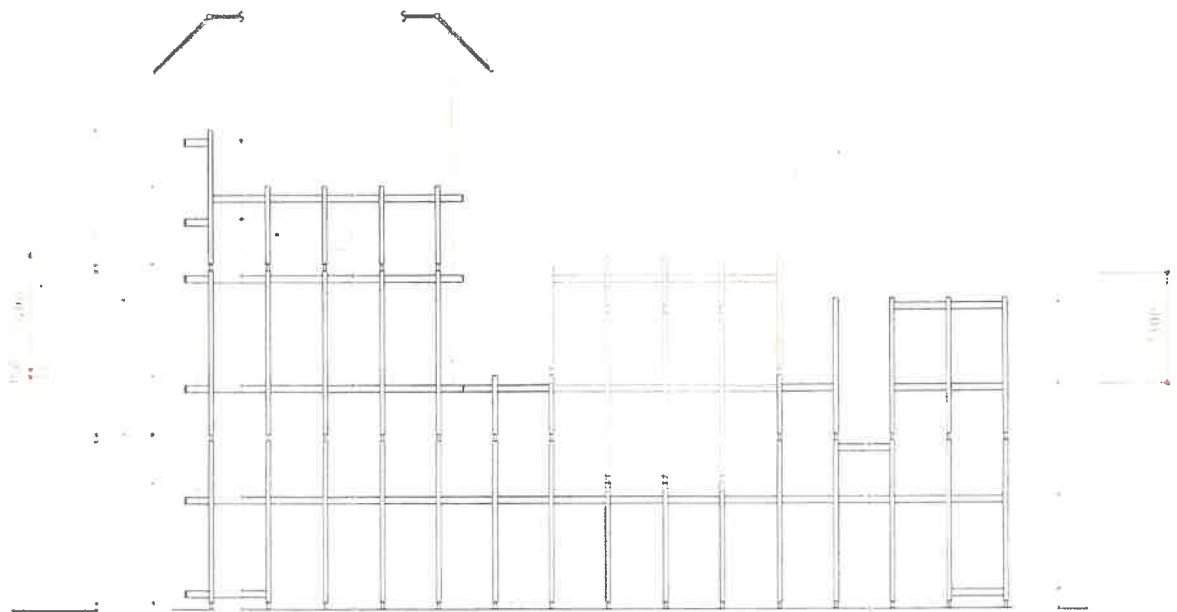
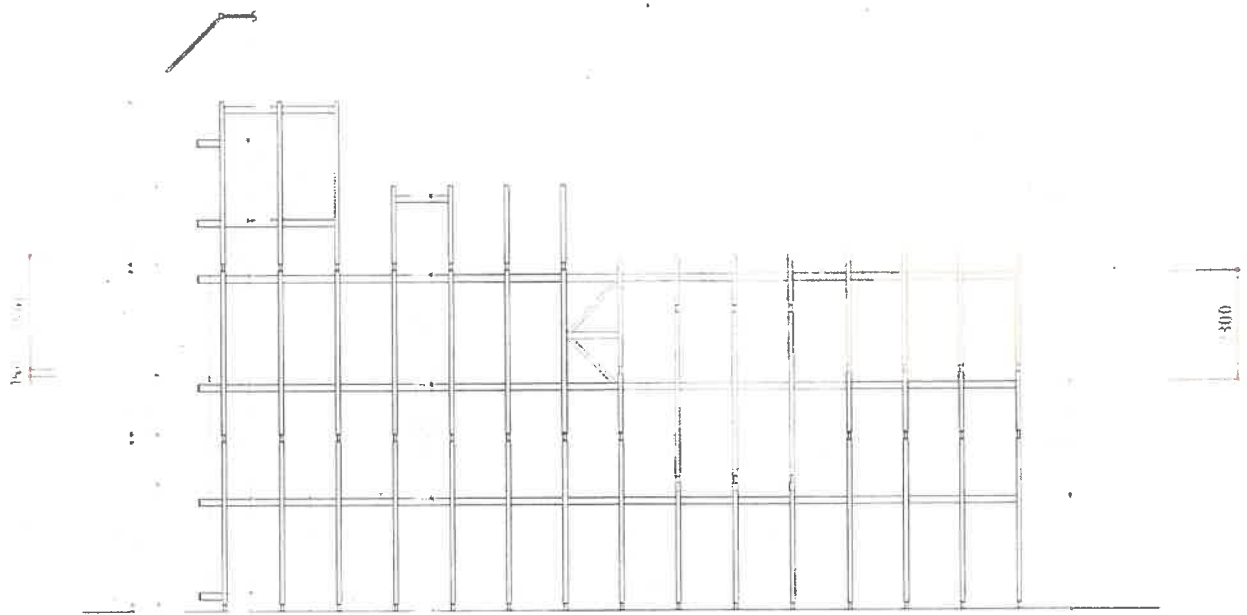




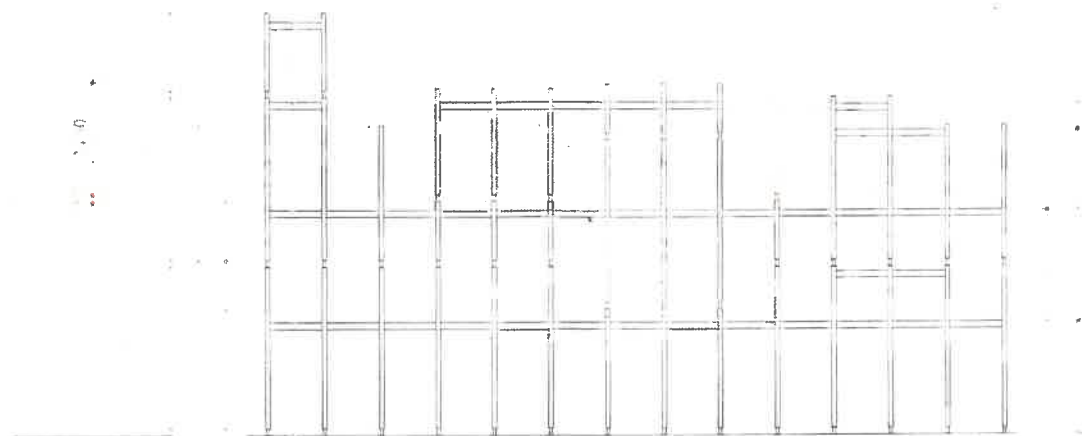
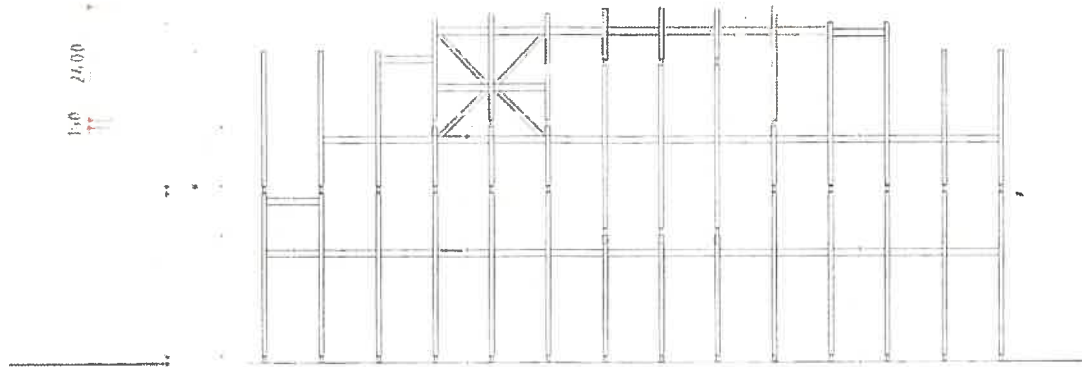






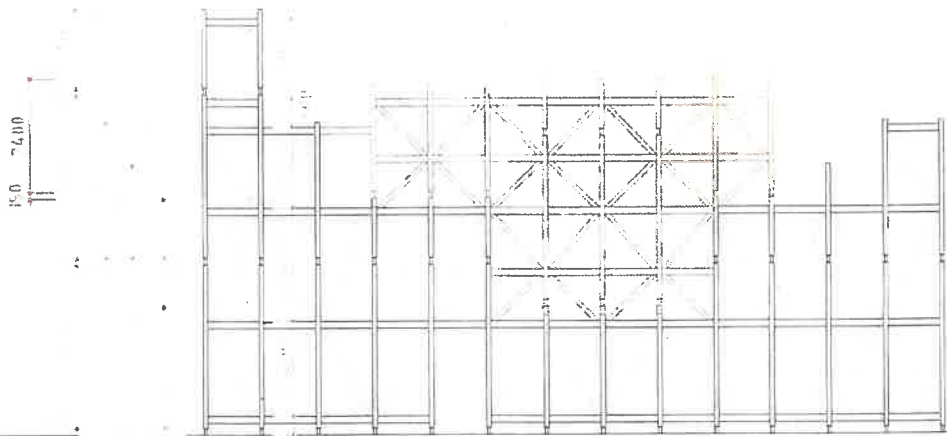


中国美术学院美术考级教材



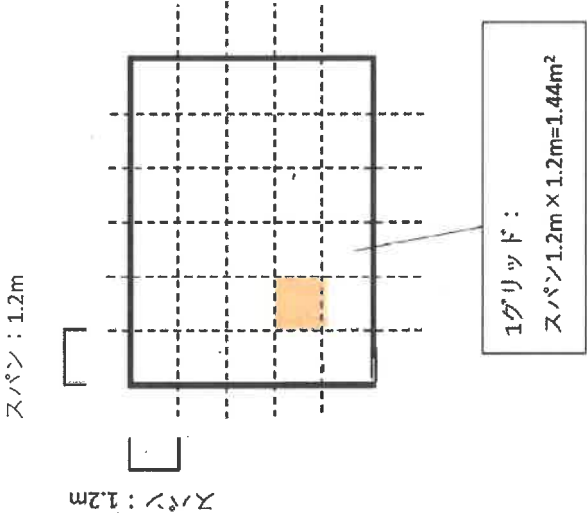
1:50 24.00 3.00

05410748

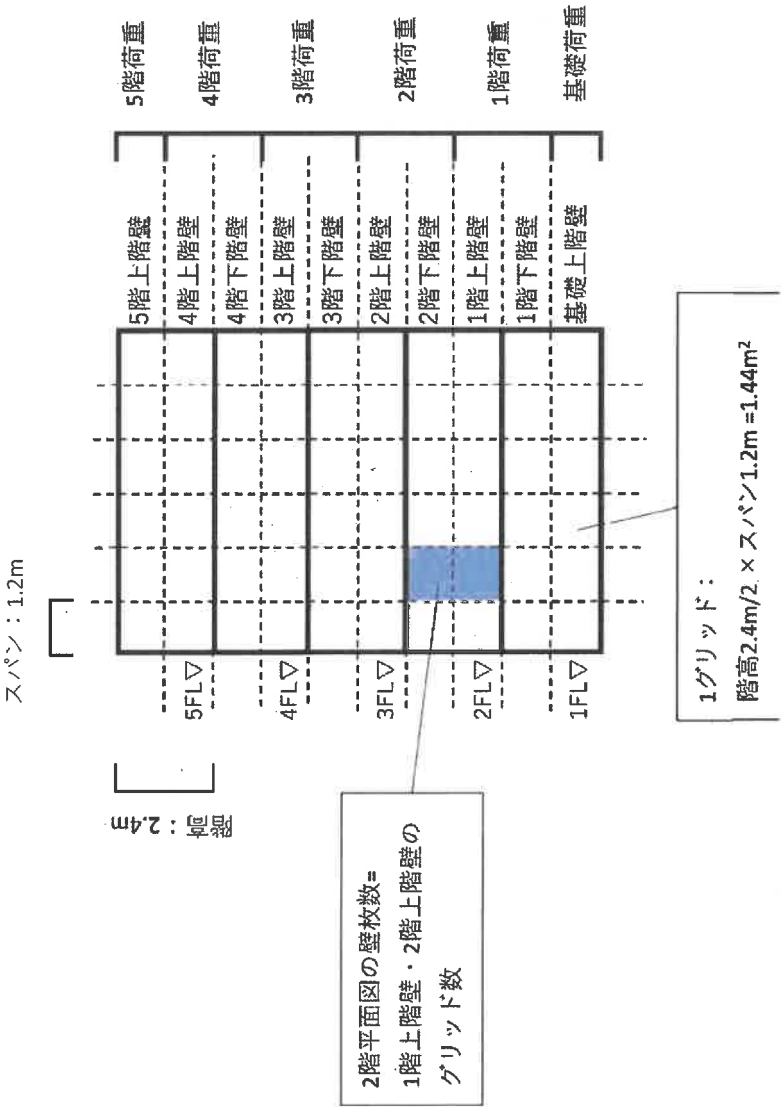


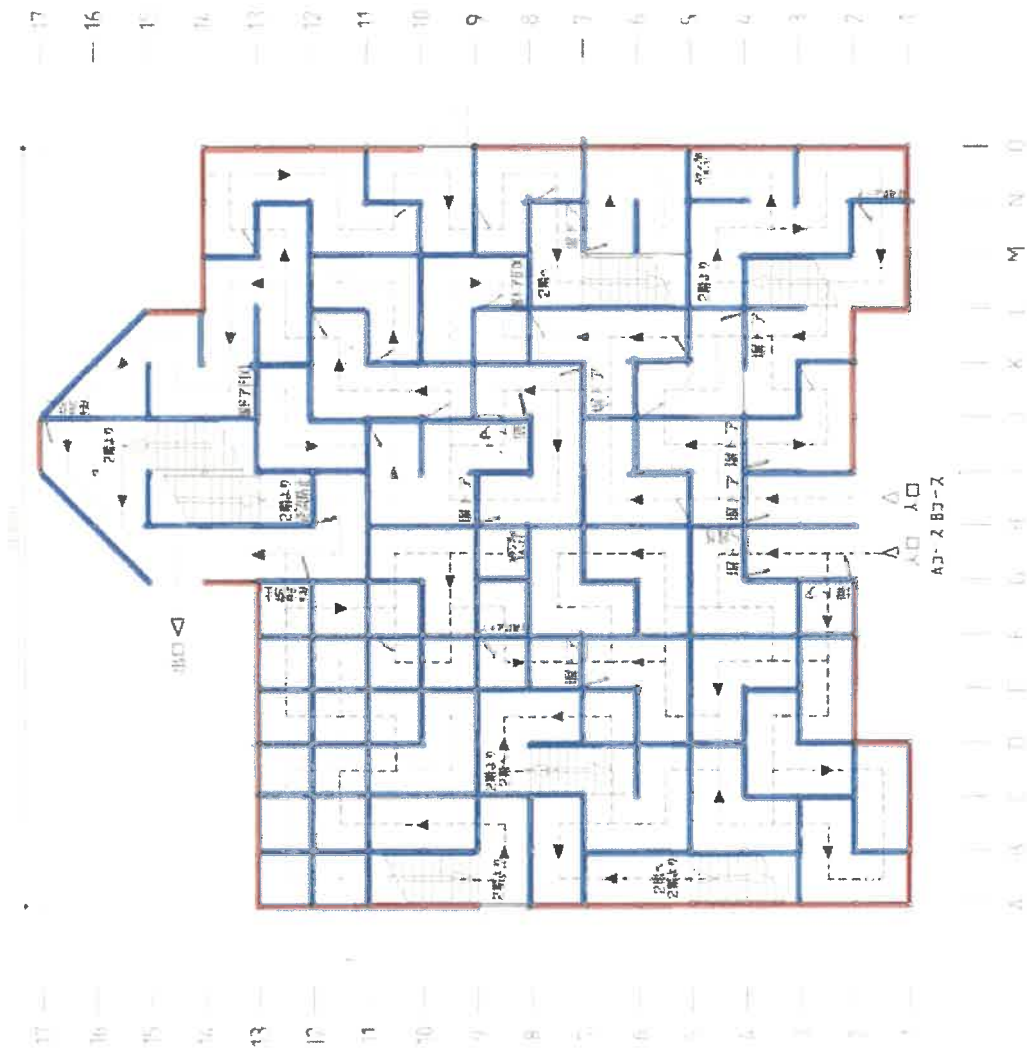
05410748

床・屋根のグリッドの
カウント方針

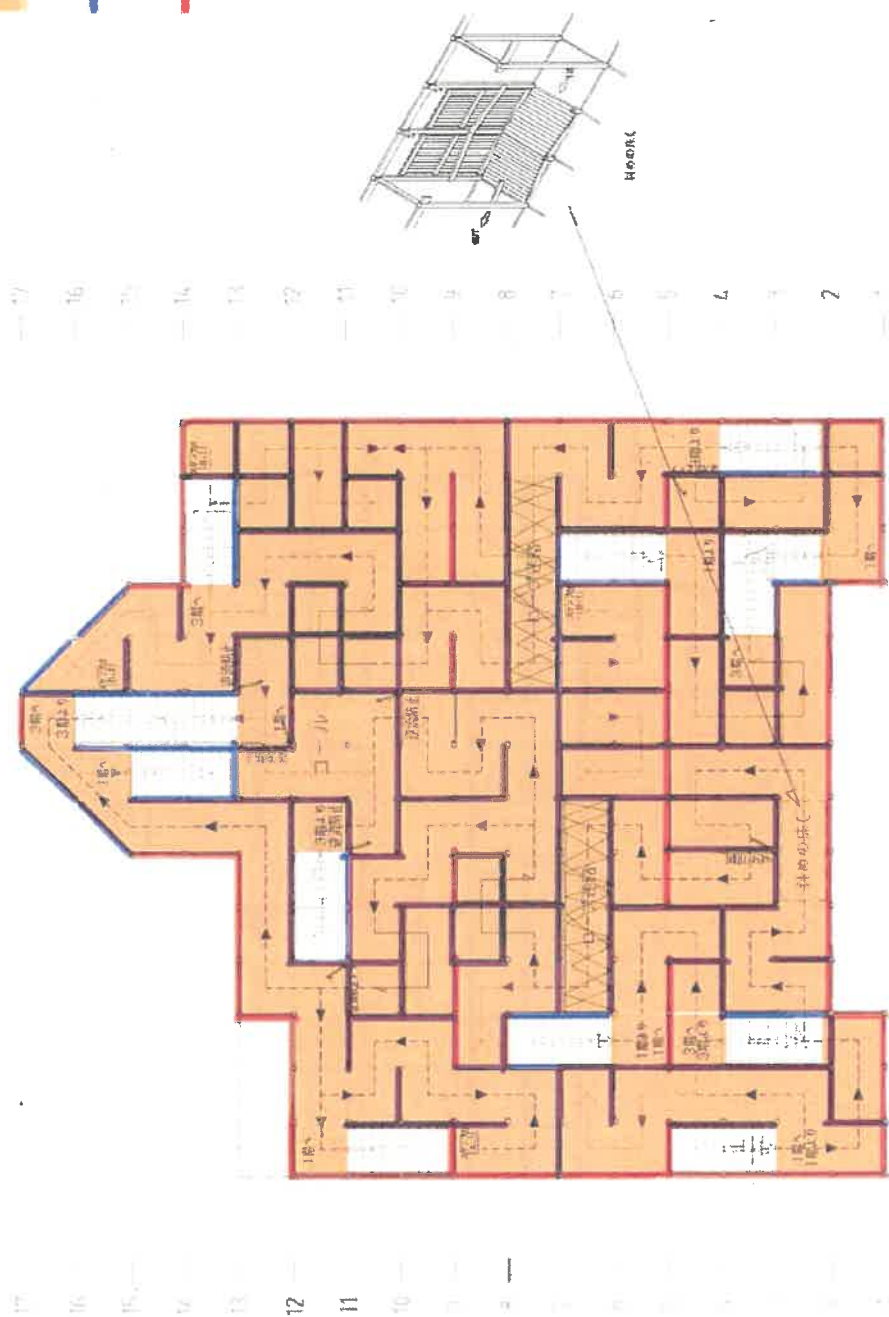


壁（へいだらけ・筋交い壁）のグリッドの
カウント方針



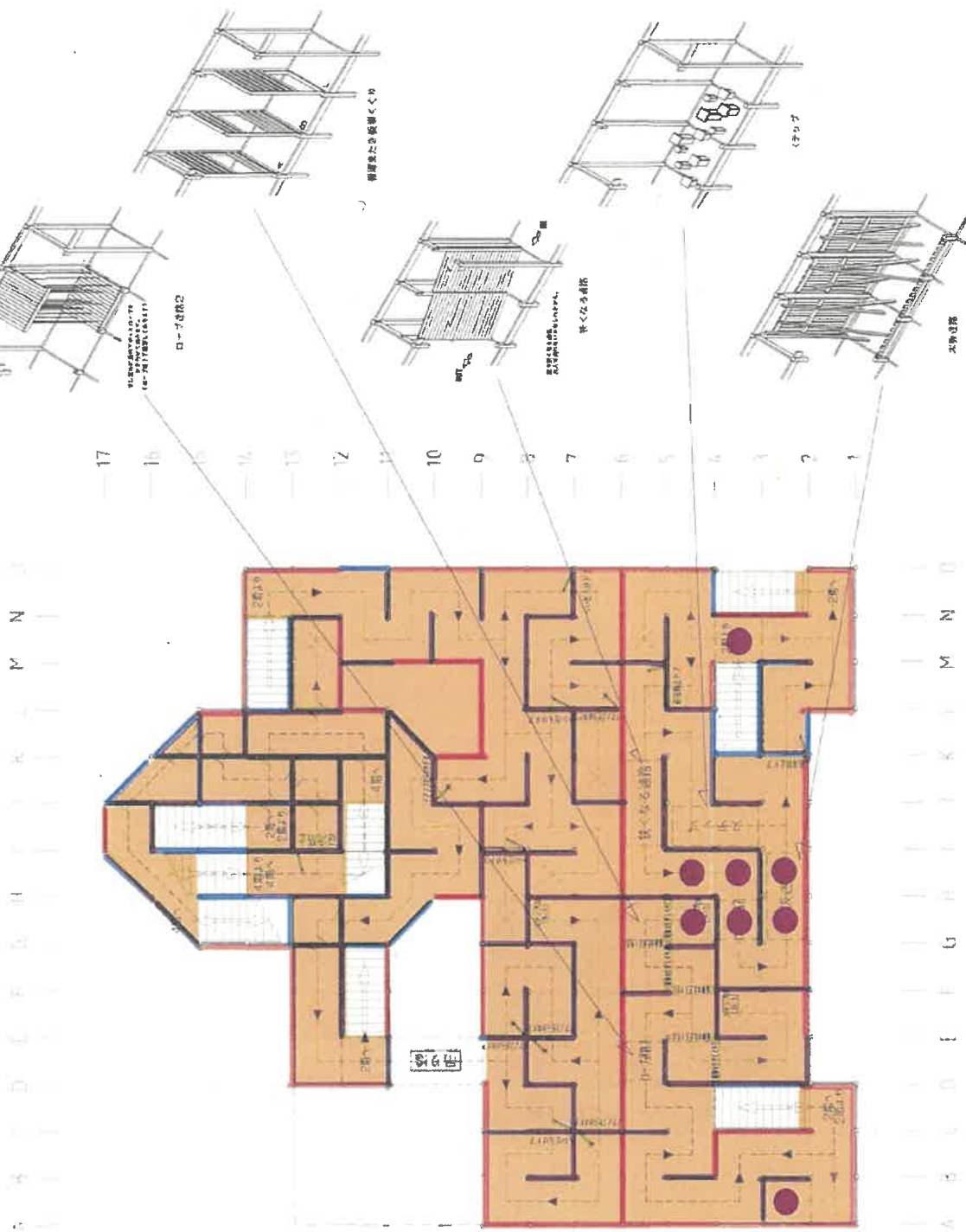


- 床 163グリッド
- へいだけ 169枚
- 筋交い壁 70枚

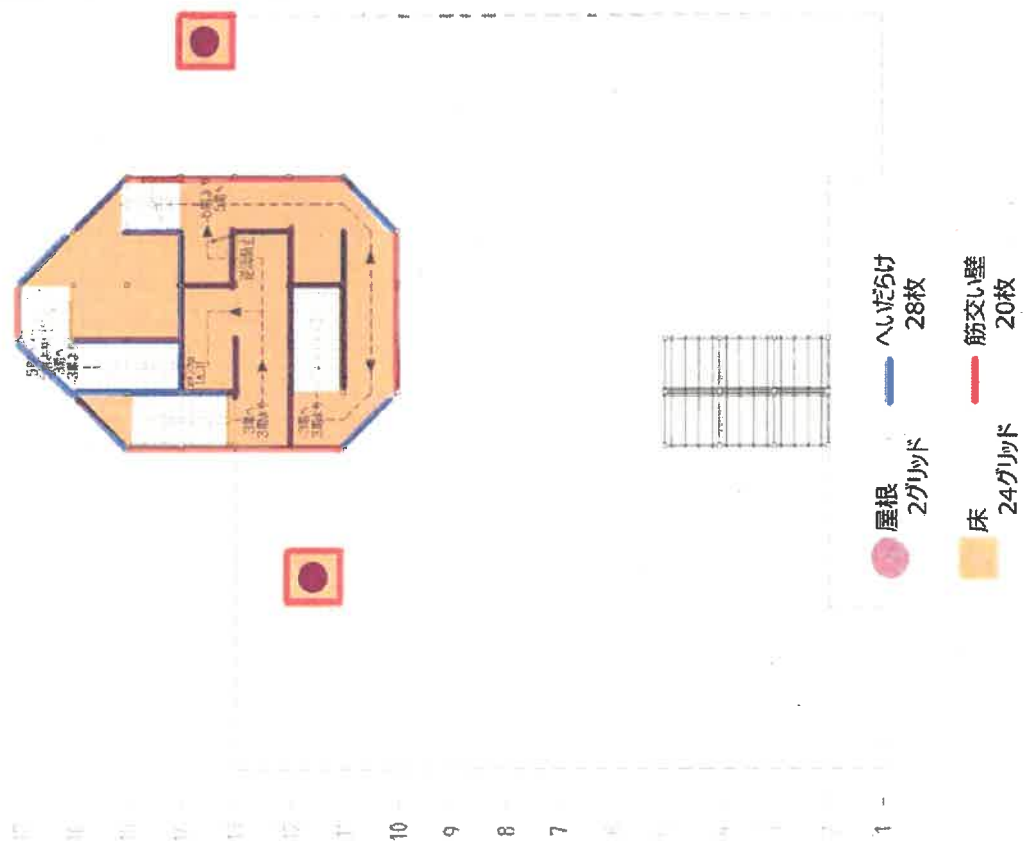


3階平面図 1/100

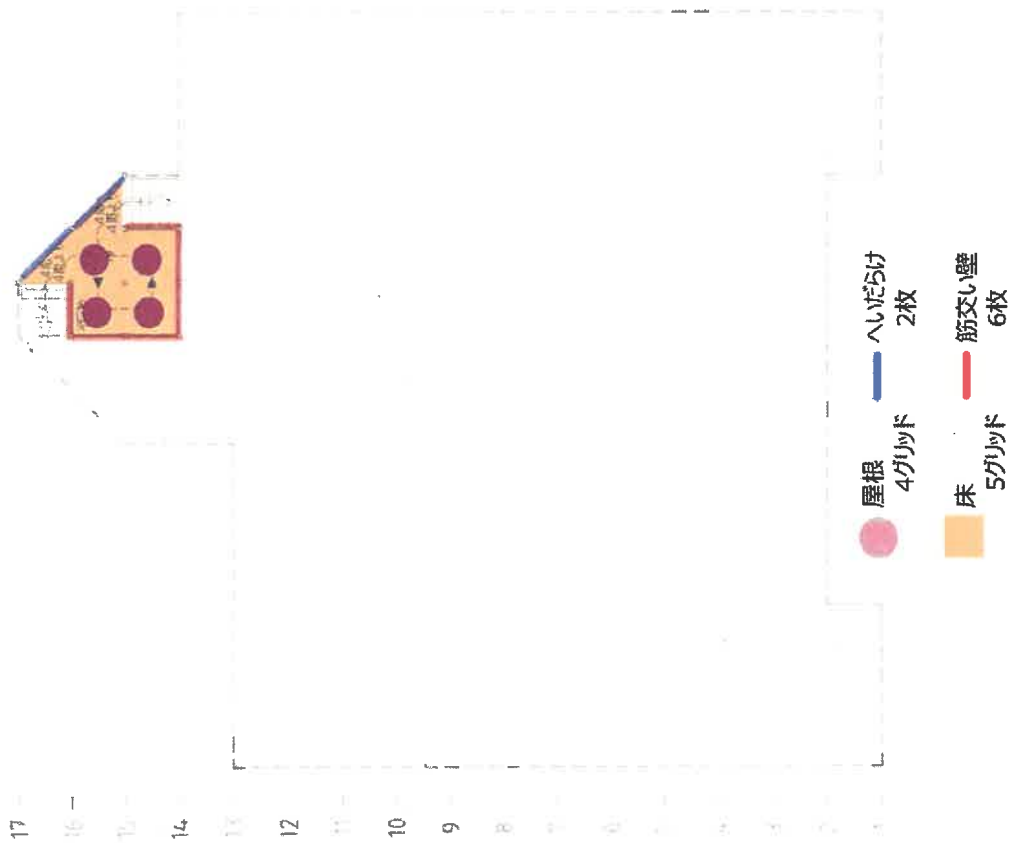
- 屋根 8グリッド
- 床 145グリッド
- へいだけ 137枚
- 筋交い壁 81枚

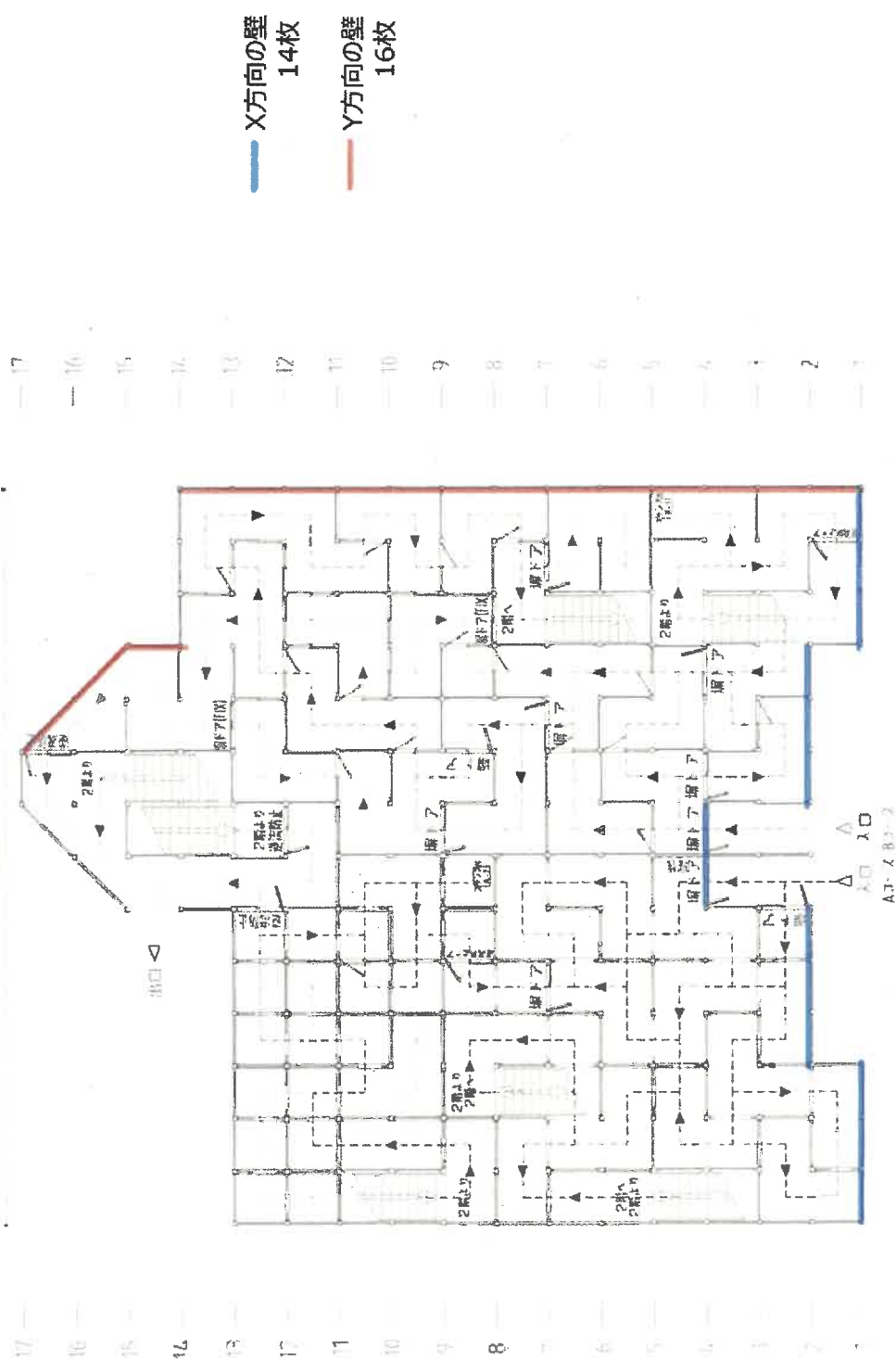


4階平面図 S-1/100

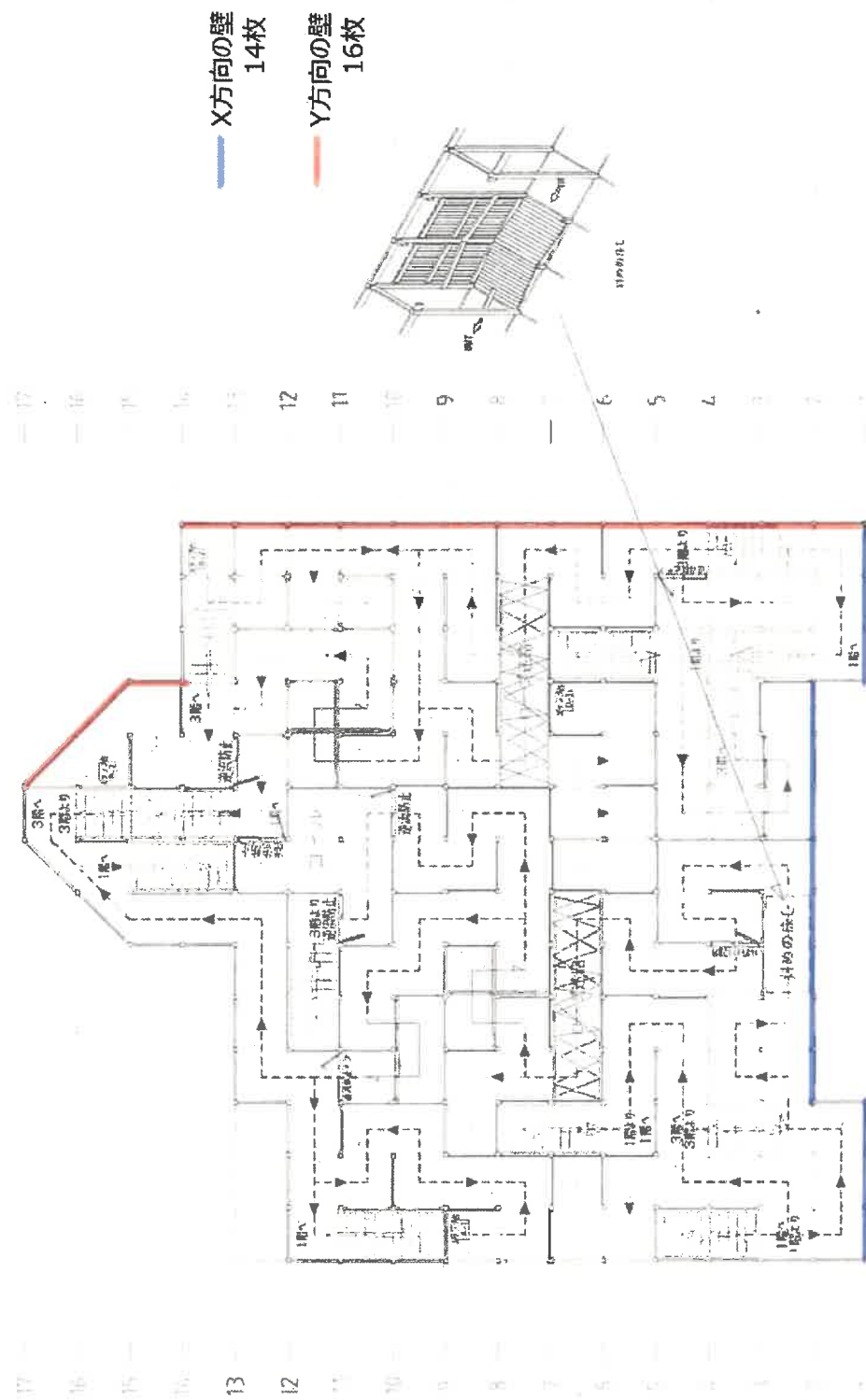


5階平面図 S-1/100





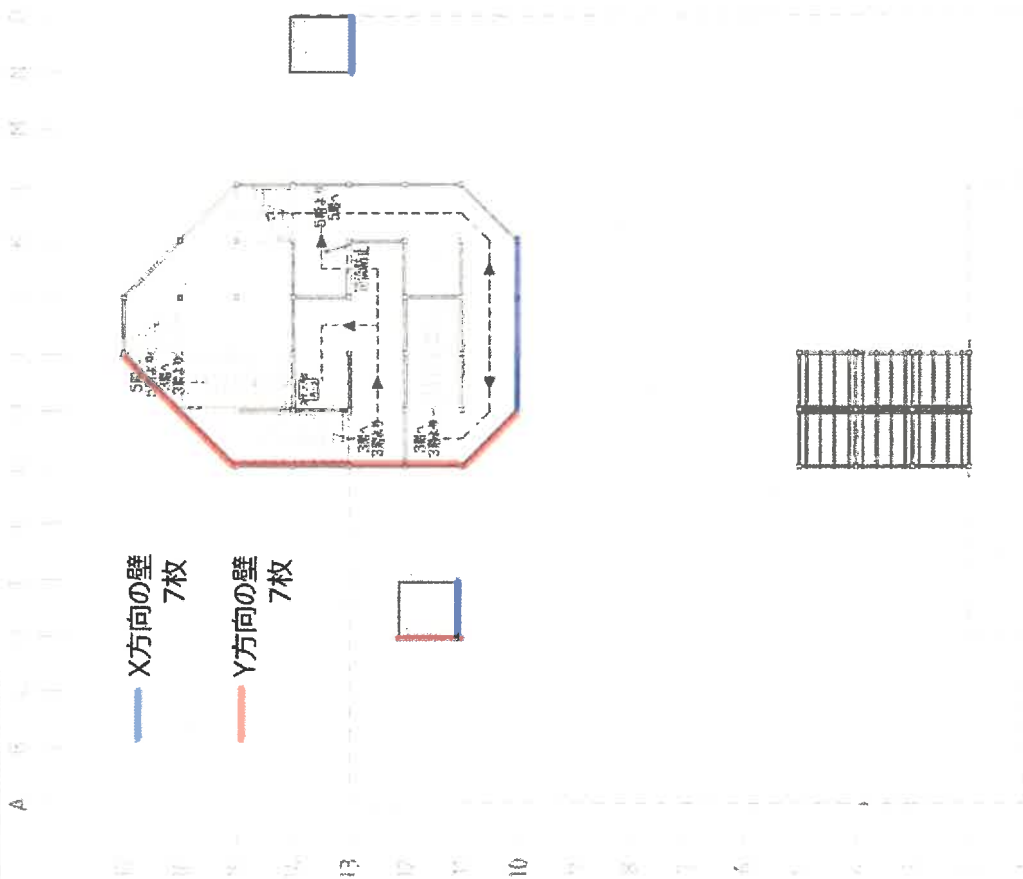
5-17100



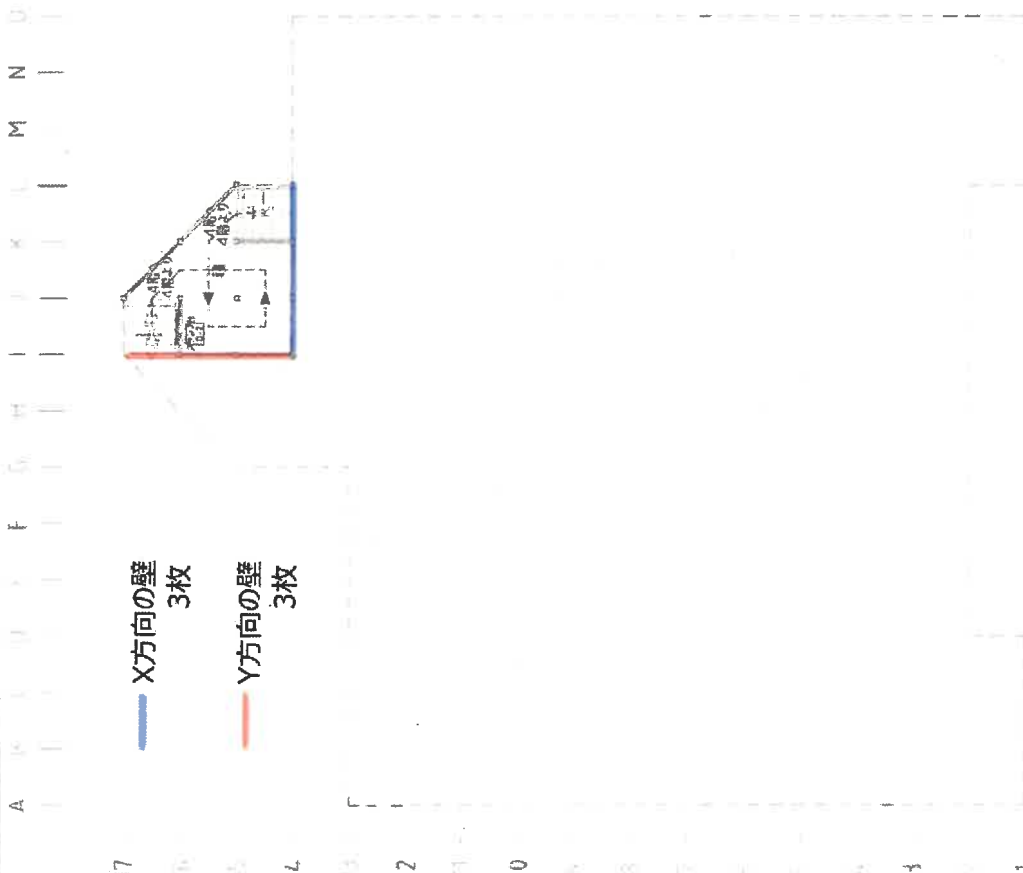
Y方向の壁
16枚



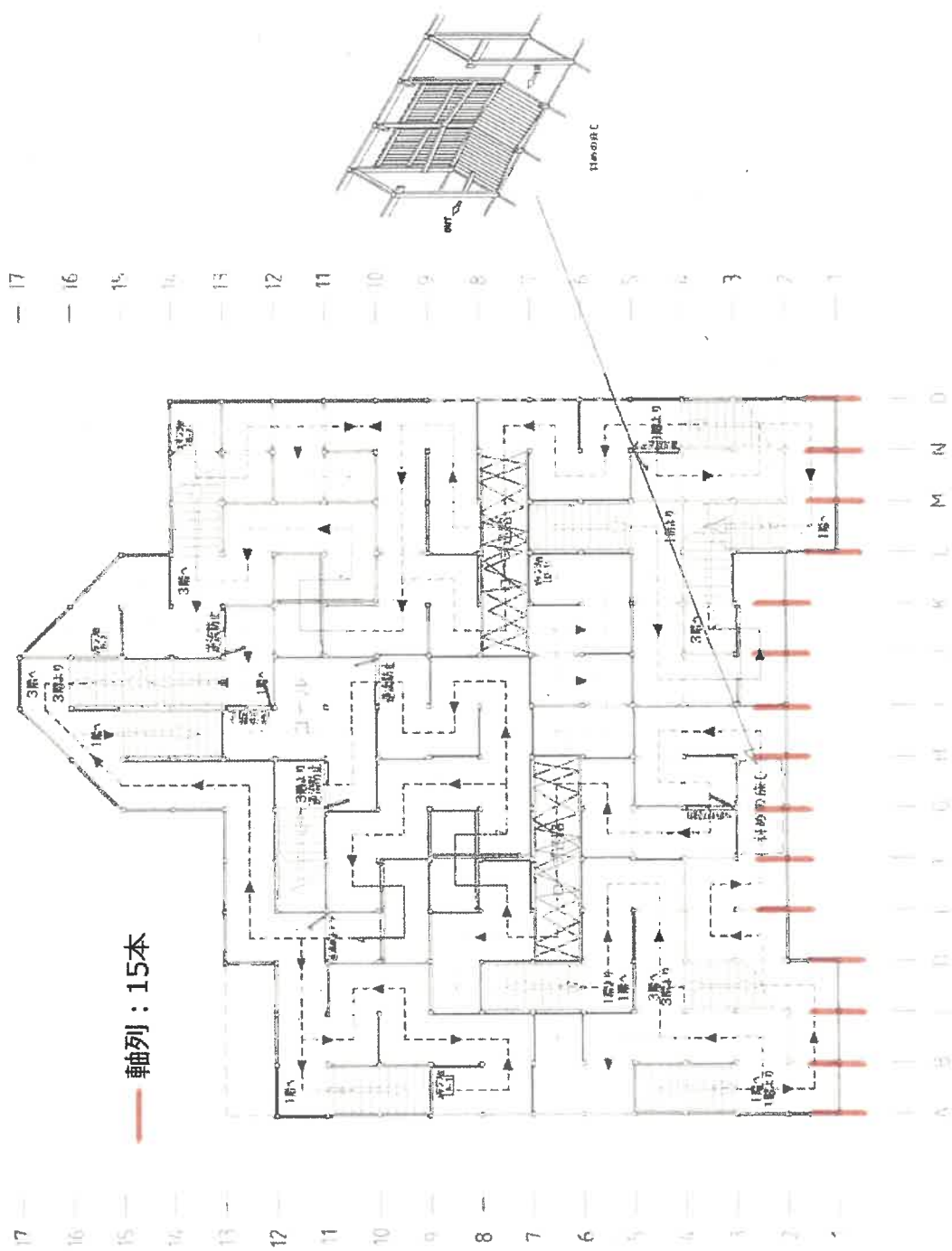
4階平面図 S-1/100



5階平面図 S-1/100







A B C D E F G H I J K L M N O

17

16

15

14

13

12

11

10

9

8

7

6

5

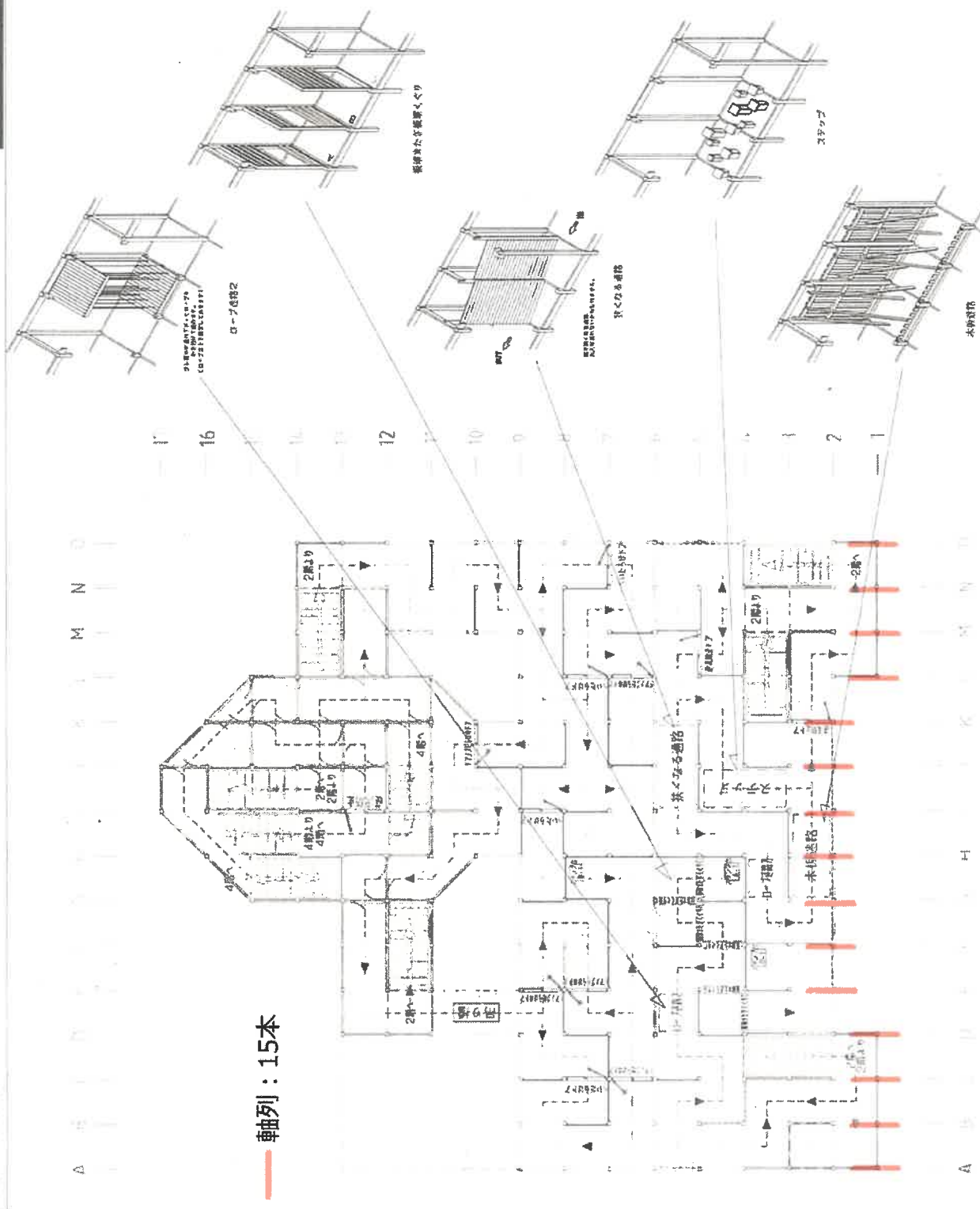
4

3

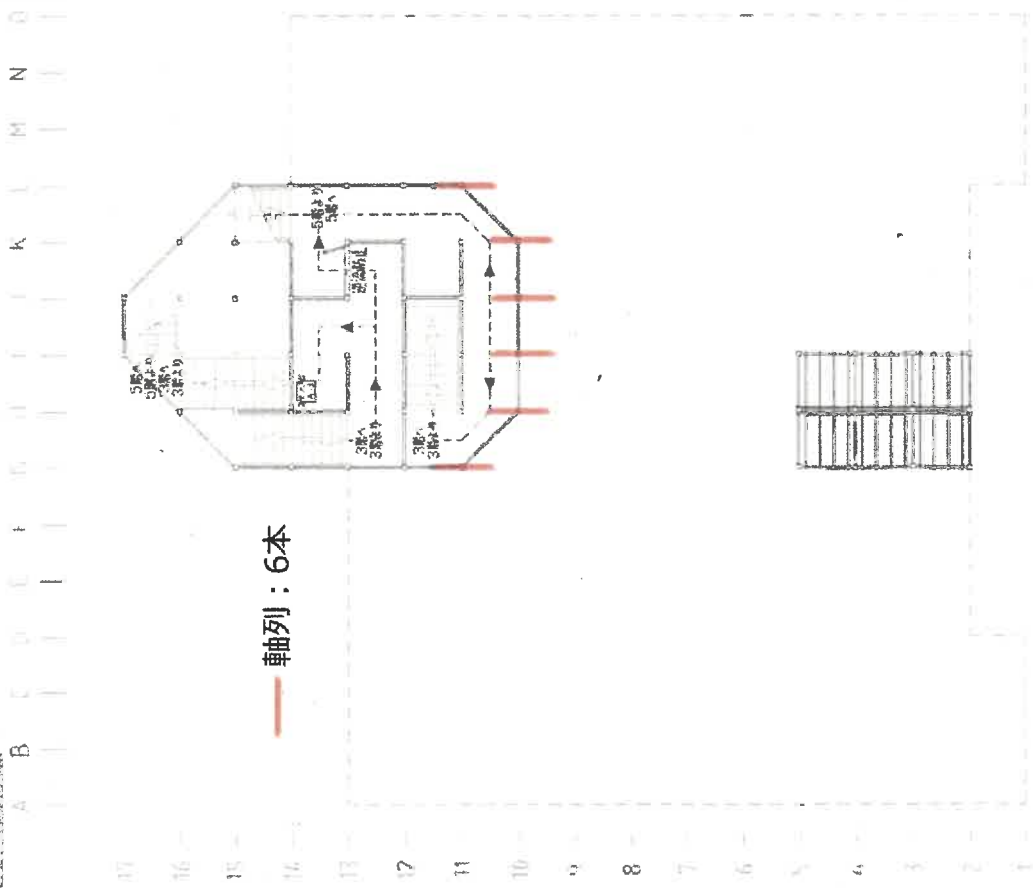
2

1

軸列：15本



4階平面図 S=1/100



5階平面図 S=1/100

