

Sample

平成29年度施行 ○○建設事務所管内
○○○○対策詳細設計外一連業務
自立式鋼矢板土留め壁 設計計算書

○○工区, SP 0000.00～SP 0000.00

仮設土留め壁 No.00

設計ケース No.00

Sample

平成29年10月

Sample

○○○○建設部 ○○建設事務所

○○○○設計株式会社

目 次

	Page
§ 1. 設計条件	p. 1
1-1. 基本条件	p. 1
1-2. 土質条件	p. 2
1-3. 土留め壁（鋼矢板）の条件	p. 3
§ 2. 主働土圧および側圧	p. 4
2-1. 主働土圧の計算方法	p. 4
2-2. 主働土圧	p. 5
2-3. 側圧（水平力）とモーメント	p. 5
2-4. 側圧（水平力）の作用位置	p. 6
§ 3. 土留め壁の根入れ長	p. 7
3-1. 土留め壁の特性値に基づく必要根入れ長	p. 7
3-2. 土留め壁の必要根入れ長	p. 8
3-3. 土留め壁の設計長さ	p. 9
§ 4. 土留め壁の剛性	p. 10
4-1. 断面力	p. 10
4-2. 応力度	p. 11
§ 5. 土留め壁の変位量	p. 12
5-1. 土留め壁の変位量の計算方法	p. 12
5-2. 掘削底面における変位量	p. 12
5-3. 掘削底面におけるたわみ角による変位量	p. 13
5-4. 掘削底面以浅における片持梁のたわみ量	p. 13
5-5. 地表面における土留め壁の変位量	p. 14

§ 6. 掘削底面の安定（ボーリング・矩形掘削）		p. 15
6-1. ボーリングの検討式		p. 15
6-2. 掘削底面以深の地質条件		p. 16
6-3. ボーリングに対する安全率		p. 17
6-4. ボーリングを防止するための必要根入れ長		p. 18
§ 7. 掘削底面の安定（パイピング）		p. 19
7-1. パイピングの検討式		p. 19
7-2. パイピングに対する安全率		p. 19
7-3. パイピングを防止するための必要根入れ長		p. 20
	END	p. 20

§ 1. 設計条件

1-1. 基本条件

- (1) 土留め形式 : 自立式鋼矢板壁
- (2) 土留め壁の設計高さ : $H = 2.500 \text{ m}$ (掘削底面の深度 GL-m)
- (3) 土留め壁の天端突出長 : $L_c = 0.500 \text{ m}$
- (4) 土留め壁の最小根入れ長 : $L_m = 2.500 \text{ m}$ ($\because$ 掘削底面の深さ $H < 3\text{m}$)
- (5) 地表面の上載荷重 : $q = 10.00 \text{ kN/m}^2$
- (6) 土留め壁の断面性能の有効率
- a) 断面二次モーメント : $\varepsilon_1 = 100 \% = 1.00$ (根入れの計算)
- $\varepsilon_2 = 45 \% = 0.45$ (断面力・変位量の計算)
- b) 断面係数 : $\varepsilon_3 = 60 \% = 0.60$
- (7) 地表面の許容変位量 : $\delta_a \leq H \times 0.03$ ($\because$ 土留め壁設計高さの 3% 以下)
- $\leq 2.500 \times 0.03 = 0.0750 \text{ m} = 75.0 \text{ mm}$
- (8) 掘削底面の安定性の検討 : 「ボーリング」「パイピング」
- (9) 準拠資料

- ・道路土工一仮設構造物工指針；(社)日本道路協会，平成11年3月．

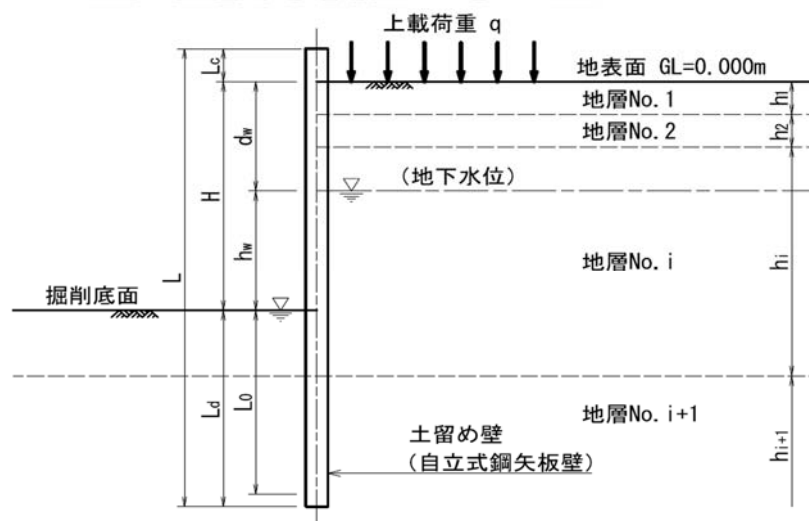


図1-1 土留め壁の検討断面

1-2. 土質条件

(1) 地層および土質定数

表1-1 地層および土質定数

地層 No. i	土質	層厚 h (m)	深度 d (GL-m)	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	水中単位 体積重量 γ' (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)	代表N値	難 透水層
1	砂質土	2.000	0.000	18.00	9.00	20.00	0.00	10.0	
			2.000						
2	砂質土	2.000	2.000	19.00	10.00	20.00	0.00	15.0	
			4.000						
3	砂質土	3.000	4.000	19.00	10.00	25.00	0.00	20.0	
			7.000						
4	砂質土	13.000	7.000	20.00	11.00	30.00	0.00	25.0	
			20.000						

※) 水中単位体積重量: $\gamma' = \gamma_t - 9.0 \text{ kN/m}^3$

(2) 掘削底面以深の地盤変形係数

a) 地盤反力係数の取扱い : 代表N値に基づく換算値を採用

b) 地盤反力係数の推定係数 : $\alpha = 1$ c) 代表N値 : $N = 15.0$ (掘削底面以深の最小N値 $N = 15.0$)

d) 変形係数 (換算値) : $E_0 = 2800 \times N$
 $= 2800 \times 15.0 = 42000 \text{ kN/m}^2$

e) 変形係数 (測定値) : $E_0 = \quad \text{— kN/m}^2$

(3) 地下水の条件

a) 地下水位 (深度) : $d_w = 1.000 \text{ GL-m}$

b) 地下水の水位差 : $h_w = H - d_w$ (ただし, $h_w \geq 0.000 \text{ m}$)
 $= 2.500 - 1.000 = 1.500 \text{ m}$

c) 地下水の単位体積重量 : $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$

1-3. 土留め壁（鋼矢板）の条件

- (1) 鋼矢板の規格 : U形鋼矢板Ⅲ型
- (2) 設計単位幅 : $B = 1.000 \text{ m}$
- (3) 断面二次モーメント : $I_x = 16800 \text{ cm}^4$
- (4) 断面係数 : $Z_x = 1340 \text{ cm}^3$
- (5) 弾性係数 : $E = 200000 \text{ N/mm}^2$
- (6) 許容曲げ引張り応力度 : $\sigma_{ta} = 270 \text{ N/mm}^2$ (溶接なし・工場溶接)

表1-2 鋼矢板の形状寸法（鋼矢板1枚当たり）

形式	寸法			質量 (kg/m)	断面積 (cm ²)	表面積 (m ²)
	W (mm)	h (mm)	t (mm)			
Ⅱ	400	100	10.5	48.0	61.18	1.33
Ⅲ	400	125	13.0	60.0	76.42	1.44
Ⅳ	400	170	15.5	76.1	96.99	1.61
V _L	500	200	24.3	105.0	133.80	1.75
VI _L	500	225	27.6	120.0	153.00	1.83
Ⅱ _w	600	130	10.3	61.8	78.70	1.71
Ⅲ _w	600	180	13.4	81.6	103.90	1.90
Ⅳ _w	600	210	18.0	106.0	135.30	1.98
10H	900	230	10.8	86.4	110.00	2.42
25H	900	300	13.2	113.0	144.40	2.73

「鋼矢板 設計から施工まで；(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会，平成26年10月，pp.6-7」より抜粋

表1-3 鋼矢板の断面性能（壁幅1m当たり）

形式	公称値（腐食前）		表面1mm裏面1mmづつ腐食時		
	断面二次 モーメント I_x (cm ⁴ /m)	断面係数 Z_x (cm ³ /m)	低減率 η (%)	断面二次 モーメント I_x (cm ⁴ /m)	断面係数 Z_x (cm ³ /m)
Ⅱ	8,740	874	81	7,080	708
Ⅲ	16,800	1,340	85	14,300	1,140
Ⅳ	38,600	2,270	86	33,200	1,950
V _L	63,000	3,150	91	57,300	2,870
VI _L	86,000	3,820	92	79,100	3,510
Ⅱ _w	13,000	1,000	81	10,500	8,100
Ⅲ _w	32,400	1,800	85	27,500	1,530
Ⅳ _w	56,700	2,700	88	49,900	2,380
10H	10,500	902	79	8,300	713
25H	24,400	1,610	82	20,000	1,320

「鋼矢板 設計から施工まで；(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会，平成26年10月，pp.6-7，p.15」より抜粋

§ 2. 主働土圧および側圧

2-1. 主働土圧の計算方法

掘削底面以浅（地表面から掘削底面まで）の土留め壁に作用する主働土圧については、ランキン・レザール式に基づく次式で算出する。

$$P_a = K_a \times \{ \Sigma (\gamma \times h) + q \} - 2 \times c \times \sqrt{K_a}$$

ここに、 P_a : 地表面から掘削底面までの土留め壁に作用する土圧 (kN/m²)

粘性土については、次式で算出される土圧を下限値とする。

$$P_{a \min} = 0.3 \times \Sigma (\gamma \times h) \quad ※) \text{ 上載荷重を考慮しない。}$$

K_a : 各地層の主働土圧係数 $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$

γ : 各地層の土の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

地下水位以深では、水中単位体積重量 γ' (kN/m³) を採用する。

h : 各地層の着目深度までの層厚 (m)

c : 各地層の土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 各地層の土の内部摩擦角 (°)

q : 地表面における上載荷重 (kN/m²)

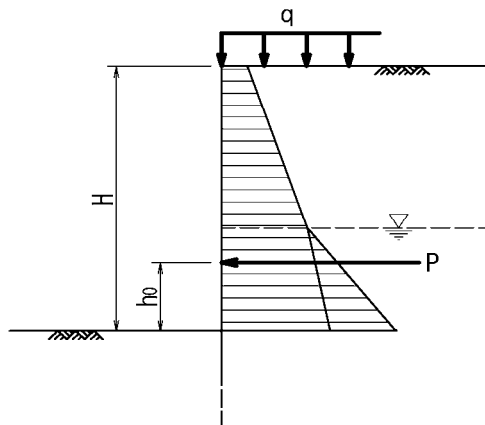


図2-1 土留め壁に作用する主働土圧および静水圧

掘削底面以浅の土留め壁に作用する主働土圧と静水圧を表2-1に示す。

[illegible]

2-3. 側圧（水平力）とモーメント

掘削底面以浅の主働土圧に起因する側圧（水平力）とモーメントを表2-2に示す。

深度 d (GL-m)	層厚 h (m)	地層 No. i	土圧＋ 静水圧 (kN/m ²)	側圧 P (kN)	アーム長 L (m)	モーメント M (kN・m)
0.000	1.000	1	4.90	9.315	1.921	17.894
1.000			13.73			
1.000	1.000	1	13.73	20.935	0.943	19.742
2.000			28.14			
2.000	0.500	2	28.14	15.933	0.240	3.824
2.500			35.59			
合計値 (最大値)			(35.59)	46.183		41.460

2-4. 側圧（水平力）の作用位置

前ページの「表2-2 掘削底面以浅の側圧（水平力）とモーメント」に基づき、掘削底面から側圧（水平力）合力作用位置までの高さを次式で求める。

$$h_0 = \frac{\Sigma M}{\Sigma P}$$
$$= \frac{41.460}{46.183} = 0.898 \text{ m}$$

ここに、 h_0 ：掘削底面から側圧（水平力）の合力作用位置までの高さ（m）

ΣP ：主働土圧に起因する側圧（水平力）の合計値

$$\Sigma P = 46.183 \text{ kN}$$

ΣM ：側圧（水平力）に起因するモーメントの合計値

$$\Sigma M = 41.460 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

§ 3. 土留め壁の根入れ長

3-1. 土留め壁の特性値に基づく必要根入れ長

(1) 根入れ長の計算方法

土留め壁の特性値に基づく必要根入れ長は、次式によって求める。

$$L_{\beta} = 2.5 / \beta$$

ここに、 L_{β} : 土留め壁の特性値に基づく必要根入れ長 (m)

β : 土留め壁の特性値 (m^{-1})

上式中の「 β : 土留め壁の特性値」は、次式で求められる。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times B}{4 \times E \times \varepsilon_1 \times I_x}}$$

ここに、 k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

B : 土留め壁の設計単位幅 (m)

$$B = 1.000 \text{ m}$$

E : 鋼矢板の弾性係数 (kN/m^2)

$$E = 2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

I_x : 鋼矢板の断面二次モーメント (m^4)

$$I_x = 16800 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

ε_1 : 断面二次モーメントの有効率

$$\varepsilon_1 = 100 \% = 1.00$$

上式中の「 k_H : 水平方向地盤反力係数」は、次式で求められる。

$$k_H = \eta \times k_{H0} \times (B_H / 0.3)^{-3/4}$$

ここに、 η : 壁体形式に係わる係数 $\eta = 1$ (連続した壁体の場合)

B_H : 換算載荷幅 (m)

$$B_H = 10.000 \text{ m}$$

k_{H0} : 直径30cmの剛体円盤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/m^3)

上式中の「 k_{H0} : 直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験値に相当する水平方向地盤反力係数」は、次式で求められる。

$$k_{H0} = (1 / 0.3) \times \alpha \times E_0$$

ここに、 α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha = 1$

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

$$E_0 = 42000 \text{ kN/m}^2$$

(2) 平板載荷試験値に相当する水平方向地盤反力係数

$$\begin{aligned} k_{H0} &= (1 / 0.3) \times \alpha \times E_0 \\ &= (1 / 0.3) \times 1 \times 42000 = 140000 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

(3) 水平方向地盤反力係数

$$\begin{aligned} k_H &= \eta \times k_{H0} \times (B_H / 0.3)^{-3/4} \\ &= 1 \times 140000 \times (10.000 / 0.3)^{-3/4} = 10092 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

(4) 土留め壁の特性値

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\left(\frac{k_H \times B}{4 \times E \times \varepsilon_1 \times I_x} \right)} \\ &= \sqrt[4]{\left(\frac{10092 \times 1.000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 1.00 \times 16800 \times 10^{-8}} \right)} = 0.523 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

(5) 土留め壁の特性値に基づく必要根入れ長

$$\begin{aligned} L_\beta &= 2.5 / \beta \\ &= 2.5 / 0.523 = 4.78 \text{ m} \end{aligned}$$

3-2. 土留め壁の必要根入れ長

土留め壁の必要根入れ長については、以下の(1)～(3)に因って決定される根入れ長のうち、最大値を採用する。

(1) 土留め壁の形式から決定される最小根入れ長

$$L_m = 2.500 \text{ m} \quad (\because \text{土留め壁の設計高さ } H \leq 3\text{m} \text{ の場合, } L_{\min} = H)$$

(2) 掘削底面の安定性から決定される根入れ長

「ボーリング」「パイピング」の発生が懸念されることから、以下の値を採用する。

$$L_s = 1.250 \text{ m}$$

(3) 土留め壁の特性値から決定される必要根入れ長

$$L_\beta = 4.780 \text{ m}$$

(4) 必要根入れ長

必要根入れ長として、(1)～(3)の最大値を採用する。

$$L_0 = 4.780 \text{ m}$$

3-3. 土留め壁の設計長さ

土留め壁の設計長さについては、「 L_0 ：土留め壁の必要根入れ長」＋「 H ：土留め壁の設計高さ」＋「 L_c ：土留め壁の天端突出長」を超える長さが必要である。当該設計計算においては、土留め壁（鋼矢板）の設計長さ L として、以下の値を採用する。

$$L = L_0 + H + L_c$$

$$= 4.780 + 2.500 + 0.500 = 7.780 \text{ m} \Rightarrow 8.0 \text{ m}$$

ここに、 H ：土留め壁の高さ(掘削底面の深度) $H = 2.500 \text{ m (GL-m)}$

L_c ：土留め壁の天端突出長 (m) $L_c = 0.500 \text{ m}$

このとき、土留め壁の設計根入れ長 L_d は、以下の値となる。

$$L_d = L - L_c - H$$

$$= 8.000 - 0.500 - 2.500 = 5.000 \text{ m}$$

また、土留め壁の先端の深度は、以下の値となる。

$$d_p = L - L_c$$

$$= 8.000 - 0.500 = 7.500 \text{ GL-m}$$

§ 4. 土留め壁の剛性

4-1. 断面力

土留め壁の断面計算に用いる最大曲げモーメントは、次式により求める。

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= \frac{P}{2 \times \beta} \times \sqrt{\{(1 + 2 \times \beta \times h_0)^2 + 1\}} \times \exp\{-\tan^{-1}(\frac{1}{1 + 2 \times \beta \times h_0})\} \\
 &= \frac{46.183}{2 \times 0.639} \times \sqrt{\{(1 + 2 \times 0.639 \times 0.898)^2 + 1\}} \\
 &\quad \times \exp\{-\tan^{-1}(\frac{1}{1 + 2 \times 0.639 \times 0.898})\} \\
 &= 55.37 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

ここに、 $M_{\max}$: 土留め壁に発生する最大曲げモーメント (kN・m)

P : 土留め壁に作用する側圧の合力 (kN) $P = 46.183 \text{ kN}$

h_0 : 掘削底面から合力作用位置までの高さ (m) $h_0 = 0.898 \text{ m}$

β : 土留め壁の特性値 (m^{-1})

$$\begin{aligned}
 \beta &= \sqrt[4]{\left(\frac{k_H \times B}{4 \times E \times \varepsilon_2 \times I_x}\right)} \\
 &= \sqrt[4]{\left(\frac{10092 \times 1.000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.45 \times 16800 \times 10^{-8}}\right)} \\
 &= 0.639 \text{ m}^{-1}
 \end{aligned}$$

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) $k_H = 10092 \text{ kN}/\text{m}^3$

B : 土留め壁の設計単位幅 (m) $B = 1.000 \text{ m}$

E : 土留め壁の弾性係数 (kN/m^2) $E = 2.0 \times 10^8 \text{ kN}/\text{m}^2$

I_x : 土留め壁の断面二次モーメント (m^4) $I_x = 16800 \times 10^{-8} \text{ m}^4$

ε_2 : 断面二次モーメントの有効率 $\varepsilon_2 = 45 \% = 0.45$

4-2. 応力度

土留め壁の曲げ引張り応力度は、次式により求める。

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \frac{M_{\max}}{\varepsilon_3 \times Z_x} \\ &= \frac{55.37 \times 10^6}{0.60 \times 1340.0 \times 10^3} \\ &= 68.87 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ta} = 270 \text{ N/mm}^2 \quad \text{—OK—}\end{aligned}$$

ここに、 σ_t : 土留め壁に発生する曲げ引張り応力度 (N/mm²)

Z_x : 土留め壁の断面係数 (mm³) $Z_x = 1340 \times 10^3 \text{ mm}^3$

ε_3 : 断面係数の有効率 $\varepsilon_3 = 60 \% = 0.60$

σ_{ta} : 土留め壁の許容曲げ引張り応力度 $\sigma_{ta} = 270 \text{ N/mm}^2$

以上より、本件で選定した土留め壁材「U形鋼矢板Ⅲ型」は、土留め壁に作用する側圧（水平力）に対して、十分な剛性を有していると言える。

§ 5. 土留め壁の変位量

5-1. 土留め壁の変位量の計算方法

地表面における土留め壁の変位量は、次式により求める。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

ここに、 δ : 地表面における土留め壁の変位量 (m)

δ_1 : 掘削底面における変位量 (m)

δ_2 : 掘削底面におけるたわみ角による変位量 (m)

δ_3 : 掘削底面以浅における片持梁のたわみ量 (m)

5-2. 掘削底面における変位量

$$\begin{aligned}\delta_1 &= \frac{1 + \beta \times h_0}{2 \times E \times \varepsilon_2 \times I_x \times \beta^3} \times P \\ &= \frac{1 + 0.639 \times 0.898}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.45 \times 16800 \times 10^{-8} \times 0.639^3} \times 46.183 \\ &= 0.0092 \text{ m}\end{aligned}$$

ここに、 h_0 : 掘削底面から合力位置までの高さ (m)

$$h_0 = 0.898 \text{ m}$$

E : 土留め壁の弾性係数 (kN/m²)

$$E = 2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$$

I_x : 土留め壁の断面二次モーメント (m⁴)

$$I_x = 16800 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

ε_2 : 断面二次モーメントの有効率

$$\varepsilon_2 = 45 \% = 0.45$$

P : 土留め壁に作用する側圧の合力 (kN)

$$P = 46.183 \text{ kN}$$

β : 土留め壁の特性値 (m⁻¹)

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{k_H \times B}{4 \times E \times \varepsilon_2 \times I_x}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{10092 \times 1.000}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.45 \times 16800 \times 10^{-8}}} \\ &= 0.639 \text{ m}^{-1}\end{aligned}$$

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_H = 10092 \text{ kN/m}^3$$

B : 土留め壁の設計単位幅 (m)

$$B = 1.000 \text{ m}$$

5-3. 掘削底面におけるたわみ角による変位量

$$\begin{aligned}\delta_2 &= \frac{1+2 \times \beta \times h_0}{2 \times E \times \varepsilon_2 \times I_x \times \beta^2} \times P \times H \\ &= \frac{1+2 \times 0.639 \times 0.898}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.45 \times 16800 \times 10^{-8} \times 0.639^2} \times 46.183 \times 2.500 \\ &= 0.0201 \text{ m}\end{aligned}$$

ここに、 H : 土留め壁の設計高さ (m) H = 2.500 m

5-4. 掘削底面以浅における片持梁のたわみ量

掘削底面以浅における片持梁のたわみ量は、モーメントを等価とする三角形分布荷重の掘削底面での荷重強度より求める。

(1) モーメントを等価とする三角形分布荷重の掘削底面での荷重強度

$$\begin{aligned}P_2' &= \frac{6 \times M}{H^2} \\ &= \frac{6 \times 41.460}{2.500^2} = 39.8 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

ここに、 M : 掘削底面回りのモーメント (kN・m) M = 41.460 kN・m

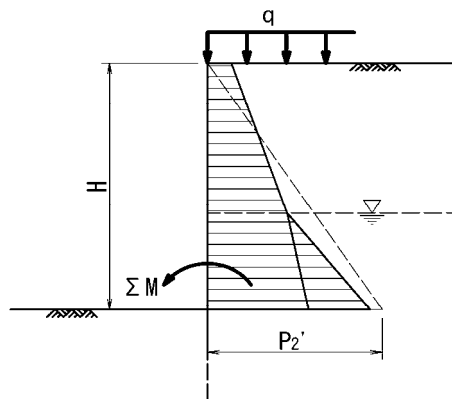


図5-1 モーメントを等価とする三角形分布荷重

(2) 片持梁のたわみ量

$$\begin{aligned}\delta_3 &= \frac{P_2' \times H^4}{30 \times E \times \varepsilon_2 \times I_x} \\ &= \frac{39.8 \times 2.500^4}{30 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.45 \times 16800 \times 10^{-8}} = 0.0034 \text{ m}\end{aligned}$$

5-5. 地表面における土留め壁の変位量

$$\begin{aligned}
 \delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\
 &= 0.0092 + 0.0201 + 0.0034 \\
 &= 0.0327 \text{ m} \leq \delta_a = 0.0750 \text{ m} \quad \text{—OK—}
 \end{aligned}$$

ここに, δ_1 : 掘削底面における変位量 (m) $\delta_1 = 0.0092 \text{ m}$

δ_2 : 掘削底面におけるたわみ角による変位量 (m) $\delta_2 = 0.0201 \text{ m}$

δ_3 : 掘削底面以浅における片持梁のたわみ量 (m) $\delta_3 = 0.0034 \text{ m}$

§ 6. 掘削底面の安定（ボーリング・矩形掘削）

6-1. ボーリングの検討式

ボーリングの検討に当たっては、次式により安全率を求める。

$$F_s = \frac{w}{u}$$

ここに、 F_s : ボーリングに対する安全率 (許容安全率 $F_{sa} \geq 1.2$)

w : 土の有効重量 (kN/m^2)

$$w = \gamma' \times L_d$$

u : 土留壁先端の平均過剰間隙水圧 (kN/m^2)

$$u = \lambda \times \frac{1.57 \times \gamma_w \times h_w}{4} \quad ※) \text{ただし, } u \leq \gamma_w \times h_w$$

γ' : 土の水中単位対策重量 (kN/m^3)

※) 土の水中単位体積重量 γ' は、湿潤単位体積重量 γ から水の単位体積重量 γ_w を差し引いた値とする。

γ_w : 水の単位対策重量 (kN/m^3) $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$

h_w : 地下水の水位差 (m) $h_w = 1.500 \text{ m}$

L_d : 土留壁の根入れ長 (m) $L_d = 5.000 \text{ m}$

λ : 掘削形状に係わる補正係数 (掘削底面の平面形状：矩形)

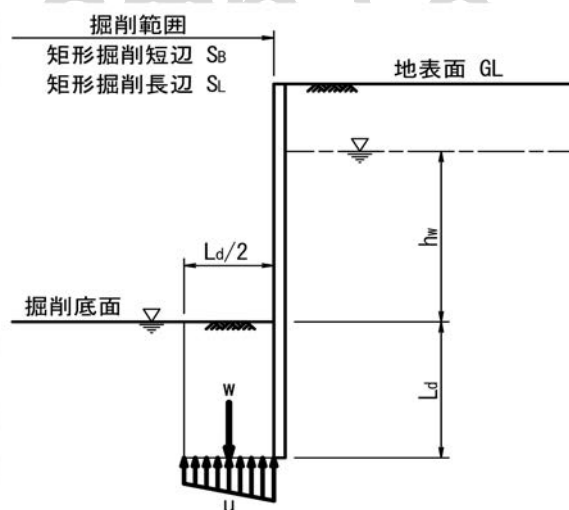


図6-1 ボーリングの検討方法

前ページの安全率式中の「 λ ：掘削形状に係わる補正係数」は、掘削底面の平面形状が矩形の場合、次式で求められる。

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2$$

ここに、 λ_1 ：掘削幅に係わる補正係数

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7 \times (S_B/L_d) - 0.45 \quad ※) \text{ただし, } \lambda_1 \geq 1.5$$

λ_2 ：掘削の平面形状に係わる補正係数

$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09 \times \{(S_L/S_B) + 0.37\}^{-2}$$

S_B ：掘削平面形状の短辺の長さ (m) $S_B = 10.000 \text{ m}$

S_L ：掘削平面形状の長辺の長さ (m) $S_L = 10.000 \text{ m}$

6-2. 掘削底面以深の地質条件

表6-1 掘削底面～土留め壁先端の土の有効重量

深度 d (GL-m)	層厚 h (m)	地層No. i	土質分類	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	水中単位 体積重量 γ' (kN/m ³)	土の有効重量 $\gamma' \times h$ (kN/m ²)
2.500	1.500	2	砂質土	19.00	9.00	13.500
4.000						
4.000	3.000	3	砂質土	19.00	9.00	27.000
7.000						
7.000	0.500	4	砂質土	20.00	10.00	5.000
7.500						
7.500	12.500	4	砂質土	20.00	10.00	
20.000						
合計						45.500

※) 土留め壁先端の深度： 6.300 GL-m, ※) 水中単位重量： $\gamma' = \gamma_t - \gamma_w$

上表より、ボーリング検討における土留め壁先端の土の有効重量を以下の値とする。

$$w = 45.500 \text{ kN/m}^2$$

6-3. ボイリングに対する安全率

(1) 掘削形状に係わる補正係数

$$\begin{aligned}\lambda &= \lambda_1 \times \lambda_2 \\ &= 1.812 \times 0.998 = 1.808\end{aligned}$$

・掘削幅に係わる補正係数

$$\begin{aligned}\lambda_1 &= 1.30 + 0.7 \times (S_B/L_d) - 0.45 \quad (\text{ただし } \lambda_1 \geq 1.5) \\ &= 1.30 + 0.7 \times (10.000 / 5.000)^{-0.45} = 1.812\end{aligned}$$

・掘削の平面形状に係わる補正係数

$$\begin{aligned}\lambda_2 &= 0.95 + 0.09 \times \{(S_L/S_B) + 0.37\}^{-2} \\ &= 0.95 + 0.09 \times \{(10.000 / 10.000) + 0.37\}^{-2} = 0.998\end{aligned}$$

(2) 土留壁先端の平均過剰間隙水圧

$$\begin{aligned}u &= \lambda \times \frac{1.57 \times \gamma_w \times h_w}{4} \quad (\text{ただし, } u \leq \gamma_w \times h_w = 15.000 \text{ kN/m}^2) \\ &= 1.808 \times \frac{1.57 \times 10.0 \times 1.500}{4} = 10.645 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

(3) ボイリングに対する安全率

$$\begin{aligned}F_s &= w / u \\ &= 45.500 / 10.645 \\ &= 4.274 \geq F_{sa} = 1.2 \quad \text{—OK—}\end{aligned}$$

以上の計算結果より、本件においては、ボイリングに対して安全と評価する。

6-4. ボイリングを防止するための必要根入れ長

表6-2 ボイリングを防止するための必要根入れ長

根入れ長 L_d (m)	土の有効重量 w (kN/m ²)	掘削形状補正係数			平均過剰間隙水圧 u (kN/m ²)	安全率 F_s	ボイリングの判定
		λ_1	λ_2	λ			
0.250	2.250	1.500	0.998	1.497	8.814	0.255	—NG—
0.500	4.500	1.500	0.998	1.497	8.814	0.511	—NG—
0.750	6.750	1.518	0.998	1.515	8.920	0.757	—NG—
1.000	9.000	1.548	0.998	1.545	9.096	0.989	—NG—
1.250	11.250	1.575	0.998	1.572	9.255	1.216	—OK—
1.500	13.500	1.598	0.998	1.595	9.391	1.438	—OK—
1.750	15.750	1.619	0.998	1.616	9.514	1.655	—OK—
2.000	18.000	1.639	0.998	1.636	9.632	1.869	—OK—
2.250	20.250	1.658	0.998	1.655	9.744	2.078	—OK—
2.500	22.500	1.675	0.998	1.672	9.844	2.286	—OK—
2.750	24.750	1.692	0.998	1.689	9.944	2.489	—OK—
3.000	27.000	1.707	0.998	1.704	10.032	2.691	—OK—
3.250	29.250	1.722	0.998	1.719	10.121	2.890	—OK—
3.500	31.500	1.736	0.998	1.733	10.203	3.087	—OK—
3.750	33.750	1.750	0.998	1.747	10.285	3.281	—OK—
4.000	36.000	1.763	0.998	1.759	10.356	3.476	—OK—
4.250	38.250	1.776	0.998	1.772	10.433	3.666	—OK—
4.500	40.500	1.789	0.998	1.785	10.509	3.854	—OK—
4.750	43.000	1.801	0.998	1.797	10.580	4.064	—OK—
5.000	45.500	1.812	0.998	1.808	10.645	4.274	—OK—
5.250	48.000	1.824	0.998	1.820	10.715	4.480	—OK—
5.500	50.500	1.835	0.998	1.831	10.780	4.685	—OK—
5.750	53.000	1.846	0.998	1.842	10.845	4.887	—OK—
6.000	55.500	1.856	0.998	1.852	10.904	5.090	—OK—
6.250	58.000	1.867	0.998	1.863	10.968	5.288	—OK—
6.500	60.500	1.877	0.998	1.873	11.027	5.487	—OK—
6.750	63.000	1.887	0.998	1.883	11.086	5.683	—OK—
7.000	65.500	1.896	0.998	1.892	11.139	5.880	—OK—
7.250	68.000	1.906	0.998	1.902	11.198	6.073	—OK—
7.500	70.500	1.915	0.998	1.911	11.251	6.266	—OK—
7.750	73.000	1.924	0.998	1.920	11.304	6.458	—OK—
8.000	75.500	1.933	0.998	1.929	11.357	6.648	—OK—
8.250	78.000	1.942	0.998	1.938	11.410	6.836	—OK—
8.500	80.500	1.951	0.998	1.947	11.463	7.023	—OK—
8.750	83.000	1.959	0.998	1.955	11.510	7.211	—OK—
9.000	85.500	1.968	0.998	1.964	11.563	7.394	—OK—
9.250	88.000	1.976	0.998	1.972	11.610	7.580	—OK—
9.500	90.500	1.984	0.998	1.980	11.657	7.764	—OK—
9.750	93.000	1.992	0.998	1.988	11.704	7.946	—OK—
10.000	95.500	2.000	0.998	1.996	11.751	8.127	—OK—

上表より、ボイリングを防止するための必要根入れ長として、以下の値を採用する。

$$L_b = 1.250 \text{ m} \leq L_d = 5.000 \text{ m} \quad \text{—OK—}$$

§ 7. 掘削底面の安定（パイピング）

7-1. パイピングの検討式

パイピングの検討に当たっては、浸透流路長と水位差の比に基づく安全率式を用いる。

$$F_s = \frac{L_h + L_p}{2 \times h_w}$$

ここに、 F_s : パイピングに対する安全率 (許容安全率 $F_{sa} \geq 1.0$)

L_h : 土留壁背面側の浸透流路長 (m)

$$L_h = L_d + h_w = 5.000 + 1.500 = 6.500 \text{ m}$$

L_d : 土留壁の根入れ長 (m) $L_d = 5.000 \text{ m}$

h_w : 地下水の水位差 (m) $h_w = 1.500 \text{ m}$

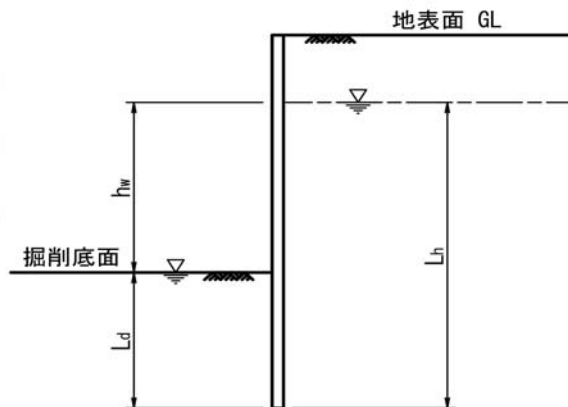


図7-1 パイピングの検討方法

7-2. パイピングに対する安全率

$$F_s = \frac{L_h + L_p}{2 \times h_w}$$

$$= \frac{6.500 + 5.000}{2 \times 1.500}$$

$$= 3.833 \geq F_{sa} = 1.0$$

—OK—

以上の計算結果より、本件においては、パイピングに対して安全と評価する。

7-3. パイピングを防止するための必要根入れ長

安全率式に基づいて、パイピングを防止するための必要根入れ長を次式により求める。

$$F_{sa} \leq \frac{L_h + L_p}{2 \times h_w}$$

$$F_{sa} \leq \frac{(L_p + h_w) + L_p}{2 \times h_w}$$

$$L_p \geq \frac{h_w \times F_{sa}}{2}$$

ここに、 L_p : パイピング防止のための必要根入れ長 (m)

$$L_p = \frac{1.500 \times 1.0}{2}$$

$$= 0.750 \text{ m} \leq L_d = 5.000 \text{ m}$$

—OK—