

松井田町立九十九小学校校舎改築工事

構造計算書

0. 構造設計方針

・本建築物は、2階建ての学校校舎であるが、図1のように複数の異なる構造形式の棟が横に連結した建物であるため、それぞれの棟ごとに、鉛直荷重と水平力に対して令82条の許容応力度等計算を行い、安全性の検討を行うものとする。なお、地震力に対しては、学校校舎であるため、いづれの棟においても、重要度係数1.25を乗じた外力設定を行う。

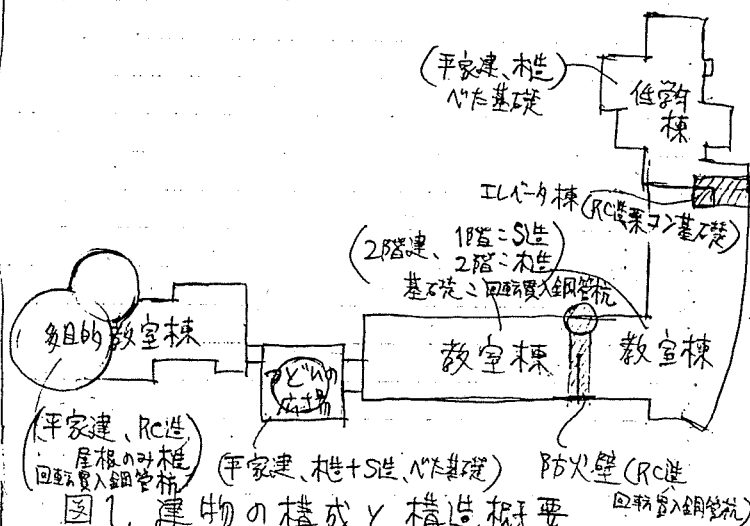


図1. 建物の構成と構造概要

- ・建物の中央に位置する教室棟は、1階がφ267.4の鋼管柱だけで鉛直荷重・水平力を支持するS造であるのに対し、2階は木造軸組構造であり、鉛直荷重を支持する小屋梁、軒桁、柱には構造用集成材を用い、2階床は上下フランジをLVLとし、ウェブを構造用集成材として接着し、一体化したスリットスキンパネルとしている。2階の水平力に対しては、受材タイプの面材張り真壁耐力壁で抵抗し、面材を構造用合板としたものは、昭56年建告1100号第1第3号により片面張り式2.5倍×1.96 kN/mの許容せん断耐力として計算し、面材をポリカーボネート5mmとし、釘CN50を@100で打た、両面張りの耐力壁に関しては、住木セラー「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」第2章で定められた木造軸組耐力壁の試験法・評価法の無載荷柱脚固定式の水平加力試験を実施し、同1.3に定められた評価法に基づいて算出された許容せん断耐力=9.911 kN/壁0.9mあたり、を用いて安全性を検討する。基礎は、1階の鋼管柱の柱脚部モーメントを負担するため、地中梁が縦横に連続して入れられており、この基礎梁+上階の建物の鉛直荷重は、柱直下に配置された杭においてGL-7.1m付近の支持層(N値>50の砂礫層)で支持する。なお、杭は、鋼管柱と同径の回転貫入羽根付鋼管杭とする。ただし、1階床の荷重のみ、バタ基礎として、直下の地盤で直接支持するものとする。
- ・建物の北端に位置する低学年棟は、木造軸組構造平家建である。鉛直荷重を支持する小屋梁、桁、柱は構造用集成材とし、鉛直荷重に対して曲げ、たわみの検討を行って断面設定する。水平力に対しては、教室棟2階部分と同様に、構造用合板張り真壁耐力壁と、ポリカーボネート張り真壁耐力壁の2種類の耐力壁を用いており、両者を合わせた許容水平耐力の検定を行う。低学年棟は木造平家建で軽いため、基礎は、平12建告1347号第1第3号に定めるRCバタ基礎とし、直下の地盤で直接支持させる。
- ・建物の西端に位置する多目的教室棟は、壁式RC造平家建であるが、小屋組のみ木造としている。円形の多目的教室と音楽室は、円周上の厚300のRC壁の上部にRCガラフを回し、その上に構造用集成材の格子梁を載せた構造としている。図工室やキョーラー上部は、垂れ材の壁梁を載せているが、便所・楽譜上部はRC壁となる。したがって、屋根の鉛直荷重は、木造の小屋組の曲げ応力の検討、RCスラブ配筋の検討を行い、RC壁のせん断力の検討を行う。水平力は、全てRC壁が負担するため、RC壁のせん断耐力の検討および、端部曲げ補強筋の検討を行う。基礎は、壁線下の基礎梁に沿って、回転貫入鋼管杭でGL-7.5m付近の支持層で支持する。

- 。教室棟を2分する形で、RC壁式の防火壁がある。同様に、教室棟と低学年棟の間には、RC壁式のエレベーター棟がある。防火壁は、幅3.6m分の2階床スラブと屋根スラブを、1階と2階のRC壁が支える構造となっており、鉛直荷重に対する、スラブ梁の配筋の検討、および水平力に対する壁のせん断と端部補強筋の検討を行う。エレベーター棟も1、2階について同様の検討を行うとともに、地下部分については、土に接するよう壁の検討と、土が載る1Fスラブの検討を行う。基礎は、防火壁ゾーンは両側の教室棟と同様の回転管入鋼管杭としており、エレベーター棟は、地盤の底盤スラブから支保層までは2m程度しかないので、底盤下はラッフルコンクリートとしている。

- 1。つばの広場は、木造とS造の併用構造の平家建の中央上部に、丸太軸組によるライスドームが載っている。丸太のライスドームは、テン膜仕上のR=3.3mの半球状のドームで、丸太3本が相持ちになる形で相手に掛けられ、M24の金ネジで結合される。鉛直荷重、短絡荷重、風圧、地震力に対する部材応力と変形解析を行って、断面と接合部の安全性の検討を行う。丸太ドームの脚部の10箇所には、10本のφ300の丸太柱が立ち、柱相互は、上下等応力フランジ+構造用合板ウェブの充腹梁と半剛接合され、水平力に対しては、この木造ラーメンで抵抗する。丸太ドーム+丸太柱・充腹梁ラーメンの周囲上の木造架構の周囲に、S造の柱と梁の軸組が取付く形となっており、陸屋根のALC版の鉛直荷重に対するH鋼の梁と角鋼の柱についての曲げ、座屈の断面検定を行うものとする。基礎は、低学年棟と同様のRCべた基礎としており、直下の地盤に直接支持させる。

1. 仮定荷重

(1) 固定荷重

○ 教室棟 屋根 --- 勾配 4/10 $\rightarrow 21.8^\circ$

金属被葺(下地金) 0.2 kN/m^2

もや 0.05 kN/m^2

$$0.25 \text{ kN/m}^2 \times \frac{1}{\cos 21.8^\circ} = 0.27 \text{ kN/m}^2$$

梁桁(スパン 8m 以下)

0.25 kN/m^2

天井(石膏ボード張)

0.15 kN/m^2

0.67 kN/m^2

○ 教室棟 2F床 --- LVL ボーガスラッグ

LVL フランジ 厚 120mm (土下合板) : EC重 0.7 t/m^2

$$7 \text{ kN/m}^3 \times 0.12 = 0.84 \text{ kN/m}^2$$

LVL ウェブ、厚 60 x せい 400 @ 900 97.37 t/m^2

$$7 \times 0.06 \times 0.4 \times 1.8 / 0.9^2 = 0.37 \text{ kN/m}^2$$

下地 根太 + コンパネ 厚 15 : 0.15 kN/m^2

フローリング 仕上 : 0.19 kN/m^2

天井(石膏ボード張) : 0.15 kN/m^2

1.70 kN/m^2

○ 壁 (外壁、内壁とも)

下見板張、又は、内装仕上板 (両面) : $0.1 \times 2 = 0.2 \text{ kN/m}^2$

壁の軸組 (柱、間柱)

0.2 kN/m^2

0.4 kN/m^2

(2) 積雪荷重

平12告示1455号 に従い、垂直積雪量 $d(m)$ を計算する。

$$d = \alpha \cdot l_s + \beta \cdot r_s + \gamma$$

別表 Fy、 $\alpha = 0.0005$ 、 $\beta = -0.06$ 、 $\gamma = 0.28$ 、 $R = 40 \text{ km}$ 。

海率 $r_s = 0$ 。

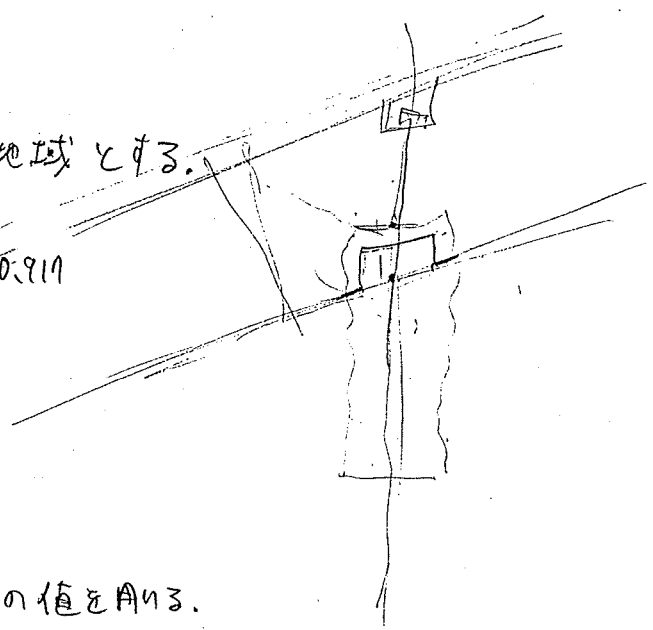
標高 $l_s = 250 \text{ m}$

$$d = 0.0005 \times 250 - 0.06 \times 0 + 0.28 = 0.405 \text{ m}$$

⇒ したがって、垂直積雪量 0.405 m 、一般地域 とする。

短期積雪荷重 (分配率) とし、 $M_b = \sqrt{0.50} = 0.919$

$$W_s = 0.919 \times 0.405 \times 2 \text{ kN/m}^3 = 0.74 \text{ kN/m}^2$$



(3) 積載荷重

・床の積載荷重 --- 令85条の(3)教室の値を用いる。

床用: 2.3 kN/m^2 、梁、柱、基礎用: 2.1 kN/m^2 、地震、たかみ用: 1.1 kN/m^2

・屋上広場、バルコニー

床用: 1.8 kN/m^2 、梁、柱、基礎用: 1.3 kN/m^2 、地震、たかみ用: 0.6 kN/m^2

(4) 風圧力

令第8条に準拠1454号に従い、 E 、 V_0 、地表面粗度区分を定める。

・地域の基準風速 $V_0 = 30$

・地表面粗度区分 III $\rightarrow Z_b = 5$ 、 $Z_g = 450$ 、 $\alpha = 0.20$

・ $H = (\text{軒高} 6.6\text{m} + \text{最高高さ} 10\text{m}) / 2 = 8.3\text{m}$ 、 F_f 、 $G_f = 2.5$

$$E_r = 1.1 \left(\frac{H}{Z_g} \right)^\alpha = 1.1 \left(\frac{8.3}{450} \right)^{0.2} = 0.765$$

$$E = E_r^2 \cdot G_f = 0.765^2 \times 2.5 = 1.463$$

$$\therefore \text{速度圧 } q = 0.6 E V_0^2 = 0.6 \times 1.463 \times 30^2 = 790 \text{ N/m}^2 = 0.79 \text{ kN/m}^2$$

(5) 地震力

令第88条に準拠昭和55年建築1793号に従う。

・地震地域係数 $\alpha = 1.0$

・建物の固有周期 $T = 0.03 \times 8.3\text{m} = 0.249\text{秒}$ $\rightarrow \frac{2T}{1+3T} = 0.285$

・第2種地盤 $\rightarrow T_c = 0.6\text{秒}$ 、 $T < T_c$ より、 $R_t = 1.0$

・標準せん断力係数 $C_0 = 0.2$

・重要度係数 --- 学校建築 1.25

2. 教室棟 X28.5 ~ X55 の標準部の水平力に対する検討.

(1) 風圧力.

・ Y方向 見付面積

$$A_2 = (9.1 - 3.38 - 1.35) \times 5.4 = 23.598 \text{ m}^2.$$

$$A_1 = 3.38 \times 5.4 = 18.252 \text{ m}^2.$$

・ 2F 風圧力

$$Q_{w2} = 0.19 \text{ kN/m}^2 \times 1.2 \times 23.598 = 22.37 \text{ kN}$$

・ 1F 風圧力

$$Q_{w1} = 0.19 \times 1.2 \times (23.598 + 18.252) = 39.67 \text{ kN}$$

(2) 地震力

地震用重量

$$\cdot \text{中子 } 0.67 \times 5.4 \times (2.16 + 6.3 + 0.9 + 5.4 + 1.6) = 59.19 \text{ kN}$$

$$\cdot \text{2F 壁上, 面積 } \overset{1.05}{(2.4 - 1.35)} \times 5.4 \times 2 + \overset{3.57}{(4.92 - 1.35)} \times 5.4 + (3.57 + 1.05) \times 6.3 = 59.124 \text{ m}^2.$$

$$0.4 \times 59.124 = 23.89 \text{ kN}$$

$$W_2 = 59.19 + 23.89 = 83.08 \text{ kN}.$$

$$\cdot \text{2F 壁下 + 1F 壁上 } (5.4 \times 3 + 6.3 \times 2) \times 2.81 = 80.928 \text{ m}^2.$$

$$0.4 \times 80.928 = 32.37 \text{ kN}.$$

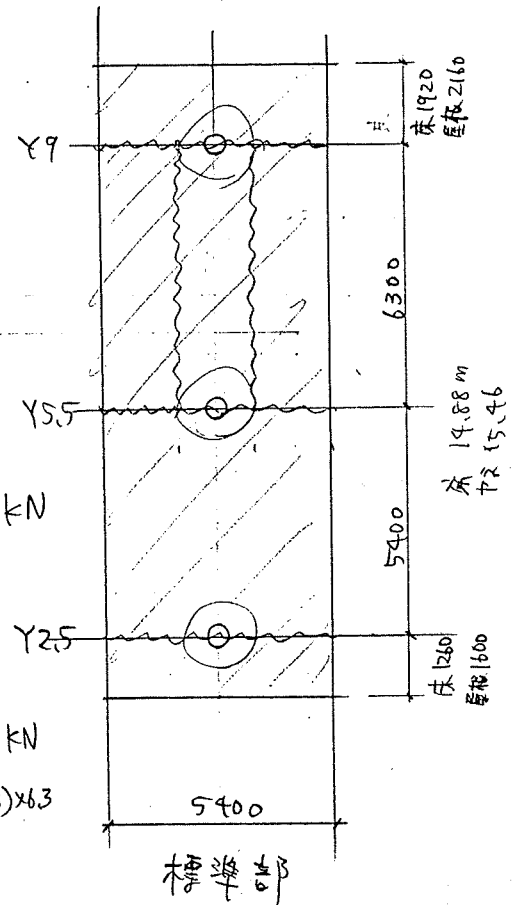
$$\cdot \text{2F 床 } (1.70 + 1.1) \times (5.4 + 6.3) \times 5.4 + (1.70 + 0.6) \times (1.26 + 1.92) \times 5.4 = 216.40 \text{ kN}.$$

$$W_1 = 32.37 + 216.40 = 248.77 \text{ kN}.$$

$$Z = R_c = 1, \frac{ZT}{1+3T} = 0.285, C_0 = 0.2 \times \text{重要度係数 } 1.25 = 0.25$$

	W_i	ΣW_i	α_i	A_i	C_i	$E Q_i (\text{kN})$
2F	83.08	83.08	0.25	1.50	0.375	31.12
1F	248.77	331.85	1.0	1.0	0.25	82.96

∴ 以上より、1F、2Fとも、風圧力 < 地震力より、地震力にて検討する。

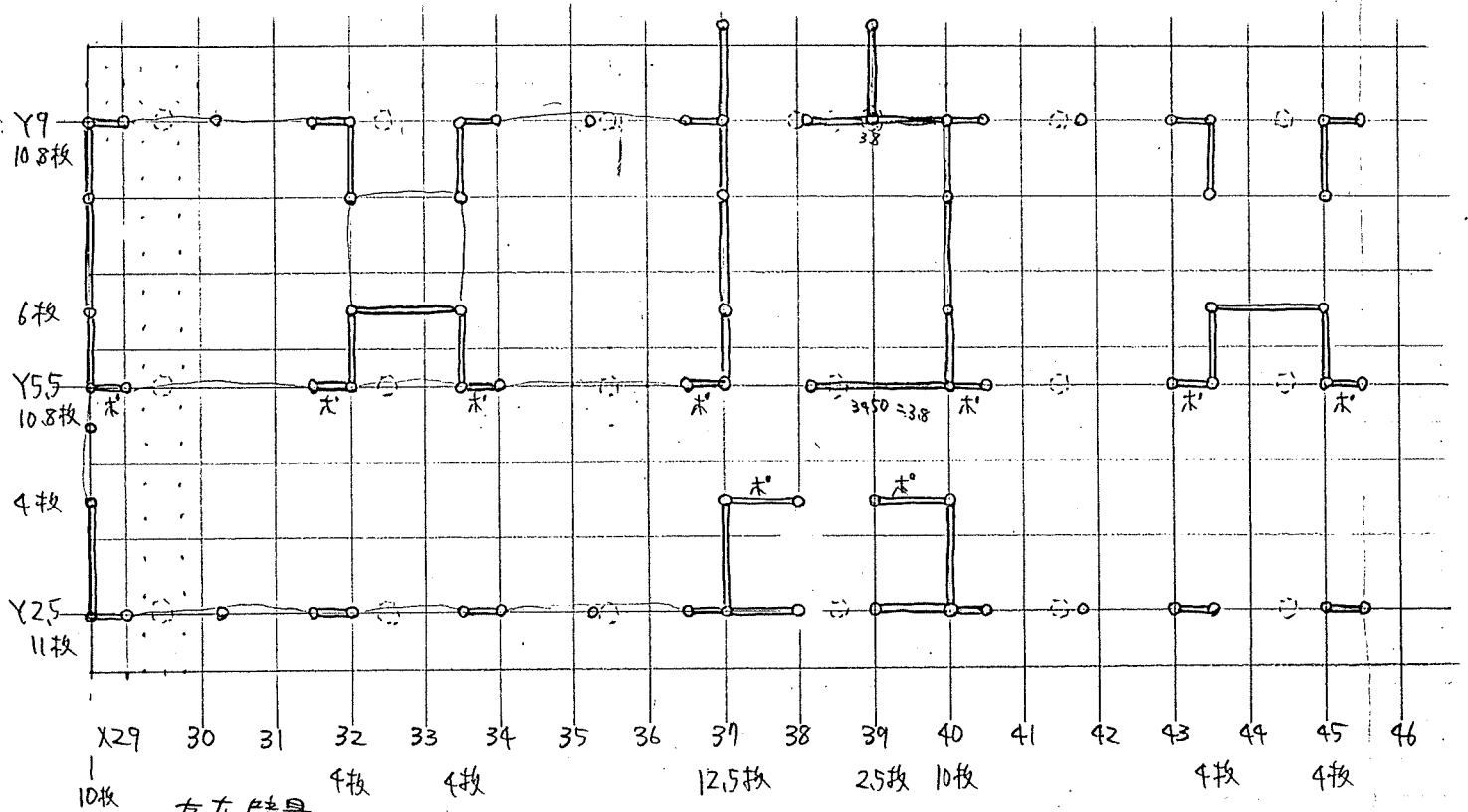


(3) 2F 耐力壁の検討

X28.9 ~ X46 まじの地震力

$$\Sigma Q = 5.83 \times 31.12 = 181.53 \text{ kN}$$

5倍の耐力壁として、 $181.53 / (5 \times 1.96) = 18.52 \text{ m} = 20.6 \times 0.9 \text{ m}$ 以上必要。



存在壁量

$$X \text{ 方向: } (10.8 + 6 + 10.8 + 4 + 11) = 53.4 \text{ 枚} \times 0.9 \text{ m} = 48.06 \text{ m}$$

$$Y \text{ 方向: } (10 + 4 + 4 + 12.5 + 2.5 + 10 + 4 + 4) = 51 \text{ 枚} \times 0.9 \text{ m} = 45.9 \text{ m}$$

全ての耐力壁が 壁倍率 2.5 倍以上として、

$$\bullet X \text{ 方向の耐力壁の許容せん断耐力 } \Sigma Q_{ax} = 48.06 \times 1.96 \times 2.5 = 235.5 \text{ kN} > 181.53 \text{ kN} \quad \underline{\underline{OK}}$$

$$\bullet Y \text{ 方向の耐力壁の許容せん断耐力 } \Sigma Q_{ay} = 45.9 \times 1.96 \times 2.5 = 224.9 \text{ kN} > 181.53 \text{ kN} \quad \underline{\underline{OK}}$$

ホ: ホリカ両面張耐力壁。→ 別添の試験成績書による。

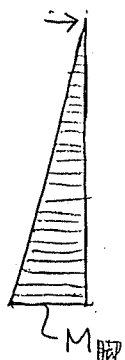
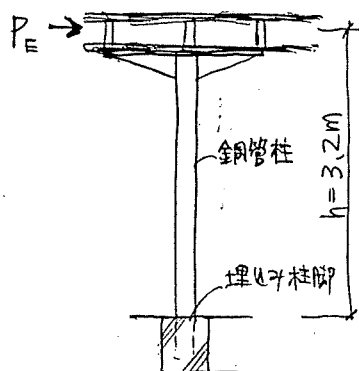
他は全て構造用合板片面張り耐力壁 (昭56建告1100号 第3号)

木リカ耐力壁の無載荷柱脚固定式の水平加力試験の結果と許容切断耐力評価の概要

試験実施日 試験体	05.01.22		05.01.22		平均値	(Xi-X̄)^2		標準 偏差	変動係 数CV	ばらつき 係数 1-CV・k (k=0.471)	平均値 × ばらつき 係数
	ボリカ壁1		ボリカ壁2			平均値	(Xi-X̄)^2				
	H:2960 L:900 無載荷柱脚固定式	H:2960 L:900 無載荷柱脚固定式	H:2960 L:900 無載荷柱脚固定式	H:2960 L:900 無載荷柱脚固定式							
面内せん断試験方法											
最大耐力	21.279		26.873		25.108						
Pmax(kN/実壁長m)											
最大荷重時変形角	32		80		65.495						
δ pmax(10-3rad)											
降伏耐力	11.190		15.043		13.919	7.447	1.263	2.576	0.139	0.934	13.006
Pv(kN/実壁長m)											
降伏変形角	8		13		11.754						
δ v(10-3rad)											
終局耐力	18.979		23.577		22.388						
Pu(kN/実壁長m)											
終局変形角	34		83		67.098						
δ u(10-3rad)											
降伏点変形角	13		21		18.831						
δ v(10-3rad)											
剛性											
K(MN/rad)	1.478		1.116		1.229						
塑性率											
μ	2.663		3.911		3.441						
構造特性係数											
Ds	0.481		0.383		0.419						
Pu(0.2/Ds)											
(kN/実壁長m)	7.896		12.316		10.919	9.143	1.952	2.646	0.196	0.908	9.911
2/3Pmax											
(kN/実壁長m)	14.186		17.915		16.739	6.518	1.384	1.894	0.108	0.949	15.888
一定変形時耐力(kN/実長)											
見かけP1/300rad	6.835		6.760		6.740						
見かけP1/200rad	8.791		8.691		8.625						
見かけP1/150rad	10.512		10.323		10.238						
見かけP1/120rad	11.962		11.944		11.687	0.076	0.066	0.283	0.032	0.985	11.510
破壊状況											

柱脚接合部の
仕様：
N値計算による。
中柱 N値。
除柱
ボリカ、5.618倍 N=5.618x0.5-0.6=2.209x5.3=11.7kN 必要 N=5.618x0.8-0.4
合板 5倍 N=5x0.5-0.6=1.9x5.3=10.07kN =4.094x5.3=21.7kN
片 2.5倍 N=2.5x0.5-0.6=0.65x5.3=3.445kN N=5x0.8-0.4=3.6x5.3=19.08kN
N=2.5x0.8-0.4=1.6x5.3=8.48kN

(4) 1F 片持ち 鋼管柱 の検討

柱1本あたりの負担地震力 $P_E = 82.96 \text{ kN} / 3 = 27.653 \text{ kN}$ 

$$M_{\text{脚}} = 27.653 \times 3.2 = 88.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

鋼管柱を、 $\phi 267.4 \times \text{厚} 9.3 \text{ mm}$ としたとき、

$$Z = 470 \text{ cm}^3, \quad I = 6290 \text{ cm}^4$$

鋼管の材質: STK400 とし、 $F = 23.5 \text{ kN/cm}^2$ 短期許容曲げ応力度 $\sigma_b = 23.5 \text{ kN/cm}^2$

柱根部の曲げ応力度

$$\therefore \sigma_b = M_{\text{脚}} / Z = 8850 / 470 = 18.83 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_b : \underline{\text{OK}}$$

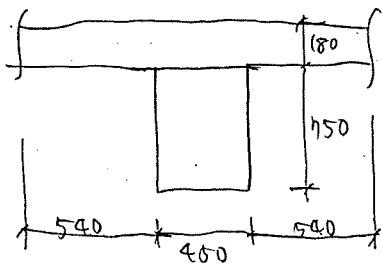
$$\text{層間変位 } \delta = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{27.653 \times 320^3}{3 \times 20580 \times 6290} = 2.33 \text{ cm}$$

$$\text{層間変形角 } R = 2.33 / 320 = \frac{1}{137} \text{ rad} \leq \frac{1}{120} \text{ rad}$$

OK

(5) 地中梁の検討.

鋼管柱からの地震時曲げモーメント $M_E = 88.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、長期は杭へ直接伝わるので、
地中梁断面を 450×150 とし、上部にのる1Fスラブ厚を 180 とし、基礎梁の両側にスラブ厚の
3倍まで、地中梁が荷重を負担するものとして、長期鉛直荷重を計算する、このとき、



$$W = (1.53 \times 0.93 - 0.54 \times 0.15 \times 2) \times 23.52 \text{ kN/m}^3 + \text{積載 } 2.1 \text{ kN/m}^2 \times 1.53 \text{ m}$$

$$= 17.63 \text{ kN/m}$$

$$l = 6.3 \text{ m}$$

$$Q_L = \frac{Wl}{2} = \frac{17.63 \times 6.3}{2} = 55.535 \text{ kN}$$

$$M_L = \frac{Wl^2}{12} = \frac{17.63 \times 6.3^2}{12} = 58.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

これより、基礎梁にかかるモーメントは、長期 $M_L = 58.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、短周期 $M_s = 58.31 + 88.5 = 146.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$
より、短周期にて検討を行う。

・主筋 SD295 とし、 $f_{tE} = 29.5 \text{ kN/cm}^2$ 。

$$\text{梁せい } 150, d = 150 - 8 = 142 \text{ cm}, j = \frac{7}{8}d = 124.25 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{14681}{29.5 \times 124.25} = 8.49 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{主筋 } 3-D19 \text{ とし、} A_t = 8.61 \text{ cm}^2 \geq 8.49 \text{ cm}^2$$

OK

・あばら筋。

$$\text{コンクリート } F_c = 21 \text{ N/mm}^2 \text{ とし、} f_{ts} = 110 \text{ N/cm}^2 = 0.011 \text{ kN/cm}^2, f_{fs} = 0.105 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{コンクリートの } Q_a = 45 \text{ cm} \times 124.25 \text{ cm} \times 0.011 = 184.7 \text{ kN}, sQ_a = 277.0 \text{ kN}$$

$$Q_L = 55.535 \text{ kN}, Q_s = \frac{88.5 \times 2}{5.4 \text{ m}} + Q_L = 88.31 \text{ kN}$$

$$\text{これより、} Q_L = 55.535 \text{ kN} \leq Q_a = 184.7 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

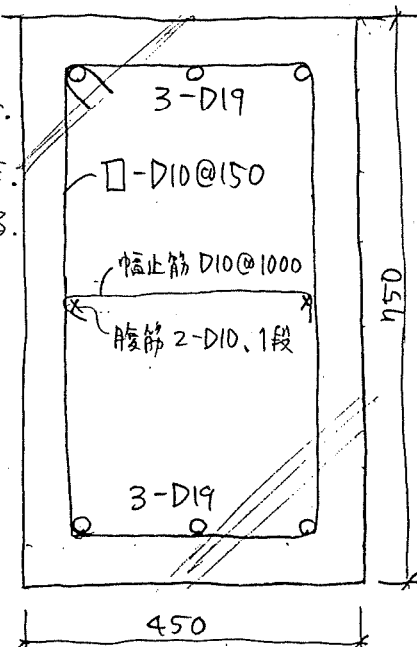
$$Q_s = 88.31 \text{ kN} \leq sQ_a = 277.0 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

長期、短期ともコンクリート断面のみでせん断に抵抗できる。

あばら筋 $\square-D10@150$ とし、あばら筋では、

$$P_w = \frac{1.43 \text{ cm}^2}{45 \text{ cm} \times 15 \text{ m}} = 0.00212 \geq 0.2\% \quad \text{OK}$$

$\Rightarrow$ 以上より、右図の地中梁断面とする。



基礎梁断面

(6) 1F床スラブの圧密沈下量の推定

圧密試験結果より、圧密圧力 $p=0 \sim 9.8 \text{ kN/m}^2$ における体積圧縮係数 m_v は、

在来地盤: $m_v = 4.8 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$

盛土地盤: $m_v = 3.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$

1F床スラブの地表面における上載荷重は、 $\sigma_0 = 6.6 \text{ kN/m}^2$

層厚 7 m として、地中応力も減少していくものとして簡易計算を行うと、

在来 $S = \sum m_{vi} \Delta \sigma_{zi} \cdot \Delta H_i = 4.8 \times 10^{-4} \times 6.6 \times 7 = 0.022 \text{ m} = 2.2 \text{ cm} \leq 3.0 \text{ cm}$ OK

盛土 $S = 3.2 \times 10^{-4} \times 6.6 \times 7 = 0.015 = 1.5 \text{ cm} \leq 3.0 \text{ cm}$ OK

これより、1F床スラブを直接支持しても特に問題ないものと思われる。

3. 教室棟 X28.5~X55 の標準部の鉛直荷重に対する検討

(1) 屋根 登り梁の検討

短期積雪荷重 $W_s = 0.92 \times 0.4 \times 2 \text{ kN/m}^3 = 0.736 \text{ kN/m}^2$

屋根固定荷重: $\left\{ \begin{array}{l} \text{金属板葺} \\ \text{(下地合)} \end{array} \right. 0.2 \text{ kN/m}^2 + \text{土中} 0.05 \text{ kN/m}^2 \left\} \times \frac{1}{\cos 21.8^\circ} + \begin{array}{l} \text{梁桁} \\ \text{1.099} \end{array} 0.25 \text{ kN/m}^2 + \begin{array}{l} \text{天井} \\ \text{0.15} \end{array} 0.15 \text{ kN/m}^2 = 0.67 \text{ kN/m}^2$

∴ 以下、短期積雪時に付小屋組部材の検討を行う、 $W_{gis} = 1.406 \text{ kN/m}^2$

集材材 E120-F330 仕様、 $F_c = 2.52$ 、 $F_t = 2.22$ 、 $F_b = 3.24$ 、 $F_{cv} = 0.9$ (1% 以下)、 $E = 1200$

浮き 30mm 超仕様、0.96

$$s_s f_b = 3.24 \times 0.96 \times \frac{1.6}{3} = 1.66 \text{ kN/m}^2$$

1本目の仕様、 $l = 6.1 \text{ m}$ 、 $\psi = 4900$ 仕様、 $W = 0.9 \times 1.406 = 1.2654 \text{ kN/m}$

$$M = \frac{W l^2}{8} = \frac{0.012654 \times 610^2}{8} = 710.0 \text{ kNcm}$$

$$Z \geq \frac{710.0}{1.66} = 427.7 \text{ cm}^3$$

欠損部幅 6mm 仕様、 $h \geq \sqrt[3]{\frac{427.7 \times 6}{6}} = 20.7 \text{ cm}$ 、4.5mm 仕様、 $h \geq 23.9 \text{ cm}$

以下、短時間積雪時 $\leq 1/150$ 仕様

$$\frac{5 W l^4}{384 E I} \leq \frac{l}{150} \quad \text{より} \quad I \geq \frac{5 \times 150 \times 0.012654 \times 610^3}{384 \times 1200} = 6194 \text{ cm}^4$$

$b = 6 \text{ mm}$ 仕様、 $h \geq \sqrt[3]{\frac{6194 \times 12}{6}} = 23.1 \text{ cm}$

$b = 10.5 - 6 = 4.5 \text{ mm}$ 仕様、 $h \geq \sqrt[3]{\frac{6194 \times 12}{4.5}} = 25.5 \text{ cm}$

⇒ 集材材 (E120-F330) : 105 × 270、@ 900 仕様

OK

(2) 2-1-2-A2-1-上部 梁

$$W = 0.9 \times 1.406 = 1.2654 \text{ kN/m}$$

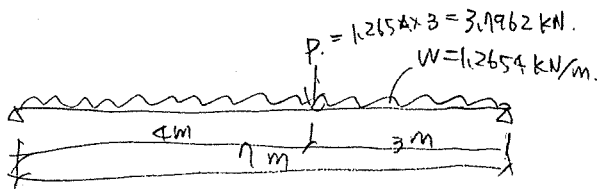
$$l = 8.1 \text{ m}, \quad \theta = \tan^{-1} \frac{2520}{8100} = 17.28^\circ, \quad \frac{1}{\cos \theta} = 1.049, \quad E = 1200, \quad F_b = 3.24, \quad ss F_b = 1.66$$

$$M = \frac{0.012654 \times 810^2 \times 1.049}{8} = 1086.6 \text{ kNcm}, \quad Z \geq \frac{1086.6}{1.66} = 654.5, \quad b = 12 \text{ cm}, \quad h \geq 18.1 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 \times 150 \times 0.012654 \times 810^3 \times 1.049^2}{384 \times 1200} = 11998.4 \text{ cm}^4, \quad b = 12 \text{ cm}, \quad h \geq 22.9 \text{ cm}$$

細径 梁の 断面 5 割 4 割 7, $b = 6 \text{ cm}$ 7 割 7, $h \geq 28.8 \text{ cm}$,

→ 120 × 300 7 割 3.



$$I \geq \frac{5 \times 150 \times 0.012654 \times 700^3 \times 1.049^2}{384 \times 1200} + \frac{150 \times 3.1962 \times 700^2 \times 1.049^2}{48 \times 1200} = 13054.1 \text{ cm}^4$$

$$b = 6 \text{ cm} \text{ 7 割 7 } h \geq 29.7 \text{ cm}$$

→ 120 × 300, 7 割 3.

・ 垂木, $W = 0.45 \times 1.406 = 0.6327 \text{ kN/m}, \quad l = 180 \text{ cm}$

$$Z \geq \frac{0.006327 \times 180^2 \times 1.049}{8 \times 1.17} = 22.93 \text{ cm}^3, \quad b = 4.5 \text{ cm}, \quad h \geq 5.5$$

$$F_b = 2.20, \quad ss F_b = 1.17$$

$$I \geq \frac{5 \times 150 \times 0.006327 \times 180^3 \times 1.049^2}{384 \times 700} = 112.86 \text{ cm}^4, \quad b = 4.5 \text{ cm}, \quad h \geq 6.7, \quad b = 6 \text{ cm}, \quad h \geq 6.0 \text{ cm}$$

→ 60 × 60 @ 450.

OK

(3) 軒桁の検討

$$\times 1.047 = 7.58 \text{ kN/m}$$

$$W = (2\text{m} + 6.3\text{m}/2) \times 1.406 = 7.24 \text{ kN/m}, \quad \ell = 2.1\text{m}, \quad E = 1200, \quad sf_b = 1.66 \text{ kN/cm}^2$$

$$Z \geq \frac{0.0758 \times 210^2}{8 \times 1.66} = 416.1 \text{ cm}^3, \quad b = 12 \text{ cm}, \quad h \geq 19.4 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 \times 150 \times 0.0758 \times 210^3}{384 \times 1200} = 2928 \text{ cm}^4, \quad b = 12 \text{ cm}, \quad h \geq 13.4 \text{ cm}$$

→ 120 × 240 とする

(4) 教室とオ-プンス-間の桁

$$W = (5.4 + 6.3)/2 \times 1.406 \times 1.047 = 8.61 \text{ kN/m}, \quad \ell = 4.5\text{m}$$

$$Z \geq \frac{0.0861 \times 450^2}{8 \times 1.66} = 1313 \text{ cm}^3, \quad b = 12 \text{ cm}, \quad h \geq 25.6 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5 \times 150 \times 0.0861 \times 450^3}{384 \times 1200} = 12770 \text{ cm}^4, \quad b = 12 \text{ cm}, \quad h \geq 23.4 \text{ cm}$$

→ 120 × 330 とする

(5) ト-ライトの桁

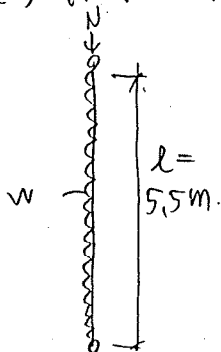
$$W = 4\text{m} \times 1.406 \times 1.047 = 5.89 \text{ kN/m}, \quad \ell = 1.8\text{m}$$

$$Z \geq \frac{0.0589 \times 180^2}{8 \times 1.66} = 144 \text{ cm}^3, \quad b = 12 \text{ cm}, \quad h \geq 8.5 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{0.0589 \times 180^3 \times 5 \times 150}{384 \times 1200} = 559 \text{ cm}^4, \quad b = 12 \text{ cm}, \quad h \geq 8.2 \text{ cm}$$

→ 120 × 120 とする

(6) 階段横、耐風柱



$$N = 0.67 \text{ kN/m}^2 \times 1.8\text{m} \times 1.8\text{m} = 2.17 \text{ kN}$$

$$W = 0.79 \text{ kN/m}^2 \times 1.0 \times 1.8\text{m} = 1.422 \text{ kN/m}$$

$$F_c = 2.52, \quad F_b = 3.24, \quad sf_b = \frac{2}{3} F_b = 2.16 \text{ kN/cm}^2, \quad sf_c = \frac{2}{3} F_c = 1.68 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{曲げ} \text{ の } \neq \text{ と } \text{ して } Z \geq \frac{0.01422 \times 550^2}{8 \times 2.16} = 249 \text{ cm}^3, \quad b = 12 \text{ cm}, \quad h \geq 11.2 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm} \text{ と } \text{ して } \lambda = \frac{15}{\sqrt{12}} = 4.33, \quad \lambda = \frac{\ell}{\lambda} = \frac{550}{4.33} = 127, \quad \eta = 3000/\lambda^2 = 0.186$$

$$sf_k = 0.186 \times 1.68 = 0.31 \text{ kN/cm}^2$$

$$A = 12 \times 15 = 180 \text{ cm}^2, \quad Z = 12 \times 15^2/6 = 450 \text{ cm}^3, \quad M = \frac{0.01422 \times 550^2}{8} = 539.7 \text{ kN-cm}$$

$$\frac{M}{Z \cdot sf_b} + \frac{N}{A \cdot sf_k} = \frac{539.7}{450 \times 2.16} + \frac{2.17}{180 \times 0.31} = 0.553 + 0.039 = 0.592 \leq 1 \text{ OK}$$

⇒ 120 × 150 とする

4. 2F床スラブ (LVL ストレストキンパネル) の応力・変形解析

・屋根から柱への荷重。

$$Y9 \text{ 通り屋根裏り荷重 } \Delta W_{Y9} = 0.69 \times (2.16 + 3.15) = 3.56 \text{ kN/m} = 3.20 \text{ kN/p}$$

$$Y5.5 \text{ 通り屋根裏り荷重 } \Delta W_{5.5} = 0.69 \times (3.15 + 0.9 + 2.1) + 0.4 \times 1.71 = 5.21 \text{ kN/m} = 4.69 \text{ kN/p}$$

$$Y2.5 \text{ 通り屋根裏り荷重 } \Delta W_{2.5} = 0.69 \times (2.1 + 1.6) = 2.88 \text{ kN/m} = 2.59 \text{ kN/p}$$

$$X \text{ 方向 } Y9 \text{ 通り、} Y2.5 \text{ 通り壁裏り荷重 } \Delta W_{Y9, Y2.5 \text{ 壁}} = 0.4 \times 2.4 \times 0.9 = 0.864 \text{ kN/p}$$

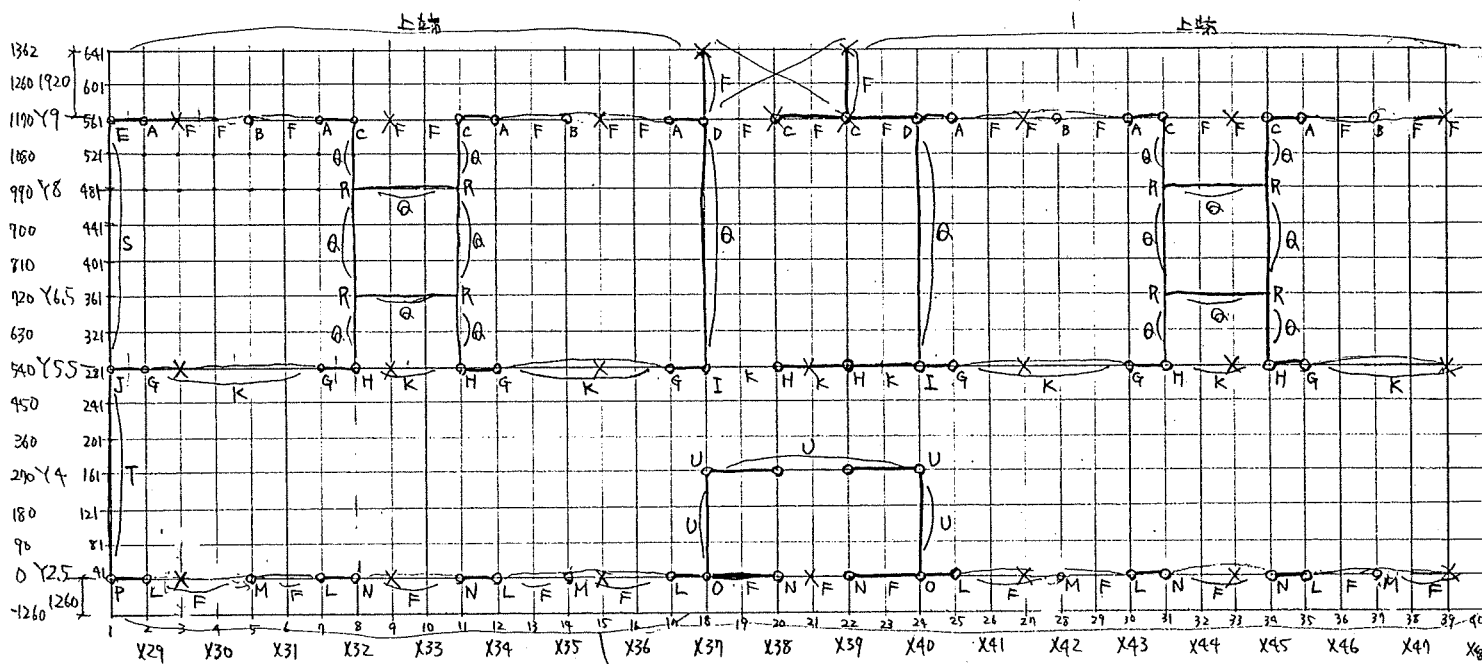
$$X \text{ 方向 } Y5.5 \text{ 通り壁裏り荷重 } \Delta W_{Y5.5 \text{ 壁}} = 0.4 \times 3.21 \times 0.9 = 1.156 \text{ kN/p}$$

$$Y \text{ 方向 } Y9 \sim Y5.5 \text{ 壁裏り荷重 } \Delta W_{Y9 \sim Y5.5 \text{ 壁}} = 0.4 \times (4.92 + 2.4) / 2 \times 0.9 = 1.318 \text{ kN/p}$$

$$Y \text{ 方向 } Y5.5 \sim Y2.5 \text{ 壁裏り荷重 } \Delta W_{Y5.5 \sim Y2.5 \text{ 壁}} = 0.4 \times (3.21 + 2.4) / 2 \times 0.9 = 1.01 \text{ kN/p}$$

$$\text{床裏り荷重 } \Delta W_{\text{床}} = (1.90 + 2.3) \times 0.9^2 = 3.24 \text{ kN/p}^2$$

床スラブの節点番号と節点荷重、支点Xは以下のとおり。



$$\begin{aligned} Y9 \text{ 通り} \quad & A = 3.2 \times 1.75 + 0.864 = 6.464 \text{ kN} + 3.24 = 9.704 \text{ kN} \\ & B = 3.2 \times 2.5 + 0.864 = 8.864 \text{ kN} + 3.24 = 12.104 \text{ kN} \\ & C = 3.2 \times 2 + 0.864 = 7.264 \text{ kN} + 3.24 = 10.504 \text{ kN} \\ & D = 3.2 \times 1.5 + 0.864 = 5.664 \text{ kN} + 3.24 = 8.904 \text{ kN} \\ & E = 3.2 \times 0.5 + 0.864 / 2 + 1.318 / 2 + 3.24 / 2 = 4.311 \text{ kN} \\ & F = 0.864 + 3.24 = 4.104 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y2.5 \text{ 通り} \quad & L = 2.59 \times 1.75 + 0.864 + 3.24 = 8.637 \text{ kN} \\ & M = 2.59 \times 2.5 + 0.864 + 3.24 = 10.599 \text{ kN} \\ & N = 2.59 \times 2 + 0.864 + 3.24 = 9.284 \text{ kN} \\ & O = 2.59 \times 1.5 + 0.864 + 3.24 = 7.989 \text{ kN} \\ & P = (2.59 + 0.864 + 1.01 + 3.24) / 2 = 3.852 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y5.5 \text{ 通り} \quad & G = 4.69 \times 3 + 1.156 + 3.24 = 18.466 \text{ kN} \\ & H = 4.69 \times 2 + 1.156 + 3.24 = 13.496 \text{ kN} \\ & I = 4.69 \times 1.5 + 1.156 + 3.24 = 11.431 \text{ kN} \\ & J = 4.69 \times 0.5 + 1.156 / 2 + 1.318 / 2 + 3.24 / 2 = 5.707 \text{ kN} \\ & K = 1.156 + 3.24 = 4.396 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q = 1.318 + 3.24 = 4.558 \text{ kN}$$

$$R = 1.318 \times 1.5 + 3.24 = 5.217 \text{ kN}$$

$$S = 1.318 + 3.24 / 2 = 2.938 \text{ kN}$$

$$T = 1.01 + 3.24 / 2 = 2.63 \text{ kN}$$

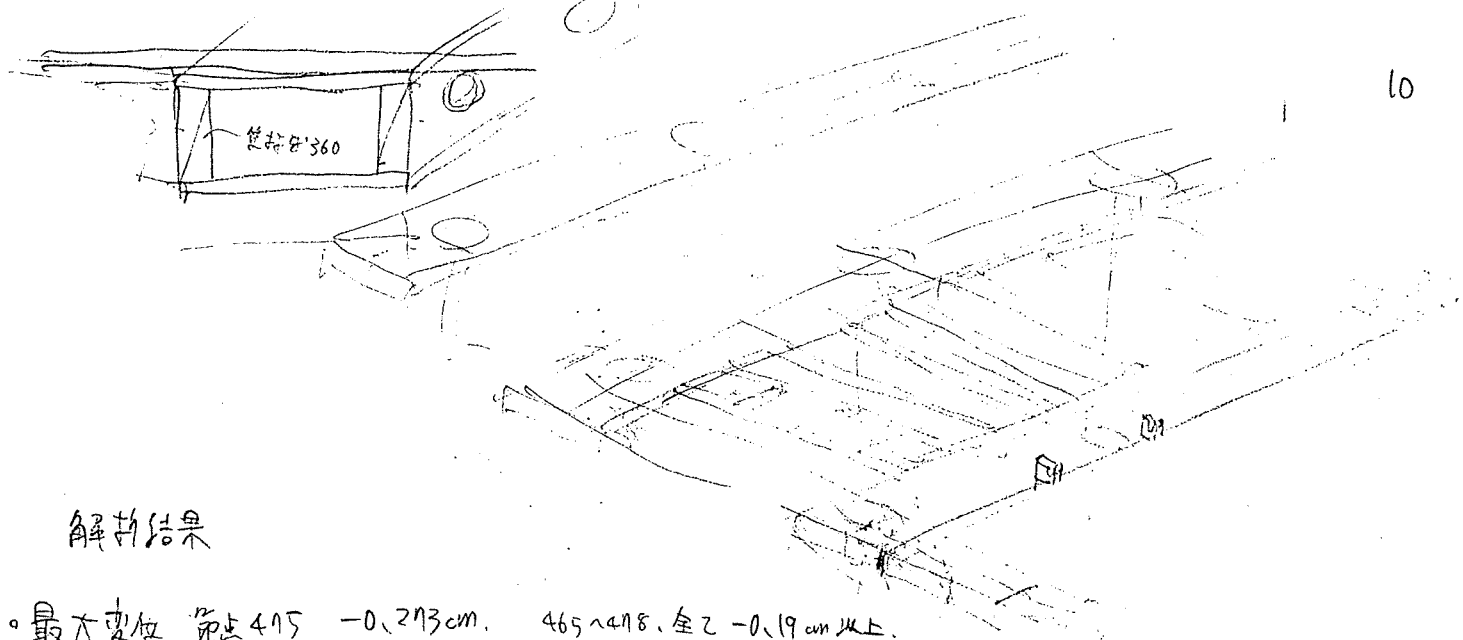
$$U = 1.01 + 3.24 = 4.25 \text{ kN}$$

$$\text{上端} = 4.0 \times 0.9 \times 0.59 = 2.052 \text{ kN}$$

$$\text{下端} = 4.0 \times 0.9 \times 0.81 = 2.916 \text{ kN}$$

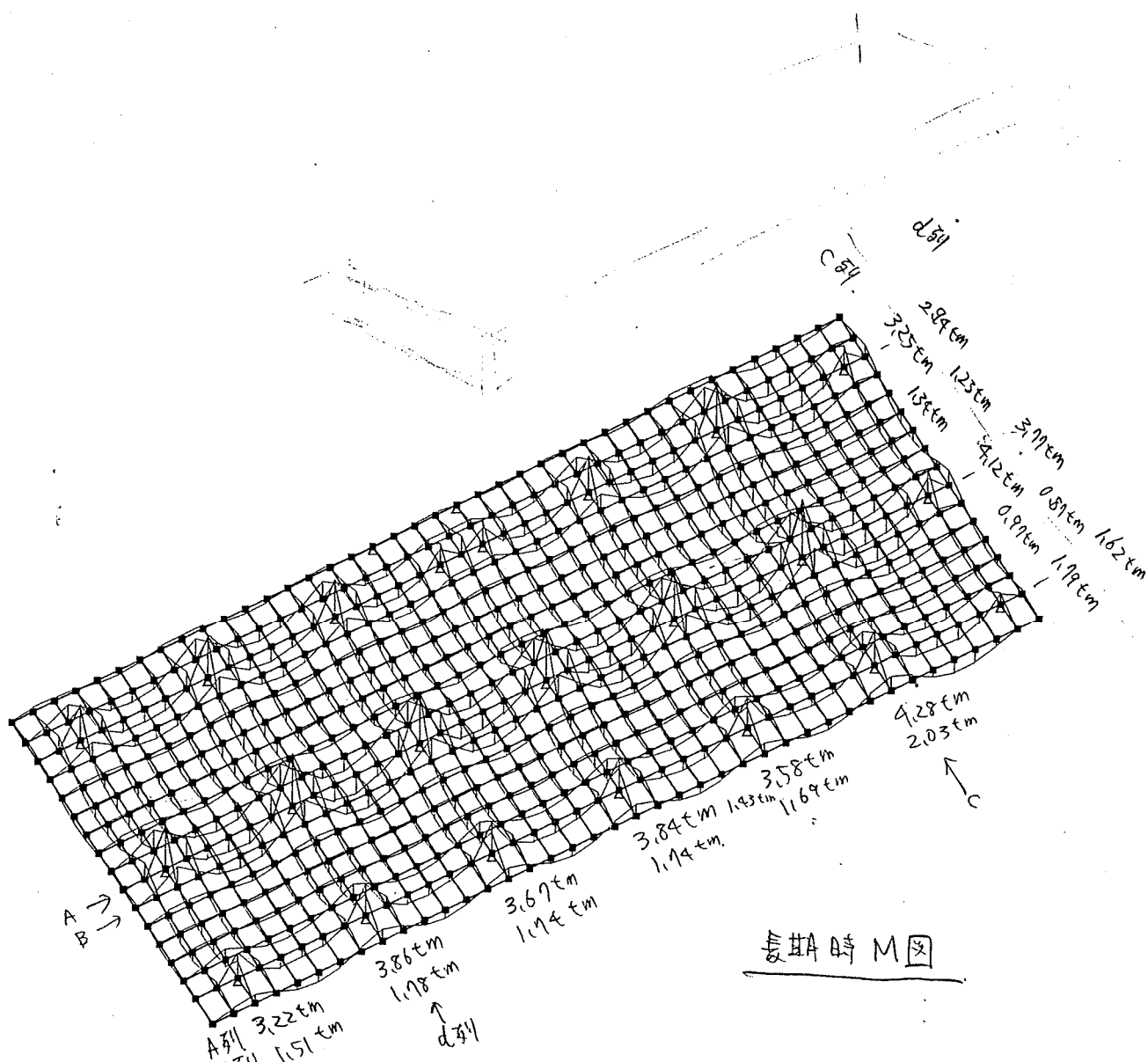
$$\text{その他 } 3.24 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{部材} \quad & I = \frac{90 \times (300 - 30)^2}{12} = 147420 \text{ cm}^4, \quad b = 90 \text{ mm}, \quad h = 270 \text{ mm} \\ & \text{LVL120E 270mm} \end{aligned}$$

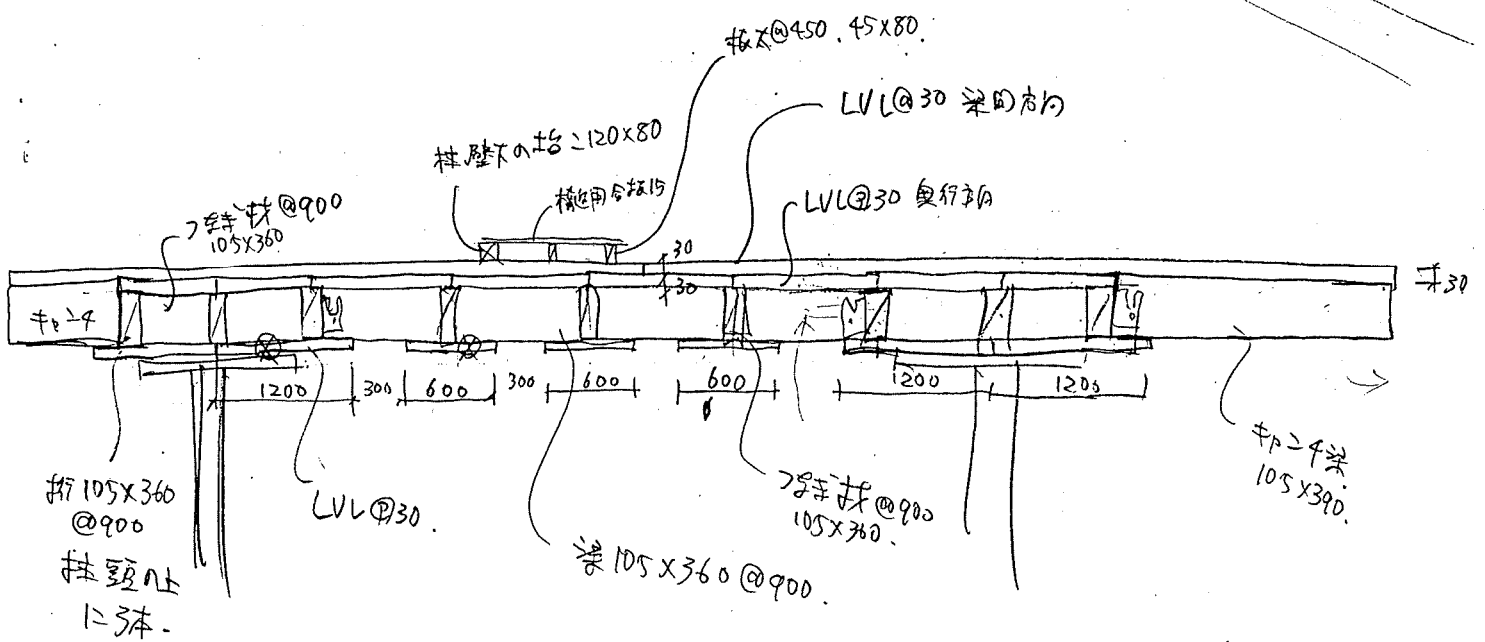
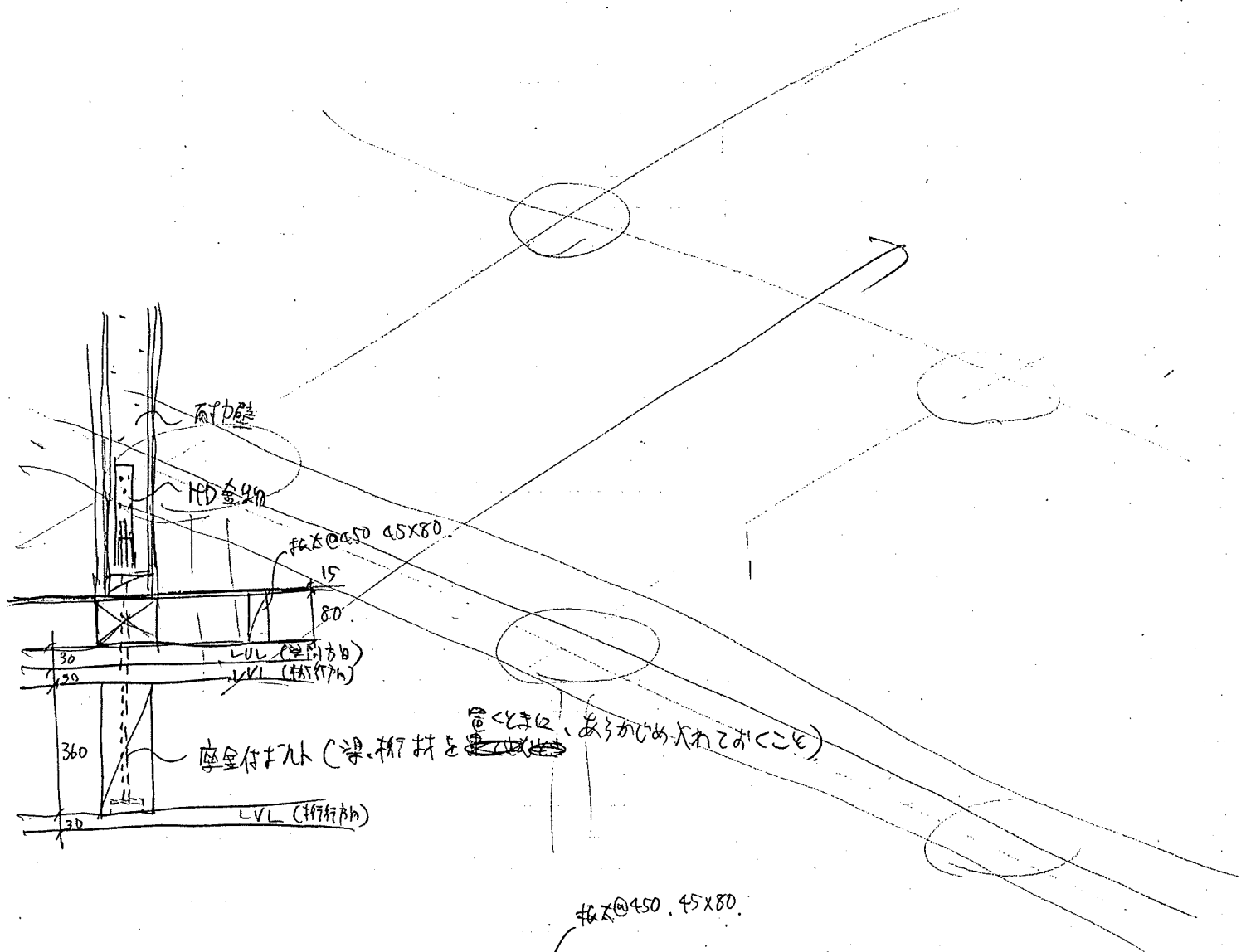


解析結果

- 最大変位 節点 415 -0.273cm , 465~478, 全2 -0.19cm 以上.
- 最大モーメント 節点 313 $M=4.28\text{tm}$, 478 $M=1.88\text{tm}$, 314 $M=0.52\text{tm}$.
- 支点反力 最大 313, $R=20.476\text{t}$.
283, 289, 295, 301, 307, 313, 563, 569, 575, 581, 593 2 12t 以上.

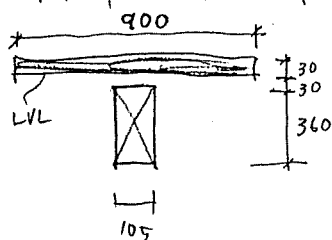


長期時 M 図



2月床スラブの構成

○ 梁間方向 部材の検討.



中軸 (正負) $\frac{90 \times 3 \times 140.5 + 10.5 \times 36 \times 18}{90 \times 3 + 10.5 \times 36} = 27.375 \text{ cm. (上より } 14.625 \text{ cm)}$

$$I = \frac{10.5 \times 36^3}{12} + \frac{90 \times 3^3}{12} + 10.5 \times 36 \times 9.375^2 + 90 \times 3 \times 13.125^2 = 120760.875 \text{ cm}^4$$

上側 LVL の引張 $F_t = 19.8 \text{ N/mm}^2$, 下側 集成材の圧縮 $F_c = 25.2 \text{ N/mm}^2$.
 120E 圧縮 $F_c = 30.0$ " E120 F330 引張 $F_t = 22.2 \text{ N/mm}^2$.

$$\frac{19.8}{14.625} = 1.35 > \frac{25.2}{27.375} = 0.920 \text{ より、下側 端部の圧縮・引張で決まる.}$$

$$Z = \frac{120760.875}{27.375} = 4411.36 \text{ cm}^3, \quad Lf_c = \frac{1.1}{3} \times 252 = 0.924 \text{ kN/cm}^2.$$

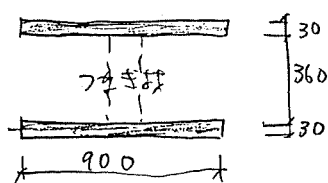
$$Lf_t = \frac{1.1}{3} \times 222 = 0.814 \text{ kN/cm}^2.$$

$$M_{\text{上max}} = 4.12 \text{ t}\cdot\text{m}, \quad M_{\text{下max}} = 1.34 \text{ t}\cdot\text{m}. \text{ 以下.}$$

$$\sigma_{c \text{ max}} = \frac{4.12 \times 9.8 \times 100}{4411.36} = 0.915 \text{ kN/cm}^2 \leq Lf_c = 0.924 \text{ kN/cm}^2 \quad \underline{\underline{OK}}$$

$$\sigma_{t \text{ max}} = \frac{1.34 \times 9.8 \times 100}{4411.36} = 0.298 \text{ kN/cm}^2 \leq Lf_t = 0.814 \text{ kN/cm}^2 \quad \underline{\underline{OK}}$$

○ 桁行方向 部材の検討.



$$I = \frac{90 \times (42^3 - 36^3)}{12} = 205740 \text{ cm}^4.$$

$$Z = \frac{205740}{21} = 9797.14 \text{ cm}^3.$$

$$LVL f_t = \frac{1.1}{3} \times 198 = 0.726 \text{ kN/cm}^2.$$

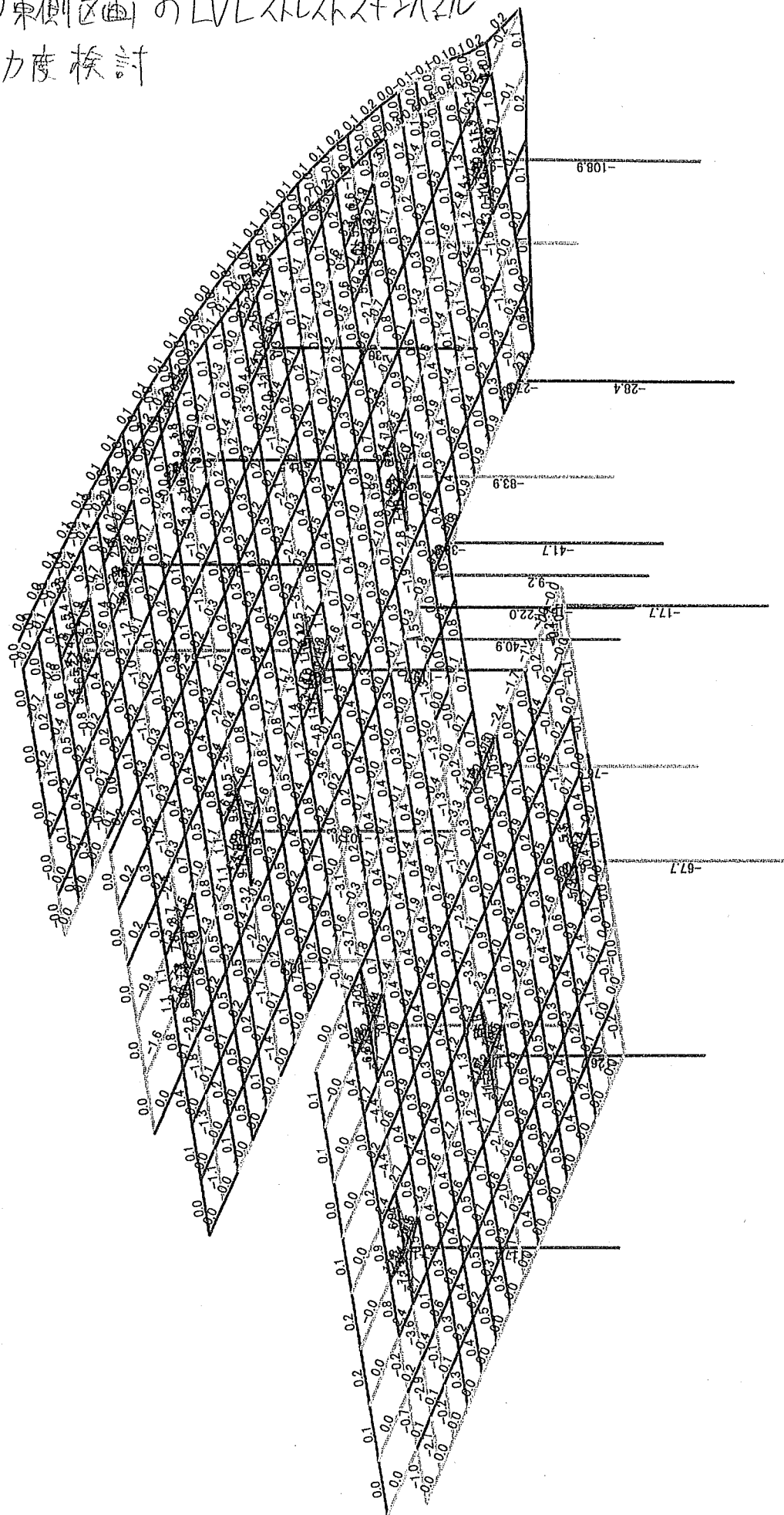
$$M_{\text{上max}} = 4.28 \text{ t}\cdot\text{m}, \quad M_{\text{下max}} = 1.43 \text{ t}\cdot\text{m}. \text{ 以下.}$$

$$\sigma_{t \text{ max}} = \frac{4.28 \times 9.8 \times 100}{9797.14} = 0.428 \text{ kN/cm}^2 \leq LVL f_t = 0.726 \text{ kN/cm}^2 \quad \underline{\underline{OK}}$$

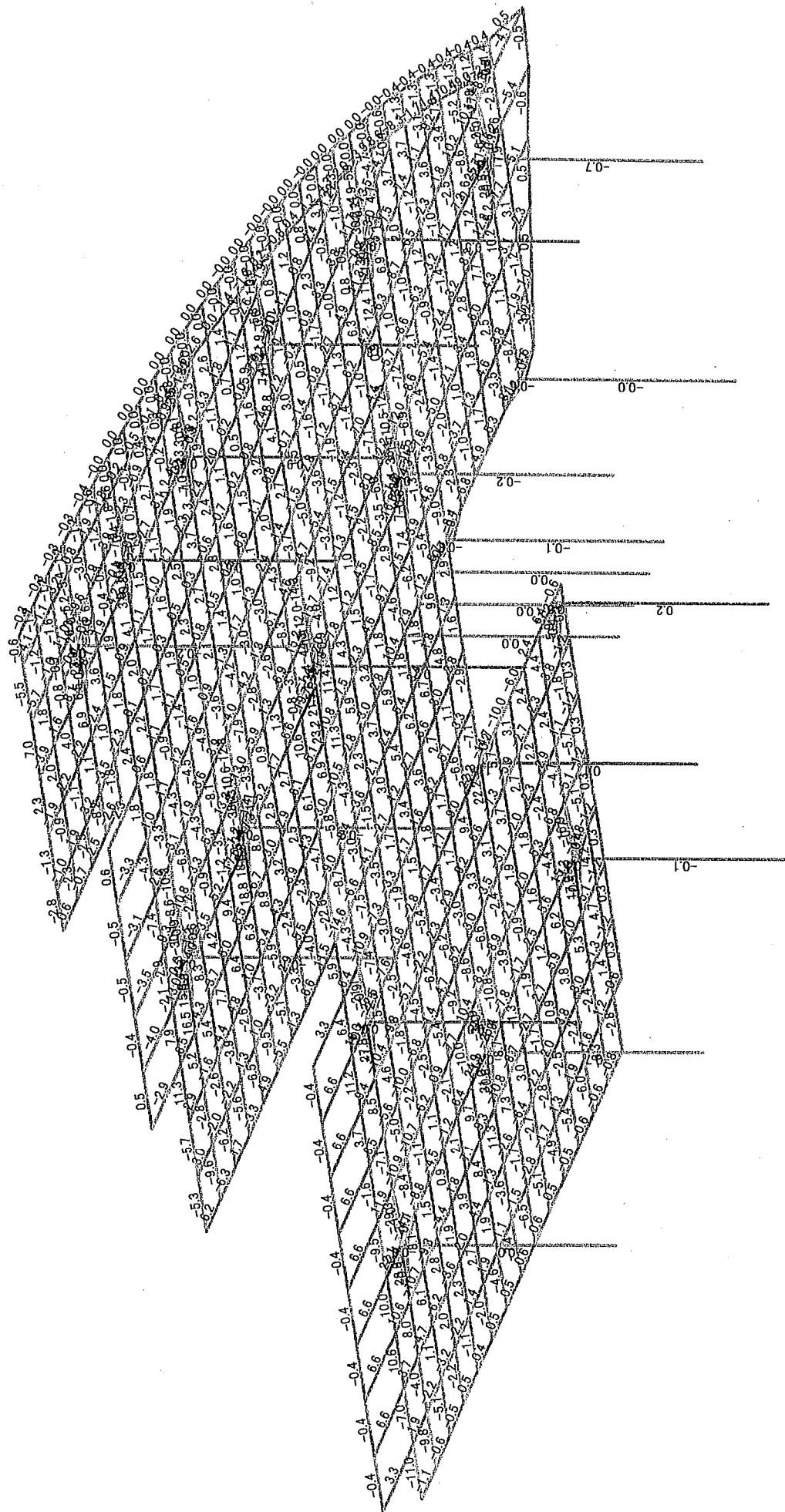
$$\sigma_{t \text{ max}} = \frac{1.43 \times 9.8 \times 100}{9797.14} = 0.143 \text{ kN/cm}^2 \leq LVL f_t = 0.726 \text{ kN/cm}^2 \quad \underline{\underline{OK}}$$

Ⅲ、防火壁より東側区画のLVLスラストスキャンダル の許容応力度検討

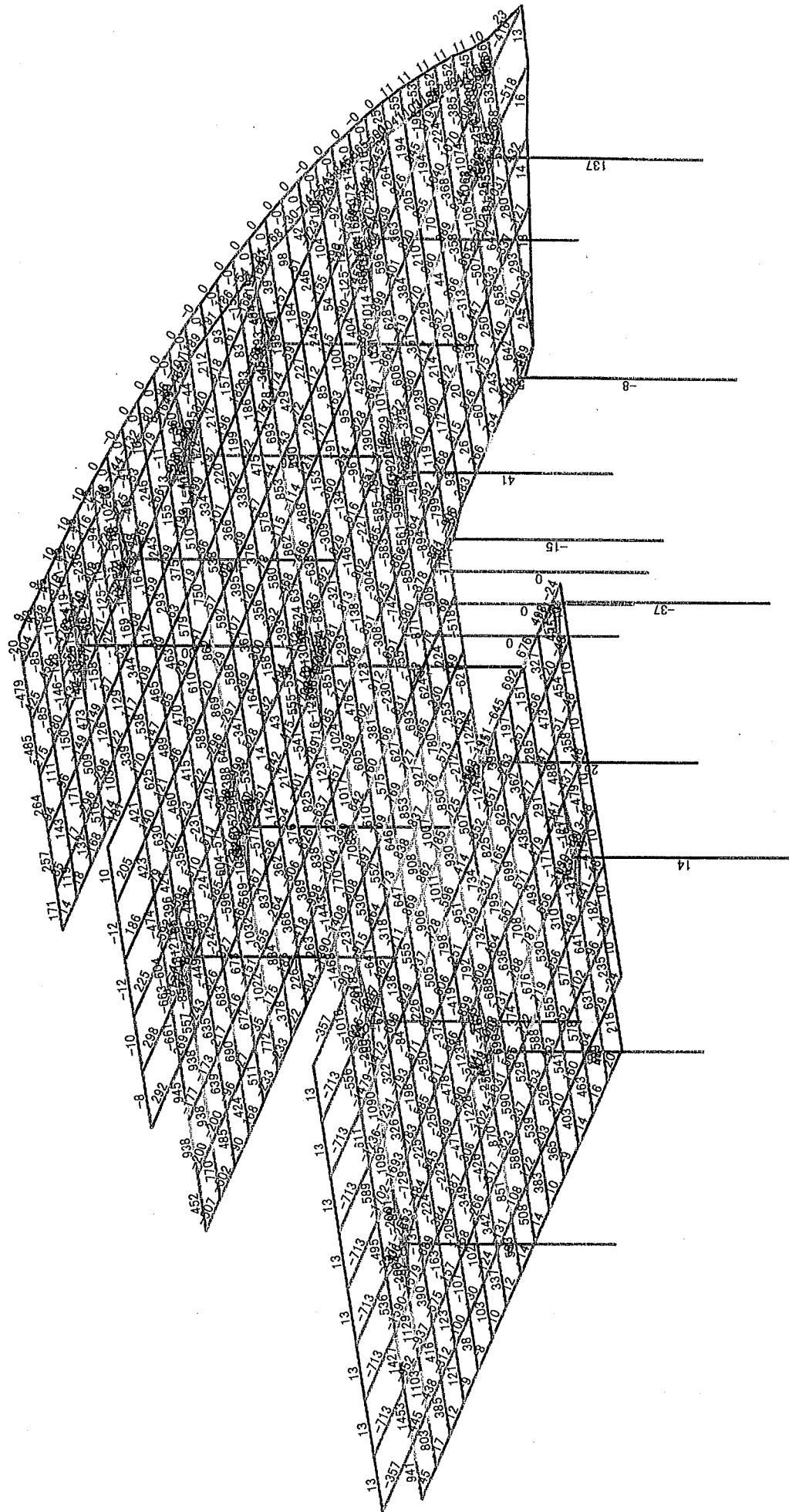
軸力 (kN)



せん断力 (kN)



曲げモーメント (kN.cm)



床荷重+層板荷重

最大値 1452 kN・cm

ファン、固定端
713 kN・cm

最大 713 kN・cm

岩田聖司

1452

1129

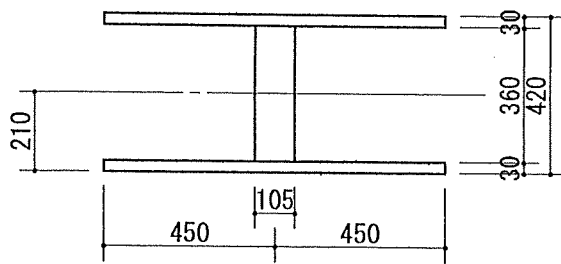
1231 kN・cm

1082

Y方向最大値

LVLストレートスリットパネルの許容応力度検定

X1:円盤上部中央のX方向梁



$$I=246564$$

$$Q=67.6\text{ kN}$$

$$Z = \frac{246564}{21} = 11741\text{ cm}^3$$

最大モーメント 1452 kN cm より,

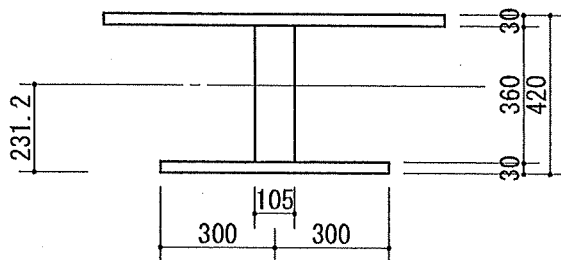
$$\sigma_t = \frac{M}{Z} = 0.124\text{ kN/cm}^2 < Lf_t \quad \underline{OK}$$

LVL120E 1級

$$F_t = 1.98\text{ kN/cm}^2$$

$$Lf_t = \frac{1}{3}F_t = 0.66\text{ kN/cm}^2$$

X2:下弦が600幅スリットのX方向梁



$$I=208554$$

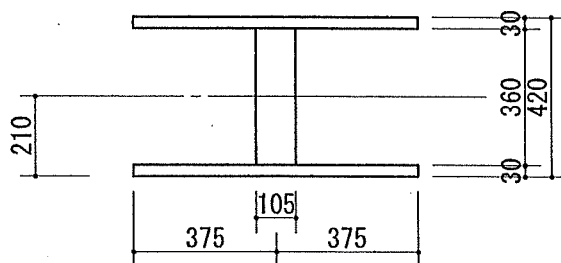
$$Q=22.2\text{ kN}$$

$$Z = \frac{208554}{23.12} = 9020.5\text{ cm}^3$$

最大モーメント 1452 kN cm より,

$$\sigma_t = \frac{M}{Z} = 0.161\text{ kN/cm}^2 < Lf_t \quad \underline{OK}$$

X3:円盤上部の両サイドのX方向梁



$$I=214410$$

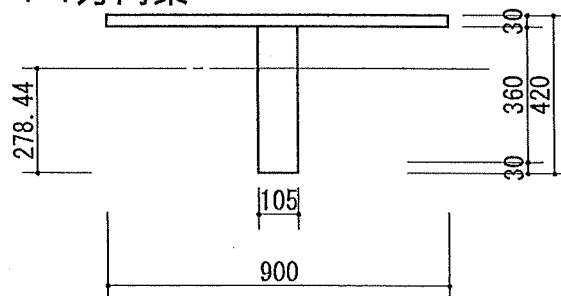
$$Q=22.6\text{ kN}$$

$$Z = \frac{214410}{21} = 10210\text{ cm}^3$$

最大モーメント 1452 kN cm より,

$$\sigma_t = \frac{M}{Z} = 0.142\text{ kN/cm}^2 < Lf_t \quad \underline{OK}$$

Y:Y方向梁



$$I=123864$$

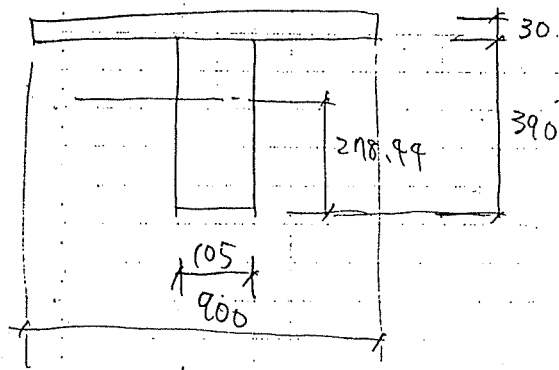
$$Q=25.7\text{ kN}$$

$$Z = \frac{123864}{27.844} = 4448.5\text{ cm}^3$$

Y方向最大モーメント 1082 kN cm より,

$$\sigma_t = \frac{M}{Z} = 0.243\text{ kN/cm}^2 < Lf_t \quad \underline{OK}$$

LVL ボックスパネルのビスのピッチの検討



$$I = 123864 \text{ cm}^4$$

$$Q = 25.7 \text{ kN} = 2622 \text{ kg}$$

$$S = 3 \times 90 \times 12.656 = 3417.12 \text{ cm}^3$$

$$b = 10.5 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{2622 \times 3417.12}{10.5 \times 123864} = 6.89 \text{ kg/cm}^2$$

LVL
65V-55H より, $\tau_s = 13 \text{ kg/cm}^2$

ビス1本あたりの圧縮面積: ビス頭 $1 \text{ cm} \times 12$ 直径 7 mm として

$$A = 3.5^2 \times 3.1416 = 38.5 \text{ cm}^2 \quad 38.5 \times 13 = 500.5 \text{ kg (接着剤)} + 178.5 \text{ kg (ビス)} = 579 \text{ kg/1ヶ所}$$

$$\lambda \times 10.5 \times 6.89 = 579 \text{ kg より}$$

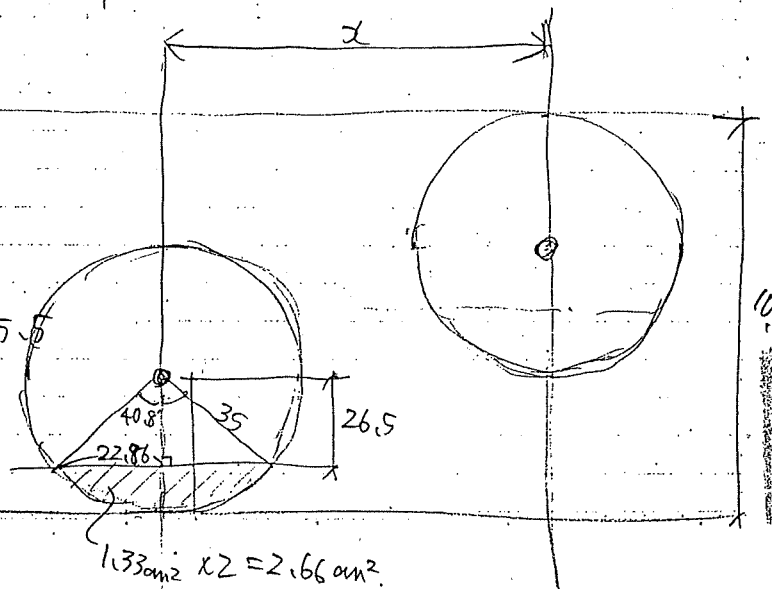
$$\lambda \leq \frac{579}{10.5 \times 6.89} = 8.00 \text{ cm}$$

故から 26 mm の位置に付くとして

$$A = 38.5 - 2.7 = 35.8 \text{ cm}^2 \times 13 = 465.5$$

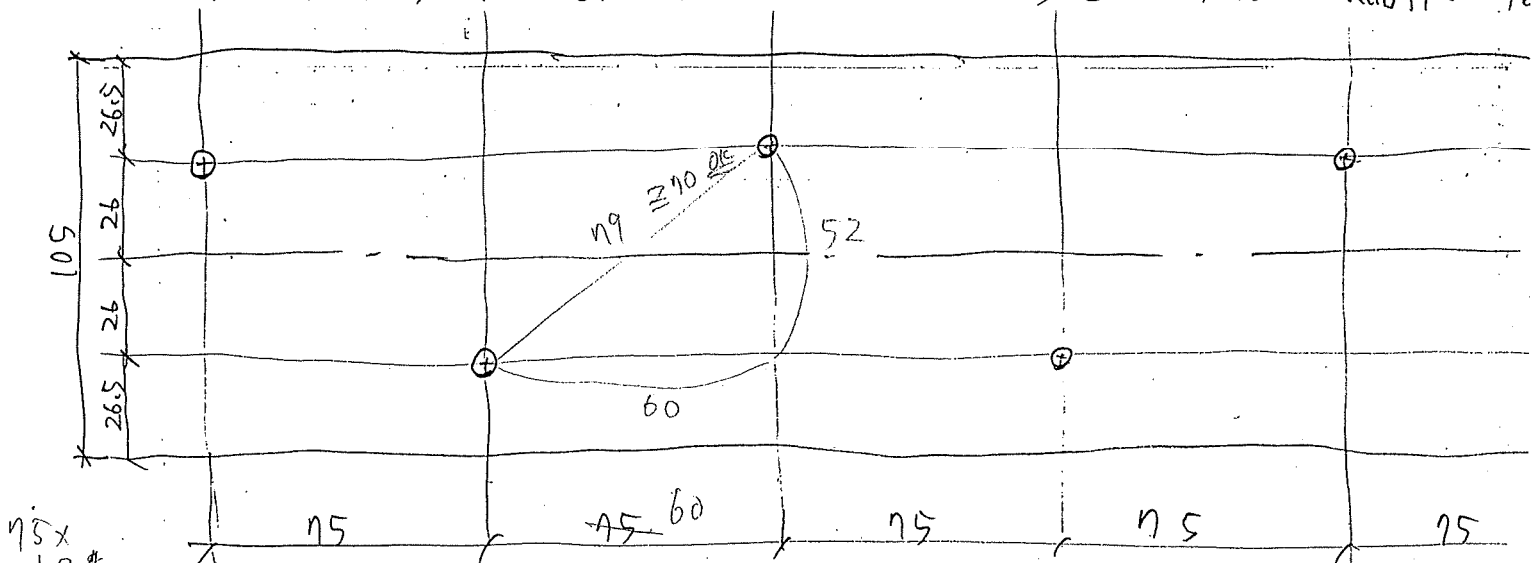
$$465.5 + 178.5 = 544 \text{ kg/1ヶ所}$$

$$\lambda \leq \frac{544}{10.5 \times 6.89} = 7.52 \text{ cm}$$



$$1.33 \text{ cm}^2 \times 2 = 2.66 \text{ cm}^2$$

これより、下図のように、ビス (胴径 5 mm 以上、長さ 75 mm 以上) をピッチ 75 mm 千鳥打ちで



$$\text{ビスの許容引抜耐力 } LP_w = 130 \times 0.32^{1.5} \times 0.37 \times 4.5 = 32.83 \text{ kg/本}$$

$$\text{ビスの許容せん断耐力 } LP = 870 \times 0.32^{1.8} \times 0.31 = 10.75 \text{ kg (ビス)}$$

$$465.5 + 16.2 = 481.7 \text{ kg/1ヶ所} \quad \lambda \leq \frac{481.7}{10.5 \times 6.89} = 6.58 \text{ cm} \rightarrow \text{ピッチ } 60 \text{ mm}$$

18-7

6/6

5. 杭基礎の検討

・ 2F床スラブからの最大支点反力: $P_2 = 20.476 \text{ t} = 200.7 \text{ kN}$.

・ 地中梁からの 1F 長期支点反力: $P_1 = \frac{1}{2} \{ 17.63 \text{ kN/m} \times (6.3 + 5.4 + 5.4 + 5.4) \} = 198.3 \text{ kN}$.

これより、杭 1 本あたりの設計用長期負担軸力 $N_L = 200.7 + 198.3 = 399 \rightarrow \underline{400 \text{ kN}}$

ボーリングデータ (NO.2、平成 8 年) によると、杭先端支持層は、深度 5~8 m 2".

N 値 ≥ 50 の砂石層である。

羽根付鋼管杭を用いるものとして、 $\phi 267.4$ の杭とする。このとき、

田土基礎
03-5298-5133

・ EAZET の場合、 $\phi 267.4$ 、先端羽根径 500 2", $R_a = 490.86 \text{ kN} \geq 400 \text{ kN}$ OK

JFE スチール
03-35591-3558

・ SMD 杭の場合、 $\phi 267.4$ 、先端羽根径 527.4 2", $R_a = 572.1 \text{ kN} \geq 400 \text{ kN}$ OK

鹿島道路
03-5802-8253

・ エコロックパイルの場合、 $\phi 267.4$ 、先端羽根径 550 2", $R_a = 612.0 \text{ kN} \geq 400 \text{ kN}$ OK

$\Rightarrow$ 以上より、鋼管柱の下に、羽根付鋼管杭 $\phi 267.4$ を用いる。

6. 低学年棟 (Y16 ~ Y30) の鉛直荷重に対する検討

(1) 地震用荷重

○ 屋根 $G = 0.67 \text{ [kN/m}^2\text{]}$, $0.35S = 0.35 \times 0.74 = 0.26 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
 $G + 0.35S = 0.67 + 0.26 = 0.93 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

		X54, Y16 からの距離
生活科教室	$8.4 \times 8.4 \times 0.93 = 65.6 \text{ [kN]}$	(6.6m, 21.9m)
1年生	$8.4 \times 7.5 \times 0.93 = 58.6 \text{ [kN]}$	(1.9m, 15.6m)
2年生	$8.4 \times 7.5 \times 0.93 = 58.6 \text{ [kN]}$	(3.3m, 9.4m)
特殊教室	$7.0 \times 5.1 \times 0.93 = 33.2 \text{ [kN]}$	(3.9m, 3.8m)
	$5.95 \times 1.2 \times 0.93 = 6.6 \text{ [kN]}$	(4.5m, 0.6m)
オ-ﾌﾟﾝ1	$6.3 \times 3.0 \times 0.93 = 17.6 \text{ [kN]}$	(8.5m, 18.0m)
	$5.4 \times 4.15 \times 0.93 = 20.8 \text{ [kN]}$	(8.1m, 14.4m)
低学教師	$6.6 \times 6.6 \times 0.93 = 40.5 \text{ [kN]}$	(10.1m, 9.0m)
ﾄｲﾚ等	$5.7 \times 0.6 \times 0.93 = 3.2 \text{ [kN]}$	(9.7m, 5.4m)
	$7.05 \times 5.2 \times 0.93 = 34.1 \text{ [kN]}$	(10.3m, 2.5m)
計	338.8 [kN]	

○ 壁 $G = 0.4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$, $h/2 = 2.4/2 = 1.2 \text{ [m]}$
 $0.4 \times 1.2 = 0.48 \text{ [kN/m]}$

		X54, Y16 からの距離
Y30	$6.3 \times 0.48 = 3.0 \text{ [kN]}$	(6.75m, 25.2m)
Y26.5	$12.15 \times 0.48 = 5.8 \text{ [kN]}$	(4.73m, 18.9m)
Y25.5	$1.8 \times 0.48 = 0.9 \text{ [kN]}$	(9.9m, 17.1m)
Y23	$7.65 \times 0.48 = 3.7 \text{ [kN]}$	(2.48m, 12.6m)
Y22.5	$2.7 \times 0.48 = 1.3 \text{ [kN]}$	(11.25m, 11.7m)
Y20.5	$3.6 \times 0.48 = 1.7 \text{ [kN]}$	(10.8m, 8.1m)
Y19.5 -1	$6.3 \times 0.48 = 3.0 \text{ [kN]}$	(3.15m, 6.3m)
Y19.5 -2	$3.6 \times 0.48 = 1.7 \text{ [kN]}$	(10.8m, 6.3m)
Y18.5	$4.5 \times 0.48 = 2.2 \text{ [kN]}$	(10.8m, 4.5m)
Y17.5	$4.95 \times 0.48 = 2.4 \text{ [kN]}$	(10.5m, 2.7m)
X53.25	$6.3 \times 0.48 = 3.0 \text{ [kN]}$	(-1.35m, 15.75m)
X54	$6.3 \times 0.48 = 3.0 \text{ [kN]}$	(0m, 9.45m)
X54.75	$4.5 \times 0.48 = 2.2 \text{ [kN]}$	(1.35m, 4.05m)
X56	$6.3 \times 0.48 = 3.0 \text{ [kN]}$	(3.6m, 22.05m)
X56.75	$1.8 \times 0.48 = 0.9 \text{ [kN]}$	(4.95m, 15.75m)
X57.5	$4.5 \times 0.48 = 2.2 \text{ [kN]}$	(6.3m, 7.2m)
X59	$0.9 \times 0.48 = 0.4 \text{ [kN]}$	(9.0m, 18.0m)
X59.5	$11.7 \times 0.48 = 5.6 \text{ [kN]}$	(9.9m, 18.45m)
X60	$1.8 \times 0.48 = 0.9 \text{ [kN]}$	(10.8m, 18.0m)
X61	$5.4 \times 0.48 = 2.6 \text{ [kN]}$	(12.6m, 9.0m)
X61.25	$3.6 \times 0.48 = 1.7 \text{ [kN]}$	(13.05m, 2.7m)

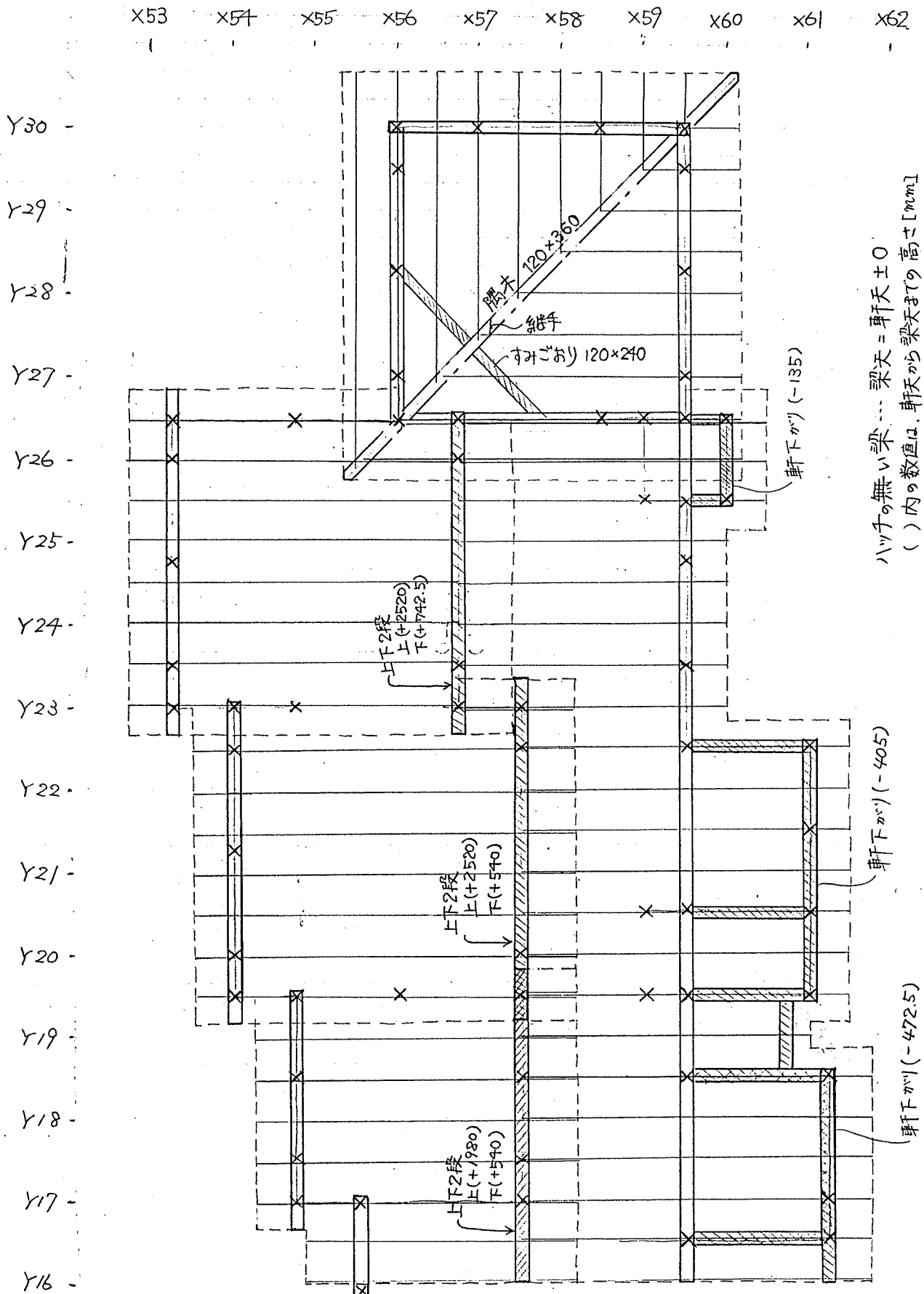
計 51.2 [kN]

屋根 + 壁 $338.8 + 51.2 = 390 \text{ [kN]}$

$EQ = 0.2 \times 1.25 \times 390 = 97.5 \text{ [kN]}$

(2) 低学年棟 小屋組

九十九小 低学年1



ハッチの無い梁… 梁丈 = 軒天 ± 0
() 内の数値は、軒天から梁天までの高さ [mm]

(120x270x40以上)

桁間は桁ハ7. 120x270x40以上

登梁寸法

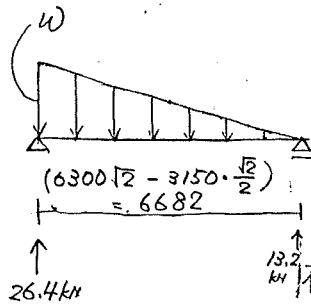
- ・生活科教室 120x180 @900
- ・1年生教室 120x270 @900
- ・2年生教室 120x270 @900

- ・特殊学級 120x210 @900
- ・他 (オープンスペース1, 低学年教師室 教材室等) 120x180 @900

(3) 生活科教室の隅木

(積雪時短期)

$$w = (0.67 \text{ [kN/m}^2\text{]} + 0.74 \text{ [kN/m}^2\text{]}) \times 6.3 \text{ [m]} = 8.883 \text{ [kN/m]} \\ = 0.08883 \text{ [kN/cm]}$$



$$M_{max} = \frac{w l^2}{9\sqrt{3}} = \frac{0.08883 \times 66.9^2}{9\sqrt{3}} = 2550.4 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$$

構造用集成材 E120-F330 $F_b = 3.24 \text{ [kN/cm}^2\text{]}, E = 1200 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$

$$ssfb = \frac{1.6}{3} \times 3.24 = 1.728 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

$$0.8 Z \geq \frac{2550.4}{1.728} = 1475.9 \text{ [cm}^3\text{]} \quad Z \geq 1845 \text{ [cm}^3\text{]} \quad b = 12 \text{ [cm]}, d \geq 30.4 \text{ [cm]}$$

$$l = \text{わみ} \quad 66.9/150 = 4.46 \text{ [cm]}$$

$$\delta = 0.00652 \times \frac{w l^4}{EI} < 3.0 \text{ [cm]} \quad 0.8 I > \frac{0.00652 \times 0.08883 \times 66.9^4}{1200 \times 3} = 32226 \text{ [cm}^4\text{]}$$

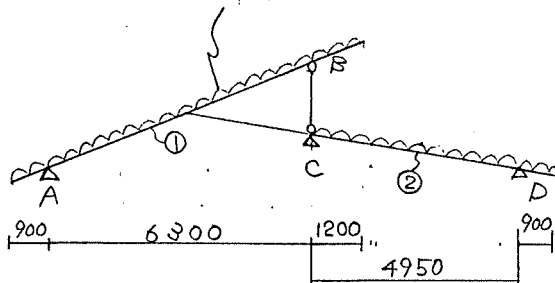
$$I > 40283 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$b = 12 \text{ [cm]}, a \text{ 及 } d \geq 34.3 \text{ [cm]}$$

$$\boxed{120 \times 360}$$

(4) 1年生教室・オーフンスパース 登梁

$$w = (0.67 + 0.74) \times 0.9 = 1.269 \text{ [kN/m]} = 0.0127 \text{ [kN/cm]}$$



$$\textcircled{1} \text{ 支点モ-メント} \quad M_B = \frac{0.0127 \times 120^2}{2} \times \frac{1}{\cos 21.8^\circ} = 98.5 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$$

$$\text{中央部モ-メント} \quad M_{\#} = \frac{w}{2} \times \frac{(l^2 - a^2)^2}{4l^2} \times \frac{1}{\cos 21.8^\circ} = \frac{0.0127 \times (630^2 - 90^2)^2}{8 \times 630^2 \times \cos 21.8^\circ} = 651.2 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$$

$$ssfb = 1.728 \text{ [kN/cm}^2\text{]} \quad \text{断面欠損率} \leq 0.5 \text{ とし}$$

$$0.5 Z \geq \frac{651.2}{1.728}, \quad Z \geq 753.7 \text{ [cm}^3\text{]} \rightarrow b = 12 \text{ [cm]}, d > 19.4 \text{ [cm]}$$

$$l = \text{わみ} \quad ss\delta = \frac{5 \times w \times l^4}{384 \times E \times 0.5 I} \times \frac{1}{\cos \theta} < 3 \text{ [cm]} \quad \left(\frac{l}{150} = 4.2 \text{ [cm]} > 3 \text{ とし} \right)$$

$$I > \frac{5 \times w \times l^4}{0.5 \times 384 \times E \times 3} \times \frac{1}{\cos 21.8^\circ} = \frac{5 \times 0.0127 \times 630^4}{0.5 \times 384 \times 1200 \times 3} \times \frac{1}{0.80} = 18090 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\rightarrow b = 12 \text{ [cm]}, d > 26.3 \text{ [cm]}$$

$$\boxed{120 \times 270} \text{ とし}$$

$$\textcircled{2} \quad M_{\text{中}} = \frac{w}{2} \times \frac{(l^2 - a^2)^2}{4l^2} \times \frac{1}{\cos 8.5^\circ} = \frac{0.0127}{2} \times \frac{(495^2 - 90^2)^2}{4 \times 495^2} \times \frac{1}{0.98} = 371.1 \text{ [kN} \cdot \text{cm]}$$

断面欠損率 0.5 とし.

$$0.5Z \geq \frac{371.1}{1.728} \quad Z \geq 429.5 \text{ [cm}^3\text{]} \rightarrow b=12 \text{ [cm]}, d \geq 14.6 \text{ [cm]}.$$

$$T = \frac{w}{f} = \frac{495}{150} = 3.3 > 3 \text{ 寸}$$

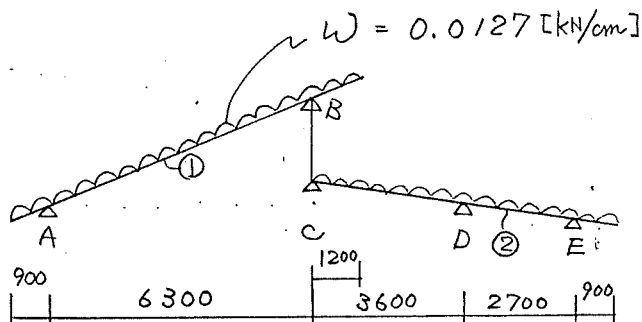
$$ss \delta = \frac{5 \times 0.0127 \times 495^4}{384 \times 1200 \times 0.5I} \times \frac{1}{\cos 8.5^\circ} \leq 3.0.$$

$$I \geq \frac{5 \times 0.0127 \times 495^4}{3 \times 384 \times 1200 \times 0.5} \times \frac{1}{0.967} = 5701.4 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\rightarrow b=12 \text{ [cm]}, d \geq 17.9 \text{ [cm]}$$

$$\boxed{120 \times 180} \text{ とする}$$

(5) 2年生教室・低学年教師コ-ナ- 登梁



① ... 1年生教室と同じ.

$$\boxed{120 \times 270} \text{ とする}$$

$$\textcircled{2} \quad M = \frac{w l^2}{8} \times \frac{1}{\cos 8.5^\circ} = \frac{0.0127 \times 360^2}{8} \times \frac{1}{0.98} = 210 \text{ [cm}^3\text{]}.$$

$$\text{断面欠損率 } 0.5 \text{ とし. } 0.5Z \geq \frac{210}{1.728} \quad Z \geq 243 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\rightarrow b=12 \text{ [cm]}, d > 11.1 \text{ [cm]}.$$

$$T = \frac{w}{f} = \frac{360}{150} = 2.4 \text{ 寸}$$

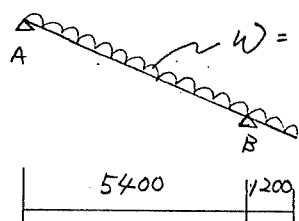
$$ss \delta = \frac{5 \times w \times l^4}{384 \times E \times 0.5I} \times \frac{1}{\cos 8.5^\circ} < 2.4.$$

$$I > \frac{5 \times 0.0127 \times 360^4}{384 \times 1200 \times 0.5 \times 2.4 \times 0.967} = 1995 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$\rightarrow b=12 \text{ [cm]}, d > 12.6 \text{ [cm]}.$$

$$\boxed{120 \times 150}$$

(6) 生活科教室 登梁



$$M_B = \frac{w a^2}{2} = \frac{0.0127 \times 120^2}{2} = 91.44 \text{ [kN} \cdot \text{cm]}$$

$$M_{\text{中央}} = \frac{w}{2} \times \frac{(l^2 - a^2)^2}{4l^2} \times \frac{1}{\cos \theta}$$

$$= \frac{0.0127}{2} \times \frac{(540^2 - 120^2)^2}{4 \times 540^2} \times \frac{1}{\cos 21.8^\circ} = 450.5 \text{ [kN} \cdot \text{cm]}$$

$$Z > \frac{450.5}{1.728} = 260 \text{ [cm}^3] \quad b = 12 \text{ [cm]} \rightarrow d > 11.4 \text{ [cm]}$$

T=木

$$\frac{540}{150} = 3.6 \text{ cm} > 3.0 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{5 w l^4}{384 E I} \times \frac{1}{\cos^3 21.8^\circ} < 3.0$$

$$I > \frac{5 \times 0.0127 \times 540^4}{384 \times 1200 \times 3 \times 0.80} = 4882.3 \text{ [cm}^4]$$

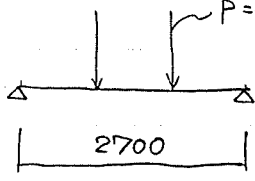
$$b = 12 \text{ [cm]} \rightarrow d > 16.9 \text{ [cm]}$$

$$120 \times 180 @ 900$$

特殊学級 登梁

$$120 \times 210 @ 900$$

(7) 生活科教室 軒桁 (Y30通り)

$$P = (0.67 + 0.74) \times 0.9 \times 3.45 = 1.41 \times 3.105 = 4.38 \text{ [kN]}$$


$$M = \frac{Pl}{3} = \frac{4.38 \times 270}{3} = 394 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$$

$$ssfb = 1.728 \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

$$Z \geq \frac{394}{1.728} = 228 \text{ [cm}^3\text{]} \rightarrow b = 12 \text{ [cm]}, d > 10.7 \text{ [cm]}$$

$\tau = \tau_{\text{許}}$

$$\frac{270}{150} = 1.8 \text{ [cm]}$$

$$ss\delta = \frac{23 Pl^3}{648 EI} < 1.8$$

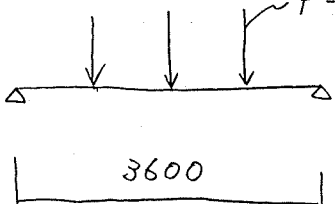
$$I > \frac{23 Pl^3}{1.8 \times 648 \times E} = \frac{23 \times 4.38 \times 270^3}{1.8 \times 648 \times 1200} = 1417 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$b = 12 \text{ [cm]}, d > 11.3 \text{ [cm]}$$

上に掛かる登梁の断面が 120×180 あり.

$$\boxed{120 \times 210} \text{ とする.}$$

(8) ⁺⁹⁰⁰X59通り 軒桁 (Y16 ~ Y19)

$$P = (0.67 + 0.74) \times 0.9 \times 3.375 = 1.41 \times 3.0375 = 4.29 \text{ [kN]}$$


$$M = \frac{Pl}{2} = \frac{4.29 \times 360}{2} = 772.2 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$$

$$Z \geq \frac{772.2}{1.728} = 446.9 \text{ [cm}^3\text{]} \quad b = 12 \text{ [cm]}, d > 14.9 \text{ [cm]}$$

$$\tau = \tau_{\text{許}} \quad \frac{360}{150} = 2.4 < 3.0$$

$$ss\delta = \frac{19 Pl^3}{384 EI} < 2.4$$

$$I > \frac{19 \times 4.29 \times 360^3}{384 \times 1200 \times 2.4} = 3439 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$b = 12 \text{ [cm]}, d > 15.1 \text{ [cm]}$$

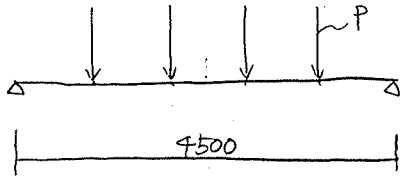
上に掛かる登梁の断面が 120×180 あり

$$\boxed{120 \times 210} \text{ とする}$$

(9) 桁. $\times 56 + 900$ (通リ) $Y22+900 \sim Y26+900$

(上段)

$$\pm P = (0.67 + 0.74) \times 0.9 \times 3.15 = 4.0 \text{ kN}$$



$$M = \frac{3Pl}{5} = \frac{3 \times 4 \times 450}{5} = 1080 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$$

$$Z \geq \frac{1080}{1.728} = 625 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$b = 12 \text{ [cm]}, \quad d > 17.7 \text{ [cm]}$$

 $\tau = \text{桁}$

$$\frac{450}{150} = 3 \text{ cm}$$

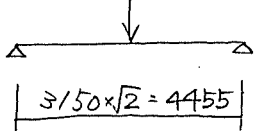
$$\delta = \frac{63Pl^3}{1000 EI} < 3 \text{ cm} \quad I > \frac{63 \times 4 \times 450^3}{1000 \times 1200 \times 3} = 6379 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$b = 12 \text{ [cm]}, \quad d > 18.6 \text{ [cm]}$$

$$\boxed{120 \times 210}$$

(10) 生活科教室 すみ=おリ

$$P = (0.67 + 0.74) \times 6.3^2 \div 4 = 13.99 \text{ [kN]}$$



$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{13.99 \times 445.5}{4} = 1558.1 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$$

$$Z \geq \frac{1558.1}{1.728} = 901.7 \text{ [cm}^3\text{]} \quad b = 12 \text{ [cm]}, \quad d \geq 21.2 \text{ [cm]}$$

 $\tau = \text{桁}$

$$\frac{445.5}{150} = 2.97 \text{ cm} < 3.0$$

$$\delta = \frac{Pl^3}{48 EI} < 2.97 \quad I > \frac{13.99 \times 445.5^3}{48 \times 1200 \times 2.97} = 7231 \text{ [cm}^4\text{]}$$

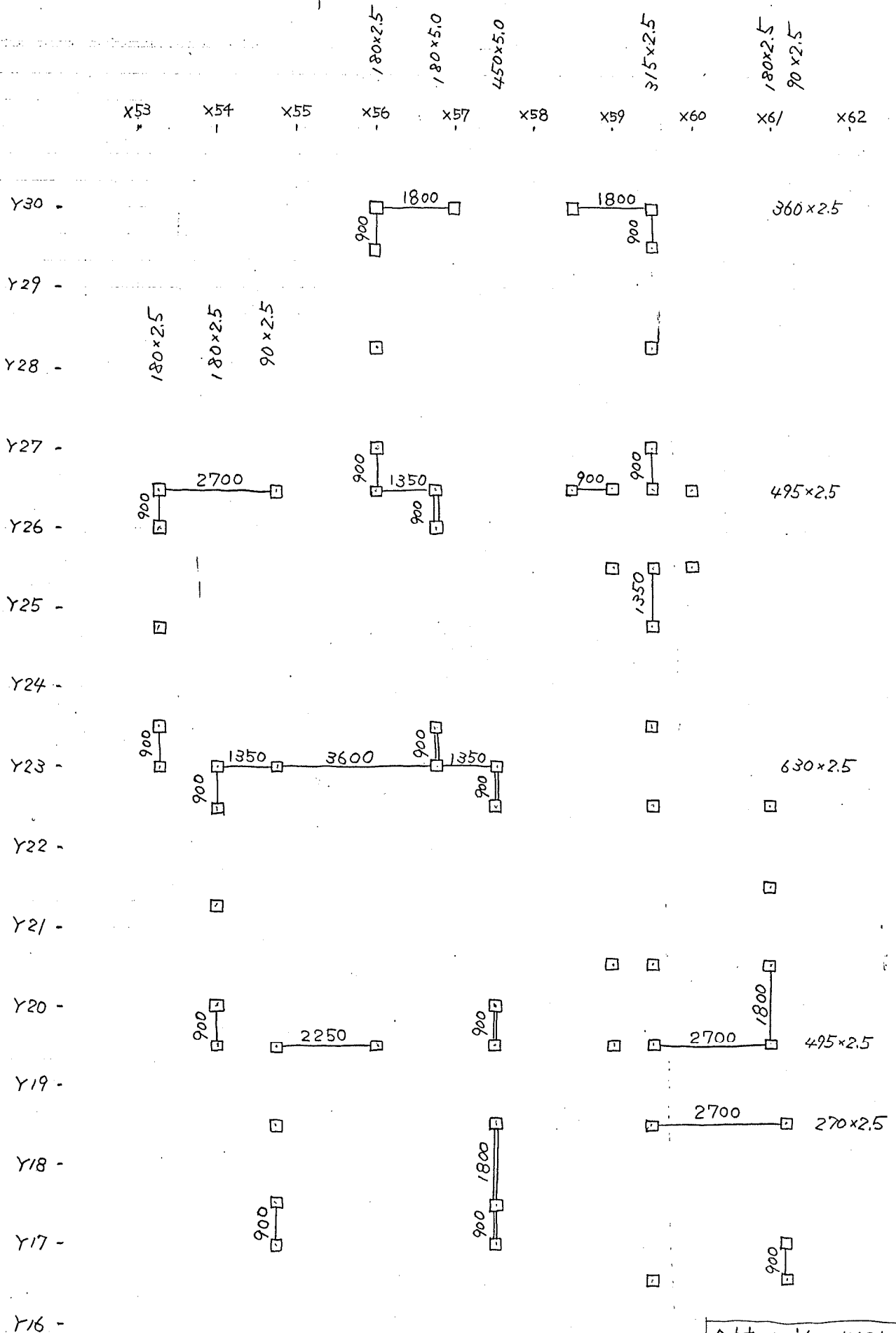
$$b = 12 \text{ [cm]}, \quad d \geq 19.3 \text{ [cm]}$$

$$\boxed{120 \times 240}$$

7. 低学年棟の耐力壁の検討

低学年棟 柱壁伏図

低学年-1



—— : 構造用合板 (受材真壁) 片面張り 2.5倍
 === : 構造用合板 又は ポリカ-リネ付板 (受材真壁) 両面張り 5.0倍

合計 X方向 5625 cm.
 Y方向 5737 cm.

8. 低学年棟の基礎の検討

・基礎梁の負担重量 (中央部).

$$\text{中梁} \left\{ (6.3\text{m} + 5\text{m}) / 2 + 1.3\text{m} \right\} \times 0.67 \text{ kN/m}^2 = 4.66 \text{ kN/m}.$$

$$\text{中梁} h: 5\text{m} \times 0.4 \text{ kN/m}^2 = 2.0 \text{ kN/m}$$

$$\text{上部木造建物} \Sigma W = 4.66 + 2.0 = 6.66 \text{ kN/m}.$$

・許容地耐力 (盛土部分、支持層: GL - 0.3m). $\rightarrow$ 粘性土

$$q_a = 1/3 (1.0 \times 29.0 \times 5.1 + 0.3 \times 15 \times 1.0) = 50.8 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{コンクリート重量} 0.37 \times 23.52 = 8.70 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{有効地耐力 } f_e' = 50.8 - 8.7 = 42.1 \text{ kN/m}^2.$$

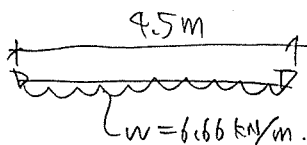
$$\text{必要フーチング幅 } B \geq \frac{6.66}{42.1} = 0.16 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B = 20 \text{ cm とする.}$$

他と同じ

OK.

・地中梁の断面算定 (中央部).



$$M_L = \frac{6.66 \times 4.5^2}{8} = 16.86 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$$T_s = 5.16 \times 1.96 \times 0.9 \times 0.6 \times 3\text{m} / 0.9\text{m} = 17.64 \text{ kN}.$$

$$M_s = 17.64 \times 0.9\text{m} = 15.88 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$$M_L + M_s = 32.74 \text{ kN}\cdot\text{m} = 3274 \text{ kN}\cdot\text{cm}.$$

$$d = 30 \text{ cm}, \quad s f_c = 29.5 \text{ kN/cm}^2, \quad j = 26.25 \text{ cm}.$$

$$A_e \geq \frac{3274}{26.25 \times 29.5} = 4.23 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow 3-D16 \text{ 採用 } A_e = 5.97 \text{ cm}^2 > 4.23 \text{ OK}.$$

$$\text{上端 } 4-D13 \text{ 採用 } A_e = 5.08 \text{ cm}^2 > 4.23 \text{ OK}.$$

(2本は鉄役).

$$Q = \frac{6.66 \times 4.5}{2} + 17.64 = 32.63 \text{ kN}, \quad b = 30 \text{ cm 採用}, \quad s f_s = 0.01 \times 1.5 = 0.105 \text{ kN/cm}^2.$$

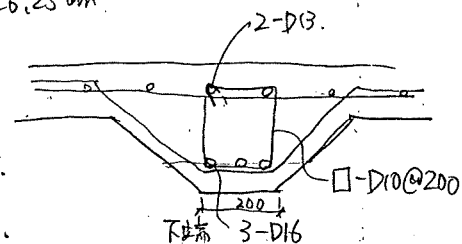
$$L Q_a = 30 \times 26.25 \times 0.105 = 82.7 \text{ kN} > Q \text{ OK}.$$

$$\square-D10@200 \text{ 採用}, \quad P_w = \frac{1.43}{30 \times 20} = 0.0024 = 0.24\% \geq 0.2\% \text{ OK}.$$

$$Y(18 \sim Y(19.5), \quad l = 2.9\text{m}, \quad M_L = \frac{6.66 \times 2.9^2}{12} = 4.05 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$$M_s = 17.64 \times 1.8 = 31.75 \text{ kN}\cdot\text{m}, \quad M_L + M_s = 35.80 \text{ kN}\cdot\text{m} = 3580 \text{ kN}\cdot\text{cm}.$$

$$A_e \geq \frac{3580}{26.25 \times 29.5} = 4.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{同じ } \text{OK}.$$



○ 地中梁の算定 (外通り).

$$M_L = \frac{6.66 \times 2.25^2}{12} = 2.81 \text{ kNm}.$$

$$T_s = 2.5 \text{ 台} \times 1.96 \times 2.5 \text{ m} \times 0.6 = 7.35 \text{ kN}.$$

$$M_s = 7.35 \times 0.9 = 6.62 \text{ kNm}.$$

$$M_s + M_L = 9.43 \text{ kNm} = 943 \text{ Nmm}.$$

$$A_t \geq \frac{943}{26.25 \times 29.5} = 1.22 \text{ cm}^2.$$

$$2\text{-D13 4 22}, A_t = 2.54 \text{ cm}^2 \geq 1.22 \quad \underline{OK} \rightarrow \text{通常仕様}.$$

○ X6 (通り).

$$W = 2.35 \times 0.67 = 1.5745, \quad h = 2.5 \text{ m} \times 0.9 = 2.25 \text{ m}.$$

$$M_L = \frac{2.5745 \times 1.8^2}{12} = 0.695 \text{ kNm}.$$

$$M_s = 7.35 \times 1.8 = 13.23 \text{ kNm}.$$

$$M_L + M_s = 13.925 = 1392.5 \text{ Nmm}.$$

$$A_t \geq \frac{1392.5}{26.25 \times 29.5} = 1.80 \text{ cm}^2. \quad 2\text{-D13 4 27}, A_t = 2.54 \text{ cm}^2 \geq 1.80 \quad \underline{OK} \rightarrow \text{通常仕様}.$$

9. 多目的教室棟の荷重算定と基礎の検討

① 仮定荷重

- ・ 多目的教室、音楽室の壁は厚300 RC $\rightarrow 0.3 \times 23.52 = 7.056 \rightarrow 7.1 \text{ kN/m}^2$.
- ・ その他部の RC 壁は厚200 $\rightarrow 0.2 \times 23.52 = 4.704 \rightarrow 4.8 \text{ kN/m}^2$.
- ・ 木造壁 $\rightarrow 0.4 \text{ kN/m}^2$.
- ・ 木造屋根 $\rightarrow 0.7 \text{ kN/m}^2$.
- ・ 1F床 $\rightarrow$ スラフ厚180とし、基礎梁の両側にスラフ厚の3倍までは、地中梁が荷重負担し、それ以外は直下の地盤で直接支持させる。

固定荷重 $\rightarrow 0.18 \times 23.52 = 4.23 \rightarrow$ 仕上り 4.5 kN/m^2 .

積載荷重 $\rightarrow$ 基礎用 2.1 kN/m^2 .

計 $6.6 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 6.6 \times (0.45 + 0.54 \times 2) = 10.1 \text{ kN/m}$

- ・ 地中梁 450×750 として、 $0.45 \times 0.75 \times 23.52 = 7.94 \rightarrow 8.0 \text{ kN/m}$

(2) 各基礎梁の負担荷重

- ・ 円筒外壁 $\rightarrow$ $1/8$ ずつに分割して求める。

屋根、円筒1mあり、 $\frac{7.2^2 \times 3.14 \times 0.7}{2 \times 3.14 \times 7.2} = \frac{7.2}{2} \times 0.7 = 2.52 \text{ kN/m}$.

カハ高さ、最も高い側 $\rightarrow 12.7 \text{ m}$ 、 $\rightarrow 11.4 \text{ m}$.
 ここから $1/4 \rightarrow 12.7 - 2.2 \times 0.35 = 11.9 \text{ m}$ 、 $\rightarrow 11.4 - 1.6 \times 0.35 = 10.8 \text{ m}$
 中心位置 $\rightarrow 12.7 - 7.2 \times 0.35 = 10.2 \text{ m}$ 、 $\rightarrow 11.4 - 5.4 \times 0.35 = 9.5 \text{ m}$

大円 ① $12.7 \times 7.1 + 2.52 + 18.1 = 110.8 \text{ kN/m}$ 、小円 ① $11.4 \times 7.1 + 20.62 = 101.6 \text{ kN/m}$
 ② $11.9 \times 7.1 + 2.52 + 18.1 = 105.1 \text{ kN/m}$ 、② $10.8 \times 7.1 + 20.62 = 97.3 \text{ kN/m}$
 ③ $10.2 \times 7.1 + 2.52 + 18.1 = 93.0 \text{ kN/m}$ 、③ $9.5 \times 7.1 + 20.62 = 88.1 \text{ kN/m}$

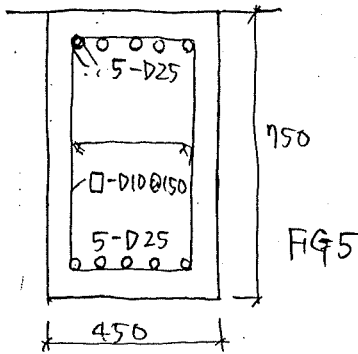
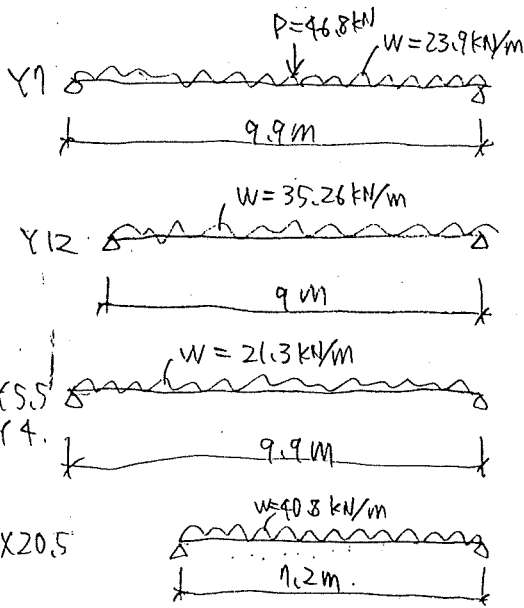
- ・ 国工室側の RC の壁からの基礎

カハ高さ H_m とし、 $4.8H + 18.1 + 0.7B$.

- ・ とし、

$0.6 \times 2.6 + 0.3 \times 0.9 \times 2 + 0.3 \times 2.2 + 0.2 \times (9 + 11.4) = 3.42 \text{ m}^2 \times 23.52 = 80.4 \text{ kN/m} + 18.1 = 98.5 \text{ kN/m}$

(4) 基礎梁の設計



$$M_{Y1} = \frac{23.9 \times 9.9^2}{8} + \frac{46.8 \times 9.9}{4} = 408.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Y12} = \frac{35.26 \times 9^2}{8} = 357.0 \text{ kNm}, \quad M_{Y5.5} = \frac{21.3 \times 9.9^2}{8} = 261.0 \text{ kNm}$$

$$M_{X20.5} = \frac{40.8 \times 1.2^2}{8} = 264.4 \text{ kNm}$$

→ Y1とY12は中間に杭を設ける。

基礎梁のサイズは 450×750 のままと仮定し、 $d=670\text{ mm}$ 。
 $j=58.625\text{ cm}$, $lf_t=19.67\text{ kN/cm}^2$ 。

$$A_t \geq \frac{26440}{58.625 \times 19.67} = 22.93 \text{ cm}^2$$

$$5\text{-D25とて}, A_t = 25.35 \text{ cm}^2 \geq 22.93 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$Q_{Y5.5} = \frac{21.3 \times 9.9}{2} = 105.4 \text{ kN}, \quad Q_{X20.5} = \frac{40.8 \times 1.2}{2} = 146.9 \text{ kN}$$

仮定値。2ヶ所、 $lf_s=0.07\text{ kN/cm}^2$, $b=45\text{ cm}$, $j=58.625\text{ cm}$ 。

$$2ヶ所、 $Q_a = 45 \times 58.625 \times 0.07 = 184.7 \text{ kN} \geq 146.9 \text{ kN} \quad \text{OK}$$$

$$仮定値 \square\text{-D10@150とて}, P_w = \frac{1.43}{45 \times 15} = 0.00212 \geq 0.2\% \quad \text{OK}$$

← 右図の断面とする。

$$M_{X13} = \frac{50.47 \times 5.4^2}{8} = 184.0 \text{ kNm}, \quad Q_{X13} = \frac{50.47 \times 5.4}{2} = 136.3 \text{ kN} \leq Q_a \quad \text{OK}$$

$$M_{XA} = \frac{110.8 \times 3.17^2}{8} = 196.8 \text{ kNm}, \quad Q_{XA} = \frac{110.8 \times 3.17}{2} = 208.9 \text{ kN}$$

$$M_{d1A} = \frac{18.1 \times 4.24^2}{8} + \frac{177 \times 4.24}{4} = 228 \text{ kNm}, \quad Q_{d1A} = \frac{177}{2} + \frac{18.1 \times 4.24}{2} = 128.9 \text{ kN} \leq Q_a \quad \text{OK}$$

$$M_{Y8.71} = \frac{40.1 \times 4.5^2}{8} = 101.5 \text{ kNm} \leq F_g2 \quad \text{OK}$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{1968}{208.9 \times 0.67} + 1} = 1.66$$

$$M_{X13} = \frac{19.3 \times 3.6^2}{8} + \frac{63.32 \times 3.6}{4} = 88.3 \text{ kNm} \leq F_g2 \quad \text{OK}$$

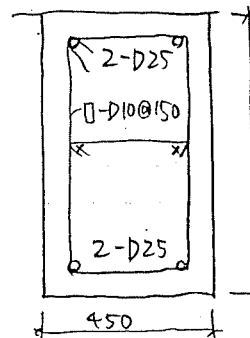
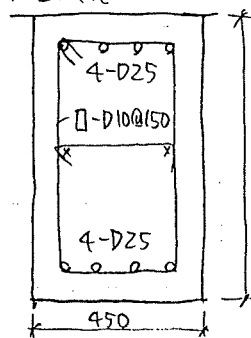
$$\therefore Q_a = 1.66 \times 184.7 = 307.0 \text{ kN}$$

$$Q_{XA} < Q_a \quad \text{OK}$$

$$M_{X20.5T} = \frac{37.4 \times 5^2}{8} + \frac{93.76 \times 1.8 \times 3.2}{5} = 225.1 \text{ kNm}$$

$$M_{Y4} = \frac{21.9 \times 5.3^2}{8} = 76.9 \text{ kNm} \leq F_g2 \quad \text{OK}$$

4-D25のとき、 $M_a = 20.28\text{ cm}^2 \times 19.67 \times 58.625 = 233.86 \text{ kNm} \rightarrow F_g4$ 。
 2-D25のとき、 $M_a = 10.14 \times 19.67 \times 58.625 = 116.93 \text{ kNm} \rightarrow F_g2$ 。
 小P, XA, X13, X20.5T OK



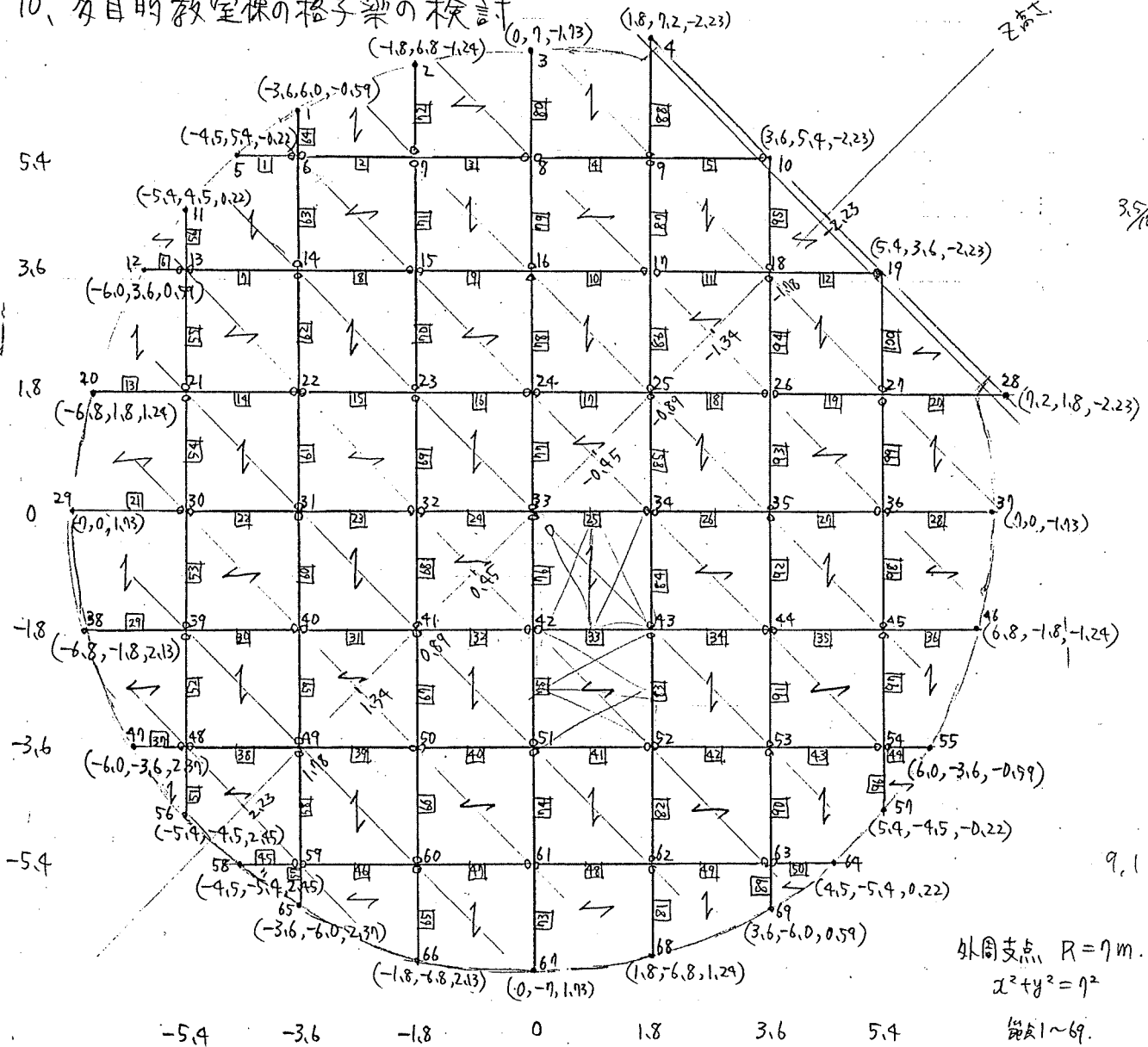
$$\Sigma l = 170.8 \text{ m} \cdot \text{m}$$

$$12.3 \text{ m}^3$$

8.15.9

6.15.9

10. 多目的教室棟の格子梁の検討



屋根. 固定荷重. 梁桁 $\rightarrow 0.4 \text{ kN/m} = 1 \text{ 階} \rightarrow 0.82 \text{ kN/m}^2$

土木F. 格子梁に加わる等分布荷重 $W = 0.82 \times 0.9 = 0.74 \text{ kN/m} = 75.3 \text{ kgf/m} = 0.0753 \text{ t/m}$

$$W = 0.74/2 = 0.37 \text{ kN/m} \times 0.9 \times 1.21 = 0.35 \text{ kN/m}$$

$$19 \text{ m} \times 1/2 \times 0.9 \times 1.21 = 10.83 \text{ m}$$

$$E = 20 \text{ F330}$$

$$L_f = 1.14 \text{ m/cm}^2$$

$$E = 1200$$

$$Z \geq \frac{0.0035 \times 19.83^2}{8 \times 1.14} = 844 \text{ cm}^3, b=12, h \geq 20.5 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{100 \times 5 \times 0.0035 \times 19.83^3}{384 \times 1200} = 49546 \text{ cm}^4, b=12, h \geq 36.7 \text{ cm}$$

$$\square \begin{matrix} 12 \\ 36 \\ 12 \end{matrix} \frac{12 \times (60^3 - 36^3)}{12} = 169744$$

11. 多目的教室棟のRC各部の検討

1) 図工室RC壁

図工室重量 $A_{壁} = 3.6 \times 2.4 + 2.1 \times 6 + (2.4 + 6) \times 9 + 0.9 \times 5.4 + 0.6 \times 6.3 - 1.2 \times 5.4 = 102.6 m^2$

$W_{壁} = 102.6 m^2 \times 4.7 kN/m^2 = 482 kN$

$A_{屋根} = (9 + 1.2) \times (9 + 0.9 + 1.2) = 113.22 m^2$

$W_{屋根} = 113.22 \times 0.7 kN/m^2 = 80 kN$

$\Sigma W = 482 + 80 = 562 kN$ 下1.4m分を除く $\Sigma W_F = 562 - \frac{(9 + 3.6 + 3.6 + 2.1) \times 1.9}{(1.9)} + 0.9 \times 5.4 \times 2 \times 4.7 = 392 kN$

図工室地震力 $Q_E = 392 \times 0.25 = 98 kN$

平均せん断応力の検討

壁厚 18cm とし、X方向壁面積 $(180 \times 3 + 90) \times 18 = 11340 cm^2$

Y方向壁 $(900 \times 2 - 540) \times 18 = 22680 cm^2$

おしえ補正係数 1.5 とし、

$\tau_{max} = \frac{98000 \times 1.5}{11340} = 13.0 N/cm^2 = 0.130 N/mm^2 \leq sf_s = \frac{21}{30} \times 2 = 1.4 N/mm^2$ OK

$\tau_{max} = \frac{98000 \times 1.5}{22680} = 6.5 N/cm^2 = 0.065 N/mm^2 \leq sf_s = 1.4 N/mm^2$ OK

曲げ補強筋

耐力壁 $d = \frac{13}{14} l$ とし、 $j = \frac{1}{8} d = \frac{13}{16} l$

$M = T_{max} \times t \times l \times h$

$d_t \geq M / (j \times sf_t) = \frac{t \times h \times T_{max}}{\frac{13}{16} l \times sf_t} = \frac{16 \times 18 \times 0.013 \times 10^4 \times h (cm)}{13 \times 19.66 \times 10^4} = 0.015 h (cm)$

$h = 225 cm$ とし、 $d_t \geq 3.30 cm^2$ 2-D16 とし、 $d_t = 3.98 cm^2 \geq 3.30$ OK

比例 $h = 150 cm$ とし、 $d_t \geq 2.20 cm^2$ 2-D16 とし、 $d_t = 3.98 cm^2 \geq 2.20$ OK

その他の腰壁と重壁付の小間口 → 曲げ補強筋は2-D16 とする。

(2) 南側口がかり → $h = 150/2$ とし、 $d_t \geq 1.125 cm^2$ 2-D13 とし、 $d_t = 2.54 cm^2 \geq 1.125$ OK

$M = 0.013 kN/cm^2 \times 180 cm \times 180 cm \times \left(\frac{1}{2} \times 2.25 + \frac{1}{2} \times 3.15 \times (1 - 両端高比 0.7) \right) = 134.57 kNm$

$h = 60 cm$ 、 $d = 55 cm$ 、 $j = \frac{1}{8} d = 48.125 cm$ 、 $sf_t = 19.66 kN/cm^2$

主筋 $d_t \geq \frac{134.57}{48.125 \times 19.66} = 14.22 cm^2 \rightarrow$ 不可。

上端主筋 2-D22 2-D22 とし、 $d_t = 7.74 cm^2$ より、

$j \geq \frac{134.57}{19.66 \times 7.74} = 88.40 cm$ 、 $d \geq \frac{8}{7} j = 101 cm \rightarrow h \geq 107 cm$

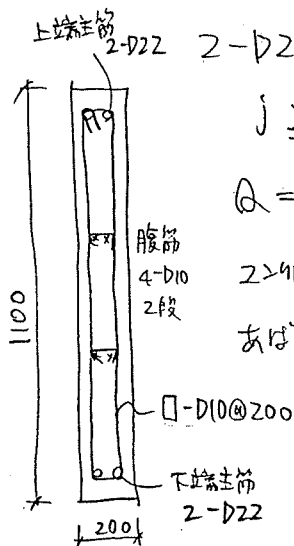
$Q = \frac{134.57 \times 1.5}{6.3 m} = 32.04 kN$

2-D11-1 $sQ_a = 0.14 kN/cm^2 \times 18 \times 88.4 = 223 kN > 32.04$ OK

おしえ筋 $\square-D10$ とし、 $t \times f \times l \leq \frac{1.43}{0.002 \times 20} = 35.75 cm \rightarrow @200$ とし OK

← 左図の断面とする。

OK



(3) 国工室
北側腰壁

$$M = 0.013 / 1.5 \times 180 \text{ cm} \times 180 \text{ cm} \times (2.4 \text{ m} - 0.9 \text{ m}) = 42.12 \text{ kNm}$$

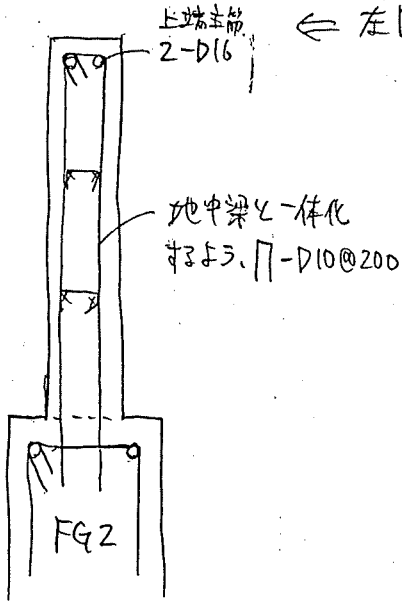
$$h = 90 \text{ cm}, d = 85 \text{ cm}, j = 14.395 \text{ cm}$$

$$a_e \geq \frac{4212}{14.395 \times 19.66} = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{主筋 } 2-D16 \text{ OK}, a_e = 3.98 \text{ cm}^2 \geq 2.88 \text{ cm}^2$$

OK

← 左図の断面とする。



壁梁リスト

符号	WG1	WG2	
位置	国工室-ギャラリーの間の壁はり	国工室北側腰壁	
断面			
BxD	200 x 1100	200 x 900?	
上端筋	2-D22	2-D16	
下端筋	2-D22	地中梁上端筋	
STP	D10@200	D10@200	
備考		地中梁と一体化はり	

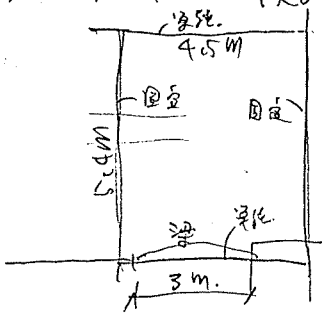
(4) その他の壁一般部

$$D10@200 \text{ 47"ル配筋OK}, P_w = \frac{1.43}{20 \times 20} = 0.0036 = 0.36\% \geq 0.2\% \text{ OK}$$

壁リスト

記号	厚さ	配筋	開口補強筋 (縦横斜め)	
			縦	横
W1	200		縦	2-D13 (開口高 ≥ 1.5 の場合、2-D16)
			横	同上
			斜め	1-D13 (開口高 ≥ 1.5 の場合、1-D16)

(5) 図工室側、使用屋根スラブ



$$l_x = 4.5 \text{ m}, l_y = 3 \text{ m}, \frac{l_y}{l_x} = 0.67$$

$$\text{スラブ厚 } 150 \text{ mm}, w = 0.15 \times 23.52 + 1 \times 0.1 = 4.23 \text{ kN/m}^2$$

2対辺固定他辺単純支持と仮定。付図10.8より。

$$M_{x1} = 0.07 w l_x^2 = 0.07 \times 4.23 \times 4.5^2 = 6.00 \text{ kNm/m}$$

$$\Rightarrow \text{スラブ配筋と仮定。} d = 6.85 \text{ m}, j = 6.00 \text{ m}, L f_t = 19.67 \text{ kN/m}^2$$

$$A_t \geq \frac{600}{6 \times 19.67} = 5.085 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$D13 @ 150 \text{ mm}, A_t = 1.27 \times 6.67 = 8.47 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 5.085$$

OK

$\Rightarrow D13 @ 150 \text{ mm}$ 採用。A.T. 302 表と一致。

(6) 組的教室厚300壁. (最も厳しい開口方向に検討)

単位長上あり重量, $\Delta W = 2.52(\text{屋根}) + (2.7 - 1.4) \times 7.1 = 82.15 \text{ kN/m}$

単位長上あり地震力 $\Delta Q_E = 82.15 \times 0.25 = 20.69 \text{ kN/m}$

負担長さ, $7.2 \times 2 \times 3.1416 \times \frac{1}{2} = 22.62 \text{ m}$, うち、開口を除く壁長さ 6 m

^{3m}
負担部分の軸力 $N = 82.15 \times 7.04 = 582.5 \text{ kN}$

^{3m}
負担部分の地震時せん断力 Q_E

$Q_E = 20.69 \times 22.62 / 2 = 234.0 \text{ kN}$

3m負担部分の地震時モーメント M_E

$M_E = 234.0 \times 2.1 / 2 = 245.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$

圧縮応力 $\sigma_c = \frac{582.5}{30 \times 300} = 0.65 \text{ kN/cm}^2 = 65 \text{ N/cm}^2 = 0.65 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{tc} = 7 \text{ N/mm}^2$ OK

曲中補強筋量 $d = 300 - 5 = 295 \text{ cm}$, $j = 258.125 \text{ cm}$, $sft = 19.66 \text{ kN/cm}^2$

$A_t \geq \frac{24570}{258.125 \times 19.66} = 4.84 \text{ cm}^2$

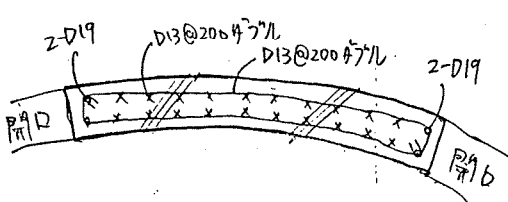
2-D19 採用, $A_t = 5.14 \text{ cm}^2 \geq 4.84 \text{ cm}^2$ OK

おしれ補正係数 1.5 採用

$T_{\max} = \frac{234000 \times 1.5}{30 \times 300} = 39 \text{ N/cm}^2 = 0.39 \text{ N/mm}^2 \leq sfs = 1.4 \text{ N/mm}^2$ OK

D13 @ 200 採用 配筋 採用

$P_w = \frac{2.54}{30 \times 20} = 0.00423 = 0.423\% \geq 0.2\%$ OK

記号	厚さ	配筋	縦筋 横筋	開口補強筋 (縦筋 横筋 斜め)
W1	300		D13 @ 200 採用	縦 2-D19
				横 2-D19
			D13 @ 200 採用	斜め 1-D19

12. 防犯壁のRC各部および基礎の検討

(1) 屋根スラブ 厚180mm, $0.18 \times 23.52 = 4.234 \text{ kN/m}^2$
 木造屋根 0.7 kN/m^2
 $W = 4.934 \text{ kN/m}^2$

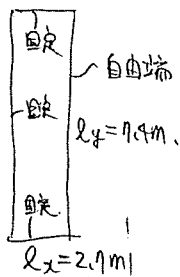
軒の出 2.2m, $M = \frac{4.934 \times 2.2^2}{2} = 11.94 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$d = 13 \text{ cm}$, $j = 11.395 \text{ cm}$, $Lf_t = 19.66 \text{ kN/cm}^2$

$A_t \geq \frac{1194}{11.395 \times 19.66} = 5.34 \text{ cm}^2/\text{m}$

D13 @ 200mm, $A_t = 6.35 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 5.34 \text{ OK}$

・ 右側一辺スラブ $M = \frac{4.934 \times 2.2^2}{2} = 11.94 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
 $\frac{l_y}{l_x} = 2.14$, 付図10.3より

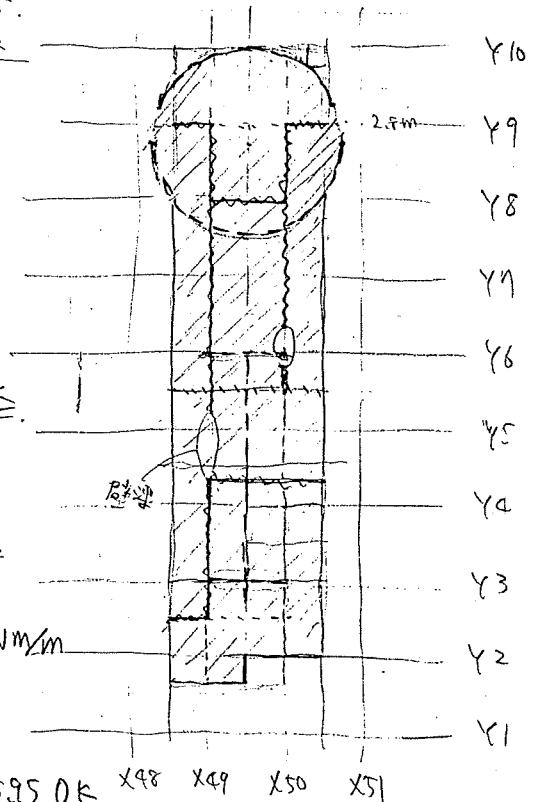


$M_{y1} = 0.37 W l_x^2$, $M_{x1} = 0.305 W l_x^2$

$M_{x1} = 0.37 \times 4.934 \times 2.1^2 = 13.3085 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$A_t \geq \frac{1330.85}{11.395 \times 19.66} = 5.95 \text{ cm}^2/\text{m}$

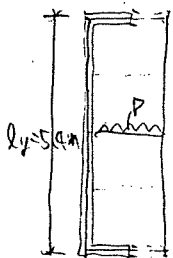
D13 @ 200mm, $A_t = 6.35 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 5.95 \text{ OK}$



⇒ 屋根スラブ、厚180、D13 @ 200 77mm、47、37枚とする。

OK

(2) 2F床スラブ 厚200mm, $0.2 \times 23.52 = 4.704 \text{ kN/m}^2$
 積載荷重 2.3 kN/m^2
 $W = 7.0 \text{ kN/m}^2$



おひき、
 $l_x = 1.8 \text{ m}$

$l_y = 5.4 \text{ m}$

中央の壁が負担する屋根と壁の荷重

$P = 4.934 \times 1.8 \times 2.1 + 4.234 \times 1.8 \times 3.2 = 48.367 \text{ kN}$

これを中央のy-yの等分布荷重にすると、 $48.367 / (2.1 \times 1.8) = 9.95 \text{ kN/m}^2$

これを、 $W = 7.0 + 9.95 = 16.95 \text{ kN/m}^2$

$M = \frac{W l^2}{2} = \frac{16.95 \times 1.8^2}{2} = 27.46 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$d = 15 \text{ cm}$, $j = 13.125 \text{ cm}$, $Lf_t = 19.66 \text{ kN/cm}^2$

$A_t \geq \frac{2746}{13.125 \times 19.66} = 10.64 \text{ cm}^2$

厚250mm, $0.25 \times 23.52 + 2.3 = 8.18$, $W = 8.18 + 9.95 = 18.13 \text{ kN/m}^2$

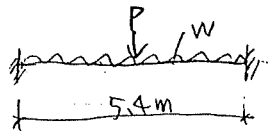
$M = \frac{18.13 \times 1.8^2}{2} = 29.37 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

$d = 20 \text{ cm}$, $j = 17.5 \text{ cm}$, $Lf_t = 19.66 \text{ kN/cm}^2$

$A_t \geq \frac{2937}{17.5 \times 19.66} = 8.54 \text{ cm}^2$

→ 不合理。

○ X49 Y50 通りに RC 床梁を入れる。



$$W = 0.18 \times 23.52 + 2.1 = 6.334 \text{ kN/m}^2 \times 1.8 \text{ m} = 11.40 \text{ kN/m}$$

$$P = 48.367 \text{ kN}$$

$$M = \frac{Wl^2}{12} + \frac{Pl}{8} = \frac{11.4 \times 5.4^2}{12} + \frac{48.367 \times 5.4}{8} = 60.35 \text{ kNm}$$

$$\text{有効巾 } 42 \text{ cm とし, } d = 37 \text{ cm, } j = 32.375 \text{ cm,}$$

$$A_t \geq \frac{60.35}{32.375 \times 19.66} = 9.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{下端 } 3-D22 \text{ とし, } A_t = 11.61 \text{ cm}^2 \geq 9.48 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

$$Q = \frac{Wl}{2} + \frac{P}{2} = \frac{11.4 \times 5.4}{2} + \frac{48.367}{2} = 54.96 \text{ kN}$$

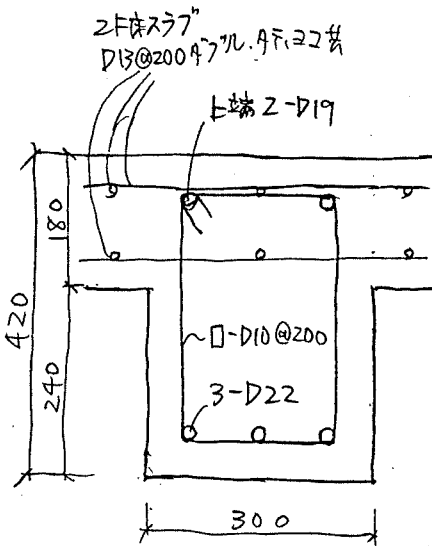
$$f_s = \frac{21}{30} = 0.7 \text{ N/mm}^2 = 0.07 \text{ kN/cm}^2, \quad b = 30 \text{ cm とし}$$

$$Q_d = 30 \times 32.375 \times 0.07 = 67.99 \text{ kN} \geq 54.96 \text{ kN} \quad \underline{\text{OK}}$$

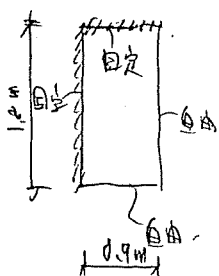
$$\square-D10 @ 200 \text{ とし, } p_w = \frac{1.43}{30 \times 20} = 0.24\% \geq 0.2\% \quad \underline{\text{OK}}$$

$$\text{上端 } 3-D13 \text{ 共役とし, } A_t \geq 9.48 - 3.81 = 5.67 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{上端 } 2-D19 \text{ とし, } A_t = 5.74 \text{ cm}^2 \geq 5.67 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$



○ 2F床スラブ



$$W = 0.18 \times 23.52 + 2.3 = 6.5336 \text{ kN/m}^2$$

$$l_x = 0.9 \text{ m, } l_y = 1.8 \text{ m, } l_y/l_x = 2, \quad \text{2隣り固定他は自由スラブ 付図10.5参照}$$

$$M = 0.44 W l_x^2 \rightarrow \frac{W l_x^2}{2} = \frac{6.5336 \times 0.9^2}{2} = 2.646 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{厚 } 18 \text{ cm とし, } d = 13 \text{ cm, } j = 11.375 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{2.646}{11.375 \times 19.66} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$D13 @ 200 \text{ とし, } A_t = 6.35 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 1.18 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

⇒ 2F床スラブも屋根スラブと同じで、厚180、D13 @ 200 共、9F, 22共とする。

③ 1F 耐力壁

$$\text{屋根重量} : 4.934 \text{ kN/m}^2 \times 3.6 \text{ m} \times \frac{16.5}{15.6} \text{ m} = \frac{293.1}{277.1} \text{ kN}$$

$$\text{2F 床重量} : A = 2.8 \times 1.8 + 3.52 \times 1.8 + (2.8 + 5.32) \times 6.3 + 2.8 \times 0.9 + (2.8 + 3.34) \times 3.6/2 \\ + 3.34 \times 2.7 + 1.8 \times 3.6 = 91.6 \text{ m}^2$$

$$91.6 \times 4.8 = 439.7 \text{ kN}$$

$$\text{2F 床スラブ重量} : w = 0.18 \times 23.52 + 1.1 = 5.33 \text{ kN/m}^2 \quad \text{2F 梁重量} : w = 0.3 \times 0.24 \times 23.52 = 1.7 \text{ kN/m}$$

$$5.33 \times 3.6 \times 15.3 = 293.6 \text{ kN}$$

$$l = 14.4 \times 2 + 4.5 + 3.6 = 36.9 \text{ m}$$

$$1.7 \times 36.9 = 62.7 \text{ kN}$$

$$\text{1F 床重量} : A = 3.1 \times (1.8 + 2.7 + 6.3 + 4.5 \times 3.14) = 77.3 \text{ m}^2$$

$$77.3 \times 4.8 = 371.0 \text{ kN} \quad /2 = 185.5 \text{ kN}$$

$$\text{地震用総重量} \Sigma W_i = 293.1 + 439.7 + 293.6 + 62.7 + 185.5 = 1274.6 \text{ kN}$$

$$\text{地震力} Q_E = 1274.6 \times 0.25 = 318.65 \text{ kN}$$

$$\text{耐力壁の総長さ} : 1.8 \times 4 + 0.9 = 8.1 \text{ m} \quad \text{厚さ} 18 \text{ cm} \text{ とし, } 810 \times 18 = 14580 \text{ cm}^2$$

$$\text{平均せん断応力度} \tau = \frac{318650}{14580} = 21.9 \text{ N/cm}^2 = 0.219 \text{ N/mm}^2 \leq s f_s = 1.4 \text{ N/mm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

$$\text{1.8 m の耐力壁の} Q = 318.65 \times \frac{1.8}{8.1} = 70.8 \text{ kN}$$

$$\text{転倒モーメント} \Sigma M = \{ 293.1 \times (3.2 + 3.6) + 439.7 \times (3.2 + 1.6) + (293.6 + 62.7) \times 3.2 \\ + 185.5 \times 2.3 \} \times 0.25 = 1418 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{1.8 m の耐力壁の} M = 1418 \times \frac{1.8}{8.1} = 315.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 175 \text{ cm}, \quad j = 153.125 \text{ cm}, \quad s f_t = 29.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$a_t \geq \frac{315.11}{153.125 \times 29.5} = 6.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{曲げ補強筋} \text{ 2-D22 とし, } a_t = 7.74 \text{ cm}^2 \geq 6.98 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

(4) 基礎梁と杭

防火壁^{上部}Y-2の全重量 $\Sigma W_E = 1294.6 + 185.5 + 1.0 \times 3.6 \times 15.3 = 1515.2 \text{ kN}$

杭6本を均等に支持するものとして、 $N = 1515.2 / 6 = 252.5 \text{ kN/本}$

1箇所あたり地中埋置長さ、 $4.5 \times 3.14 / 2 + 1.35 = 8.42 \text{ m}$

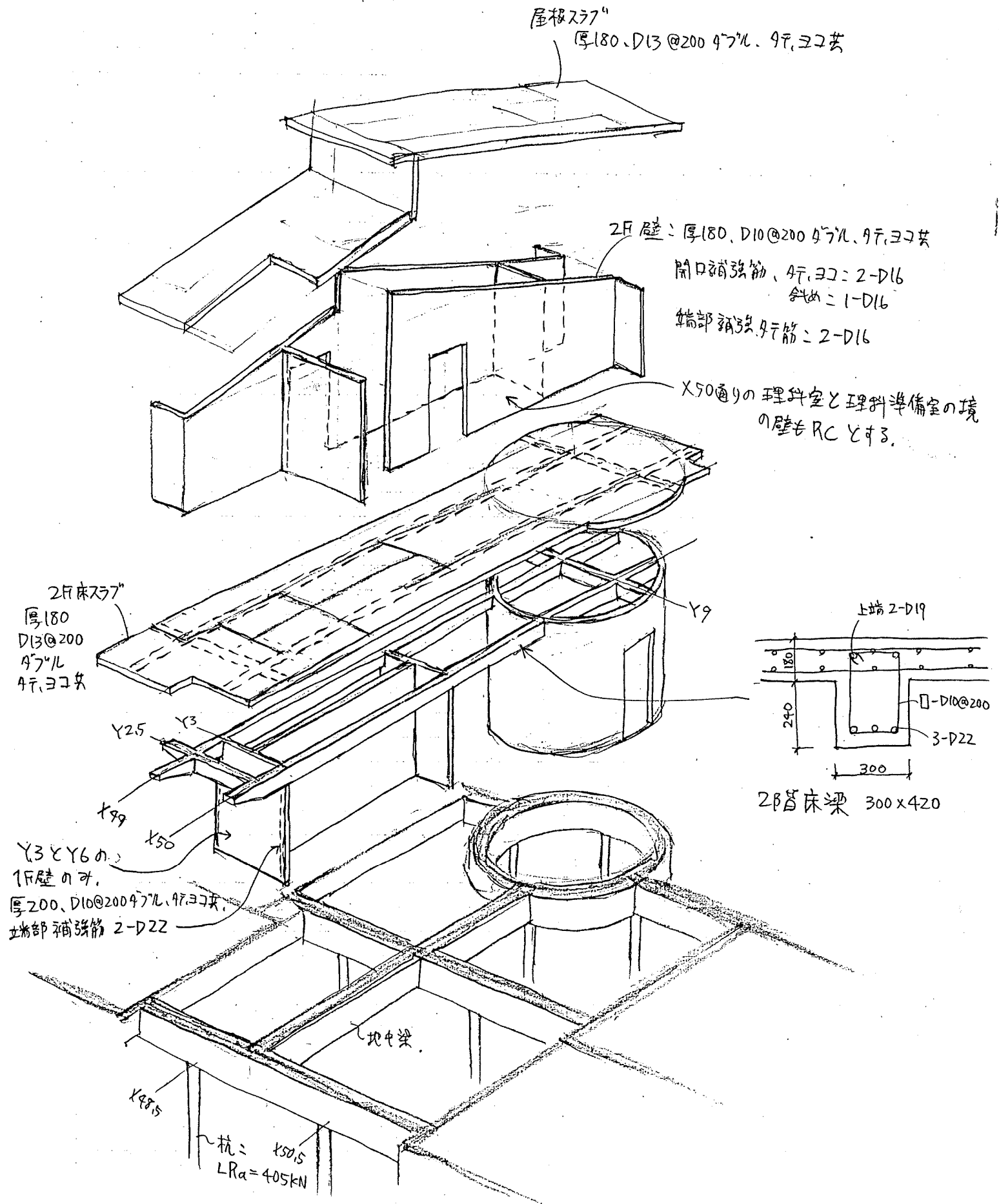
$8.42 \times 18.1 = 152.4 \text{ kN/1ヶ所}$

このY-2の杭の負担荷重 $N = 252.5 + 152.4 = 405 \text{ kN}$ → 教室棟の他の箇所と同様に

→ 羽根付鋼管杭 $\phi 267.4$ として、 $R_a = \begin{pmatrix} 490.86 \\ 512.1 \\ 612.0 \end{pmatrix} > 405 \text{ kN}$

OK

(5) 防火壁 Y-線のまとめ



13. 教室棟-低学年棟間の ~~エレベーター棟~~ RC各部および基礎の検討.

(1) 土載せスラブ

土の平均厚さ 90 cm, $\gamma_t = 1.6$ とし, $W_t = 11.2 \text{ kN/m}^2$

スラブ厚 180 $W_s = 4.23 \text{ kN/m}^2$

恒載荷重 $W_p = 1.8 \text{ kN/m}^2$

$$\Sigma W = 17.23 \text{ kN/m}^2$$

$l_x = 1.8 \text{ m}$, $l_y = 6.6 \text{ m}$, $l_y/l_x = 3.67$ 3階固定1階単独支持スラブとす. 付図10.6より

$$M_x = 0.125 W l_x^2 = 0.125 \times 17.23 \times 1.8^2 = 6.98 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

厚 180 とし, $d = 130 \text{ mm}$, $j = 11.395 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{698}{11.395 \times 19.66} = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$D10 @ 200 \text{ とし, } A_t = 3.59 \text{ cm}^2 > 3.12 \text{ cm}^2$$

OK

$\Rightarrow$ S.3. = 図180, D10@200 47.33, 47.7% とす.

(2) 中床梁

$$W = 17.23 \times 1.8 + 23.52 \times 0.92 \times 0.48 = 35.96 \text{ kN/m}, l = 6.6 \text{ m}$$

$$M = \frac{W l^2}{8} = \frac{35.96 \times 6.6^2}{8} = 194.69 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$d = 60 \text{ cm}, j = 52.5 \text{ cm}, A_t \geq \frac{19469}{52.5 \times 19.66} = 18.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{主筋 } 5-D22 \text{ とし, } A_t = 19.35 \text{ cm}^2 \geq 18.86 \text{ cm}^2$$

OK

$\Rightarrow$ 下端 5-D22, 上端 4-D22 + 6-D10 並設 とす. $\rightarrow$ 幅 420 $\times$ 巾 660

$$Q = 35.96 \times 6.6 / 2 = 118.0 \text{ kN}$$

$$Q_a = b j f_s = 42 \times 52.5 \times 0.07 = 154.35 \text{ kN} > Q \quad \text{OK}$$

$$\square-D10 @ 150 \text{ とし, } P_w = \frac{1943}{42 \times 15} = 0.27\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$$

$\Rightarrow$ $\square-D10 @ 150$ とす.

(3) 外床梁

$$W = 17.23 \times 0.9 + 23.52 \times 0.3 \times 0.48 = 18.89 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{18.89 \times 6.6^2}{8} = 102.88 \text{ kN}\cdot\text{m}, d = 60, j = 52.5$$

$$A_t \geq \frac{10288}{52.5 \times 19.66} = 9.97 \text{ cm}^2$$

$$3-D22 \text{ とし, } A_t = 11.61 \text{ cm}^2 \geq 9.97 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

$\Rightarrow$ 300 $\times$ 660, 主筋 3-D22, STP- $\square-D10 @ 150$ とす.

(4) 地震力の算定

スラブ + 積載 $W = 4.23 + 1.1 = 5.33 \text{ kN/m}^2$

壁 ① 180 $W = 4.23 \text{ kN/m}^2$, ② 300 $W = 7.06 \text{ kN/m}^2$

2F. $W_2 = 5.33 \times 2.2 \times 2.4 = 28.14 \text{ kN}$

$W_{\text{壁2F}} = \{(2.2 + 2.4) \times 2 \times 3.6 / 2\} \times 4.23 = 70.05 \text{ kN}$

$W_2 = 98.19 \text{ kN}$

1F. $W_1 = 5.33 \times (3.8 \times 3.6 - 1.8 \times 2.0) = 53.73 \text{ kN}$

$W_{\text{壁1F}} = \{(3.8 \times 3 + 3.6 \times 2.5) \times 3.6 / 2\} \times 4.23 = 155.33 \text{ kN}$

$W_1 = 299.11 \text{ kN}$

$T = 0.02 \times 7.2 = 0.144$, $R_t = 1$, $C_0 = 0.25$, $\frac{2T}{1+T} = 0.20$

	W_i	ΣW_i	α_i	A_i	C_i	$Q_i (\text{kN})$
2	98.19	98.19	0.26	1.342	0.336	32.94
1	299.11	397.30	1.0	1.0	0.25	94.33

(5) 2階耐力壁の検討

耐力壁長 $l = 1.2 \times 2 = 2.4 \text{ m}$, 厚 18 cm 以下, $240 \times 18 = 4320 \text{ cm}^2$

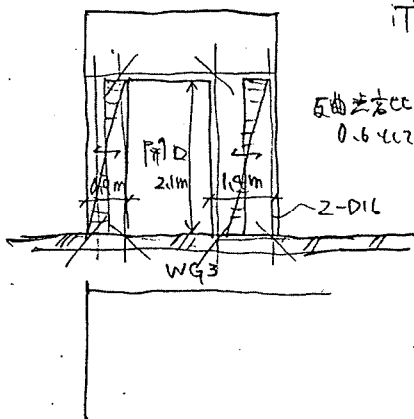
平均せん断応力 $\tau = \frac{32940}{4320} = 7.625 \text{ N/mm}^2 = 0.07625 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_s = 1.4 \text{ N/mm}^2$ OK

(6) 1階耐力壁の検討

耐力壁長 $l = 2.3 \text{ m} + 2.4 \text{ m} = 4.7 \text{ m}$, 厚 18 cm 以下, $470 \times 18 = 8460 \text{ cm}^2$

平均せん断応力 $\tau = \frac{94330}{8460} = 11.15 \text{ N/mm}^2 = 0.1115 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_s = 1.4 \text{ N/mm}^2$ OK

(7) X60.5通りの壁の曲げ筋算定



$$T = 0.6 \times \frac{1.4}{4.7} \times 94.33 \times 2.1 / (1.4 \times \frac{8}{9} \times \frac{1}{8}) = 32.5 \text{ kN}$$

反曲比
0.6 以下

$$A_t \geq \frac{32.5}{29.5} = 1.10 \text{ cm}^2$$

2-D16 以下, $A_t = 3.98 \text{ cm}^2 \geq 1.10 \text{ cm}^2$

OK

変更後、
 なくなったことにより、
 削除とする。

(8) 壁梁

$$W_{\text{スラブ}} = (4.23 + 1.8) \times 2 \text{ m} = 12.06 \text{ kN/m}$$

$$W_{\text{壁}} = 4.23 \times 3.6 \text{ m} + 2 \text{ 階 } (4.23 + 1.8) \times 0.8 = 20.05 \text{ kN/m}$$

$$W = 12.06 + 20.05 = 32.11 \text{ kN/m} \quad l = 3.4 \text{ m}$$

$$M = \frac{Wl^2}{12} = \frac{32.11 \times 3.4^2}{12} = 30.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$d = 106 \text{ cm}, j = 92.95 \text{ cm}, A_t \geq \frac{30.93}{92.95 \times 19.66} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$2\text{-D16} \text{ 以上}, A_t = 3.98 \text{ cm}^2 \geq 1.70 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

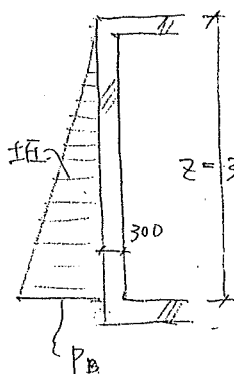
$$\text{上階耐震の短期モメント } M_s = 0.6 \times \frac{2.3}{4.9} \times 94.33 \times 2.1 = 58.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M = 30.93 + 58.16 = 89.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$A_t \geq \frac{89.09}{92.95 \times 29.5} = 3.26 \text{ cm}^2 \leq 3.98 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

WG3 $\Rightarrow$ 主筋 2-D16、STP-D10@200 とする。

(9) 地下駐車場 擁壁



$$\text{土の単位体積重量 } \gamma = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{粘性土で内部摩擦角 } \phi = 0^\circ \text{ 以上}, k_A = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = 1.0$$

$$P_B = k_A \cdot \gamma \cdot z = 1.0 \times 16 \times 3.95 = 60 \text{ kN/m}^2$$

$$M_B = \frac{-Wl^2}{20}, M_A = \frac{-Wl^2}{30}, M_c = \frac{wl^2}{46.6}$$

$$M_B = \frac{60 \times 3.95^2}{20} = 42.19 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$d = 24 \text{ cm}, j = 21 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{42.19}{21 \times 19.66} = 10.22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

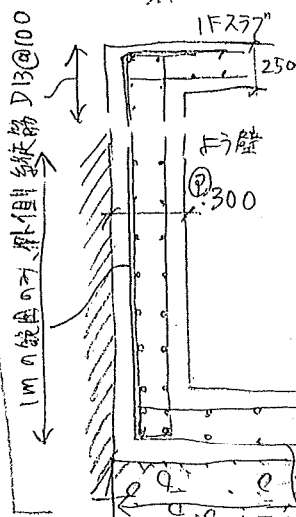
$$A_t \geq 10.22 \times \frac{2}{3} = 6.81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$c A_t \geq 10.22 \times \frac{20}{46.6} = 4.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{一般部 D13@200 以上}, A_t = 6.35 \text{ cm}^2/\text{m} \geq c A_t = 4.39 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \underline{\text{OK}}$$

$$\text{上下部 D13@100 以上}, A_t = 12.10 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 10.22 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \underline{\text{OK}}$$

その他は全て D13@200 とする。



14. フレームの仮定の丸太D-Qの検討

78-11-0

(1) D-Q 屋根の荷重・外力の算定

丸太 100φ: 0.6として、 $0.05^2 \times 3.1416 \times 6 \text{ kN/m} = 0.05 \text{ kN/m}$

1本 $0.05 \times 1.9 \text{ m} = 0.095 \approx 0.1 \text{ kN/本}$

膜支持パイプ $\pi \times 17^\circ$ 、 $\phi 40 \times 3 = 0.925 \text{ kg/m} \times 1.9 \text{ m} = 0.02 \text{ kN/本}$

パイプを対パイプ $\phi 48.6 \times 3.2 = 3.58 \text{ kg/m} \times 1.9 \text{ m} = 0.07 \text{ kN/本}$

M24パイプ $\ell = 500$ 、 $3.8 \times 0.5 \times 4 = 0.075 \text{ kN/本}$

取付用半端パイプ $\phi 101.6$ 、 $t = 4.5$ 、 $10.9 \times 2 = 0.02 \text{ kN/本}$

1本あたり、 0.285 kN/本

$0.285 \times 35 \text{ 本} = 9.975 \text{ kN} \approx 10.0 \text{ kN}$

テント膜 14.1 N/m^2

$A = 4\pi r^2 / 2 = 2 \times 3.1416 \times 3.346^2 = 70.345 \text{ m}^2$

$14.1 \times 70.345 = 1034.0 \text{ N} = 1.034 \text{ kN}$

長期鉛直荷重

D-Q 全体 固定荷重 = 11.0 kN

$11/35 = 0.314 \text{ kN/本} = 0.032 \text{ t} = 32 \text{ kg/本}$

1本の長さ、 $\sqrt{(4.58159 - 3.4125)^2 + (4.90911 - 3.17362)^2 + (3.07087 - 2.98117)^2} = 1.656 \text{ m}$

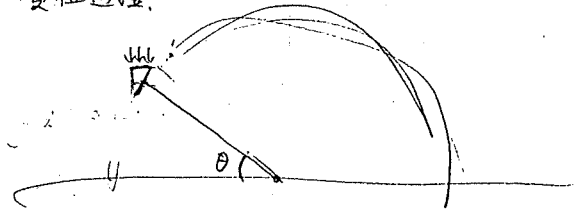
長期: 単位長さあたり荷重 = $32 \text{ kg} / 1.656 = 19.3 \rightarrow \text{約 } 20 \text{ kg/m}$ 、部材等分布荷重として入力。

短期積雪荷重、 0.8 kN/m^2 、1節点あたり 1.5 m^2 の負担面積。

球の中心からの角度を θ とすると、

1節点に加わる短期積雪荷重は、 $0.8 \times 1.5 \times \sin \theta$

$= 1.2 \sin \theta \text{ kN} = 0.12 \text{ t} \times \sin \theta$



風圧力、

速度圧 790 N/m^2 、

1節点あたり、 $790 \times 1.5 = 1185 \text{ N} \approx 120 \text{ kg} = 0.12 \text{ t} \times \text{風力係数}$

の力(玉球の中心から外方向をマイナス)とする。

(2) 応力解析結果: 長期 最大 $M_y = 0.03 \text{ tm}$ (42), 軸力 $N = 0.16 \text{ t}$ (88) $Q = 0.08 \text{ t}$ (57) ↑ $\rightarrow$ (58)

$M_z = 0.01 \text{ tm}$

短期積雪 最大

$M_y = 0.19 \text{ tm}$ (42) $M_z = 0.08 \text{ tm}$ $N = 0.26 \text{ t}$

$M_y = 0.13 \text{ tm}$ (42) $M_z = 0.17 \text{ tm}$ $N = 0.37 \text{ t}$

軸力 $N = 1.05 \text{ t}$ (27)

$Q = 0.50 \text{ t}$ (57) ↑ $\rightarrow$ (58)

風圧時 最大

$M_y = 0.16 \text{ tm}$ (42) $M_z = 0.05 \text{ tm}$ $N = 0.20 \text{ t}$

$M_y = 0.06 \text{ tm}$ (42) $M_z = 0.14 \text{ tm}$ $N = 0.28 \text{ t}$

軸力 $T = -0.84 \text{ t}$ (10)

$Q = 0.40 \text{ t}$ (57) ↑ $\rightarrow$ (58)

地震時 最大

$M_y = 0.04 \text{ tm}$ (42) $M_z = 0.02 \text{ tm}$ $N = 0.10 \text{ t}$

$M_y = 0.02 \text{ tm}$ (42) $M_z = 0.03 \text{ tm}$ $N = 0.09 \text{ t}$

軸力 $N = 0.25 \text{ t}$ (16)

$Q = 0.12 \text{ t}$ (57) ↑ $\rightarrow$ (58)

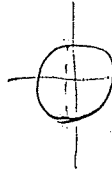
(3) トーロ丸太材の検討.

... 風圧時、地震時より、短期積雪時が最も厳し。

短期積雪時、の M_y と M_z の合計値の最大.

$$\begin{array}{l} \text{節点 42} \\ (M_y = 0.19 \text{ tm} \\ M_z = 0.08 \text{ tm} \end{array} \quad \text{21\#} \quad \begin{array}{l} \text{節点 25} \\ (M_y = 0.13 \text{ tm} \\ M_z = 0.17 \text{ tm} \end{array}$$

$$(M_y + M_z)_{\max} = 0.30 \text{ tm} = 30 \text{ tcm} = 30000 \text{ kgcm}.$$



$$d = 10 \text{ cm} \text{ とし、 } Z = \frac{3.1416 \times 10^3}{32} = 98.175 \text{ cm}^3.$$

$$\sigma_b = \frac{30000}{98.175} = 306 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{スギ材とし、 } F_b = 225 \text{ kg/cm}^2, \text{ } ssf_b = \frac{1.6}{3} \times 225 = 120 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b \quad \underline{\text{NG.}}$$

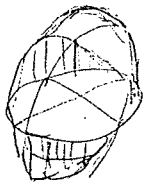
$$\text{必要 } Z = \frac{30000}{120} = 250, \text{ 断面積率 } 0.8 \text{ とし、 } 250 / 0.8 = 312.5 \text{ cm}^3 = \frac{3.1416 \times d^3}{32} \text{ とし、}$$

$$\text{必要 } d = \sqrt[3]{\frac{312.5 \times 32}{3.1416}} = 14.7 \text{ cm}.$$

⇒ 丸太 直径 150 φ とする. OK.

$$\text{このとき、 } \phi 24 \text{ が収められ、 } I = \frac{3.1416 \times 15^4}{64} - \frac{24 \times 19.8^3}{12} = 1837 \text{ cm}^4, \quad Z = \frac{1837}{7.4} = 248.2 \text{ cm}^3.$$

$$\text{東海線の最大モーメント } M = 0.17 + 0.13/2 = 0.235 \text{ tm} = 23500 \text{ kgcm}.$$



$$ss\sigma_b = \frac{23500}{248.2} = 94.7 \text{ kg/cm}^2 \leq ssf_b = 120 \text{ kg/cm}^2$$

OK.

15. フレームの広場の鉄骨部材の検討.

1) 荷重算定
屋上荷重

$$\text{フラットデッキ } t=30 : 0.15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{根太 } 45 \times 45 @ 600 : 0.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ALC } t=100 : 0.65 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{鉄骨 } H200 \times 100 \times 5.5 \times 8 @ 1800 : 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{天井, 岩綿吸音板等} : 0.17 \text{ kN/m}^2$$

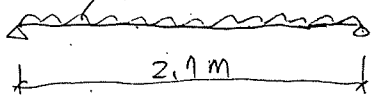
$$\text{固定荷重 } 1.20 \text{ kN/m}^2$$

積載荷重 (屋上、バルコニー) 床用 1.8 kN/m^2 、梁、柱、基礎用 1.3 kN/m^2 、地盤用 0.6 kN/m^2

これより、鉄骨梁にかかる屋上床荷重は、 $1.2 + 1.3 = 2.5 \text{ kN/m}^2$ と算定する。

(2) 鉄骨梁

$$w = 2.5 \times 1.8 = 4.5 \text{ kN/m} \quad M = \frac{wl^2}{8} = \frac{4.5 \times 2.1^2}{8} = 4.10 \text{ kNm} = 0.418 \text{ tm}$$



$$S5400 \text{ VL2, } F_t = 2.4 \text{ t/cm}^2, \Lambda = 120, f_t = 1.6 \text{ t/cm}^2, l_b = 270 \text{ cm}$$

$$H-200 \times 100 \times 5.5 \times 8 \text{ VL2, } i = 2.6 \text{ cm, } h = 20 \text{ cm, } A_f = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}^2, C = 1, Z_x = 184 \text{ cm}^3$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(l_b/i)^2}{C\Lambda^2} \right\} f_t = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(270/2.6)^2}{120^2} \right\} f_t = 0.90 f_t = 1.44 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900}{(l_b h / A_f)} = \frac{900}{(270 \times 20 / 8)} = 1.33 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{これより, } Lf_b = 1.33 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_x} = \frac{41.8 \text{ tcm}}{184} = 0.227 \leq Lf_b = 1.33 \quad \underline{\text{OK}}$$

$$H-150 \times 75 \times 5 \times 7 \text{ VL2, } i = 1.96 \text{ cm, } h = 15 \text{ cm, } A_f = 7.5 \times 0.7 = 5.25 \text{ cm}^2, C = 1, Z_x = 88.8 \text{ cm}^3$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(270/1.96)^2}{120^2} \right\} f_t = 0.473 f_t = 0.756 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900}{(270 \times 15 / 5.25)} = 1.167 \text{ t/cm}^2$$

$$Lf_b = 1.167 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_x} = \frac{41.8}{88.8} = 0.471 \text{ t/cm}^2 \leq Lf_b = 1.167 \text{ t/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

→ ALCパネルのかかり代 40mm を確保 するため、フランジ幅 100mm 必要。

梁 → 全 2 H-200 × 100 × 5.5 × 8 とする。

A diagram of a vertical chain. The chain is represented by a vertical line with a wavy pattern. To the left of the chain is the label w . To the right of the chain is a vertical dimension line with arrows at both ends, labeled $l = 3.1m$.

風在時 $W = 0.19 \text{ kN/m}^2 \times \text{開放型屋頂 } 1.2 \times \text{斜坡度 } 1.8 \text{ m} = 1.01 \text{ kN/m} = 0.1745 \text{ tf/m}$

$$\lambda = \frac{310}{3.93} = 78.88 \leq \Lambda = 120. \quad \therefore \left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2 = 0.432$$

$$f_c = \frac{\{1 - 0.4(\frac{2}{\lambda})^2\}}{1.5 + \frac{2}{3}(\frac{2}{\lambda})^2} F = \frac{1 - 0.4 \times 0.432}{1.5 + \frac{2}{3} \times 0.432} F = 0.4626 F = 1.11 \text{ tf/cm}^2. \quad sf_c = 1.665 \text{ tf/cm}^2.$$

$$Sf_b = 2.4 \text{ tf/cm}^2$$

夏期時、 $\sigma_c = \frac{1.24 \text{ tf}}{12.13 \text{ cm}^2} = 0.102 \text{ tf/cm}^2 \leq \sigma_{fc} = 1.1 \text{ tf/cm}^2$ OK

短期時. $s\sigma_c = L\sigma_c = 0.102 \text{ tf/cm}^2$.

$$s_b = \frac{M}{I} = \frac{W l^2}{8 I} = \frac{0.001745 \times 310^2}{8 \times 39.5} = 0.559 \text{ t/cm}^2$$

组合应力 $\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{0.102}{1.665} + \frac{0.559}{2.4} = 0.294 \leq 1$ OK

柱 → 全乙 角形鋼管 □-100×100×3,2 とする。

16. フレームの荷場の水平力に対する木造ラーメンの検討

①地震力の算定.

$$\text{屋上部, } 1.2 + 0.6 = 1.8 \text{ kN/m}^2.$$

$$A_F = 9\text{m} \times 9\text{m} + 1.8 \times 1.8 \times 6 - 3 \times 3 \times 3.14 = 72.18 \text{ m}^2.$$

$$\text{屋根重量 } W_R = 1.8 \times 72.18 = 129.9 \text{ kN}$$

$$\text{ド-4重量 } W_D = 11.0 \text{ kN}$$

$$\text{外壁 } W_k = 0.4 \text{ kN/m}^2 \times 1.65 \text{ m} \times 1.8 \times 19 = 22.6 \text{ kN}$$

$$\text{丸太柱 } W_{柱} = 0.15^2 \times 3.1416 \times 2.9 \times 10 \text{ 本} \times 5 \text{ kN/m}^3 = 9.5 \text{ kN}$$

$$\Sigma W_E = 129.9 + 11.0 + 22.6 + 9.5 = 173 \text{ kN}$$

$$Q_E = 173.0 \times 0.25 = 43.25 \text{ kN}$$

(2) 風圧力の算定.

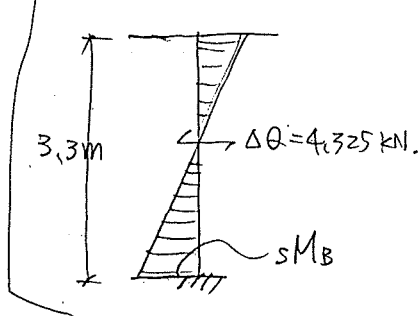
$$\text{見付面積 } A = 9.6 \text{ m} \times 2 \text{ m} + 3.1416 \times 3.346^2 / 2 = 36.79 \text{ m}^2$$

$$\text{風圧力 (X.Y.Z)} \quad Q_W = 0.79 \text{ kN/m}^2 \times 1.2 \times 36.79 \text{ m}^2 = 34.87 \text{ kN}$$

∴ 以上より、地震力 > 風圧力 より、地震力により検討する。

(3) 丸太柱1本の負担するせん断力 $\Delta Q = 43.25 / 10 = 4.325 \text{ kN}$.

応力中心を SL + 3.3 m (ALC中心) として、反曲点高さを0.6とすると。

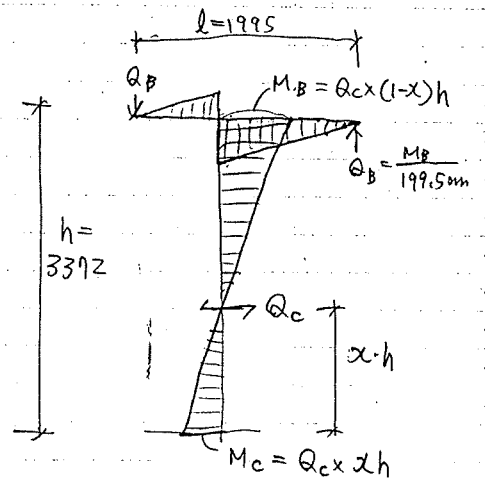
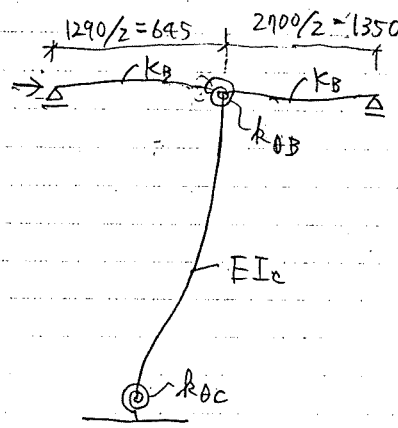
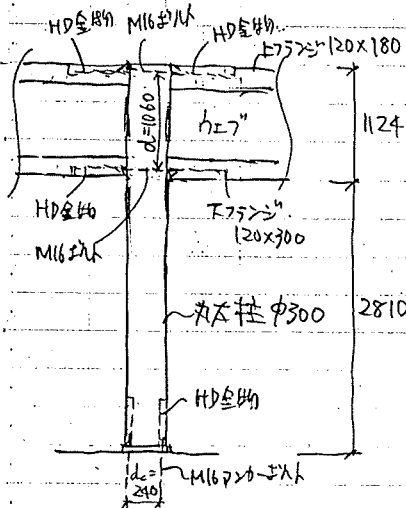


$$\text{柱脚の負担モーメント } M_B = 4.325 \times 3.3 \times 0.6 = 8.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

↓

基礎の検討に用いる。

(4) 丸太柱 + 充腹梁 ラーメンの検討



HD金物を、9tカビス止のHD 25としたとき、佳木Cの性能認定試験データより、

$$k_{HD} = 92.7 \text{ kN/cm}, \quad \delta_v = 0.57 \text{ cm}, \quad \delta_u = 1.62 \text{ cm}, \quad T_{uHD} = 52.1 \text{ kN}, \quad sT_a = 25 \text{ kN}$$

- ・ 柱-梁接合部の回転剛性.

$$k_{OB} = k_{HD} / 4 \times \left(\frac{7}{8} d \right)^2 = \frac{92.7}{4} \times 92.05^2 = 199364 \text{ kNcm/rad}$$

- ・ 柱A部接合部の回転剛性.

$$k_{OC} = k_{HD} \times \left(\frac{7}{8} d_c \right)^2 = 92.7 \times 21^2 = 40881 \text{ kNcm/rad}$$

- ・ 充腹梁の曲げ・せん断剛性.

---受材917°両面構造用合板張り耐力壁と同等とみなし、壁倍率=5倍として計算する.

$$Q_B = 5 \times 1.96 \times (1124 - \frac{300+180}{2}) / 1000 = 8.6632 \text{ kN のとき 真 } 1/150 \text{ rad とし.}$$

$$k_B = 8.6632 \times 150 = 1300 \text{ kN/rad}$$

- ・ 丸太柱の曲げ剛性.

$$\text{スギ材, } E = 700 \text{ kN/cm}^2, \quad I = \frac{3.14 \times 30^4}{64} = 39961 \text{ cm}^4$$

- ・ 反曲点高比の算定.

反曲点位置の変形角の釣り合いより,

$$\text{柱A部側からの変形角} = \frac{M_c}{k_{OC}} + \frac{Q_c \times (xh)^2}{2EI} = \text{柱頭側からの変形角} = \frac{Q_B}{k_B} + \frac{Q_c \times (1-x)^2 h^2}{2EI} + \frac{M_B}{k_{OB}}$$

$$\frac{Q_c \times xh}{k_{OC}} + \frac{Q_c \times x^2 h^2}{2EI} = \frac{Q_c \times (1-x)h}{l \times k_B} + \frac{Q_c \times (1-x)^2 h^2}{2EI} + \frac{Q_c \times (1-x)h}{k_{OB}}$$

$$\frac{1}{k_{OC}} x + \frac{h}{2EI} (2x-1) + \frac{1}{k_B l} (x-1) + \frac{1}{k_{OB}} (x-1) = 0$$

$$\left\{ \frac{1}{k_{OC}} + \frac{1}{k_{OB}} + \frac{h}{EI} + \frac{1}{k_B l} \right\} x = \left\{ \frac{h}{2EI} + \frac{1}{k_B l} + \frac{1}{k_{OB}} \right\}$$

$$\alpha = \left(\frac{h}{2EI} + \frac{1}{k_B l} + \frac{1}{k_{OB}} \right) / \left(\frac{1}{k_{OC}} + \frac{1}{k_{OB}} + \frac{h}{EI} + \frac{1}{k_B l} \right)$$

$$= \left(\frac{337.2}{2 \times 700 \times 39761} + \frac{1}{1300 \times 199.5} + \frac{1}{199364} \right) / \left(\frac{1}{40881} + \frac{1}{199364} + \frac{337.2}{700 \times 39761} + \frac{1}{1300 \times 199.5} \right)$$

$$= 0.3285$$

これより、 $M_C = 0.3285 h \cdot Q_C$ 、 $M_B = 0.6715 h \cdot Q_C$ 、 $Q_B = \frac{0.6715 \times 337.2}{199.5} Q_C = 1.135 Q_C$
 $= 110.77 Q_C \text{ (kNcm)}$ $= 226.43 Q_C \text{ (kNcm)}$ (kN)

○ 層間変位の計算

$$\delta = \frac{Q_C (0.3285 h)^3}{3EI} + \frac{Q_C (0.6715 h)^3}{3EI} + \frac{M_B}{k_{OB}} h$$

$$= \left\{ \frac{110.77^3 + 226.43^3}{3 \times 700 \times 39761} + \frac{226.43 \times 337.2}{199364} \right\} Q_C$$

$$= (0.1553 + 0.3830) Q_C = 0.5383 Q_C$$

$Q_C = 4.325 \text{ kN}$ のとき、 $\delta = 2.328 \text{ cm}$

層間変形角 $R = 2.328 / 337.2 = \frac{1}{144.8} < \frac{1}{120}$ OK

○ 柱部材の検討

$Z = \frac{39761}{15} = 2651 \text{ cm}^3$ 、又 $F_B = 2.22 \text{ kN/cm}^2$ 、 $sf_b = 1.48 \text{ kN/cm}^2$

$Q_C = 4.325 \text{ kN}$ のとき、 $M_B = 226.43 \times 4.325 = 979.3 \text{ kNcm}$

$\sigma_b = \frac{M_B}{Z} = \frac{979.3}{2651} = 0.37 \text{ kN/cm}^2 < sf_b = 1.48 \text{ kN/cm}^2$ OK

○ 充腹梁の検討

短期許容せん断耐力 $sQ_a = 5 \times 1.96 \times \left(1124 - \frac{300+180}{2} \right) / 1000 = 8.6632 \text{ kN}$

$Q_C = 4.325 \text{ kN}$ のとき、充腹梁のせん断力 $Q_B = 1.135 \times 4.325 = 4.909 \text{ kN} < sQ_a$ OK

○ 柱脚接合部の検討

短期許容曲げモーメント $sM_a = 25 \text{ kN} \times 21 \text{ cm} = 525 \text{ kNcm}$

$Q_C = 4.325 \text{ kN}$ のとき、 $M_C = 110.77 \times 4.325 = 479.1 \text{ kNcm} < sM_a = 525 \text{ kNcm}$ OK

○ 柱-梁接合部の検討

短期許容曲げモーメント $sM_a = 25 \text{ kN} \times 92.75 \text{ cm} = 2318.75 \text{ kNcm}$

$Q_C = 4.325 \text{ kN}$ のとき、 $M_B = 226.43 \times 4.325 = 979.3 \text{ kNcm} < sM_a = 2318.75$ OK

7C11の取扱い、 17. 基礎梁の検討.

・各基礎梁の負担重量.

$$\text{屋上部重量 } 2.5 \text{ kN/m}^2 \times (9 \times 9 - 3 \times 3 \times 3.14) = 131.85 \text{ (kN)}$$

このうち半を外周4辺が、のり半を内側の円で負担する.

・内周基礎の負担荷重.

$$W_{\text{内}} = \text{屋上部 } 131.85/2 + \text{柱} - 411.0 \text{ kN} + \text{丸太柱 } 9.5 \\ = 86.425 \text{ kN. } 1\text{mあたり } \frac{86.425}{0.5 \times 3.14 \times 6} = 4.23 \text{ kN/m.}$$

・外周基礎1辺の負担荷重

$$W_{\text{外}} = 131.85/8 + \text{外壁 } 0.4 \times 3 \text{ m} \times 9 \text{ m} = 27.28 \text{ kN}$$

$$1\text{mあたり } \frac{27.28}{9} = 3.03 \text{ kN/m}$$

GLより-600下がり位置を基礎フーチング下端として、
この位置の許容支持力度は.

$$q_a = \frac{1}{3} (1.2 \times 12.5 \times 5.1 + 0.6 \times 15.0 \times 1.0) = 28.5 \text{ kN/m}^2$$

右図のような内周基礎の必要フーチング幅を求める.

基礎コンクリート重量.

$$0.67 \times 23.52 \text{ kN/m}^3 = 15.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{有効地耐力 } f_e' = 28.5 - 15.76 = 12.74 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{必要フーチング幅 } B \geq \frac{4.23}{12.74} = 0.332 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow B = 350 \text{ mm とする. } \underline{OK.}$$

同様に、外周基礎は、GL-300下がり位置をフーチング下端として、この位置の許容支持力度は.

$$q_a = \frac{1}{3} (1.2 \times 12.5 \times 5.1 + 0.3 \times 15.0 \times 1.0) = 27.0 \text{ kN/m}^2$$

このとき、コンクリート重量.

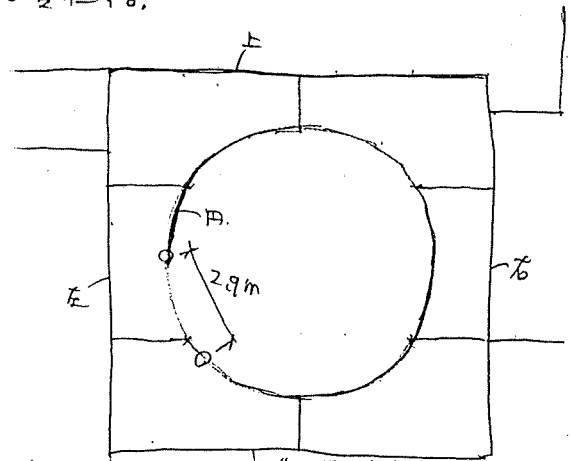
$$0.37 \times 23.52 = 8.70 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{有効地耐力 } f_e' = 27.0 - 8.70 = 18.30 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{必要フーチング幅 } B \geq \frac{3.03}{18.30} = 0.166 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow B = 200 \text{ mm とする. } \underline{OK.}$$

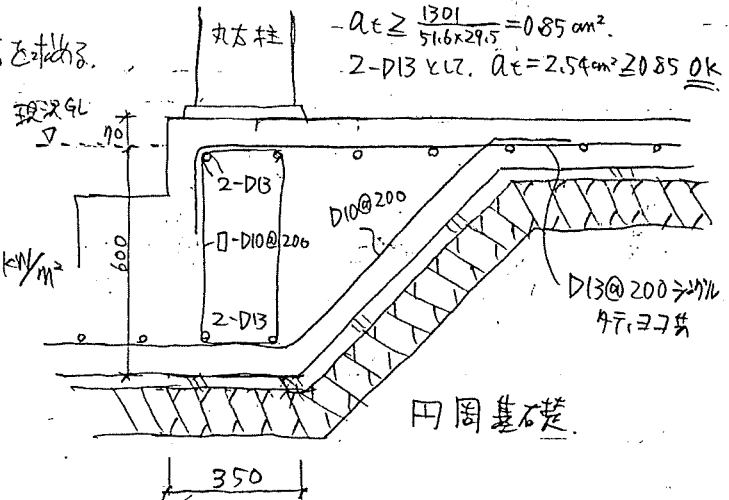
いずれも、配筋は、平12連告1347号のべた基礎梁の仕様規定に準ずる.



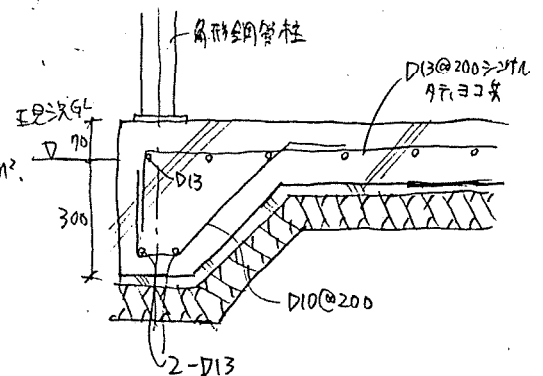
内周基礎の長期モーメント

$$M_L = \frac{4.23 \times 2.9^2}{8} = 4.45 \text{ kN}\cdot\text{m.}$$

柱脚からの短期 \$M_B = 8.56 \text{ kN}\cdot\text{m}\$
短期時 \$M_G = 4.45 + 8.56 = 13.01 \text{ kN}\cdot\text{m}\$
\$d = 678 - 59 \text{ mm}, j = 51.6 \text{ mm}, sft = 29.5 \text{ kN/cm}^2\$
\$-A_e \geq \frac{13.01}{51.6 \times 29.5} = 0.85 \text{ cm}^2\$
2-D13 以上. \$A_e = 2.54 \text{ cm}^2 \geq 0.85 \text{ OK}\$



内周基礎



外周基礎

II. 耐力壁配置変更に伴う、2階木造部分重量の再計算

金5枚

X51 ~ の水平力に対する検討

地震用重量

・ 屋根 $0.67 \times 430 \text{ m}^2 = 288.1 \text{ kN}$

・ 2階壁上 $0.4 \times 178.67 = 71.5 \text{ kN}$

$W_2 = 288.1 + 71.5 = 359.6 \text{ kN}$

・ 2階壁下 $0.4 \times 152.01 = 60.8 \text{ kN}$

・ 1階壁上 $0.4 \times 115.05 = 46.0 \text{ kN}$

・ 2階床 $(1.7 + 1.1) \times 341.9 \text{ m}^2 = 957.3 \text{ kN}$

$W_1 = 60.8 + 46.0 + 957.3 = 1064.1 \text{ kN}$

$\Sigma = 1.0, R_t = 1.0 \quad \frac{2T}{1+3T} = 0.285 \quad C_0 = 0.2 \times \text{重要度係数} 1.25 = 0.25$

	W_i	ΣW_i	α_i	A_i	C_i	$E Q_i (\text{kN})$
2F	359.6	359.6	0.253	1.495	0.374	134.5
1F	1064.1	1423.7	1.0	1.0	0.25	355.9

2階壁量の再計算

単位:cm

位置	方向	通し	壁Aダ(5.0倍)		壁A (2.5倍)		壁Bダ (5.0倍)		壁B(2.5倍)		通し 合計 壁量	方向 合計 壁量
			長さ cm	壁Aダ 壁量	長さ cm	壁A 壁量	長さ cm	壁Bダ 壁量	長さ cm	壁B 壁量		
防火壁 より 西側区 画 X29~ X49	X	Y9		0	975	2438		0		0	2438	10675
		Y6.5		0	540	1350		0		0	1350	
		Y5.5		0	345	863		0	700	1750	2613	
		Y4	360	1800		0		0		0	1800	
		Y2		0	990	2475		0		0	2475	
	Y	X29		0	900	2250		0		0	2250	9450
		X32.5		0	270	675		0		0	675	
		X34		0	270	675		0		0	675	
		X37.5		0	900	2250		0		0	2250	
		X40.5		0	900	2250		0		0	2250	
防火壁 より 東側区 画 X50~ X61.5	X	X44		0	270	675		0		0	675	6488.5
		X45.5		0	270	675		0		0	675	
		Y16		0	1050	2625		0		0	2625	
		Y10#		0		0		0	576.4	1438.5	1438.5	
		Y9		0	90	225		0		0	225	
	Y	Y8		0	180	450		0		0	450	7550
		Y5.5		0		0		0	160	400	400	
		円弧		0		0		0	540	1350	1350	
		X54.5		0	540	1350		0		0	1350	
		X56.5		0	420	1050		0		0	2150	
	Y	X58.5		0		0		0	270	1350	1350	7550
		円弧		0		0		0	540	2700	2700	

ポリ力長 2060 + 1975.4 = 4035.4

許容
せん断
耐力

209.2 > 181.53 OK

185.2 > 181.53 OK

127.2 < 134.5 OK
 → Y8通し X54.5~55.5を構造用金網97%
 交換後 6488.5 + 180x2.5 = 6938.5
 69.385 x 1.96 = 136.6 > 134.5 OK
 148.0 > 134.5 OK

凡例（木造）

■ C11:柱 同一等級構成集成材E120-F3750 120×120

壁Aダ
□=====□

構造用合板 厚さ9mm 両面張り耐力壁 5.0倍
真壁仕様、受け材タイプ

壁A
□-----□

構造用合板 厚さ9mm 片面張り耐力壁 2.5倍
真壁仕様、受け材タイプ

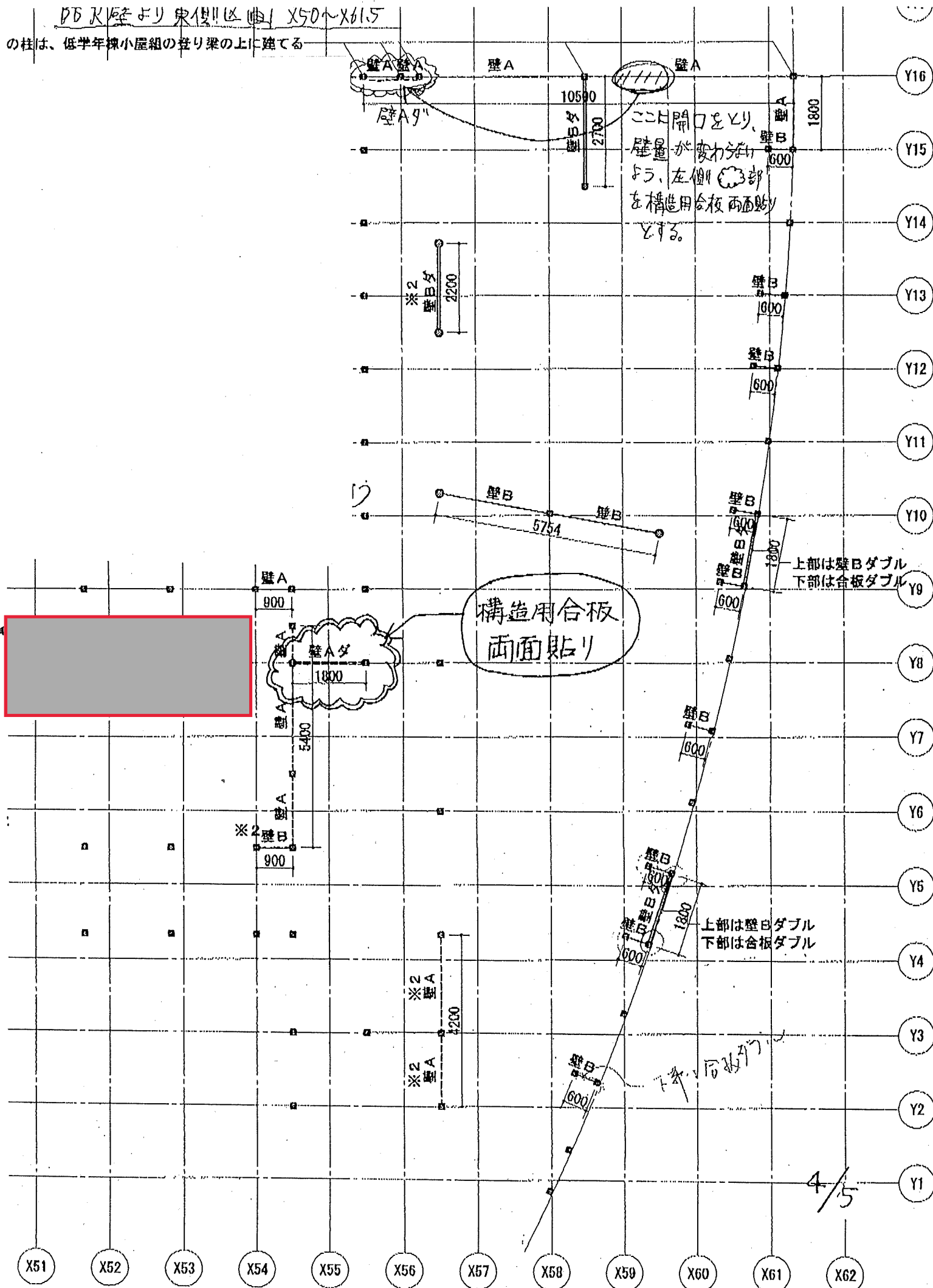
壁Bダ
□=====□

ポリカーボネイト版 両面張り耐力壁 5.0倍
真壁仕様、受け材タイプ

壁B
□-----□

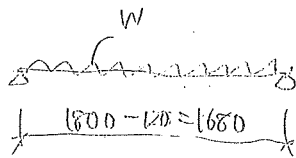
ポリカーボネイト版 片面張り耐力壁 2.5倍
真壁仕様、受け材タイプ

の柱は、低学年棟小屋組の登り梁の上に建てる



多目的教習棟の屋根板の変更検討.

J11021 $t=36 \rightarrow$ 構造用金板 $t=28$ とした.

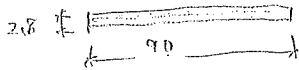


$$W = \text{長さ} \times 0.82 \text{ kN/m}^2 \times 0.9 \text{ m} = 0.738 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{Wl^2}{8} = \frac{0.738 \times 1.68^2}{8} = 0.260 \text{ kN}\cdot\text{m} = 26.0 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

構造用金板 Z82 とし, ②24以上. $F_b = 0.22 \text{ kN/cm}^2$, $E = 350 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma_{fb} = \frac{1.1}{3} F_b = 0.081 \text{ kN/cm}^2$$



$$Z = \frac{90 \times 2.8^2}{6} = 117.6 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{fb} = \frac{M}{Z} = \frac{26.0 \text{ kN}\cdot\text{cm}}{117.6} = 0.221 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{fb} \quad \underline{\text{NG}}$$

$$I = \frac{90 \times 2.8^3}{12} = 167.64 \text{ cm}^4 \quad \text{仮り} \delta = \frac{5 \times 0.738 \times 1.68 \times 1.68^3}{384 \times 350 \times 167.64} = 1.33 \text{ cm} = \frac{\delta}{126.5} > \frac{\delta}{200} \quad \underline{\text{NG}}$$

構造用金板 $t=28$, 1線相当 とし, $F_b = 0.55 \text{ kN/cm}^2$, $E = 450 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_{fb} = 0.202 \text{ kN/cm}^2$

$$W = \text{長さ} \times 0.7 \text{ kN/m}^2 \times 0.9 = 0.63 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{0.63 \times 1.68^2}{8} = 0.22 \text{ kN}\cdot\text{m} = 22.2 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$\sigma_{fb} = \frac{22.2}{117.6} = 0.189 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{fb} = 0.202 \text{ kN/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

$$\text{仮り} \delta = \frac{5 \times 0.63 \times 1.68 \times 1.68^3}{384 \times 450 \times 167.64} = 0.882 \text{ cm} = \frac{\delta}{190.5} > \frac{\delta}{200} \quad \underline{\text{NG}}$$

$\rightarrow$ 1線相当とせず, 仮りが生じる.

$\rightarrow$ Z40mm ぐらいで足ると思われる.