

自立式矢板工法による水路工の設計

件名：サンプルデータ「仮設構造物の設計」(p.127)より

1 設計条件

(1) 設計条件

地表面	+2.90 (m)
矢板天端	+2.90 (m)
設計地盤面	+0.00 (m)
地下水位面	+1.90 (m)
壁 高	2.90 (m)

(2) 盛土形状

矢板壁背面からの載荷位置	$X = 0.00$ (m)
上載荷重	$Q = 10.0$ (kN/m ²)

(3) 地盤条件

地盤種別	砂質土
土の湿潤単位体積重量	$t = 16.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
土の水中単位体積重量	$w_s = 10.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
水の位体積重量	$w = 9.8 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
土の内部摩擦角	$= 30.0 \text{ (}^\circ\text{)}$
水平方向地盤反力係数	$K_h = 13500 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

(4) 矢板壁諸元

矢板種類	コンクリート矢板
名 称	KF190
矢板長(m)	8.00
断面二次モーメント I (mm ⁴ /m)	$0.00056900 \times 10^{12}$
ひび割れモーメント Mc(kN・m/m)	90.0
弾性係数 E (kN/m ²)	2.10×10^7

(5) 許容変位量 $a = 0.100 \text{ (m)}$

2 外力の計算

(1) 載荷重の換算

載荷重の換算はフリューリッヒの地盤応力の理論を応用し、モーメント換算により求め、次式で算定する。

$$q_q = Q \cdot I_w$$

$$I_w = 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{H} \cdot \left\{1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2\right\} \cdot \tan^{-1}\left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{H} \cdot \left(\frac{X}{H}\right)$$

ここに、

q_q ; 換算後の等分布荷重(kN/m²)

Q ; 各種荷重の載荷位置における等分布荷重(kN/m²)

X ; 壁背面からの載荷位置(m)

H ; 壁高(m)

I_w ; 等分荷重換算係数

$$\frac{X}{H} = \frac{0.00}{2.90} = 0.00 \text{ より, } I_w = 1.000$$

よって、土圧算定時の載荷重 q を次の通りとする。

$$q = q_q = Q \cdot I_w = 10.0 \times 1.000 = 10.0 \text{ kN/m}^2$$

(2) 土圧

矢板の設計に用いる土圧強度は水平成分のみを考慮するものとし、次式により算定する。

$$P_a = \left(\gamma \cdot h + \frac{q}{\cos i} \right) \cdot K_a \cdot \cos i$$

$$K_a = \frac{\cos^2 \delta}{\cos \left\{ 1 + \left(\frac{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha - i)}{\cos \phi \cdot \cos i} \right) \right\}^2}$$

$$P_p = \gamma \cdot h \cdot K_p \cdot \cos i$$

$$K_p = \frac{\cos^2 \delta}{\cos \left\{ 1 - \left(\frac{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + i)}{\cos \phi \cdot \cos i} \right) \right\}^2}$$

ここに、

P_a ; 主働土圧強度(kN/m²)

K_a ; 主働土圧係数

P_p ; 受働土圧強度(kN/m²)

K_p ; 受働土圧係数

h ; 主働土圧の場合は地表面からの深さ(m)

受働土圧の場合は設計地盤面からの深さ(m)

i ; 地表面が水平となす角(°)

γ ; 土の単位体積重量(kN/m³)

ϕ ; 土の内部摩擦角(°)

δ ; 壁面摩擦角(°)

q ; 上載荷重(kN/m²)

1) 主働側土圧強度

地表面が水平となす角 $i = 0.0^\circ$

上載荷重 $q = 10.0(\text{kN/m}^2)$, $q' = \frac{q}{\cos i} = 10.00(\text{kN/m}^2)$

壁面摩擦角 $= 15.0(^\circ)$

標高	層厚	h	$rh + q'$	$Ka \cdot \cos$	Pa	
(m)	h (m)	kN/m^3	kN/m^2	($^\circ$)	(kN/m^2)	
+2.90	1.00	16.0	16.00	30.0	0.2911	
~ +1.90			10.00			26.00
+1.90	1.90	10.0	19.00	30.0	0.2911	
~ +0.00			26.00			45.00
+0.00	10.00	10.0	100.00	30.0	0.2911	
~ -10.00			45.00			145.00
						42.21

2) 受働側土圧強度

設計地盤面が水平となす角 $i = 0.0^\circ$

上載荷重 $q = 0.0(\text{kN/m}^2)$, $q' = \frac{q}{\cos i} = 0.00(\text{kN/m}^2)$

壁面摩擦角 $= -15.0(^\circ)$

標高	層厚	h	$rh + q'$	$Kp \cdot \cos$	Pp	
(m)	h (m)	kN/m^3	kN/m^2	($^\circ$)	(kN/m^2)	
+0.00	10.00	10.0	100.00	30.0	4.8069	
~ -10.00			0.00			100.00
						480.69

(3) 残留水圧

地下水位以深に残留水圧を考慮する。

$$P_w = w \cdot z$$

ここに、

P_w ; 地下水位からの深さ z 位置における残留水圧強度 (kN/m^2)

w ; 水の単位体積重量 (kN/m^3)

z ; 地下水位からの深さ (m)

設計地盤面における残留水圧強度

$$P_w = w \cdot z = 9.8 \times 1.90 = 18.62 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3 仮想海底面の算定

主働土圧強度と残留水圧強度の和が受働土圧強度と等しくなる位置を設計上の仮想地盤面とする。

層区分	標高 (m)	主働土圧強度 $P_a(\text{kN/m}^2)$	残留水圧強度 $P_w(\text{kN/m}^2)$	受働土圧強度 $P_p(\text{kN/m}^2)$	$P_a + P_w - P_p$ (kN/m^2)
1	+2.90	2.91			2.91
	+1.90	7.57			7.57
2	+1.90	7.57	0.00		7.57
	+0.00	13.10	18.62		31.72
3	+0.00	13.10	18.62	0.00	31.72
	-10.00	42.21	18.62	480.69	-419.86

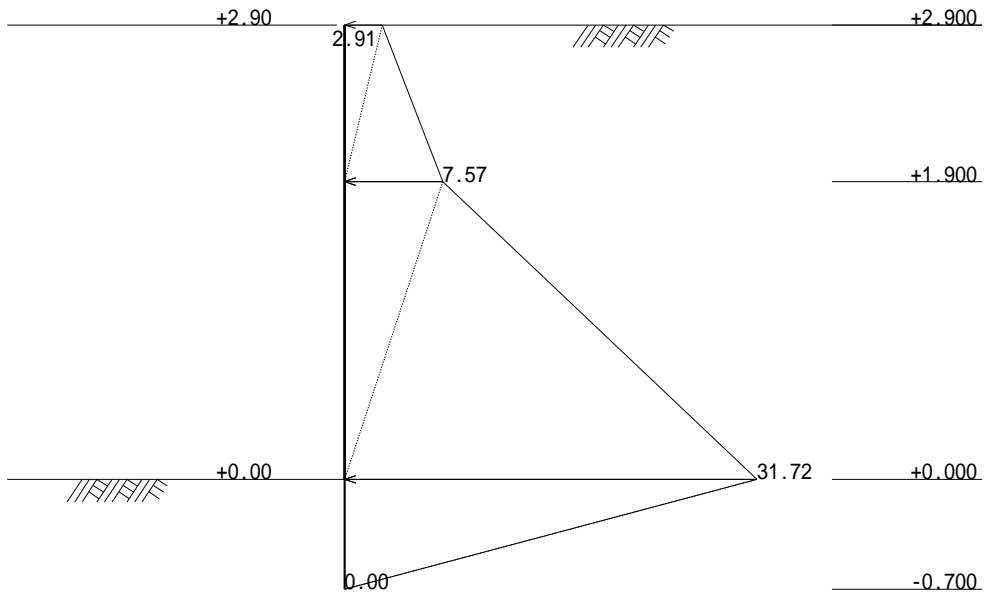
以上より、仮想地盤面は +0.00 ~ -10.00 の間にある。

比例計算より、仮想地盤面 -0.70(m) を得る。

4 矢板の設計

(1) 最大曲げモーメントの算定

1) 地上部から根入れ部に伝達される全水平力 S_o およびモーメント M_o



区分	水平力 S (kN/m)	作用位置 y (m)	モーメント M (kN·m/m)
$1/2 \times$	2.9×1.00	1.5	$2.60 + 2/3 \times 1.00$
$1/2 \times$	7.6×1.00	3.8	$2.60 + 1/3 \times 1.00$
$1/2 \times$	7.6×1.90	7.2	$0.70 + 2/3 \times 1.90$
$1/2 \times$	31.7×1.90	30.1	$0.70 + 1/3 \times 1.90$
$1/2 \times$	31.7×0.70	11.1	$0.00 + 2/3 \times 0.70$
計	$S_o =$	53.7	$M_o =$
			75.4

仮想地盤面から全水平力 S_o の作用位置までの高さ h_o

$$h_o = M_o / S_o = 1.40 \text{ (m)}$$

2) 最大曲げモーメントの算定

最大曲げモーメントはチャンの式により算定する。

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= -\frac{1}{2} \cdot \left\{ (S_o + 2 M_o)^2 + S_o^2 \right\} \cdot \exp \left(-\tan^{-1} \frac{S_o}{S_o + 2 M_o} \right) \\
 &= -\frac{1}{2 \times 0.7290} \times \left\{ (53.7 + 2 \times 0.7290 \times 75.4)^2 + 53.7^2 \right\} \\
 &\quad \times \exp \left(-\tan^{-1} \frac{53.7}{53.7 + 2 \times 0.7290 \times 75.4} \right) \\
 &= -86.0 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \\
 l_m &= \frac{1}{1 + 2 h_o} \cdot \tan^{-1} \frac{1}{h_o} \\
 &= \frac{1}{0.7290} \times \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2 \times 0.7290 \times 1.40} = 0.43 \text{ (m)} \\
 &= \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4 \cdot E I}} \\
 &= \sqrt[4]{\frac{13500 \times 10^3 \times 1.0}{4 \times 2.10 \times 10^{10} \times 0.00056900 \times 1.0}} = 0.7290 \text{ (m}^{-1}\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに、

M_{\max} ; 根入れ部に生じる最大曲げモーメント (kN・m/m)

l_m ; 仮想地盤面から最大曲げモーメントの生じる深さ (m)

; 地盤の特性値 (m⁻¹)

K_h ; 水平方向地盤反力係数 (N/m³)

B ; 矢板幅 (1.0m)

E ; 矢板の弾性係数 (N/m²)

I ; 矢板の断面二次モーメント (m⁴)

; 継手効率

(2) 矢板断面の決定

コンクリート矢板「KF190」を使用する
ものとし、

$$M_{\max} = 86.0 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \quad M_c = 90.0 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \quad \text{OK}$$

(3) 矢板根入長の計算

チャンの式の前提条件である矢板の地中部が十分に長い(半無限長)という条件を満足する矢板の必要根入れ長Dは次式により算定する。

$$D = \sqrt[3]{\frac{3}{0.7290}} = 4.12 \text{ (m)}$$
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot B}{4 \cdot E I'}}$$
$$= \sqrt[4]{\frac{13500 \times 10^3 \times 1.0}{4 \times 2.10 \times 10^{10} \times 0.00056900 \times 1.0}} = 0.7290 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

ここに、

D ; 根入れ長(m) 仮想地盤面以深における根入れ長

λ ; 特性値(m^{-1})

K_h ; 水平方向地盤反力係数(N/m^3)

B ; 矢板幅(1.0m)

E ; 弾性係数(N/m^2)

I' ; 腐食前の断面二次モーメント(m^4)

; 継手効率

以上より、

$$\begin{aligned} (\text{矢板天端} - \text{仮想地盤面}) + D &= (+2.90) - (-0.70) + 4.12 \\ &= 7.72 \text{ (m)} \quad L = 8.00 \text{ (m)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(4) 矢板頭部の変位量

矢板頭部の変位量 は次の3要素から成る。

仮想地盤面での変位量(1)

仮想地盤面での傾きによる頭部変位量(2)

仮想地盤面を固定端とした片持梁の頭部変位量(3)

頭部変位量 は次式により求める。

$$\begin{aligned} &= 1 + 2 + 3 \\ &= 0.012 + 0.018 + 0.014 = 0.044 \text{ (m)} \quad a = 0.100 \text{ (m)} \quad OK \\ 1 &= \frac{1 + \frac{h_0}{2} \cdot \frac{3}{E I} \cdot S_0}{2 \cdot \frac{3}{E I} \cdot S_0} \\ &= \frac{1 + 0.7290 \times 1.40}{2 \times 0.7290^3 \times 2.10 \times 10^7 \times 0.00056900 \times 1.0} \times 53.7 = 0.012 \text{ (m)} \\ 2 &= \frac{1 + 2 \cdot \frac{h_0}{2} \cdot \frac{3}{E I} \cdot S_0 \cdot h_0}{2 \cdot \frac{3}{E I} \cdot S_0 \cdot h_0} \\ &= \frac{1 + 2 \times 0.7290 \times 1.40}{2 \times 0.7290^2 \times 2.10 \times 10^7 \times 0.00056900 \times 1.0} \times 53.7 \times 1.40 = 0.018 \text{ (m)} \\ 3 &= \frac{S_0 \cdot h_0^2 \cdot (3 \cdot h - h_0)}{6 \cdot E I} \\ &= \frac{53.7 \times 1.40^2 \times (3 \times 3.60 - 1.40)}{6 \times 2.10 \times 10^7 \times 0.00056900 \times 1.0} = 0.014 \text{ (m)} \\ &= \frac{K_h \cdot B}{4 \cdot E I} \\ &= \frac{13500 \times 1.0}{4 \times 2.10 \times 10^7 \times 0.00056900 \times 1.0} = 0.7290 \text{ (m}^{-1}\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

S_0 ; 全水平力 (kN/m)

h_0 ; 仮想地盤面から全水平力作用位置までの高さ (m)

h ; 仮想地盤面から矢板天端までの高さ (m)

; 特性値 (m^{-1})

K_h ; 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B ; 矢板幅 (1.0m)

E ; 弾性係数 (kN/m^2)

I ; 腐食後の断面二次モーメント (m^4)

; 継手効率

5 ボイリングの検討

飽和した砂地盤であるため、ボイリングの検討を次式により行う。

$$F_s = \frac{2 \cdot w_s \cdot D}{H_1 \cdot w}$$
$$= \frac{2 \times 10.0 \times 5.10}{1.90 \times 9.8} = 5.48 \quad F_a = 1.5 \quad \text{OK}$$

ここに、

F_s ; 安全率

w_s ; 土の水中単位体積重量(kN/m³)

D ; 設計地盤面から矢板先端までの長さ(m)

H_1 ; 地下水面から設計地盤面までの高さ(m)

w ; 水の単位体積重量(kN/m³)

F_a ; 許容安全率