

# 小判形立坑の計算

## 1. 設計条件

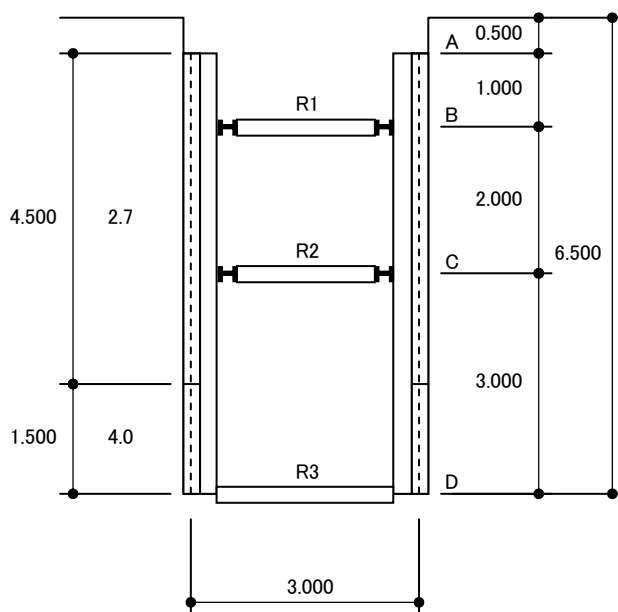
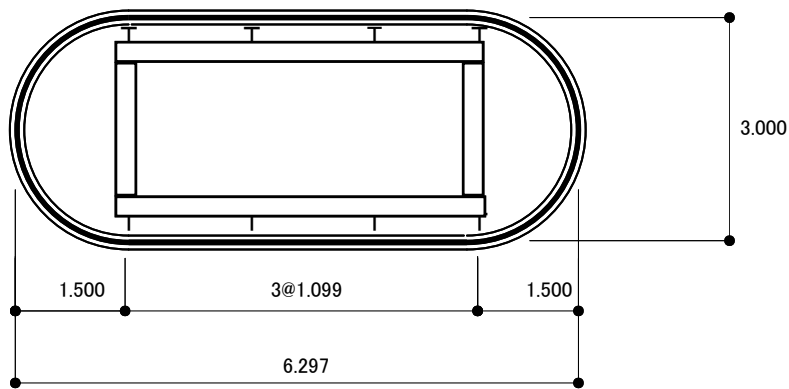
短径 B = 3.000 m  
 長径 L = 6.297 m  
 深さ H = 6.500 m  
 立梁の本数 4 本

上載荷重 W = 10.000 kN/m<sup>2</sup>  
 立坑の天端深さ h1 = 0.500 m

湿潤土の単位体積重量  $\gamma_t$  kN/m<sup>3</sup>

NO	深度(m)	$\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>
1	15.000	20.000

静止土圧係数 K = 0.500  
 ライナープレート 許容応力度  $\sigma_{La}$  = 180.0 N/mm<sup>2</sup>  
 立梁の間隔 L = 1.0990 m  
 円形部半径 r = 1.500 m



## 2. 外力の計算

ライナープレート及び補強リングを仮定して限界深さを試算すると次のようである。

	採用板厚	t (mm)	2.7	4.0			
ライナープレート	断面積	$A_L(\text{cm}^2)$	39.76	58.86			
	断面係数	$Z_L(\text{cm}^3)$	46.00	67.40			
	断面2次モーメント	$I_L(\text{cm}^4)$	141.00	210.00			
補強リング	形式						
	間隔 (m)	$l_H(\text{m})$					
	断面積	$A_H(\text{cm}^2)$					
	断面係数	$Z_H(\text{cm}^3)$					
	断面2次モーメント	$I_H(\text{cm}^4)$					
限界深さ		(m)	5.634	8.508			

ここで深度を次のように設定して外力及び応力度の計算を行う。

外力は次式によってもとめる。

$$Ph = K \cdot (\gamma t \cdot H + W)$$

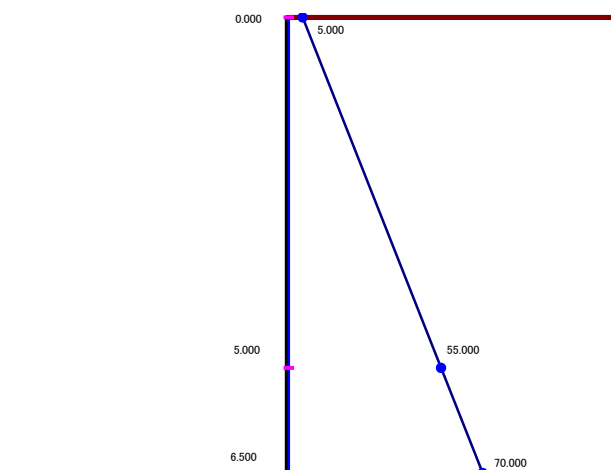
K : 静止土圧係数

$\gamma t$  : 土の単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

H : 層厚 (m)

W : 上載荷重 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

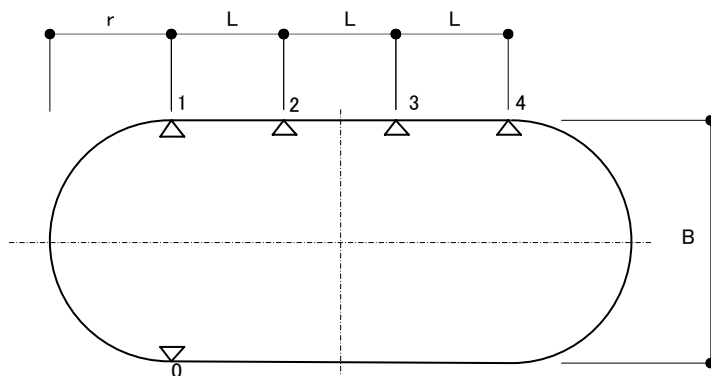
但し、 $P_a \geq 0$



採用板厚	t(mm)	2.7	4.0		
採用深度	H(m)	5.000	6.500		
湿潤土の単位体積重量 $\gamma t(\text{kN}/\text{m}^3)$		20.000	20.000		
外力 $Ph(\text{kN}/\text{m}^2)$		55.000	70.000		

### 3. 外枠の設計

外枠は、小判形のラーメン構造として設計する。  
ラーメンの基本寸法を下図のように符号する。



#### (1) 荷重項の計算

深度 H(m)	0 ~ 5.000	5.000 ~ 6.500			
$C_{1,2}=C_{2,3}=-1/12 \cdot Ph \cdot L^2$	-5.54	-7.05			
$C_{2,1}=-C_{1,2}$	5.54	7.05			
$\psi_1=-C_{1,2}/(10/3L+10.558/\pi r)$	1.0497	1.3360			
$\psi_2=-1/3 \cdot \psi_1$	-0.3499	-0.4453			

#### (2) 接点モーメント

深度 H(m)	0 ~ 5.000	5.000 ~ 6.500			
$M_{1,0}=10.558/\pi r \cdot \psi_1$	2.35	2.99			
$M_{1,2}=4/L \cdot \psi_1+2/L \cdot \psi_2+C_{1,2}$	-2.35	-2.99			
$M_{2,1}=4/L \cdot \psi_2+2/L \cdot \psi_1+C_{2,1}$	6.17	7.86			
$M_{2,3}=2/L \cdot \psi_2+C_{2,3}$	-6.17	-7.86			
最大モーメント (kN/m <sup>2</sup> )	6.17	7.86			

#### (3) せん断力

深度 H(m)	0 ~ 5.000	5.000 ~ 6.500			
$Q_{1,0}=4/\pi r \cdot M_{1,0}$	2.00	2.54			
$Q_{1,2}=Ph \cdot L/2-(M_{1,2}+M_{2,1})/L$	26.75	34.04			
$Q_{2,1}=Ph \cdot L/2+(M_{1,2}+M_{2,1})/L$	33.70	42.89			
$Q_{2,3}=Ph \cdot L/2$	30.22	38.47			

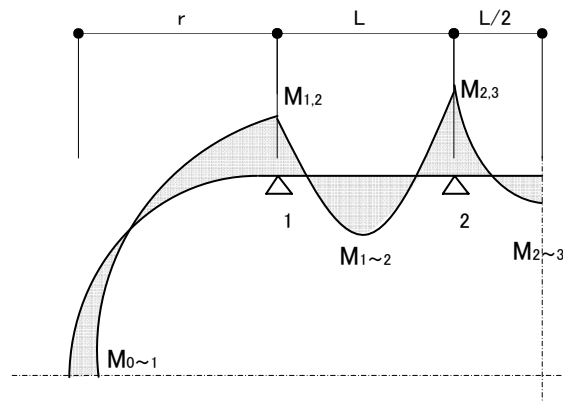
#### (4) 支点反力

深度 H(m)	0 ~ 5.000	5.000 ~ 6.500			
$R_1=Q_{1,0}+Q_{1,2}$	28.74	36.58			
$R_2=Q_{2,1}+Q_{2,3}$	63.92	81.35			
最大値	63.92	81.35			
外力と最大値の比	$\alpha = 1.162$				

(5) スパン中央最大曲げモーメント

深度 H(m)	0 ~ 5.000	5.000 ~ 6.500			
$M_{0\sim1} = Q_{1,0} \cdot r - M_{1,0}$	0.64	0.82			
$X_1 = Q_{1,2} / Ph$	0.486	0.486			
$M_{1\sim2} = Q_{1,2} \cdot X_1 - 1/2 \cdot Ph \cdot X_1^2 + M_{1,2}$	4.15	5.28			
$X_2 = L/2$	0.550	0.550			
$M_{2\sim3} = Q_{2,3} \cdot X_2 - 1/2 \cdot Ph \cdot X_2^2 + M_{2,3}$	2.13	2.71			
最大モーメント (kN/m <sup>2</sup> )	4.15	5.28			

$$\begin{aligned}
 M_{0\sim1} &= 0.0117 Ph \\
 M_{1,2} &= -0.0428 Ph \\
 M_{1\sim2} &= 0.0755 Ph \\
 M_{2,3} &= -0.1122 Ph \\
 M_{2\sim3} &= 0.0387 Ph
 \end{aligned}$$



(6) 軸方向力

深度 H(m)	0 ~ 5.000	5.000 ~ 6.500			
$N_{max} = r \cdot Ph$ (kN)	82.50	105.00			

(7) 断面の決定

座屈に対する検討

等分布外圧を受ける円形ライナープレートの許容座屈荷重qaは次式によって求める。

$$q_a = \frac{2 \cdot E \cdot I}{r^3} \quad (\text{kN/m}^2)$$

E: 弾性係数 E = 200000 (N/mm<sup>2</sup>)  
 I: ライナープレートの断面2次モーメント+補強リングの断面2次モーメント

深度 H(m)	0 ~ 5.000	5.000 ~ 6.500			
外力 Ph(kN/m <sup>2</sup> )	55.000	70.000			
許容座屈荷重 qa(kN/m <sup>2</sup> )	167.111	248.889			
判定 qa>Ph...OK	OK	OK			

## (8) 応力度の検討

深度 H(m)		0 ~ 5.000	5.000 ~ 6.500			
最大曲げモーメント Mmax(kN・m)		6.17	7.86			
軸力 $N = r \cdot Ph$ (kN)		82.50	105.00			
ライナープレート 板厚 t (mm)		2.70	4.00			
分担モーメント $M_L = M_{max} \cdot I_L / (I_L + I_H)$		6.17	7.86			
分担軸力 $N_L = N \cdot A_L / (A_L + A_H)$		82.50	105.00			
細長比 $\lambda_{LNa} = l_k / i_L$		58.36	58.18			
断面2次半径 $i_L = \sqrt{I_L / A_L}$		18.83	18.89			
許容圧縮応力度	$\lambda \leq 18 \quad \sigma_{LNa} = 210 \cdot (\sigma_L / \sigma_H)$ $18 < \lambda \leq 92 \quad \sigma_{LNa} = \{210 - 1.23(\lambda - 18)\} \cdot (\sigma_L / \sigma_H)$ $92 < \lambda \quad \sigma_{LNa} = 1800000 / (6700 + \lambda^2) \cdot (\sigma_L / \sigma_H)$	137.44	137.64			
応力度照査 $N_L / (A_L \cdot \sigma_{LNa}) + M_L / (Z_L \cdot \sigma_{La})$		0.90 $\leq 1.0$ OK	0.78 $\leq 1.0$ OK			
判定						
補強リング						
分担モーメント $M_H = M_{max} - M_L$						
分担軸力 $N_H = N - N_L$						
細長比 $\lambda_{HNa} = l_k / i_L$						
断面2次半径 $i_L = \sqrt{I_L / A_L}$						
許容圧縮応力度	$\lambda \leq 18 \quad \sigma_{HNa} = 210$ $18 < \lambda \leq 92 \quad \sigma_{HNa} = \{210 - 1.23(\lambda - 18)\} \cdot (\sigma_L / \sigma_H)$ $92 < \lambda \quad \sigma_{HNa} = 1800000 / (6700 + \lambda^2)$					
応力度照査 $N_H / (A_H \cdot \sigma_{HNa}) + M_H / (Z_H \cdot \sigma_{Ha})$						
判定						

#### 4 縦梁の計算

縦梁りは腹起こし材に支持された単純梁として計算する。

(1) 縦梁に作用する荷重

荷重強度が最大となる支点の荷重を用いる。

$$P = \alpha \times (\gamma \times h + W) \times K$$

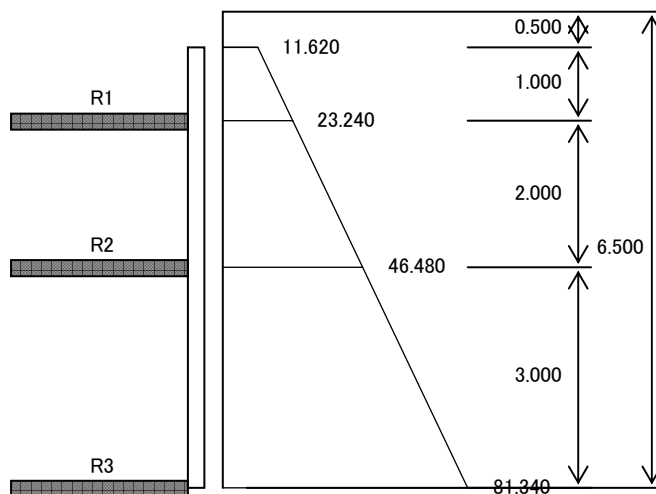
$$= 1.162 \times (\gamma \times h + 10.000) \times 0.500$$

腹起こし NO	深 度 h(m)	スパン L(m)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	作用荷重 P(kN)
	0.500		20.000	11.620
1	1.500	1.000	20.000	23.240
2	3.500	2.000	20.000	46.480
3	6.500	3.000	20.000	81.340
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

(2) 支点反力

腹起こしの支点反力の計算を行う。

NO	Ra	Rb	R(kN)
1	$(P_0+P_1)/2 \cdot L_1 = 17.43$	$L_2/6 \cdot (P_2+2 \cdot P_1) = 30.99$	48.42
2	$L_2/6 \cdot (2 \cdot P_2+P_1) = 38.73$	$L_3/6 \cdot (P_3+2 \cdot P_2) = 87.15$	125.88
3	$L_3/6 \cdot (2 \cdot P_3+P_2) = 104.58$		104.58



(3) 最大曲げモーメント

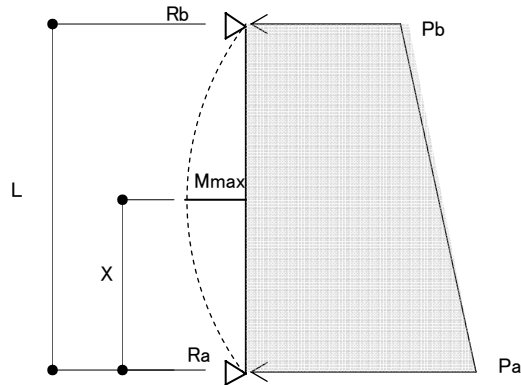
作用荷重が最大となる腹起こしのスパンについて単純梁として計算する。

支点よりX点のモーメントは次式で計算する。

$$M_x = R_a \cdot X - 1/2 \cdot P_a \cdot X^2 + (P_a - P_b) / (6 \cdot L) \cdot X^3$$

Mxの最大となる位置Xは

$$X = (P_a - (1/3 \cdot (P_a^2 + P_a \cdot P_b + P_b^2))^{0.5}) \cdot L / (P_a - P_b)$$



スパン	Ra (kN)	Rb (kN)	Pa (kN)	Pb (kN)	L (m)	X (m)	Mmax (kN·m)
1	38.73	30.99	46.48	23.24	2.000	0.945	17.48
2	104.58	87.15	81.34	46.48	3.000	1.432	72.05
3				81.34			
最大曲げモーメント Mmax =							72.05

(4) 応力度の計算

縦梁に H-200 × 200 × 8 × 12 × 13

Z = 472.0 (cm<sup>3</sup>)を使用すると

$$\sigma_s = M_{max} / Z = 72.05 \times 1000 / 472 = 152.6 \text{ N/mm}^2 < 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$





(3)応力度の計算

位置	使用部材	断面係数 Z(cm <sup>3</sup> )	応力度 $\sigma_s = M_{max}/Z$ (N/mm <sup>2</sup> )	判定
1 段目	H-200×200×8×12×13	472	112.7	OK
2 段目	H-250×250×9×14×16	860	160.9	OK

但し、 H形鋼の許容応力度  $\sigma_{sa} = 210.0$  N/mm<sup>2</sup>

