

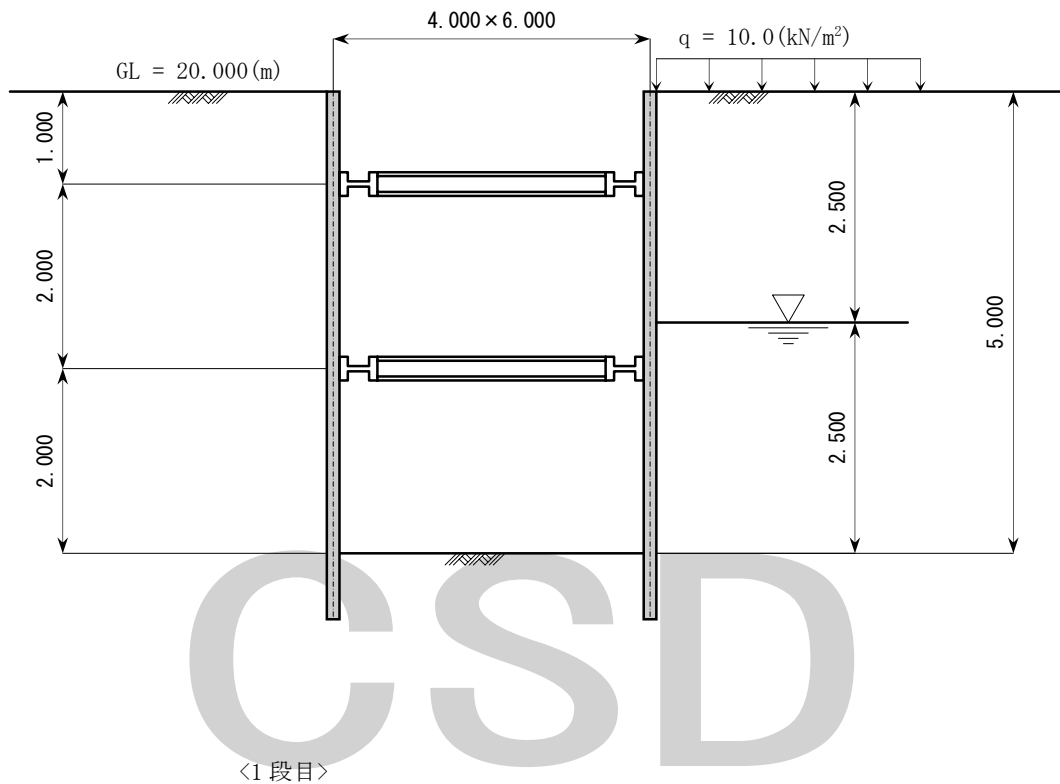
道路土工(平成 11 年)

切梁式土留工

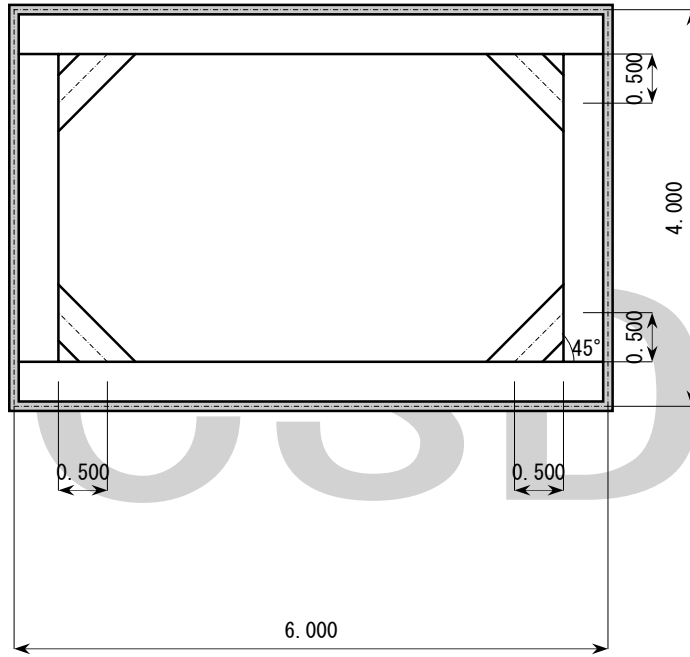
1. 設計条件

地盤高	GL = 20.000 (m)
掘削深	H = 5.000 (m)
上載荷重	q = 10.0 (kN/m ²)
地下水位 (地表面からの深さ)	2.500 (m)
水の単位体積重量	$\gamma_w = 10.0$ (kN/m ³)
切梁段数	n = 2 (段)

断面図



平面図



CSD

2. 土質条件

地質調査名 : サンプル土質データ

地盤高 = 20.000(m)

番号	層厚 (m)	現地盤の土質データ				平均 N 値	土質区分
		γt (kN/m ³)	$\gamma t'$ (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)		
1	2.500	19.0	9.0	2	30.000	4	砂質土
2	2.500	19.0	9.0	2	30.000	4	砂質土
3	5.000	19.0	9.0	2	30.000	4	砂質土
4	10.000	18.0	8.0	12	10.000	6	粘性土

水平方向地盤反力係数

$$k_H = \eta \cdot k_{H0} \cdot \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0$$

ここに、

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

η : 壁体形式に関わる係数 $\eta = 1$

k_{H0} : 直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する
水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

B_H : 換算載荷幅 $B_H = 10$ (m)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha = 1$

番号	E_0 (kN/m ²)	k_{H0} (kN/m ³)	k_H (kN/m ³)
1	57000.000	190000.000	13696.025
2	57000.000	190000.000	13696.025
3	57000.000	190000.000	13696.025
4	50000.000	166666.667	12014.057

3. 土圧の計算

矢板に作用する土圧は、ランキン・レザール公式によって計算され、各層の土圧強度は次のようになる。

$$\text{主働土圧} \quad Q_a = K_a (\sum \gamma t \cdot h + q) - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\text{受働土圧} \quad Q_p = K_p (\sum \gamma t \cdot h') + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

ここに、

Q_a : 主働土圧 (kN/m^2)

Q_p : 受働土圧 (kN/m^2)

K_a : 着目点における地盤の主働土圧係数

K_p : 着目点における地盤の受働土圧係数

ϕ : 着目点における土の内部摩擦角 ($^\circ$)

γt : 各層の土の単位体積重量 (kN/m^3)

C : 着目点における土の粘着力 (kN/m^2)

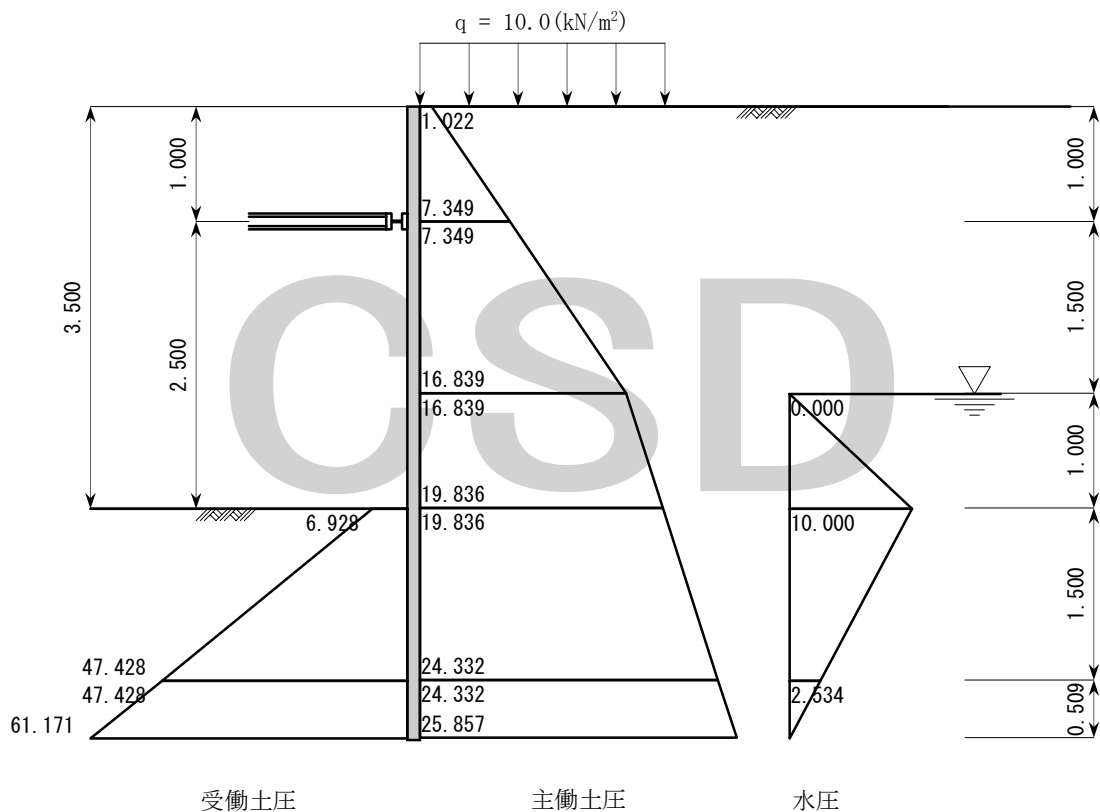
h : 着目点までの主働側の各層の層厚 (m)

h' : 着目点までの受働側の各層の層厚 (m)

q : 地表面での上載荷重 (kN/m^2)

但し、粘性土層の主働土圧の最小土圧は $P_a = 0.3 (\sum \gamma t \cdot h + q)$ として、上式による土圧と水圧の合計値と比較して大きい方を用いる。

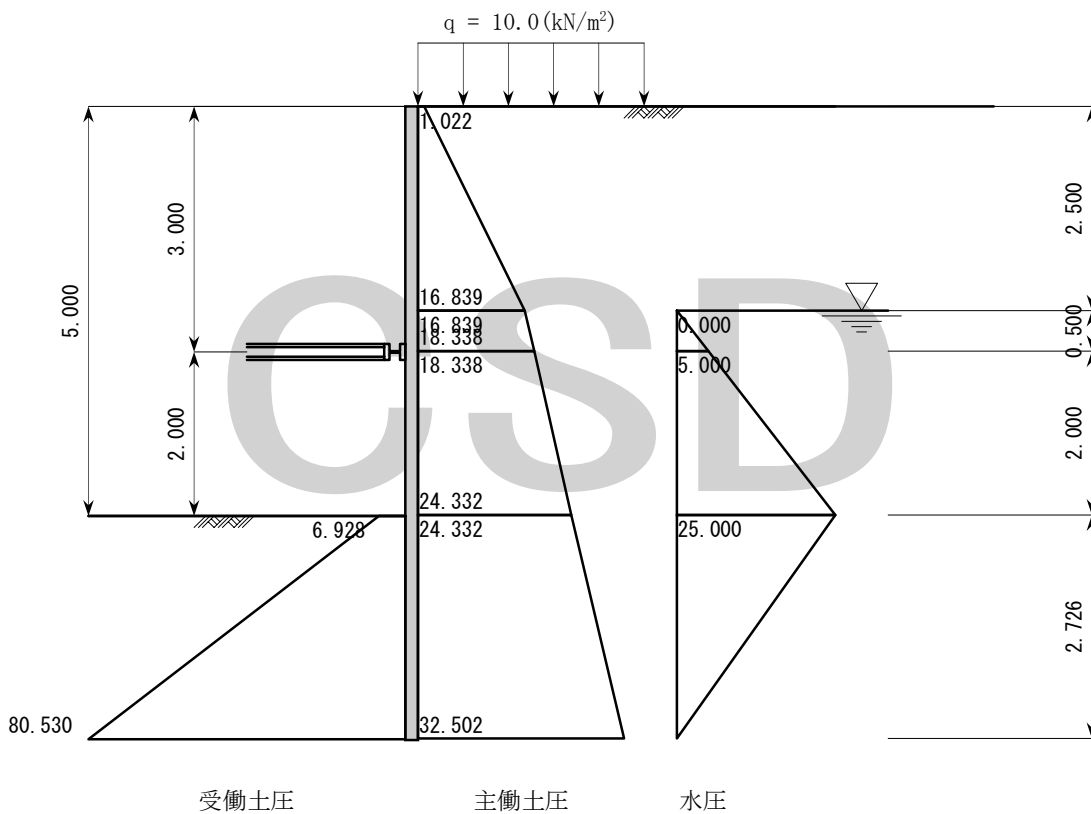
最下段切梁設置前



主働土圧算定表							
番号	層厚 (m)	土圧係数 Ka	主働土圧 Qa (kN/m ²)	水圧 (kN/m ²)	最小土圧 Pa (kN/m ²)	土圧強度 (kN/m ²)	土質区分
1	1.000	0.333	1.022	0.000	0.000	1.022	砂質土
			7.349	0.000	0.000	7.349	
2	1.500	0.333	7.349	0.000	0.000	7.349	砂質土
			16.839	0.000	0.000	16.839	
3	1.000	0.333	16.839	0.000	0.000	16.839	砂質土
			19.836	10.000	0.000	29.836	
4	1.500	0.333	19.836	10.000	0.000	29.836	砂質土
			24.332	2.534	0.000	26.866	
5	0.509	0.333	24.332	2.534	0.000	26.866	砂質土
			25.857	0.000	0.000	25.857	

受働土圧算定表						
番号	層厚 (m)	土圧係数 Kp	$\Sigma \gamma \cdot h$ (kN/m ²)	$Kp \cdot \Sigma \gamma \cdot h$	$2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp}$	土圧強度 (kN/m ²)
4	1.500	3.000	0.000	0.000	6.928	6.928
			13.500	40.500		47.428
5	0.509	3.000	13.500	40.500	6.928	47.428
			18.081	54.243		61.171

最終掘削時



主働土圧算定表							
番号	層厚 (m)	土圧係数 Ka	主働土圧 Qa (kN/m ²)	水圧 (kN/m ²)	最小土圧 Pa (kN/m ²)	土圧強度 (kN/m ²)	土質区分
1	2.500	0.333	1.022	0.000	0.000	1.022	砂質土
			16.839	0.000	0.000	16.839	
2	0.500	0.333	16.839	0.000	0.000	16.839	砂質土
			18.338	5.000	0.000	23.338	
3	2.000	0.333	18.338	5.000	0.000	23.338	砂質土
			24.332	25.000	0.000	49.332	
4	2.726	0.333	24.332	25.000	0.000	49.332	砂質土
			32.502	0.000	0.000	32.502	

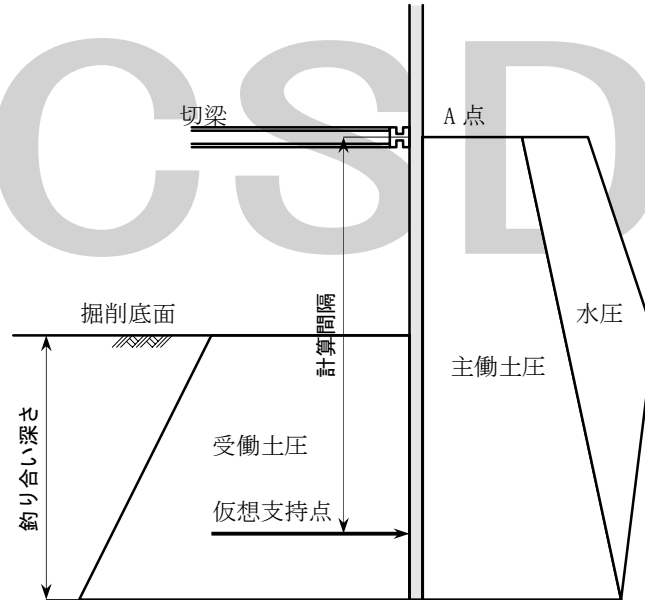
受働土圧算定表						
番号	層厚 (m)	土圧係数 Kp	$\Sigma \gamma \cdot h$ (kN/m ²)	$Kp \cdot \Sigma \gamma \cdot h$	$2 \cdot C \cdot \sqrt{Kp}$	土圧強度 (kN/m ²)
4	2.726	3.000	0.000	0.000	6.928	6.928
			24.534	73.602		80.530

CSD

4. 根入れ長さの決定

土圧の釣り合いから求まる長さ

1. 矢板の根入れ長さは、当該断面に於ける切梁点より下のモーメントの釣り合いを求め、この時の掘削底面以下の深さの 1.2 倍とする。
2. 水圧は、地下水位面釣り合い深さ先端でゼロとなり、掘削底面に頂点をもつ三角形分布とする。



ここに、

- Pr1 : 受働土圧の内四角形分の合力
- Pr2 : 受働土圧の内三角形分の合力
- Yr : A点から受働土圧の合力の作用位置までの距離(m)
- Mr : 受働土圧による抵抗モーメント
- Pa1 : 主働土圧の内四角形分の合力
- Pa2 : 主働土圧の内三角形分の合力
- Ya : A点から主働土圧の合力の作用位置までの距離(m)
- Ma : 主働土圧による抵抗モーメント

最下段切梁設置前

主働土圧によるモーメント表					受働土圧によるモーメント表				
番号	層厚 (m)	土圧強度 (kN/m ²)	水平力 Pa (kN)	モーメント Ma (kN・m)	番号	層厚 (m)	土圧強度 (kN/m ²)	水平力 Pr (kN)	モーメント Mr (kN・m)
1	1.000	1.022			4	1.500	6.928	40.767	140.087
		7.349					47.428		
2	1.500	7.349	18.142	15.386	5	0.509	47.428	27.639	117.898
		16.839					61.171		
3	1.000	16.839	23.338	47.761	合計			68.406	257.985
		29.836							
4	1.500	29.836	42.526	137.653					
		26.866							
5	0.509	26.866	13.418	57.072					
		25.857							

切梁取付点、A点を中心とする主働・受働土圧によるモーメントの釣り合い深さは、掘削底面以下 $L' = 2.009$ (m) が釣り合い点となる。必要根入長は、 $Lo = 1.2 \cdot L'$ より、

$$Lo = 1.2 \times 2.009 = 2.411 \text{ (m)}$$

となる。

最終掘削時

主働土圧によるモーメント表					受働土圧によるモーメント表																																						
番号	層厚 (m)	土圧強度 (kN/m ²)	水平力 Pa (kN)	モーメント Ma (kN・m)	番号	層厚 (m)	土圧強度 (kN/m ²)	水平力 Pr (kN)	モーメント Mr (kN・m)																																		
1	2.500	1.022			4	2.726	6.928	119.206	446.435																																		
		16.839					2			0.500	16.839			合計			119.206	446.435	23.338	3	2.000	23.338	72.670	81.326						49.332	4	2.726	49.332	111.540	364.695						32.502	合計	
2	0.500	16.839			合計				119.206		446.435																																
		23.338					3			2.000		23.338	72.670	81.326						49.332	4	2.726	49.332	111.540	364.695						32.502	合計			184.210	446.021							
3	2.000	23.338	72.670	81.326																																							
		49.332					4			2.726		49.332	111.540	364.695						32.502	合計			184.210	446.021																		
4	2.726	49.332	111.540	364.695																																							
		32.502					合計						184.210	446.021																													
合計			184.210	446.021																																							

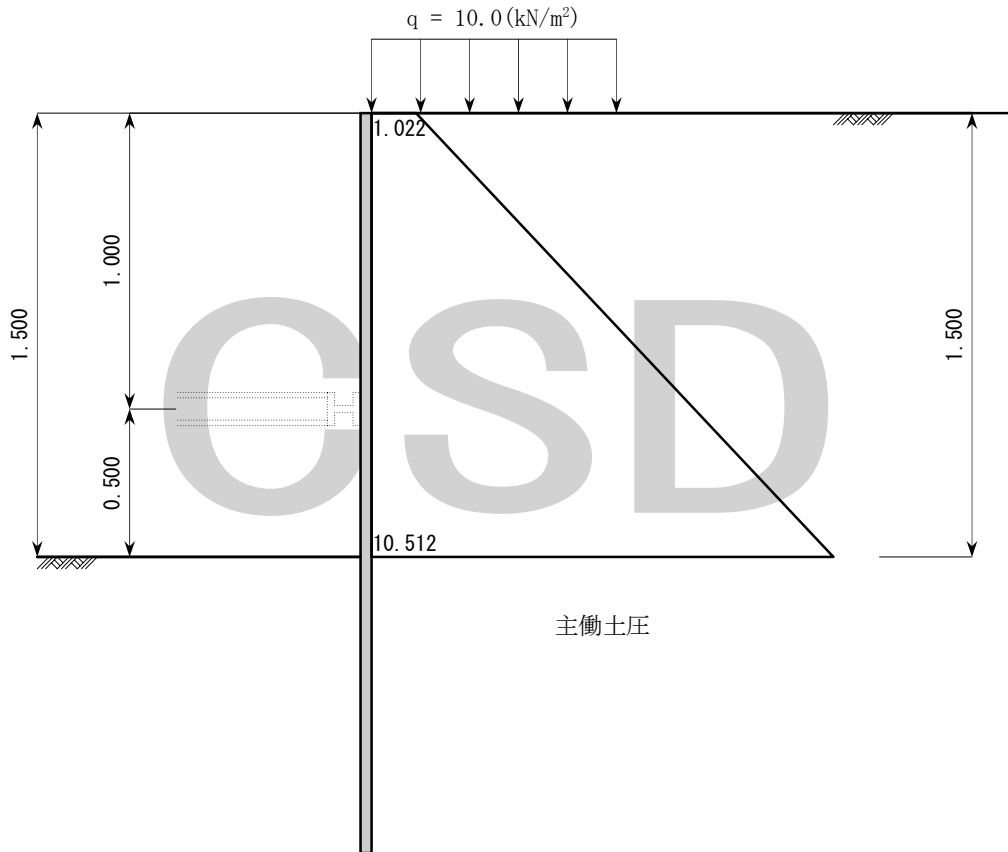
切梁取付点、A点を中心とする主働・受働土圧によるモーメントの釣り合い深さは、掘削底面以下 $L' = 2.726$ (m) が釣り合い点となる。必要根入長は、 $Lo = 1.2 \cdot L'$ より、

$$Lo = 1.2 \times 2.726 = 3.271 \text{ (m)}$$

となる。

CSD

第1段切梁設置前（自立時の計算）



番号	層厚 (m)	土圧係数 Ka	主働土圧 Qa (kN/m²)	水圧 (kN/m²)	最小土圧 Pa (kN/m²)	土圧強度 (kN/m²)	土質区分
1	1.500	0.333	1.022	0.000	0.000	1.022	砂質土
			10.512	0.000	0.000	10.512	

番号	層厚 (m)	土圧強度 (kN/m²)	水平力 Pp (kN)	モーメント Mp (kN・m)
1	1.500	1.022	8.651	4.709
		10.512		
合計			8.651	4.709

主働側水平力の作用位置

$$h = 4.709 / 8.651 = 0.544 \text{ (m)}$$

自立時の根入れ長の計算は、Chang の計算式から決まる根入れ長と自立時の掘削深のうち、最大の値とする。また、壁体の断面2次モーメントの低減を1.0とし計算する。

$$B = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot B}{4EI}}$$

$$\begin{aligned}
&= \sqrt[4]{\frac{13696.025 \times 100.000 \times 10^{-2}}{4 \times 200000000 \times 16800 \times 10^{-8} \times 1.0}} \\
&= 0.565 \text{ (m}^{-1}\text{)}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
L' &= 2.5 / \beta \\
&= 2.5 / 0.565 \\
&= 4.425 \text{ (m)}
\end{aligned}$$

自立時の掘削深 $H = 1.500 \text{ (m)}$ 、最小根入れ長 $= 3.0 \text{ (m)}$ より自立時の必要根入れ長は、

$$L_0 = 4.425 \text{ (m)}$$

となる。

ここに、

L' : 根入れ長 (m)

k_H : 掘削底面から $1/\beta$ の範囲の平均値 $k_H = 13696.025 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

B : 土留壁の幅 $B = 100.000 \text{ (cm)}$

E : ヤング係数 $E = 200000000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

I : 壁体の断面 2 次モーメント $I = 16800 \text{ (cm}^4\text{/m)}$

CSD

ボーリングに対する計算

土留壁先端位置に発生する過剰間隙水圧は、掘削幅等、土留め形状の影響を強く受けるため、これらの影響を考慮したボーリングの検討を行うことが必要である。

ここでは、Terzaghi の考え方を基本とし、土留の形状に関する補正係数を乗じた過剰間隙水圧と根入れ長の 1/2 に相当する崩壊幅分の土の有効重量を用いてボーリングに対する安全率を求める。

$$\begin{aligned}\lambda_1 &= 1.30 + 0.7 \left(\frac{B}{l_d}\right)^{-0.45} \\ &= 1.30 + 0.7 \times \left(\frac{3.20}{3.1907}\right)^{-0.45} \\ &= 1.9991\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_2 &= 0.95 + 0.09 \left(\frac{L}{B} + 0.37\right)^{-2} \\ &= 0.95 + 0.09 \times \left(\frac{4.80}{3.20} + 0.37\right)^{-2} \\ &= 0.9757\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda &= \lambda_1 \lambda_2 \\ &= 1.9991 \times 0.9757 \\ &= 1.951\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}u &= \lambda \frac{1.57 \cdot \gamma_w \cdot h_w}{4} \\ &= 1.951 \times \frac{1.57 \times 10.0 \times 2.500}{4} \\ &= 19.144\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}w &= \gamma' \cdot l_d \\ &= 28.716\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}F_s &= \frac{w}{u} \\ &= \frac{28.716}{19.144} \\ &= 1.50\end{aligned}$$

以上の計算より安全率 1.50 の場合の必要根入れ長を求めると $l_d = 3.1907\text{m}$ となる。

ここに、

l_d	: 土留壁の根入れ長 (m)	
γ'	: 土の水中単位体積重量 (kN/m ³)	
F_s	: ボーリングに対する安全率	1.50
w	: 土の有効重量	28.716 (kN/m ²)
u	: 土留め壁先端位置に作用する平均過剰間隙水圧	19.144 (kN/m ²)
γ_w	: 水の単位体積重量	10.0 (kN/m ³)
h_w	: 水位差	2.500 (m)
λ	: 土留めの形状に関する補正係数	1.951
λ_1	: 掘削幅に関する補正係数	1.9991
λ_2	: 土留め平面形状に関する補正係数	0.9757
L	: 土留め長辺	4.80 (m)
B	: 土留め短辺	3.20 (m)

	h (m)	γ' (kN/m ³)	$\gamma' \cdot h$ (kN/m ²)
4	2.7260	9.000	24.534
5	0.4647	9.000	4.182
合計	$l_d = 3.1907$		$w = 28.716$

根入れ長の決定

土圧の釣り合いでの根入れ長	(最終掘削時)	3.271 (m)	[矢板長 =	8.071 (m)]
最小根入れ長		3.0 (m)	[矢板長 =	7.800 (m)]
自立時での根入れ長		4.425 (m)	[矢板長 =	5.725 (m)]
ボーリングに対する根入れ長		3.1907 (m)	[矢板長 =	7.991 (m)]

したがって、根入れ長・矢板長は次の通りになる。
但し、覆工板の厚さ 0.200 (m) を考慮した矢板長である。

$$\begin{aligned} \text{矢板長 } L &= 8.071 \text{ (m)} \\ \text{根入れ長 } L_o &= (8.071 + 0.200) - 5.000 \\ &= 3.271 \text{ (m)} \end{aligned}$$

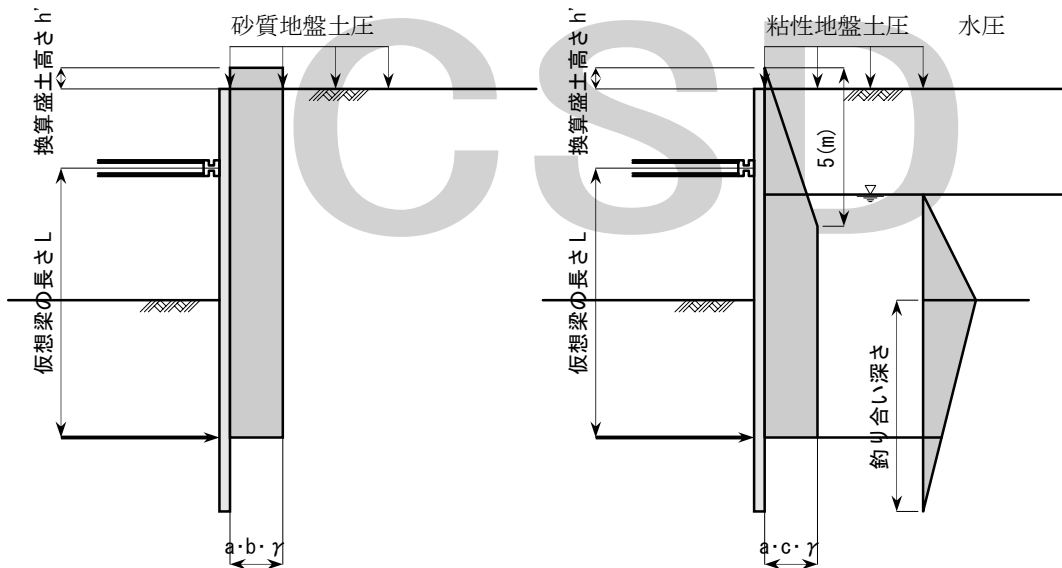
CSD

CSD

5. 矢板断面の計算

矢板断面の断面計算は、次の仮定によって算定する。

1. 矢板断面計算の支点は、当該断面に於ける最下段切梁と仮想支持点（安定計算で釣り合い深さを求めた際の受働土圧の合力の作用位置）とする。
2. 土圧は、主働側には切梁と仮想支持点の間に断面決定用土圧と水圧を作用させる。
3. 水圧は、釣り合い深さ先端でゼロとなり掘削底面に頂点をもつ三角形分布とする。
4. 受働側には、ランキン・レザールの受働土圧を作用させる。
5. 断面決定用土圧は地盤の土質により次の値を用いる。



但し、 γ : 土の単位体積重量
 a, b, c : 右表参照
 N 値 : 平均 N 値

5.0m ≤ H	a = 1.0	N 値	b	c
	5.0m > H > 3.0m	$a = \frac{1}{4}(H - 1)$	N > 5	2
		N ≤ 5		6

CSD

最下段切梁設置前

切梁取付点から、仮想支持点までの深さ

$$\begin{aligned} L &= \Sigma Mr / PR \\ &= 257.985 / 68.406 \\ &= 3.771 \text{ (m)} \end{aligned}$$

平均単位体積重量 : γ (仮想支持点までの土の単位体積重量を平均とする)

番号	層厚 h(m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	h× γ (kN/m ³)
1	1.000	19.0	19.000
2	1.500	19.0	28.500
3	1.000	9.0	9.000
4	1.271	9.0	11.439
合計	4.771		67.939

$$\begin{aligned} \gamma &= (\Sigma h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 67.939 / 4.771 \\ &= 14.240 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧強度 : p

本計算においては、地盤の種類(砂質土)より、 $b = 2.0$ とする。

よって、土圧強度は次の通りとなる。

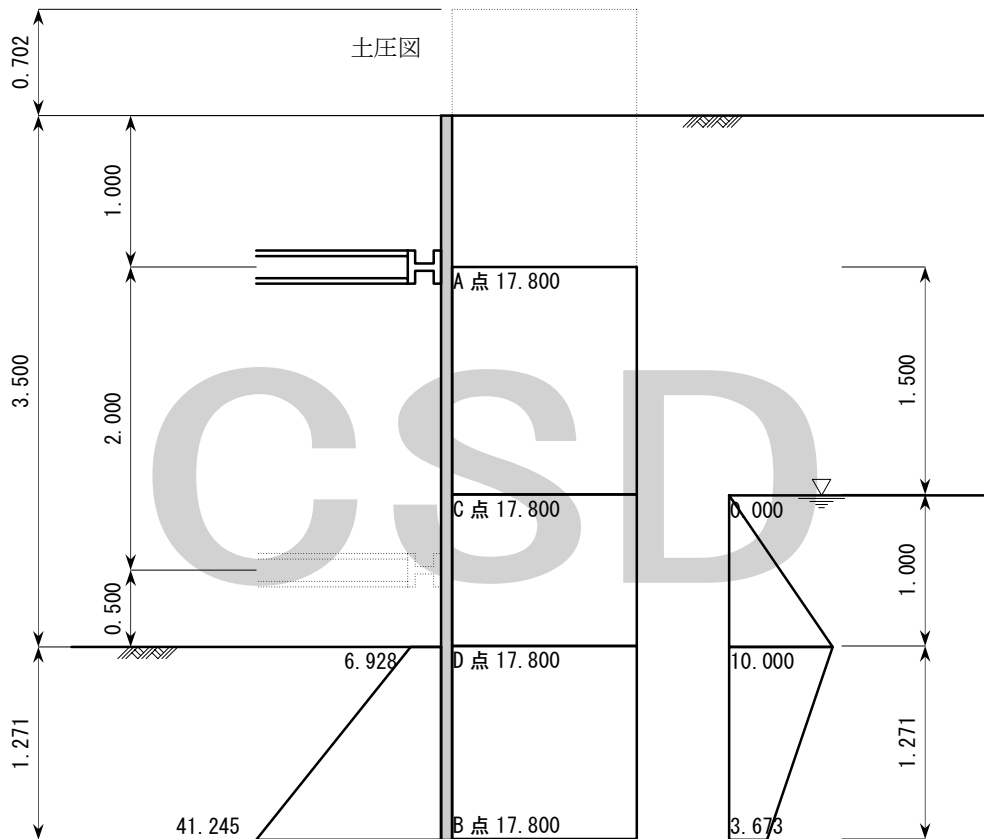
$$p = 0.625 \times 2 \times 14.240 = 17.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

換算盛土高さ(上載荷重を土の平均単位体積重量で除して盛土高さに換算する)

$$\begin{aligned} h &= 10.0 / 14.240 \\ &= 0.702 \text{ (m)} \end{aligned}$$

荷重図 (断面決定用土圧と水圧を示すと下図のようになる。)

CSD



A 点のモーメント

番号	モーメント M (kN・m)
1	20.025
2	46.433
3	18.520
合計	84.978

B 点の反力

$$\begin{aligned}
 R_b &= Ma/L \\
 &= 84.978 / 3.771 \\
 &= 22.535 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

荷重の合力

番号	荷重 Q (kN/m)	荷重の合力 Σ Q (kN/m)
1	26.700	26.700
2	22.800	49.500
3	6.815	56.315

A 点の反力

$$\begin{aligned}
 R_a &= \Sigma Q - R_b \\
 &= 56.315 - 22.535 \\
 &= 33.780 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの計算

A 点～C 点間の計算

A 点～C 点間のモーメントは A 点からの距離を x とすると、次式によって表される。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q_A}{2} \cdot x^2$$

最大曲げモーメントの生じる点は $Mx' = 0$ とおいて、 x を解くことによって求めることができる。

$$Mx' = Q_A \cdot X (Ra - \Sigma Q) = 0$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{Ra - \Sigma Q}{Q_A} \\ &= \frac{33.780}{17.800} \\ &= 1.898 \text{ (m)} \end{aligned}$$

上式により $x = 1.898 \text{ (m)}$ となり、計算スパン 1.500 (m) の範囲に解が無い。よって、この間のスパンには最大モーメントは生じない。

$$\begin{aligned} M &= Ra \cdot L - \frac{Q_A}{2} \cdot L^2 - \frac{Q_C - Q_A}{6} \cdot L^2 \\ &= 33.780 \times 1.500 - \frac{17.800}{2} \times 1.500^2 - \frac{(17.800 - 17.800)}{6} \times 1.500^2 \\ &= 30.645 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

CSD

C点～D点間の計算

C点～D点間のモーメントはC点からの距離を x とすると、次式によって表される。

$$M_x = R_a \cdot x - \frac{Q_b}{2} \cdot x^2 - \frac{Q_b - Q_c}{6 \cdot L'} \cdot x^3 + M_c - \Sigma Q \cdot x$$

最大曲げモーメントの生じる点は $M_x' = 0$ とおいて、 x を解くことによって求めることができる。

$$M_x' = -\frac{Q_b - Q_c}{2 \cdot L'} \cdot x^2 - Q_c \cdot x + R_a - \Sigma Q$$

ここに、

$$A = -\frac{Q_b - Q_c}{2 \cdot L'}, \quad B = -Q_c, \quad c = R_a - \Sigma Q \quad \text{とおく}$$

$$A = -\frac{27.800 - 17.800}{2 \times 1.000} = -5.000, \quad B = -17.800, \quad c = 33.780 - 26.700 = 7.080$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

$$x = \frac{17.800 \pm \sqrt{-17.800^2 - 4 \times -5.000 \times 7.080}}{2 \times -5.000}$$

$$= -3.921 \text{ (m)}$$

$$0.361 \text{ (m)}$$

したがって最大曲げモーメントは0.361(m)の位置に生じ、最大曲げモーメントは、次のようになる。

$$M_{\max} = 33.780 \times 0.361 - \frac{17.800}{2} \times 0.361^2 - \frac{5.000}{3} \times 0.361^3 + 30.645 - 26.700 \times 0.361$$

$$= 31.963 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

応力度の計算

以上より、鋼矢板Ⅲ型を用い、継手効率を0.6とすると、

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6}$$

$$= \frac{31963000.000}{1340 \times 10^3 \times 0.6} = 39.755 \text{ (N/mm}^2) \leq 270 \text{ (N/mm}^2) \quad \text{— OK —}$$

ここに、

M_{\max} : 最大曲げモーメント
 σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度
 z : 鋼矢板の断面係数

$M_{\max} = 31963000.000 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$
 $\sigma_{sa} = 270 \text{ (N/mm}^2)$
 $z = 1340 \text{ (cm}^3)$

最終掘削時

切梁取付点から、仮想支持点までの深さ

$$\begin{aligned} L &= \Sigma Mr / PR \\ &= 446.435 / 119.206 \\ &= 3.745 \text{ (m)} \end{aligned}$$

平均単位体積重量 : γ (仮想支持点までの土の単位体積重量を平均とする)

番号	層厚 h(m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	h× γ (kN/m ³)
1	2.500	19.0	47.500
2	0.500	9.0	4.500
3	2.000	9.0	18.000
4	1.745	9.0	15.705
合計	6.745		85.705

$$\begin{aligned} \gamma &= (\Sigma h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 85.705 / 6.745 \\ &= 12.706 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

土圧強度 : p

本計算においては、地盤の種類(砂質土)より、 $b = 2.0$ とする。

よって、土圧強度は次の通りとなる。

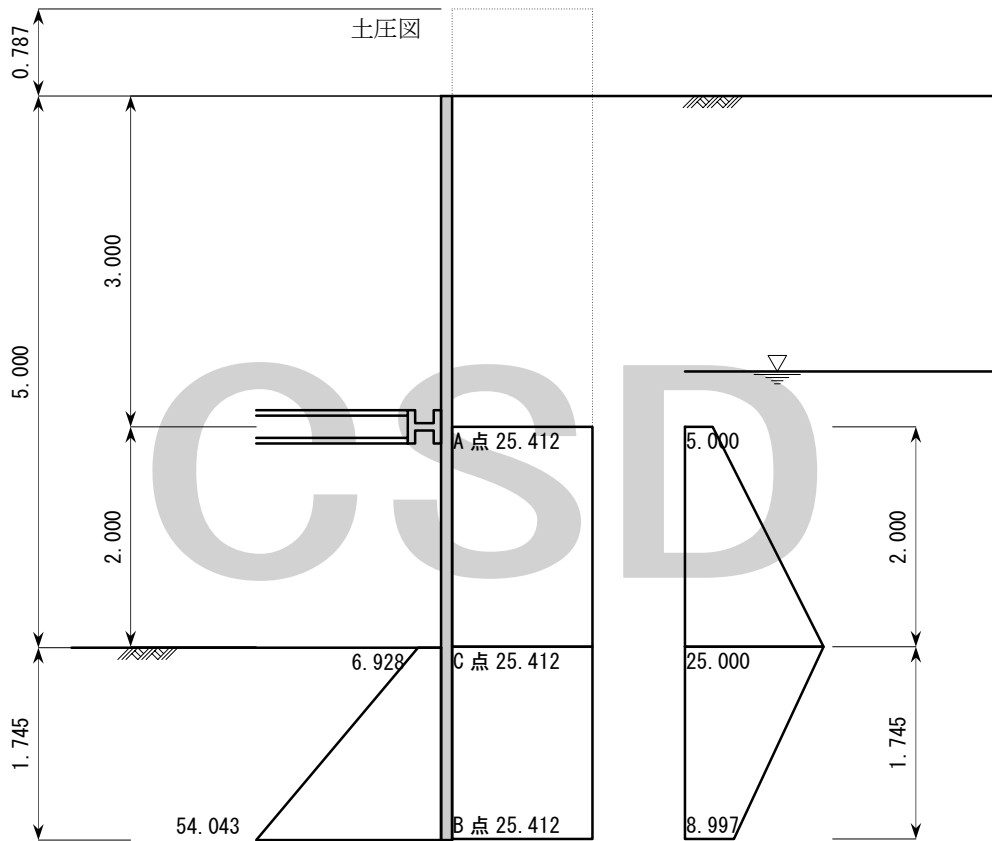
$$p = 1.000 \times 2 \times 12.706 = 25.412 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

換算盛土高さ(上載荷重を土の平均単位体積重量で除して盛土高さに換算する)

$$\begin{aligned} h &= 10.0 / 12.706 \\ &= 0.787 \text{ (m)} \end{aligned}$$

荷重図 (断面決定用土圧と水圧を示すと下図のようになる。)

CSD



A 点のモーメント

番号	モーメント M (kN・m)
1	87.491
2	62.739
合計	150.230

B 点の反力

$$\begin{aligned}
 R_b &= Ma/L \\
 &= 150.230 / 3.745 \\
 &= 40.115 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

荷重の合力

番号	荷重 Q (kN/m)	荷重の合力 Σ Q (kN/m)
1	80.824	80.824
2	26.134	106.958

A 点の反力

$$\begin{aligned}
 R_a &= \Sigma Q - R_b \\
 &= 106.958 - 40.115 \\
 &= 66.843 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの計算

A 点～C 点間の計算

A 点～C 点間のモーメントは A 点からの距離を x とすると、次式によって表される。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q_A}{2} \cdot x^2 - \frac{Q_C - Q_A}{6 \cdot L'} \cdot x^3$$

最大曲げモーメントの生じる点は $Mx' = 0$ とおいて、 x を解くことによって求めることができる。

$$Mx' = -\frac{Q_C - Q_A}{2 \cdot L'} \cdot x^2 - Q_A \cdot x + Ra = 0$$

$$A = -\frac{Q_C - Q_A}{2 \cdot L'}, \quad B = -Q_A, \quad c = Ra \quad \text{とおく}$$

$$A = -\frac{50.412 - 30.412}{2 \times 2.000} = -5.000, \quad B = -30.412, \quad c = 66.843$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

$$x = \frac{30.412 \pm \sqrt{-30.412^2 - 4 \times -5.000 \times 66.843}}{2 \times -5.000}$$

$$= -7.797 \text{ (m)}$$

$$1.715 \text{ (m)}$$

したがって最大曲げモーメントは 1.715(m) の位置に生じ、最大曲げモーメントは、次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 66.843 \times 1.715 - \frac{30.412}{2} \times 1.715^2 - \frac{5.000}{3} \times 1.715^3 \\ &= 61.504 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

応力度の計算

以上より、鋼矢板Ⅲ 型を用い、継手効率を 0.6 とすると、

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6} \\ &= \frac{61504000.000}{1340 \times 10^3 \times 0.6} = 76.498 \text{ (N/mm}^2) \leq 270 \text{ (N/mm}^2) \quad \text{— OK —} \end{aligned}$$

ここに、

M_{\max} : 最大曲げモーメント

σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

z : 鋼矢板の断面係数

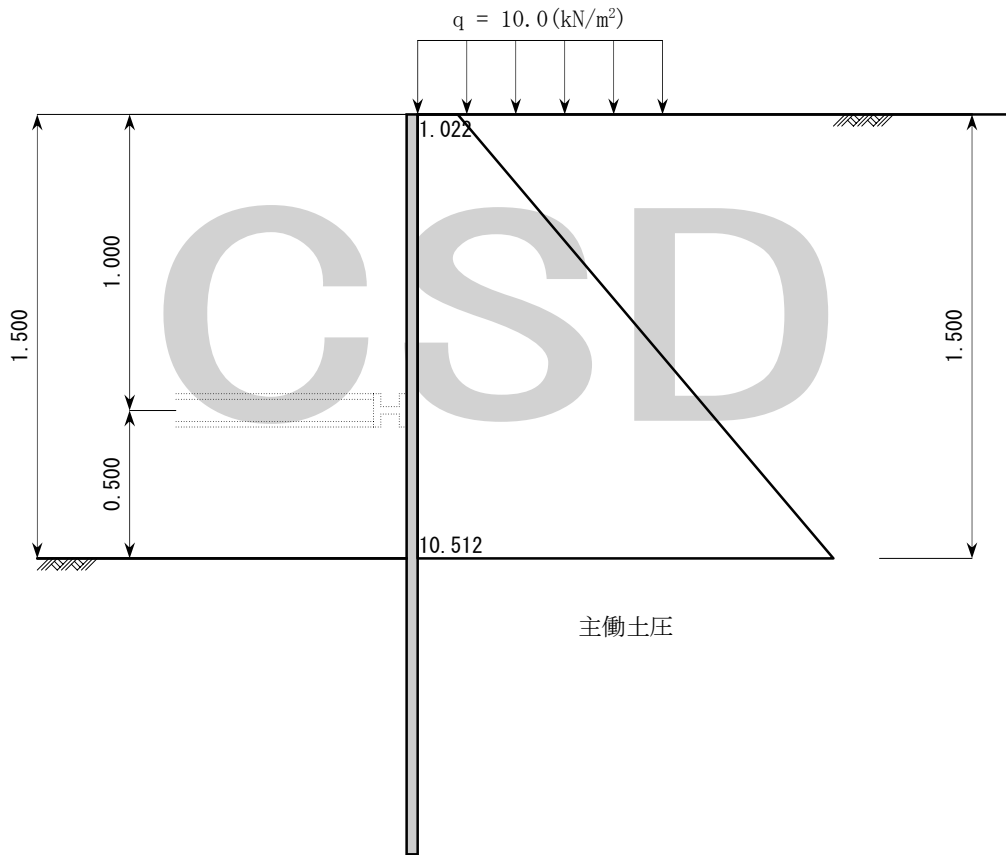
$M_{\max} = 61504000.000 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$

$\sigma_{sa} = 270 \text{ (N/mm}^2)$

$z = 1340 \text{ (cm}^3)$

1 段切梁設置位置（自立時）

矢板断面の計算は、壁体を杭頭自由の突出杭として Chang の計算式を用いて、最大曲げモーメントを求める。また、矢板に作用する荷重は下図のようになる。



$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4EI}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{13696.025 \times 100.000 \times 10^{-2}}{4 \times 200000000 \times 16800 \times 10^{-8} \times 0.6}}$$

$$= 0.642 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$$M_{\max} = -\frac{Pa}{2\beta} \sqrt{(1 + 2 \cdot \beta \cdot h)^2 + 1} \cdot \exp\left\{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2\beta h}\right)\right\}$$

$$= -\frac{8.651}{2 \times 0.642} \times \sqrt{(1 + 2 \times 0.642 \times 0.544)^2 + 1} \times \exp\left\{-\tan^{-1}\left(\frac{1}{1 + 2 \times 0.642 \times 0.544}\right)\right\}$$

$$= -7.800 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

ここに、

M_{\max} : 最大曲げモーメント

P_a : 側圧合計値

h : P_a の作用位置

$P_a = 8.651 \text{ (kN)}$

$h = 0.544 \text{ (m)}$

応力度の計算

以上より、鋼矢板Ⅲ型を用い、継手効率を0.6とすると、

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6} \\ &= \frac{7800000.000}{1340 \times 10^3 \times 0.6} = 9.701 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 270 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -\end{aligned}$$

ここに、

M_{\max} : 最大曲げモーメント	$M_{\max} = 7800000.000 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$
σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度	$\sigma_{sa} = 270 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
z : 鋼矢板の断面係数	$z = 1340 \text{ (cm}^3\text{)}$

CSD

6. 矢板変位量の計算

δ1の算定

最上段切梁位置と仮想支持点の1/2点とをスパンとして、全載荷重をスパンで割った荷重を載荷した時の単純梁のたわみ量。

土圧合力

$$\begin{aligned} W_a &= 25.412 \times 4.873 \\ &= 123.833 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

水圧合力

$$\begin{aligned} W_w &= 2.500^2 \times 10.0 / 2 + (2.500 \times 10.0 + 16.998) / 2 \times (1.745 / 2) \\ &= 49.572 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

合計荷重

$$\begin{aligned} \Sigma W &= 123.833 + 49.572 \\ &= 173.405 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= 173.405 / 4.873 \\ &= 35.585 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta 1 &= \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot Kr} \\ &= \frac{5 \times 35.585 \times 4.873^4}{384 \times 200000000 \times 16800 \times 10^{-8} \times 0.6} \\ &= 0.013 \text{ (m)} \end{aligned}$$

ここに、

L	: 計算支間(最上段切梁から仮想支持点深さ1/2)	L = 4.873 (m)
E	: ヤング係数	E = 200000000 (kN/m ²)
I	: 矢板の断面2次モーメント	I = 16800 (cm ⁴ /m)
Kr	: 矢板の断面2次モーメントの低減率	Kr = 0.6

δ2の算定

根切り底面土の弾性変形量は、次式による。

$$\begin{aligned} \delta 2 &= \frac{1}{2} \cdot \frac{R}{K} \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{35.585 \times 4.873 / 2}{23899.564} \\ &= 0.002 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= k_H \cdot b \cdot Lk \\ &= 13696.025 \times 1.0 \times 1.745 \\ &= 23899.564 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに、

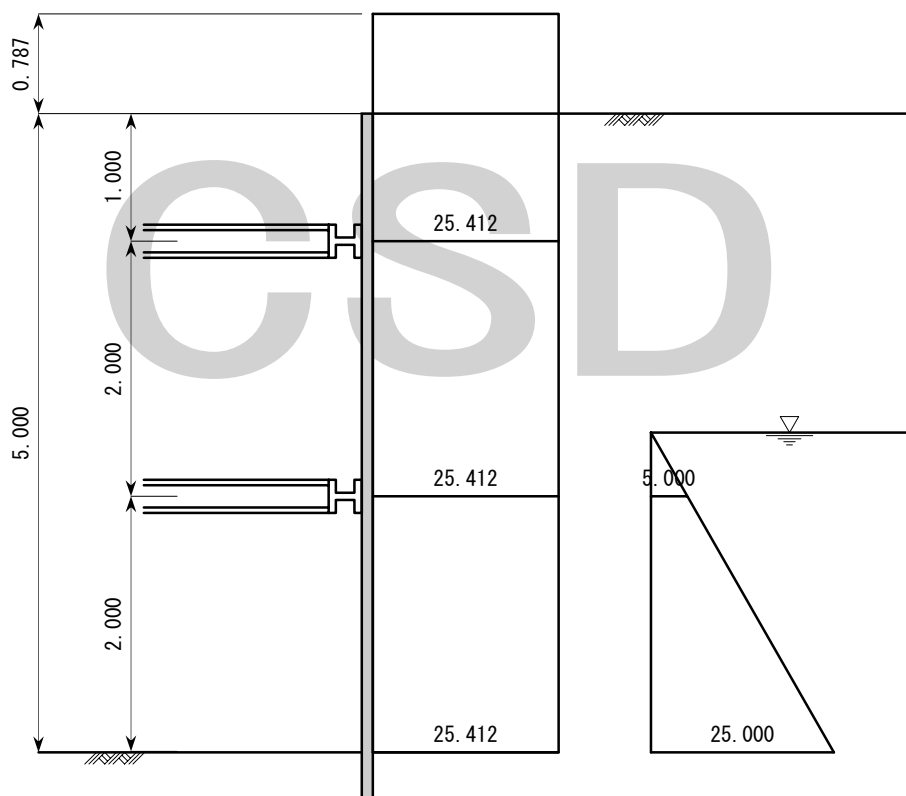
R	: 仮想支持点の1/2点における反力 (kN/m)
k _H	: 掘削底面から仮想支持点までの範囲の平均値 k _H = 13696.025 (kN/m ³)
b	: 単位幅 (1.0m)
Lk	: 掘削底面から仮想支持点までの距離 Lk = 1.745 (m)

変位量の算定

$$\begin{aligned} \delta &= \delta 1 + \delta 2 \\ &= 0.013 + 0.002 \\ &= 0.015 \text{ (m)} \leq 0.300 \text{ (m)} \quad \text{- OK -} \end{aligned}$$

7. 支保工作用荷重

各段の支保工に作用する土圧は、最終掘削状態において断面決定用土圧を用いて下図のように分布する下方分担法により求めます。



切梁位置	土圧 (kN/m)	水圧 (kN/m)	作用荷重 (kN/m)
1 段目	96.235	1.250	97.485
2 段目	50.824	30.000	80.824

8. 腹起し材の計算

第1段腹起し材(立坑長辺部)

1段目の腹起しに作用する土圧は、1段目腹起し～2段目腹起し間 1.0(m)当たりの土圧と水圧の合力とする。

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_y &= Ra \cdot L^2 / 8 \\ &= 97.485 \times 4.550^2 / 8 \\ &= 252.273 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ &= 252273000.000 \text{ (N}\cdot\text{mm)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max} &= Ra \cdot L / 2 \\ &= 97.485 \times 4.550 / 2 \\ &= 221.778 \text{ (kN)} \\ &= 221778.000 \text{ (N)} \end{aligned}$$

ここに、

Ra : 支保工作用荷重
L : 設計支間長

Ra = 97.485 (kN/m)
L = 4.550 (m)

腹起しは曲げモーメントとせん断力に対して設計する。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{Z} \leq \sigma_a \\ \tau &= \frac{S_{\max}}{A} \leq \tau_a \end{aligned}$$

ここに、

σ : 曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
Z : 腹起しの断面係数 (mm³)
 σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)
S_{max} : 最大せん断力 (N)
A : 腹起し材ウェブ断面積 (mm²)
 τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

これに対して、H - 350×350×12×19(リース材)を、1本使用すると、

断面積 A (cm ²)	単位重量 W (kN/m)	断面係数		断面2次半径	
		Zx (cm ³)	Zy (cm ³)	rx (cm)	ry (cm)
154.900	1.500	2000.000	716.000	15.1	8.99

$$\sigma = \frac{252273000.000}{2000.000 \times 10^3} = 126.137 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 179.400 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -$$

ここに、

$$\begin{aligned} \sigma_a &: \text{許容曲げ圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ & \quad (L/b) \leq 4.5 \text{ の時} \quad \sigma_a = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ & \quad 4.5 < (L/b) \leq 30 \text{ の時} \quad \sigma_a = \{140 - 2.4 \cdot (L/b - 4.5)\} \cdot 1.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ & \quad L = 4.550 \text{ (m)} \quad b = 350 \text{ (mm) より} \\ & \quad L/b = (4.550 \times 10^3) / 350 = 13.000 \text{ であるから} \\ & \quad \sigma_a = 179.400 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\tau = \frac{221778.000}{3744.000} = 59.236 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -$$

ウェブ部断面積

$$\begin{aligned} A &= (H - 2 \times t_2) \times t_1 \times 1 \\ &= (350 - 2 \times 19) \times 12 \times 1 \\ &= 3744.000 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

CSD

第2段腹起し材(立坑長辺部)

2段目の腹起しに作用する土圧は、2段目腹起し～最終掘削底面間 1.0(m)当たりの土圧と水圧の合力とする。

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_y &= Ra \cdot L^2 / 8 \\ &= 80.824 \times 4.550^2 / 8 \\ &= 209.157 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ &= 209157000.000 \text{ (N}\cdot\text{mm)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S_{max} &= Ra \cdot L / 2 \\ &= 80.824 \times 4.550 / 2 \\ &= 183.875 \text{ (kN)} \\ &= 183875.000 \text{ (N)} \end{aligned}$$

ここに、

Ra : 支保工作用荷重
L : 設計支間長

Ra = 80.824 (kN/m)
L = 4.550 (m)

腹起しは曲げモーメントとせん断力に対して設計する。

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_{max}}{A} \leq \tau_a$$

ここに、

σ : 曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
M_{max} : 最大曲げモーメント (N・mm)
Z : 腹起しの断面係数 (mm³)
 σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
 τ : せん断応力度 (N/mm²)
S_{max} : 最大せん断力 (N)
A : 腹起し材ウェブ断面積 (mm²)
 τ_a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

これに対して、H - 350×350×12×19(リース材)を、1本使用すると、

断面積 A (cm ²)	単位重量 W (kN/m)	断面係数		断面2次半径	
		Zx (cm ³)	Zy (cm ³)	rx (cm)	ry (cm)
154.900	1.500	2000.000	716.000	15.1	8.99

$$\sigma = \frac{209157000.000}{2000.000 \times 10^3} = 104.579 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 179.400 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -$$

ここに、

$$\begin{aligned} \sigma_a &: \text{許容曲げ圧縮応力度 (N/mm}^2\text{)} \\ & \quad (L/b) \leq 4.5 \text{ の時} \quad \sigma_a = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ & \quad 4.5 < (L/b) \leq 30 \text{ の時} \quad \sigma_a = \{140 - 2.4 \cdot (L/b - 4.5)\} \cdot 1.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ & \quad L = 4.550 \text{ (m)} \quad b = 350 \text{ (mm) より} \\ & \quad L/b = (4.550 \times 10^3) / 350 = 13.000 \text{ であるから} \\ & \quad \sigma_a = 179.400 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\tau = \frac{183875.000}{3744.000} = 49.112 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -$$

ウェブ部断面積

$$\begin{aligned} A &= (H - 2 \times t_2) \times t_1 \times 1 \\ &= (350 - 2 \times 19) \times 12 \times 1 \\ &= 3744.000 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

CSD

9. 火打ち材の計算

第1段火打ち材(隅部)

火打ちに作用する軸力は腹起しに作用する反力と火打ち分担幅の積として求められる。

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 97.485 \times 2.275 / \cos 45 + 0.000 \times 1 \\ &= 313.642 \text{ (kN)} \\ &= 313642.000 \text{ (N)} \end{aligned}$$

これに対して、H - 300×300×10×15(リース材)を、1本使用すると、

火打ち材の断面諸元は次の通りになる。

断面積 A (cm ²)	単位重量 W (kN/m)	断面係数		断面2次半径	
		Z _x (cm ³)	Z _y (cm ³)	r _x (cm)	r _y (cm)
104.800	1.000	1150.000	394.000	12.9	7.51

火打ちは軸方向圧縮を受ける軸力部材として設計する。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \leq \sigma_a \\ &= \frac{313642.000}{(104.800 \times 10^2)} \\ &= 29.928 \text{ (N/mm}^2) \leq 210 \text{ (N/mm}^2) \quad - \text{OK} - \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} \sigma &: \text{軸方向圧縮応力度 (N/mm}^2) \\ N &: \text{火打ちに作用する最大軸力 (kN)} \\ A &: \text{火打ちの断面積 (cm}^2) \\ \sigma_a &: \text{許容軸方向圧縮応力度 (N/mm}^2) \\ &\quad (L/r) \leq 18 \text{ の時} \quad \sigma_a = 210 \text{ (N/mm}^2) \\ &\quad 18 < (L/r) \leq 92 \text{ の時} \quad \sigma_a = \{140 - 0.82 \cdot (L/r - 18)\} \cdot 1.5 \text{ (N/mm}^2) \\ &\quad (L/r) > 92 \text{ の時} \quad \sigma_a = \left\{ \frac{1,200,000}{6,700 + (L/r)^2} \right\} \cdot 1.5 \text{ (N/mm}^2) \\ L &= 0.707 \text{ (m)}, \quad r = 12.9 \text{ (cm) より、} \\ L/r &= (0.707 \times 10^3) / (12.9 \times 10) = 5.481 \text{ であるから} \\ \sigma_a &= 210 \text{ (N/mm}^2) \end{aligned}$$

火打ち取り付け部のボルトを、M22とするとボルトの本数は、

$$\begin{aligned} S &= N \cdot \sin \theta = 313.642 \times \sin 45 = 221.778 \text{ (kN)} \\ n &= \frac{S}{\pi/4 \times D^2 \times \tau_a} = \frac{221778.385}{\pi/4 \times 22^2 \times 135} = 4.3 \text{ (本)} \end{aligned}$$

使用ボルト本数を偶数本とし、6(本)(設置火打ち材1本)とすると鋼材の支圧応力度により決まる。火打ちピースのプレート必要厚さ及び腹起し材のフランジの必要厚さは、次のようになる。

$$t = \frac{S}{n \cdot D \cdot \sigma_{oa}} = \frac{221778.385}{6 \times 22 \times 315} = 5.334 \text{ (mm)}$$

ここに、

$$\begin{aligned} \tau_a &: \text{ボルトの許容せん断応力度} & \tau_a &= 135 \text{ (N/mm}^2) \\ \sigma_{oa} &: \text{ボルトの許容支圧応力度} & \sigma_{oa} &= 315 \text{ (N/mm}^2) \end{aligned}$$

第2段火打ち材(隅部)

火打ちに作用する軸力は腹起しに作用する反力と火打ち分担幅の積として求められる。

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 80.824 \times 2.275 / \cos 45 + 0.000 \times 1 \\ &= 260.038 \text{ (kN)} \\ &= 260038.000 \text{ (N)} \end{aligned}$$

これに対して、H - 300×300×10×15(リース材)を、1本使用すると、
火打ち材の断面諸元は次の通りになる。

断面積 A (cm ²)	単位重量 W (kN/m)	断面係数		断面2次半径	
		Zx (cm ³)	Zy (cm ³)	rx (cm)	ry (cm)
104.800	1.000	1150.000	394.000	12.9	7.51

火打ちは軸方向圧縮を受ける軸力部材として設計する。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \leq \sigma_a \\ &= \frac{260038.000}{(104.800 \times 10^2)} \\ &= 24.813 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{- OK -} \end{aligned}$$

ここに、

- σ : 軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- N : 火打ちに作用する最大軸力 (kN)
- A : 火打ちの断面積 (cm²)
- σ_a : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
 - (L/r) ≤ 18 の時 $\sigma_a = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 - 18 < (L/r) ≤ 92 の時 $\sigma_a = \{140 - 0.82 \cdot (L/r - 18)\} \cdot 1.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 - (L/r) > 92 の時 $\sigma_a = \left\{ \frac{1,200,000}{6,700 + (L/r)^2} \right\} \cdot 1.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$$\begin{aligned} L &= 0.707 \text{ (m)}, \quad r = 12.9 \text{ (cm)} \text{ より、} \\ L/r &= (0.707 \times 10^3) / (12.9 \times 10) = 5.481 \text{ であるから} \\ \sigma_a &= 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

火打ち取り付け部のボルトを、M22とするとボルトの本数は、

$$\begin{aligned} S &= N \cdot \sin \theta = 260.038 \times \sin 45 = 183.875 \text{ (kN)} \\ n &= \frac{S}{\pi/4 \times D^2 \times \tau_a} = \frac{183874.633}{\pi/4 \times 22^2 \times 135} = 3.6 \text{ (本)} \end{aligned}$$

使用ボルト本数を偶数本とし、4(本)(設置火打ち材1本)とすると鋼材の支圧応力度により決まる。
火打ちピースのプレート必要厚さ及び腹起し材のフランジの必要厚さは、次のようになる。

$$t = \frac{S}{n \cdot D \cdot \sigma_{oa}} = \frac{183874.633}{4 \times 22 \times 315} = 6.633 \text{ (mm)}$$

ここに、

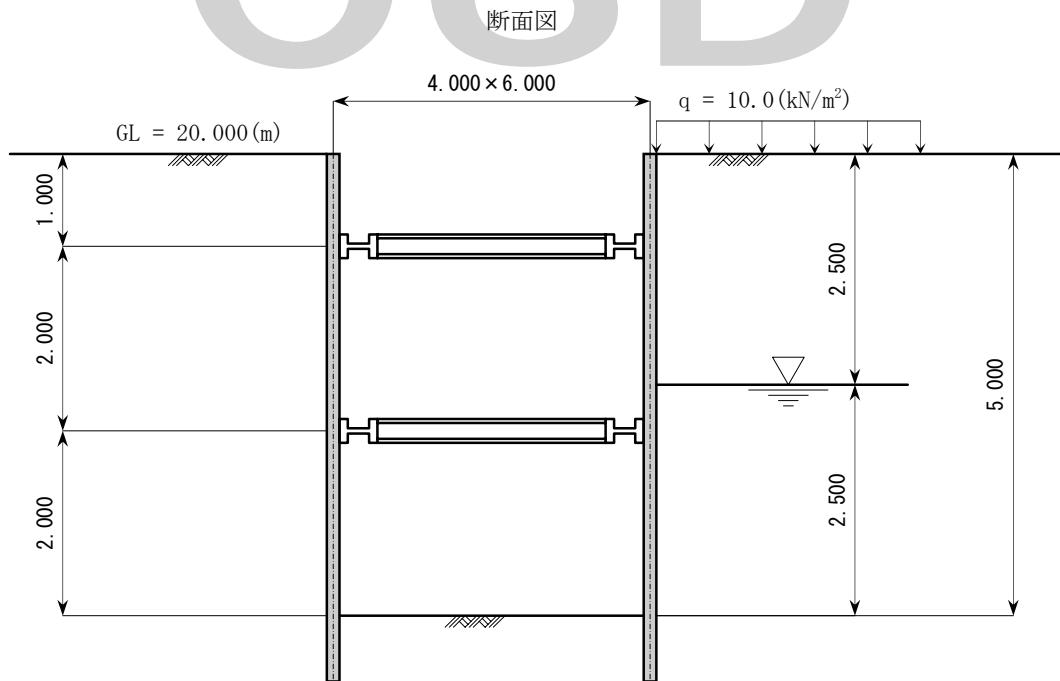
- τ_a : ボルトの許容せん断応力度 $\tau_a = 135 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
- σ_{oa} : ボルトの許容支圧応力度 $\sigma_{oa} = 315 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

道路土工(平成 11 年)

切梁式土留工

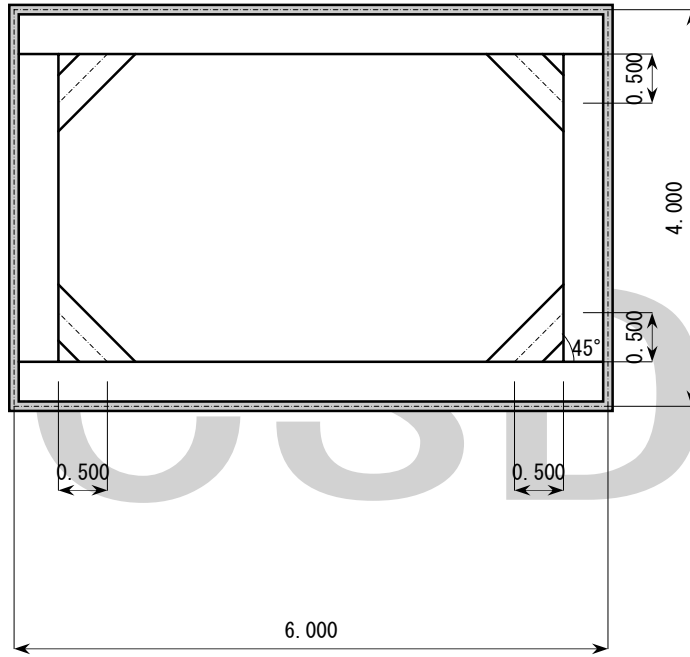
10. 設計条件

地盤高	GL = 20.000 (m)
掘削深	H = 5.000 (m)
上載荷重	q = 10.0 (kN/m ²)
地下水位 (地表面からの深さ)	2.500 (m)
水の単位体積重量	$\gamma_w = 10.0$ (kN/m ³)
切梁段数	n = 2(段)



<1 段目>

平面図



CSD

11. 土質条件

地質調査名： サンプル土質データ

地盤高 = 20.000(m)

番号	層厚 (m)	現地盤の土質データ				平均 N 値	土質区分
		γt (kN/m ³)	$\gamma t'$ (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)		
1	2.500	19.0	9.0	2	30.000	4	砂質土
2	2.500	19.0	9.0	2	30.000	4	砂質土
3	5.000	19.0	9.0	2	30.000	4	砂質土
4	10.000	18.0	8.0	12	10.000	6	粘性土

12. 矢板根入れ長・断面計算

切梁設置位置	根入れ長	応力度 (N/mm ²)
第 2 段切梁	2.411	39.755
最終掘削時	3.271	76.498

自立時	根入れ長	応力度 (N/mm ²)
第 1 段切梁設置	4.425	9.701
第 1 段切梁撤去	-	-

土圧の釣り合いでの根入れ長 (最終掘削時) 3.271 (m) [矢板長 = 8.071 (m)]
 最小根入れ長 3.0 (m) [矢板長 = 7.800 (m)]
 自立時での根入れ長 4.425 (m) [矢板長 = 5.725 (m)]
 ボイリングに対する根入れ長 3.1907 (m) [矢板長 = 7.991 (m)]

変位量(最終掘削時)

0.015 (m) ≤ 0.300 (m) - OK -

矢板材の断面性能

継手効率 0.6
 断面係数 $Z = 1340 \times 0.6 = 804.000$ (cm³)
 使用矢板 鋼矢板Ⅲ 型

14. 腹起し材

腹起し	設置位置 (m)	使用部材	本数
1 段目	1.000	H - 350 × 350 × 12 × 19 (I-ス材)	1
2 段目	3.000	H - 350 × 350 × 12 × 19 (I-ス材)	1

15. 火打ち材

火打ち (隅部)	設置位置 (m)	使用部材	本数
1 段目	1.000	H - 300 × 300 × 10 × 15 (I-ス材)	1
2 段目	3.000	H - 300 × 300 × 10 × 15 (I-ス材)	1