

型枠支保工 (1) 計算書

工事名称

(1)
B1FL-3570～1F L
(W1-W2～WE～WF間)

1 : 条件

●鉄筋コンクリートの単位重量 r	23.520	kN /m ³	(2.400 t/m ³)
●作業荷重 W_1 (作業荷重 : 1.47kN/m ² +衝撃荷重 : 1.96kN/m ²)	3.430	kN /m ²	(0.350 t/m ²)
●合板(12mm)の許容曲げ応力度 f_b	1372.000	N /cm ²	(下部梁材に直交)
●合板(12mm)のヤング係数 E	5.488	$\times 10^5$	N /cm ² (下部梁材に直交)
●合板(12mm)の許容曲げ応力度 f_b	784.000	N /cm ²	(下部梁材に平行)
●合板(12mm)のヤング係数 E	1.960	$\times 10^5$	N /cm ² (下部梁材に平行)
●木材の許容曲げ応力度 f_b	1029.000	N /cm ²	(米つが [※] 相当品)
●木材のヤング係数 E	6.860	$\times 10^5$	N /cm ²
●鋼材の許容曲げ応力度 f_b	23520.000	N /cm ²	(STK500相当品)
●鋼材の許容せん断応力度 f_s	12740.000	N /cm ²	(STK500相当品)
●鋼材の降伏強さ F	35280.000	N /cm ²	(STK500相当品)
●鋼材の許容曲げ応力度 f_b	15680.000	N /cm ²	(SS400相当品)
●鋼材の許容せん断応力度 f_s	8820.000	N /cm ²	(SS400相当品)
●鋼材のヤング係数 E	2.058	$\times 10^7$	N /cm ²
●枠の許容荷重 (W914, H1700)	21.300	kN /脚	
●パイプサポートの許容荷重	19.600	kN /本	
●通常クランプの許容スベリ耐力 N	3.430	kN /個	

2 : 型枠支保工 (1) の検討

(W1~W2-WE~WF間)

2-1) 二重スラブ (下部) 部の検討

a) スラブ (S18) 荷重の算出

【計算条件説明】

- スラブの厚さ t : 0.180 m
- 鉄筋コンクリートの単位重量 r : 23.520 kN / m³
- 作業荷重 W_1 : 3.430 kN / m²



【躯体単位荷重】

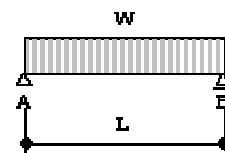
$$\begin{aligned}
 W_0 &= r \times t + W_1 \\
 &= 23.520 \times 0.180 + 3.430 \\
 &= 7.664 \text{ (kN / m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

b) せき板の検討

合板 12mm (下部梁材に直交)

【計算条件説明】

- 応力用単位荷重 W_0 : 7.664 kN / m²
- たわみ用単位荷重 W_0' : 7.664 kN / m²
- 荷重負担幅 $@$: 0.9000 m
- 梁材長さ L : 0.3000 m
- 断面係数 Z_x : 21.600 cm³
- 断面2次モーメント I_x : 12.960 cm⁴
- ヤング係数 E : 5.488×10^5 N / cm²



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 7.664 \times 0.9000 \\
 &= 6.898 \text{ (kN / m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 7.664 \times 0.9000 \\
 &= 6.898 \text{ (kN / m)} \quad \text{---} \quad 68.980 \text{ (N / cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{8} = \frac{6.898 \times 0.3000^2}{8} \\
 &= 0.078 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 7800.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{7800.000}{21.600} \\
 &= 361.112 \text{ (N / cm}^2\text{)} \leq 1372.000 \text{ (N / cm}^2\text{)} \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100$ (cm)

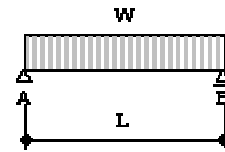
$$\delta = \frac{5 \times w' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.103 \text{ (cm)}$$

c) 根太材の検討

単管φ48. 6×2. 4

【計算条件説明】

●応力用単位荷重 W_0 :	7.664	kN /m ²
●たわみ用単位荷重 W_0' :	7.664	kN /m ²
●荷重負担幅 @ :	0.3000	m
●梁材長さ L :	0.9000	m
●せん断用断面積 A :	3.483	cm ²
●断面係数 Z_x :	3.830	cm ³
●断面2次モーメント I_x :	9.320	cm ⁴
●せん断係数 k :	2.000	
●ヤング係数 E :	2.058 × 10 ⁷	N /cm ²



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 7.664 \times 0.3000 \\
 &= 2.300 \text{ (kN /m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 7.664 \times 0.3000 \\
 &= 2.300 \text{ (kN /m)} \quad \text{---} \quad 23.000 \text{ (N /cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{8} = \frac{2.300 \times 0.9000^2}{8} \\
 &= 0.233 \text{ (kN · m)} \quad \text{---} \quad 23300.000 \text{ (N · cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{23300.000}{3.830} \\
 &= 6083.551 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 23520.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【せん断力】

$$\begin{aligned}
 Q_{\max} &= \frac{w L}{2} = \frac{2.300 \times 0.9000}{2} \\
 &= 1.035 \text{ (kN)} \quad \text{---} \quad 1035.000 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

【せん断応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{k Q_{\max}}{A} = \frac{2.000 \times 1035.000}{3.483} \\
 &= 594.316 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 12740.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100 \text{ (cm)}$

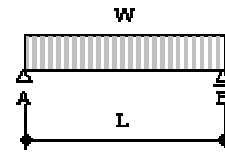
$$\delta = \frac{5 \times w' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.103 \text{ (cm)}$$

d) 大引材の検討

木-90角

【計算条件説明】

- 応力用単位荷重 W_0 : 7.664 kN/m^2
- たわみ用単位荷重 W_0' : 7.664 kN/m^2
- 荷重負担幅 @ : 0.9000 m
- 梁材長さ L : 0.9140 m
- 断面係数 Z_x : 121.500 cm^3
- 断面2次モーメント I_x : 546.750 cm^4
- ヤング係数 E : $6.860 \times 10^5 \text{ N/cm}^2$



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 7.664 \times 0.9000 \\
 &= 6.898 \text{ (kN/m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 7.664 \times 0.9000 \\
 &= 6.898 \text{ (kN/m)} \quad \text{---} \quad 68.980 \text{ (N/cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{8} = \frac{6.898 \times 0.9140^2}{8} \\
 &= 0.721 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 72100.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{72100.000}{121.500} \\
 &= 593.416 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 1029.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

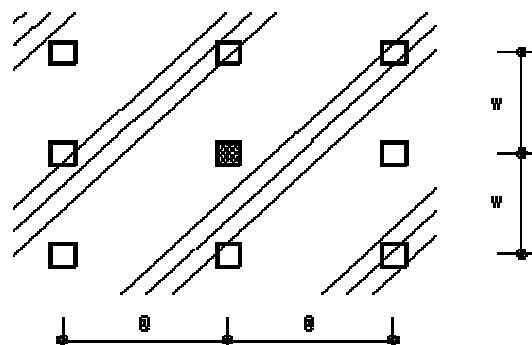
【たわみ】 $L' = L \times 100 \text{ (cm)}$

$$\delta = \frac{5 \times w' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.168 \text{ (cm)}$$

e) パイプサポートの検討

【計算条件説明】

- 躯体単位荷重 W_0 : 7.664 kN/m^2
- 縦断方向間隔 @ : 0.9140 m
- 横断方向間隔 w : 0.9000 m



【支柱材にかかる荷重】

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= W_0 \times @ \times w = 7.664 \times 0.914 \times 0.900 \\
 &= 6.305 \text{ (kN/本)} \leq 19.600 \text{ (kN/本)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

f) 水平力の検討

f-1) スラブの短辺方向

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【計算条件説明】

- 鉛直荷重 P : 6.305 kN (サポート荷重より)
- 照査水平荷重係数 γ : 0.050 (5.0 %)
- クランプのスベリ耐力 N_c : 3.430 kN
- ブレース材許容座屈応力度 σ_c : 5638.150 N/cm²
* σ_c の算出方法については別紙参照の事
- ブレース材勾配 θ : 33.690 度
- ブレース材断面積 A : 3.483 cm²
- 負担するサポートの本数 n : 6 本 (3本分×2列)

【照査水平荷重】

* 型枠がほぼ水平で現場合合わせで支保工を組み立てる場合は、下式によって水平荷重を算出する。
(労働安全衛生規則および労働省産業安全研究所の推奨値)

$$\begin{aligned} H &= P \times \gamma \\ &= 6.305 \times 0.050 \\ &= 0.316 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【クランプによる許容水平耐力】

$$\begin{aligned} HaC &= N_c \times \cos \theta \\ &= 3.430 \times 0.832 \\ &= 2.853 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【ブレース材による許容水平耐力】

$$\begin{aligned} HaB &= \sigma_c \times A \times \cos \theta \\ &= 5638.150 \times 3.483 \times 0.832 \\ &= 16338.546 \text{ (N)} \quad \text{---} \quad 16.338 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【ブレース材の設置間隔の検討】

$$HaC \leq HaB \text{ より許容水平耐力 } Bn = 2.853 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned} \Sigma H &= H \times n \\ &= 0.316 \times 6 \\ &= 1.896 \text{ (kN)} \leq 2.853 \text{ (kN)} \quad \therefore \text{OK} \end{aligned}$$

* 故に、サポート6本以内（3本分×2列）に対し、**単管ブレース1本以上を設置する事により**
各支保工材および全体の水平荷重を防止する事ができる。

※ 単管ブレース の許容座屈応力度の算出

【計算条件説明】

●ブレース材配置スパン @ :	1800	mm =	180.0	cm	(A-A 断面図参照)
●ブレース材配置高さ h :	1200	mm =	120.0	cm	(A-A 断面図参照)
●断面 2 次半径 i :	1.640	cm			
●円周率 π :	3.1415				
●ヤング係数 E :	2.058	$\times 10^7$	N /cm ²		
●降伏強さ F :	35280.000	N /cm ²			

【座屈長】

$$\begin{aligned}
 L &= \sqrt{@^2 + h^2} \\
 &= \sqrt{180.000^2 + 120.000^2} \\
 &= 216.4 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

【限界細長比】

$$\begin{aligned}
 \Lambda &= \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{0.6 \times F}} \\
 &= \sqrt{\frac{3.1415^2 \times 2.058 \times 10^7}{0.6 \times 35280.000}} \\
 &= 97.953
 \end{aligned}$$

【細長比】

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{L}{i} \\
 &= \frac{216.4}{1.640} \\
 &= 131.951 > \Lambda
 \end{aligned}$$

【許容座屈応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= \frac{0.29}{(\lambda / \Lambda)^2} F \\
 &= \frac{0.29}{(131.951 / 97.953)^2} \times 35280.000 \\
 &= 5638.150 \text{ (N /cm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

f-2) スラブの長辺方向

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【計算条件説明】

- 鉛直荷重 P : 6.305 kN (サポ-ト荷重より)
- 照査水平荷重係数 γ : 0.050 (5.0 %)
- クランプのスベリ耐力 N_c : 3.430 kN
- ブレース材許容座屈応力度 σ_c : 5520.138 N/cm²
* σ_c の算出方法については別紙参照の事
- ブレース材勾配 θ : 33.284 度
- ブレース材断面積 A : 3.483 cm²
- 負担するサポ-トの本数 n : 6 本 (3本分×2列)

【照査水平荷重】

* 型枠がほぼ水平で現場合わせて支保工を組み立てる場合は、下式によって水平荷重を算出する。
(労働安全衛生規則および労働省産業安全研究所の推奨値)

$$\begin{aligned}
 H &= P \times \gamma \\
 &= 6.305 \times 0.050 \\
 &= 0.316 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【クランプによる許容水平耐力】

$$\begin{aligned}
 HaC &= N_c \times \cos \theta \\
 &= 3.430 \times 0.836 \\
 &= 2.867 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【ブレース材による許容水平耐力】

$$\begin{aligned}
 HaB &= \sigma_c \times A \times \cos \theta \\
 &= 5520.138 \times 3.483 \times 0.836 \\
 &= 16073.471 \text{ (N)} \quad \text{---} \quad 16.073 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【ブレース材の設置間隔の検討】

$$HaC \leq HaB \text{ より許容水平耐力 } Bn = 2.867 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma H &= H \times n \\
 &= 0.316 \times 6 \\
 &= 1.896 \text{ (kN)} \leq 2.867 \text{ (kN)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

* 故に、サポ-ト6本以内(3本分×2列)に対し、単管ブレース1本以上を設置する事により
各支保工材および全体の水平荷重を防止する事ができる。

※ 単管ブレース の許容座屈応力度の算出

【計算条件説明】

●ブレース材配置スパン @ :	1828	mm =	182.8	cm	(B-B断面図参照)
●ブレース材配置高さ h :	1200	mm =	120.0	cm	(B-B断面図参照)
●断面2次半径 i :	1.640	cm			
●円周率 π :	3.1415				
●ヤング係数 E :	2.058	× 10 ⁷	N /cm ²		
●降伏強さ F :	35280.000	N /cm ²			

【座屈長】

$$L = \sqrt{@^2 + h^2}$$

$$= \sqrt{182.800^2 + 120.000^2}$$

$$= 218.7 \text{ (cm)}$$

【限界細長比】

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{0.6 \times F}}$$

$$= \sqrt{\frac{3.1415^2 \times 2.058 \times 10^7}{0.6 \times 35280.000}}$$

$$= 97.953$$

【細長比】

$$\lambda = \frac{L}{i}$$

$$= \frac{218.7}{1.640}$$

$$= 133.354 > \Lambda$$

【許容座屈応力度】

$$\sigma_c = \frac{0.29}{(\lambda / \Lambda)^2} F$$

$$= \frac{0.29}{(133.354 / 97.953)^2} \times 35280.000$$

$$= 5520.138 \text{ (N /cm}^2\text{)}$$

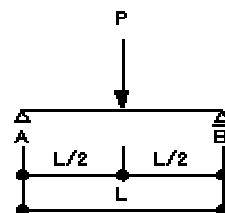
g) 材-ト下部大引材の検討

□-100×100×3.2

(最大スパンの中央に材-トが配置したと仮定しての検討)

【計算条件説明】

- 応力用集中荷重 P : 6.305 kN
- たわみ用集中荷重 P' : 6.305 kN
- = 6305.0 N
- 梁材長さ L : 0.9140 m
- せん断用断面積 A : 5.990 cm²
- 断面係数 Z_x : 37.500 cm³
- 断面2次モーメント I_x : 187.000 cm⁴
- せん断係数 k : 1.000
- ヤング係数 E : 2.058 × 10⁷ N/cm²



【曲げモーメント】

$$M_{\max} = \frac{P L}{4} = \frac{6.305}{4} \times \frac{0.9140}{4}$$

$$= 1.441 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 144100.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}$$

【曲げ応力度】

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{144100.000}{37.500}$$

$$= 3842.667 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 15680.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

【せん断力】

$$Q_{\max} = \frac{P}{2} = \frac{6.305}{2}$$

$$= 3.153 \text{ (kN)} \quad \text{---} \quad 3153.000 \text{ (N)}$$

【せん断応力度】

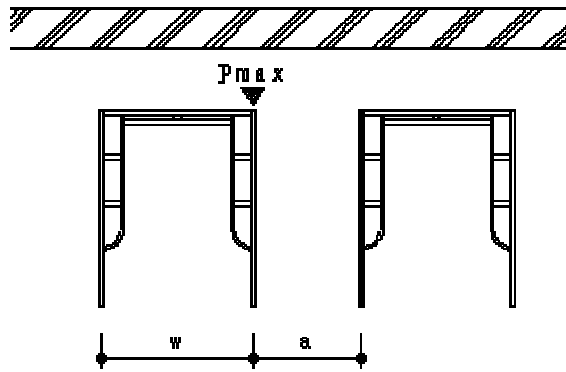
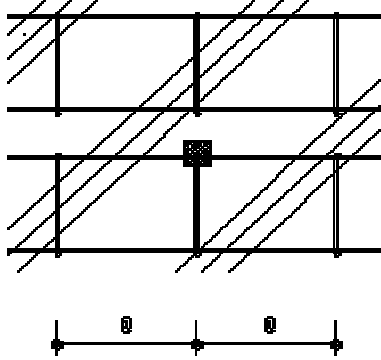
$$\sigma_s = \frac{k Q_{\max}}{A} = \frac{1.000 \times 3153.000}{5.990}$$

$$= 526.378 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 8820.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100 \text{ (cm)}$

$$\delta = \frac{P' \times L'^3}{48 \times E \times I_x} = 0.026 \text{ (cm)}$$

h) 建枠 (W914 H1700) の検討



【計算条件説明】

- 躯体単位荷重 W_0 : 7.664 KN / m²
- 縦断方向スパン @ : 0.9140 m
- 横断方向間隔 a : 0.6040 m
- 枠幅 w : 0.9140 m

【主枠建地にかかる荷重】

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= W_0 \times @ \times \frac{(a + w)}{2} \\
 &= 7.664 \times 0.9140 \times \frac{(0.6040 + 0.9140)}{2} \\
 &= 5.317 \text{ (KN / 脚)} \leq 21.300 \text{ (KN / 脚)} \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

i) 水平力の検討

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【計算条件説明】

- 鉛直荷重 P : 5.317 kN
- 照査水平荷重係数 γ : 0.025 (2.5 %)
- クランプのスベリ耐力 N_c : 3.430 kN

【照査水平荷重】

* 型枠がほぼ水平で工場製作精度で支保工を組み立てる場合は、下式によって水平荷重を算出する。
(労働安全衛生規則および労働省産業安全研究所の推奨値)

$$\begin{aligned}
 H &= P \times \gamma \\
 &= 5.317 \times 0.025 \\
 &= 0.133 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【必要クランプ数】

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{H}{N_c} \quad (\text{小数点以下切り上げ}) \\
 &= \frac{0.133}{3.430} \\
 &\approx 1 \text{ 個}
 \end{aligned}$$

* 故に最低 1 個以上のクランプにより水平力を防止する。
(頭ツナギに対して)

2-2) 二重スラブ（上部）部の検討

a) スラブ（S18）荷重の算出

【計算条件説明】

- スラブの厚さ t : 0.180 m
- 鉄筋コンクリートの単位重量 r : 23.520 kN / m³
- 作業荷重 W_1 : 3.430 kN / m²



【躯体単位荷重】

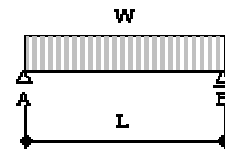
$$\begin{aligned}
 w_0 &= r \times t + W_1 \\
 &= 23.520 \times 0.180 + 3.430 \\
 &= 7.664 \text{ (kN / m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

※ 合板、根太材の検討は下部スラブと同様である為、省略する。

b) 大引材の検討

【計算条件説明】

- 応力用単位荷重 W_0 : 7.664 kN / m²
- たわみ用単位荷重 W_0' : 7.664 kN / m²
- 荷重負担幅 @ : 0.9000 m
- 梁材長さ L : 1.0000 m
- 断面係数 Z_x : 121.500 cm³
- 断面2次モーメント I_x : 546.750 cm⁴
- ヤング係数 E : 6.860×10^5 N / cm²



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 7.664 \times 0.9000 \\
 &= 6.898 \text{ (kN / m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 7.664 \times 0.9000 \\
 &= 6.898 \text{ (kN / m)} \quad \text{---} \quad 68.980 \text{ (N / cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{8} = \frac{6.898 \times 1.0000^2}{8} \\
 &= 0.863 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 86300.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

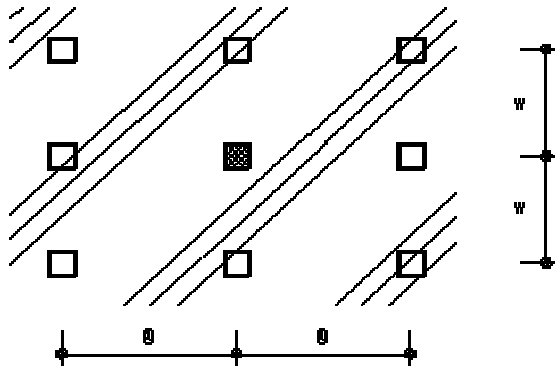
【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{86300.000}{121.500} \\
 &= 710.288 \text{ (N / cm}^2\text{)} \leq 1029.000 \text{ (N / cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100$ (cm)

$$\delta = \frac{5 \times w' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.240 \text{ (cm)}$$

c) パイプサポートの検討



【計算条件説明】

- 躯体単位荷重 W_0 : 7.664 kN / m²
- 縦断方向間隔 @ : 1.0000 m
- 横断方向間隔 w : 0.9000 m

【支柱材にかかる荷重】

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= W_0 \times @ \times w = 7.664 \times 1.000 \times 0.900 \\
 &= 6.898 \text{ (kN / 本)} \leq 19.600 \text{ (kN / 本)} \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

※ 水平力の検討は、サポート荷重が下部サポート荷重より少し大きい
 単管ブレースの取付高さが低く、下部と同様のブレース取付間隔にて
 問題ないとする為、省略する。

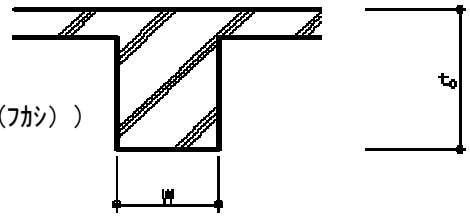
2-3) 梁部の検討

(梁のみ)

a) 梁 (B11 : 450 X 1870) 荷重の算出

【計算条件説明】

- 梁背 t_0 : 1.980 m (1870+110(フカン))
- 梁幅 W : 0.450 m
- 鉄筋コンクリートの単位重量 r : 23.520 kN /m³
- 作業荷重 W_1 : 3.430 kN /m²



【躯体単位荷重】

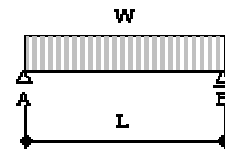
$$\begin{aligned}
 w_0 &= r \times t_0 + W_1 \\
 &= 23.520 \times 1.980 + 3.430 \\
 &= 50.000 \text{ (kN /m}^2 \text{)}
 \end{aligned}$$

b) せき板の検討

合板 12mm (下部梁材に平行)

【計算条件説明】

- 応力用単位荷重 W_0 : 50.000 kN /m²
- たわみ用単位荷重 W_0' : 50.000 kN /m²
- 荷重負担幅 $@$: 1.8000 m
- 梁材長さ L : 0.1000 m
- 断面係数 Z_x : 43.200 cm³
- 断面 2 次モーメント I_x : 25.920 cm⁴
- ヤング係数 E : 1.960×10^5 N /cm²



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 50.000 \times 1.8000 \\
 &= 90.000 \text{ (kN /m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 50.000 \times 1.8000 \\
 &= 90.000 \text{ (kN /m)} \quad \text{---} \quad 900.000 \text{ (N /cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{8} = \frac{90.000 \times 0.1000^2}{8} \\
 &= 0.113 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 11300.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{11300.000}{43.200} \\
 &= 261.574 \text{ (N /cm}^2 \text{)} \leq 784.000 \text{ (N /cm}^2 \text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100$ (cm)

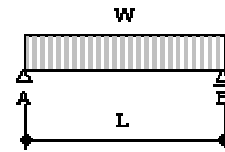
$$\delta = \frac{5 \times w' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.023 \text{ (cm)}$$

c) 根太材の検討

単管φ48. 6×2. 4

【計算条件説明】

●応力用単位荷重 W_0 :	50.000	kN /m ²
●たわみ用単位荷重 W_0' :	50.000	kN /m ²
●荷重負担幅 @ :	0.1000	m
●梁材長さ L :	0.9140	m
●せん断用断面積 A :	3.483	cm ²
●断面係数 Z_x :	3.830	cm ³
●断面2次モーメント I_x :	9.320	cm ⁴
●せん断係数 k :	2.000	
●ヤング係数 E :	2.058 × 10 ⁷	N /cm ²



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 50.000 \times 0.1000 \\
 &= 5.000 \text{ (kN /m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 50.000 \times 0.1000 \\
 &= 5.000 \text{ (kN /m)} \quad \text{---} \quad 50.000 \text{ (N /cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{8} = \frac{5.000 \times 0.9140^2}{8} \\
 &= 0.523 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 52300.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{52300.000}{3.830} \\
 &= 13655.353 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 23520.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【せん断力】

$$\begin{aligned}
 Q_{\max} &= \frac{w L}{2} = \frac{5.000 \times 0.9140}{2} \\
 &= 2.285 \text{ (kN)} \quad \text{---} \quad 2285.000 \text{ (N)}
 \end{aligned}$$

【せん断応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{k Q_{\max}}{A} = \frac{2.000 \times 2285.000}{3.483} \\
 &= 1312.088 \text{ (N /cm}^2\text{)} \leq 12740.000 \text{ (N /cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100 \text{ (cm)}$

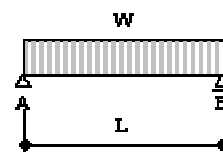
$$\delta = \frac{5 \times w' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.237 \text{ (cm)}$$

d) 大引材の検討

木-90角

【計算条件説明】

- 応力用単位荷重 W_0 : 50.000 kN / m²
- たわみ用単位荷重 W_0' : 50.000 kN / m²
- 荷重負担幅 @ : 0.9140 m
- 梁材長さ L : 0.4500 m
- 断面係数 Z_x : 121.500 cm³
- 断面2次モーメント I_x : 546.750 cm⁴
- ヤング係数 E : 6.860 × 10⁵ N / cm²



【荷重】

$$\begin{aligned}
 w &= W_0 \times @ = 50.000 \times 0.9140 \\
 &= 45.700 \text{ (kN / m)} \\
 w' &= W_0' \times @ = 50.000 \times 0.9140 \\
 &= 45.700 \text{ (kN / m)} \quad \text{---} \quad 457.000 \text{ (N / cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げモーメント】

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{w L^2}{8} = \frac{45.700 \times 0.4500^2}{8} \\
 &= 1.157 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 115700.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}
 \end{aligned}$$

【曲げ応力度】

$$\begin{aligned}
 \sigma_b &= \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{115700.000}{121.500} \\
 &= 952.264 \text{ (N / cm}^2\text{)} \leq 1029.000 \text{ (N / cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

【たわみ】 $L' = L \times 100 \text{ (cm)}$

$$\delta = \frac{5 \times w' \times L'^4}{384 \times E \times I_x} = 0.065 \text{ (cm)}$$

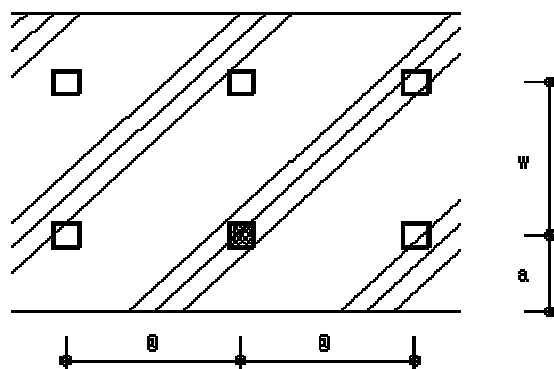
e) パイプサポートの検討

【計算条件説明】

- 躯体単位荷重 W_0 : 50.000 kN / m²
- 縦断方向間隔 @ : 0.9140 m
- 横断方向端部離れ a : 0.0000 m
- 横断方向間隔 w : 0.4500 m

【支柱材にかかる荷重】

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= W_0 \times @ \times \left(a + \frac{w}{2} \right) \\
 &= 50.000 \times 0.914 \times \left(0.000 + \frac{0.4500}{2} \right) \\
 &= 10.283 \text{ (kN / 本)} \leq 19.600 \text{ (kN / 本)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$



f) 水平力の検討

f-1) 梁の短辺方向

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【計算条件説明】

- 鉛直荷重 P : 10.283 kN (サポ-ト荷重より)
- 照査水平荷重係数 γ : 0.050 (5.0 %)
- クランプのスベリ耐力 N_c : 3.430 kN
- ブレース材許容座屈応力度 σ_c : 14112.928 N/cm²
* σ_c の算出方法については別紙参照の事
- ブレース材勾配 θ : 69.444 度
- ブレース材断面積 A : 3.483 cm²
- 負担するサポ-トの本数 n : 2 本 (2本分×1列)

【照査水平荷重】

* 型枠がほぼ水平で現場合わせて支保工を組み立てる場合は、下式によって水平荷重を算出する。
(労働安全衛生規則および労働省産業安全研究所の推奨値)

$$\begin{aligned}
 H &= P \times \gamma \\
 &= 10.283 \times 0.050 \\
 &= 0.515 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【クランプによる許容水平耐力】

$$\begin{aligned}
 HaC &= N_c \times \cos \theta \\
 &= 3.430 \times 0.352 \\
 &= 1.207 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【ブレース材による許容水平耐力】

$$\begin{aligned}
 HaB &= \sigma_c \times A \times \cos \theta \\
 &= 14112.928 \times 3.483 \times 0.352 \\
 &= 17302.675 \text{ (N)} \quad \text{---} \quad 17.302 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【ブレース材の設置間隔の検討】

$$HaC \leq HaB \text{ より許容水平耐力 } Bn = 1.207 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma H &= H \times n \\
 &= 0.515 \times 2 \\
 &= 1.030 \text{ (kN)} \leq 1.207 \text{ (kN)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

- * 故に、サポ-ト2本以内 (2本分×1列) に対し、**単管ブレース1本以上を設置する事により**
各支保工材および全体の水平荷重を防止する事ができる。

※ 単管ブレース の許容座屈応力度の算出

【計算条件説明】

●ブレース材配置スパン @ :	450	mm =	45.0	cm	(B-B断面図参照)
●ブレース材配置高さ h :	1200	mm =	120.0	cm	(B-B断面図参照)
●断面2次半径 i :	1.640	cm			
●円周率 π :	3.1415				
●ヤング係数 E :	2.058	× 10 ⁷	N /cm ²		
●降伏強さ F :	35280.000	N /cm ²			

【座屈長】

$$L = \sqrt{@^2 + h^2}$$

$$= \sqrt{45.000^2 + 120.000^2}$$

$$= 128.2 \text{ (cm)}$$

【限界細長比】

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{0.6 \times F}}$$

$$= \sqrt{\frac{3.1415^2 \times 2.058 \times 10^7}{0.6 \times 35280.000}}$$

$$= 97.953$$

【細長比】

$$\lambda = \frac{L}{i}$$

$$= \frac{128.2}{1.640}$$

$$= 78.171 \leq \Lambda$$

【安全率】

$$u = 1.5 + 0.57 \times \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2$$

$$= 1.5 + 0.57 \times \left(\frac{78.171}{97.953} \right)^2$$

$$= 1.863$$

【許容座屈応力度】

$$\sigma_c = \frac{1 - 0.4 \times (\lambda / \Lambda)^2}{u} F$$

$$= \frac{1 - 0.4 \times (78.171 / 97.953)^2}{1.863} \times 35280.000$$

$$= 14112.928 \text{ (N /cm}^2\text{)}$$

f-2) 梁の長辺方向

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【計算条件説明】

- 鉛直荷重 P : 10.283 kN (桷・ト荷重より)
- 照査水平荷重係数 γ : 0.050 (5.0 %)
- クランプのスベリ耐力 N_c : 3.430 kN
- ブレース材許容座屈応力度 σ_c : 5520.138 N/cm²
* σ_c の算出方法については別紙参照の事
- ブレース材勾配 θ : 33.284 度
- ブレース材断面積 A : 3.483 cm²
- 負担する桷・トの本数 n : 3 本 (3本分×1列)

【照査水平荷重】

* 型枠がほぼ水平で現場合わせて支保工を組み立てる場合は、下式によって水平荷重を算出する。
(労働安全衛生規則および労働省産業安全研究所の推奨値)

$$\begin{aligned}
 H &= P \times \gamma \\
 &= 10.283 \times 0.050 \\
 &= 0.515 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【クランプによる許容水平耐力】

$$\begin{aligned}
 HaC &= N_c \times \cos \theta \\
 &= 3.430 \times 0.836 \\
 &= 2.867 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【ブレース材による許容水平耐力】

$$\begin{aligned}
 HaB &= \sigma_c \times A \times \cos \theta \\
 &= 5520.138 \times 3.483 \times 0.836 \\
 &= 16073.471 \text{ (N)} \quad \text{---} \quad 16.073 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【ブレース材の設置間隔の検討】

$$HaC \leq HaB \text{ より許容水平耐力 } Bn = 2.867 \text{ (kN)}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma H &= H \times n \\
 &= 0.515 \times 3 \\
 &= 1.545 \text{ (kN)} \leq 2.867 \text{ (kN)} \quad \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

- * 故に、桷・ト3本以内（3本分×1列）に対し、**単管ブレース1本以上を設置する事により**
各支保工材および全体の水平荷重を防止する事ができる。

※ 単管ブレース の許容座屈応力度の算出

【計算条件説明】

●ブレース材配置スパン @ :	1828	mm =	182.8	cm	(B-B断面図参照)
●ブレース材配置高さ h :	1200	mm =	120.0	cm	(B-B断面図参照)
●断面2次半径 i :	1.640	cm			
●円周率 π :	3.1415				
●ヤング係数 E :	2.058	$\times 10^7$	N /cm ²		
●降伏強さ F :	35280.000	N /cm ²			

【座屈長】

$$\begin{aligned}
 L &= \sqrt{@^2 + h^2} \\
 &= \sqrt{182.800^2 + 120.000^2} \\
 &= 218.7 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

【限界細長比】

$$\begin{aligned}
 \Lambda &= \sqrt{\frac{\pi^2 \times E}{0.6 \times F}} \\
 &= \sqrt{\frac{3.1415^2 \times 2.058 \times 10^7}{0.6 \times 35280.000}} \\
 &= 97.953
 \end{aligned}$$

【細長比】

$$\begin{aligned}
 \lambda &= \frac{L}{i} \\
 &= \frac{218.7}{1.640} \\
 &= 133.354 > \Lambda
 \end{aligned}$$

【許容座屈応力度】

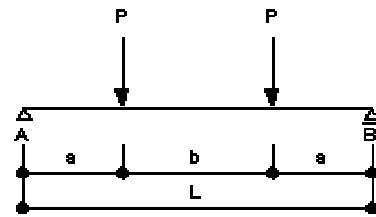
$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= \frac{0.29}{(\lambda / \Lambda)^2} F \\
 &= \frac{0.29}{(133.354 / 97.953)^2} \times 35280.000 \\
 &= 5520.138 \text{ (N /cm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

g) 材-ト下部大引材の検討

□-100×100×3.2

【計算条件説明】

●応力用集中荷重 P :	10.283	kN
●たわみ用集中荷重 P' :	10.283	kN
	= 10283.0	N
●梁材長さ L :	0.9140	m
●荷重寸法 a :	0.2320	m
● " b :	0.4500	m
●せん断用断面積 A :	5.990	cm ²
●断面係数 Z _x :	37.500	cm ³
●断面2次モーメント I _x :	187.000	cm ⁴
●せん断係数 k :	1.000	
●ヤング係数 E :	2.058 × 10 ⁷	N/cm ²



【曲げモーメント】

$$M_{\max} = P \times a = 10.283 \times 0.2320$$

$$= 2.386 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \quad \text{---} \quad 238600.000 \text{ (N} \cdot \text{cm)}$$

【曲げ応力度】

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z_x} = \frac{238600.000}{37.500}$$

$$= 6362.667 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 15680.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

【せん断力】

$$Q_{\max} = P = 10.283 \text{ (kN)} \quad \text{---} \quad 10283.000 \text{ (N)}$$

【せん断応力度】

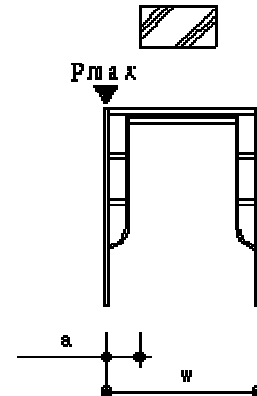
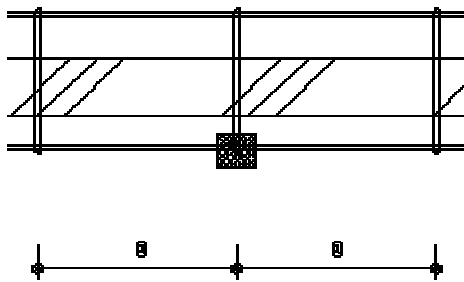
$$\sigma_s = \frac{k Q_{\max}}{A} = \frac{1.000 \times 10283.000}{5.990}$$

$$= 1716.695 \text{ (N/cm}^2\text{)} \leq 8820.000 \text{ (N/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

【たわみ】 ・ 各寸法値 *' = * × 100 (cm)

$$\sigma_s = \frac{P' \times a' (3L'^2 - 4a'^2)}{24 \times E \times I_x} = 0.060 \text{ (cm)}$$

h) 建枠（W914 H1700）の検討



【計算条件説明】

- 躯体単位荷重 W_0 : 50.000 KN / m²
- 縦断方向スパン @ : 0.9140 m
- 横断方向端部離れ a : 0.2320 m
- 枠幅 w : 0.9140 m

【主枠建地にかかる荷重】

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= W_0 \times @ \times \left(\frac{w}{2} - a \right) \\
 &= 50.000 \times 0.9140 \times \left(\frac{0.9140}{2} - 0.2320 \right) \\
 &= 10.283 \text{ (KN / 脚)} \leq 21.300 \text{ (KN / 脚)} \therefore \text{OK}
 \end{aligned}$$

i) 水平力の検討

労働安全衛生規則第240条第3項に基づき以下の検討を行う。

【計算条件説明】

- 鉛直荷重 P : 10.283 kN
- 照査水平荷重係数 γ : 0.025 (2.5 %)
- クランプのスベリ耐力 N_c : 3.430 kN

【照査水平荷重】

* 型枠がほぼ水平で工場製作精度で支保工を組み立てる場合は、下式によって水平荷重を算出する。
(労働安全衛生規則および労働省産業安全研究所の推奨値)

$$\begin{aligned}
 H &= P \times \gamma \\
 &= 10.283 \times 0.025 \\
 &= 0.257 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

【必要クランプ数】

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{H}{N_c} \quad (\text{小数点以下切り上げ}) \\
 &= \frac{0.257}{3.430} \\
 &\doteq 1 \text{ 個}
 \end{aligned}$$

* 故に最低 1 個以上のクランプにより水平力を防止する。
(頭ツナギに対して)

以上