

土留慣用計算

Ver. 8.00

Data

[物件名称] 慣用サンプル2
[作成日] 2016/10/26
[タイトル] 土留慣用計算 サンプルデータ2

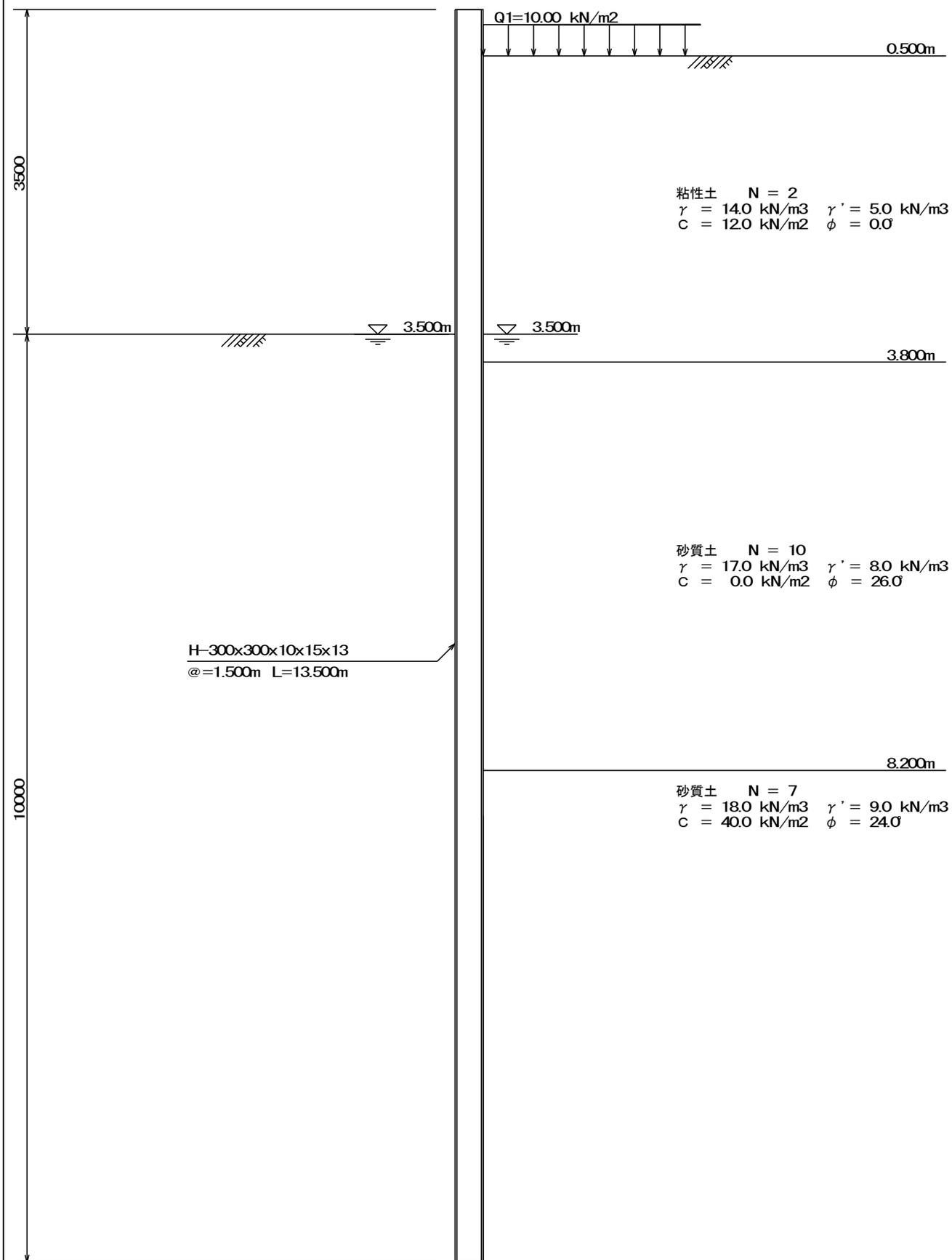
Copyright (c) KTS

目次

1	設計条件	2
1-1	設計断面図	2
1-2	基本条件	3
1-3	親杭データ	4
1-4	土留め板	4
1-5	施工ステップ および 計算ステップ	5
1-6	土質定数	5
1-7	抵抗倍率	5
1-8	地盤バネ	5
1-9	上載荷重	5
1-10	地盤安定の検討データ	6
2	安定計算結果	7
2-1	施工ステップ 1 (自立時)	7
2-2	根入れ長の決定	12
3	断面計算結果	13
3-1	施工ステップ 1 (自立時)	13
4	応力度の計算	14
4-1	断面力の集計	14
4-2	応力度	14
5	土留め板の計算	15
5-1	設計条件	15
5-2	断面力	15
5-3	必要板厚	15
5-4	応力度	15
6	変位の計算 (自立式)	16
7	安定計算一覧表	17
8	断面計算一覧表	17

1 設計条件

1-1 設計断面図



1-2 基本条件

設計基準	日本下水道事業団 「設計基準（案）土木設計編（平成4年4月）」
形式	自立式土留め
土留め壁材料	親杭横矢板
土留め壁突出長	0.500 m
最終掘削深さ	3.500 m
水圧タイプ	水圧は作用しない
水平方向地盤反力係数	Chang式では、 $1/\beta$ の範囲の平均的khを用いる
許容変位量(自立時)	掘削深さの3%とする
許容変位量(支保工設置時)	300.00 mm
許容曲げ応力度	210 N/mm ²
許容せん断応力度	120 N/mm ²
自立式の計算方法	Changの式
土圧強度の最小値	$0.3 \cdot \gamma \cdot h$
(適用土質)	砂質土および粘性土 に適用する
(切ばり式)	切ばり式にも最小土圧を適用する
(最小値)	掘削深さまでの主動土圧合計値で比較せず、各層ごとに比較する
最小仮想支持点	0.00 m
最大仮想支持点	0.00 m
最小根入れ長	1.50 m
最大根入れ長	15.00 m
土留め壁全長の丸め	0.50 m
自立式の仮想掘削面	計算しない(掘削底面とする)
片持ち梁のたわみ算出方法	等分布荷重($\Sigma P/H$)

1-3 親杭データ

鋼材名	H-300x300x10x15x13
親杭寸法 (H * B * t1 * t2)	300.0 * 300.0 * 10.0 * 15.0 mm
親杭間隔	1.500 m
親杭の側面抵抗	考慮する
ヤング率	200000. N/mm ²
断面二次モーメント	20200 cm ⁴ /本
断面係数	1350.0 cm ³ /本
断面積	118.40 cm ² /本
親杭の支持力照査	$Q_u = q_d \cdot A_p + \sum U \cdot L \cdot f_s$
親杭の座屈照査	計算しない
親杭に作用する軸力	25.00 kN/本

1-4 土留め板

土留め板の種類	木材
せん断考慮	曲げモーメントのみを検討
土留め板計算用スパン	1.200 m
最小板厚	30.0 mm
板厚の丸め値	5.0 mm
許容曲げ応力度	13.5 N/mm ²
許容せん断応力度	1.05 N/mm ²

1-5 施工ステップ および 計算ステップ

施工 step	施工種類	施工名称	掘削深 H m	背面水位 Lwa m	前面水位 Lwp m	計算 スイッチ
1	掘削時	自立時	3.500	3.500	3.500	○

1-6 土質定数

No	深 度 m	土質名	N	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	ϕ 度	Co kN/m ²	Ca	K	Kh kN/m ³
1	3.800	粘性土	2	14.0	5.0	0.0	12.0	0.0	自動	1346
2	8.200	砂質土	10	17.0	8.0	26.0	0.0	0.0	自動	6728
3	20.000	砂質土	7	18.0	9.0	24.0	40.0	0.0	自動	4710

深度：土留壁天端から土層下面までの深さ ϕ ：土の内部摩擦角
 N：層の平均N値 Co：土の粘着力
 γ ：土の湿潤単位体積重量 Ca：土の粘着力の傾き
 γ' ：土の水中単位体積重量 K：土圧係数（安定計算）
 Kh：1/ β の平均値とする場合の水平方向地盤反力係数

1-7 抵抗倍率

施工ステップ - 1

No	深 度 Z m	抵抗倍率	
		主働側	受働側
1	3.800	1.00	1.00
2	8.200	1.00	1.00
3	20.000	1.00	1.00

深 度：土留壁天端から土層下面までの深さ
 抵抗倍率：親杭の根入れ部における土圧のフランジ幅に対する抵抗倍率

1-8 地盤バネ

施工ステップ - 1

No	深 度 Z m	層 厚 h m	地盤バネ(kN/m ³)	
			主働側 Kh	受働側 K0
1	0.500	3.300	1346.	1346.
2	3.800	4.400	6728.	6728.
3	8.200	11.800	4710.	4710.

1-9 上載荷重

(a) 主働側

No	上載荷重 Qa kN/m ²	作用 範 囲 m
1	10.000	全範囲に載荷

(b) 受働側
 上載荷重は作用しない

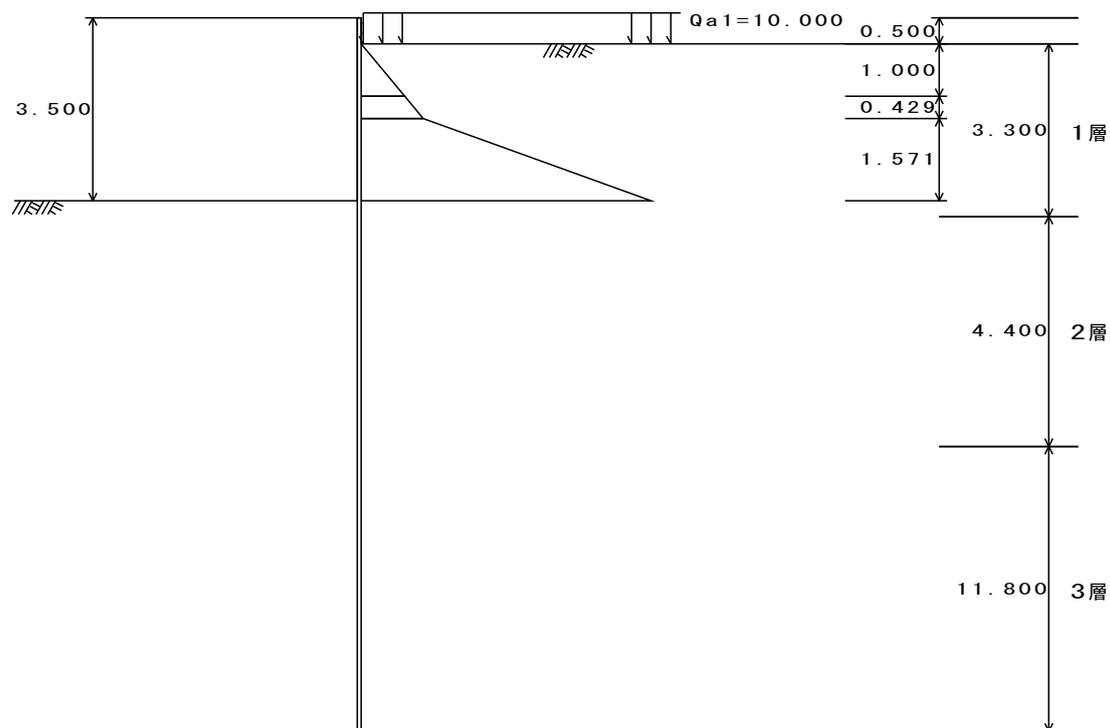
1-10 地盤安定の検討データ

計算を省略する。

2 安定計算結果

2-1 施工ステップ 1 (自立時)

(a) 荷重図



(b) 土質定数

No	深 度 m	土質名	N	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	ϕ 度	C_o kN/m ²	Ca	K	Kh kN/m ³
1	3.800	粘性土	2	14.0	5.0	0.0	12.0	0.0	自動	1346
2	8.200	砂質土	10	17.0	8.0	26.0	0.0	0.0	自動	6728
3	20.000	砂質土	7	18.0	9.0	24.0	40.0	0.0	自動	4710

(c) 主働土圧

No	深 度 Z m	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	土圧係数 Ka	$\Sigma \gamma h$ +Qa kN/m ²	主働土圧 Pa kN/m/本	最小土圧 Pamin kN/m/本
1	0.000 ~ 0.500							
2	0.500 ~ 1.500	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	10.00 24.00	0.00 6.30	0.00 6.30
3	1.500 ~ 1.929	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	24.00 30.00	6.30 9.00	6.30 9.00
4	1.929 ~ 3.500	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	30.00 52.00	9.00 42.00	9.00 18.90
5	3.500 ~ 3.800	5.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	52.00 53.50	8.40 8.85	3.78 3.91
6	3.800 ~ 4.782	8.0	26.0	0.0 0.0	0.39046	53.50 61.35	6.27 7.19	3.91 4.62
7	4.782 ~ 8.200	8.0	26.0	0.0 0.0	0.39046	61.35 88.70	7.19 10.39	4.62 7.08
8	8.200 ~ 12.032	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	88.70 123.19	7.08 10.19	7.08 10.19
9	12.032 ~ 13.089	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	123.19 132.70	10.19 11.04	10.19 11.04
10	13.089 ~ 20.000	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	132.70 194.90	11.04 16.64	11.04 16.64

$$P_a \geq P_{amin}$$

$P_{amin} = 0.3 \gamma h$ (P_{amin} : 水位以下の γ は浮力を考慮した値を用いる)

(d) 受働土圧

No	深 度 Z m	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	土圧係数 Kp	$\Sigma \gamma Z$ kN/m ²	側面抵抗 Pc kN/m/本	受働土圧 Pp kN/m/本
5	3.500 ~ 3.800	5.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	0.00 1.50	7.20 7.20	14.40 14.85
6	3.800 ~ 4.782	8.0	26.0	0.0 0.0	2.56107	1.50 9.35	0.00 0.00	1.15 7.19
7	4.782 ~ 8.200	8.0	26.0	0.0 0.0	2.56107	9.35 36.70	0.00 0.00	7.19 28.20
8	8.200 ~ 12.032	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	36.70 71.19	24.00 24.00	87.06 111.60
9	12.032 ~ 13.089	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	71.19 80.70	24.00 24.00	111.60 118.36
10	13.089 ~ 20.000	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	80.70 142.90	24.00 24.00	118.36 162.61

(e) 側圧の合力と作用位置の計算

No	深 度 Z m	主働土圧 Pa kN/m/本	水圧 Pw kN/m/本	受働土圧 Pp kN/m/本	Pa+Pw -Pp kN/m/本	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
1	0.000 ~ 0.500	0.00 0.00			0.00 0.00	0.00 0.00	3.333 3.167	0.00 0.00
2	0.500 ~ 1.500	0.00 6.30			0.00 6.30	0.00 3.15	2.667 2.333	0.00 7.35
3	1.500 ~ 1.929	6.30 9.00			6.30 9.00	1.35 1.93	1.857 1.714	2.51 3.31
4	1.929 ~ 3.500	9.00 42.00			9.00 42.00	7.07 33.00	1.048 0.524	7.41 17.29
天端からの掘削底面までの合計					$\Sigma P =$	46.50 kN		
					$\Sigma M =$	37.86 kN・m		

掘削底面から荷重合力作用点までの高さ (h) は、

$$\begin{aligned}
 h &= \Sigma M / \Sigma P \\
 &= 37.86 / 46.50 \\
 &= 0.814 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(f) 自立式の根入れ長（弾性床上の半無限長の杭としての根入れ長）

根入れ長は、掘削底面から $\frac{\pi}{\beta}$ とする。

β を求める際の Kh は、 $1/\beta$ の範囲の平均値とする。
 $1/\beta = 3.052 \text{ m}$ と仮定して平均的な Kh を計算する。

深 度 m	Kh kN/m ³	層厚 × Kh
3.500 ~ 3.800	1346.	403.800
3.800 ~ 6.552	6728.	18517.670
合 計		18921.470

$$\begin{aligned} \text{平均的 } Kh &= 18921.470 / 3.052 \\ &= 6199.027 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= 4 \sqrt{\frac{Kh \cdot B}{4 E I'}} \\ &= 4 \sqrt{\frac{6199. \times 0.30}{4 \times 2.000 \times 10^8 \times 20200 \times 10^{-8}}} \\ &= 0.3276 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

$$L = \frac{\pi}{\beta} = 9.589 \text{ m}$$

よって、掘削底面からの根入れ長 = 9.589 m (GL- 12.589 m)

(g) 親杭支持力の計算

杭先端地盤のN値	N =	7	(ただし、 $N \leq 50$)
杭の周長	U =	1.200	m
杭先端の面積	Ap =	0.090	m ²
施工条件による定数	α =	30.00	
安全率	Fs =	2.00	

深 度 m	f s kN/m ²	U・l・f s kN
3.50~ 3.80	4.0	1.44
3.80~ 8.20	20.0	105.60
8.20~ 13.09	14.0	82.14
合計	$\Sigma U \cdot l \cdot f s =$	189.18 kN

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 10\alpha N \cdot A_p + \Sigma U \cdot l \cdot f s \\
 &= 2100.00 \times 0.090 + 189.18 \\
 &= 378.18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_a = \frac{Q_u}{F_s} = \frac{378.18}{2.00} = 189.09 \text{ kN} \geq \text{鉛直力} = 25.00 \text{ kN}$$

よって、根入れ長は、 9.589 m とする。 (GL- 12.589 m)

ここで、 Q_u : 極限支持力

Q_a : 許容支持力

l : 周面摩擦力を考慮する地層の層厚 (m)

f s : 周面摩擦力度 (kN/m²)

ただし、 $f s \leq 100$ (kN/m²)

プレボーリング工法の場合は、 $f s = 0.0$ (kN/m²)

掘削底面以浅の周面摩擦力度は考慮しない

2-2 根入れ長の決定

(a) 弾性床上の半無限長の杭としての根入れ長
根入れ長 = 9.589 m (GL- 12.589 m)

(b) 親杭の支持力による根入れ長
根入れ長 = 9.589 m (GL- 12.589 m)

(c) 根入れ長の決定

根入れ長の決定は、上記の最大値とする。

ただし、最小根入れ長以下の場合、最小根入れ長を根入れ長とする。
(最小根入れ長 = 1.500 m)

また、最大根入れ長以上の場合、最大根入れ長を根入れ長とする。
(最大根入れ長 = 15.000 m)

根入れ長 = 9.589 m (GL- 12.589 m)
親杭全長 = 13.500 m

3 断面計算結果

3-1 施工ステップ 1 (自立時)

(a) 最大曲げモーメントの計算

弾性床上の半無限長の杭として最大曲げモーメントを計算する。

杭の特性値 (β) は、全断面性能の100.00%で計算する。

$$\beta = 0.3276 \text{ m}^{-1}$$

側圧の合力と掘削底面から合力作用点までの高さ

$$P = 46.500 \text{ kN}$$

$$h_0 = 0.814 \text{ m}$$

最大曲げモーメント

$$M = \frac{P}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}\right)$$

$$= \frac{46.500}{2 \times 0.3276} \sqrt{(1+2 \times 0.3276 \times 0.814)^2 + 1}$$

$$\times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \times 0.3276 \times 0.814}\right)$$

$$= 72.897 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

最大曲げモーメントの作用位置 (掘削底面からの深さ)

$$L_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}$$

$$= \frac{1}{0.3276} \tan^{-1} \frac{1}{1+2 \times 0.3276 \times 0.814}$$

$$= 1.764 \text{ m (GL- 4.764 m)}$$

4 応力度の計算

4-1 断面力の集計

施工STEP	施工名称	曲げモーメント kN・m/本	せん断力 kN/本
1	自立時	72.897	46.500

$$\begin{aligned} \text{最大曲げモーメント } M &= 72.897 \text{ kN}\cdot\text{m/本} \\ \text{最大せん断力 } S &= 46.500 \text{ kN/本} \end{aligned}$$

4-2 応力度

鋼材名	H-300x300x10x15x13
断面係数	$Z = 1350.0 \text{ cm}^3/\text{本}$
断面積	$A = 118.40 \text{ cm}^2/\text{本}$
親杭に作用する軸力	$N = 25.00 \text{ kN/本}$

(a) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} = \frac{72.897 \times 10^6}{1350 \times 10^3} + \frac{25.00 \times 10^3}{118.40 \times 10^2} = 56.1 \leq 210.0 \text{ N/mm}^2$$

(b) せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A_{\text{web}}} = \frac{46.500 \times 10^3}{10.0 \times (300.0 - 2 \times 15.0)} = 17.2 \leq 120.0 \text{ N/mm}^2$$

5 土留め板の計算

土留め板は断面力算定用土圧強度を荷重とし、親杭のフランジ間隔をスパンとする単純梁として必要板厚を算定する。

5-1 設計条件

$$\begin{array}{ll} \text{土圧強度} & P_a = 28.00 \text{ kN/m}^2 \\ \text{土留め板計算用スパン} & L = 1.200 \text{ m} \end{array}$$

5-2 断面力

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{P_a \cdot L^2}{8} = \frac{28.00 \times (1.200)^2}{8} = 5.04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5-3 必要板厚

曲げモーメントに対して

$$t_1 = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma_{ba}}} = \sqrt{\frac{6 \times 5.04 \times 10^6}{1000 \times 13.5}} = 47.3 \text{ mm}$$

ここに、 σ_{ba} : 土留め板の許容曲げ応力度 (= 13.5 N/mm²)
 b : 板幅 (= 1000 mm)

必要板厚は、 t_1 とする。ただし、最小板厚 = 30.0 mm とする。

$$\begin{array}{ll} \text{必要板厚} & = 47.3 \text{ mm} \\ \text{使用板厚} & = 50.0 \text{ mm} \end{array}$$

5-4 応力度

$$\begin{aligned} \text{曲げ応力度 } \sigma &= \frac{6 \cdot M}{b \cdot t^2} = \frac{6 \times 5.04 \times 10^6}{1000 \times (50.0)^2} \\ &= 12.1 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ba} = 13.5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

6 変位の計算 (自立式)

自立式土留め壁頭部の変位量は、次の式により計算する。

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

ここに、 δ : 土留め壁頭部の変位量
 δ_1 : 掘削底面での変位量
 δ_2 : 掘削底面でのたわみ角による変位量
 δ_3 : 掘削底面以上の片持ち梁のたわみ

片持ち梁としての変位量は、掘削底面以上の荷重を等分布荷重に置き換えて計算する。

掘削底面での変位量

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \frac{(1 + \beta h_0)}{2E I' \beta^3} P \\ &= \frac{(1 + 0.3276 \times 0.814)}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 20200 \times 10^{-8} \times 0.3276^3} \times 46.500 \\ &= 0.02073 \text{ m} = 20.73 \text{ mm} \end{aligned}$$

掘削底面でのたわみ角による変位量

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{(1 + 2\beta h_0)}{2E I' \beta^2} P H \\ &= \frac{(1 + 2 \times 0.3276 \times 0.814)}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 20200 \times 10^{-8} \times 0.3276^2} \times 46.500 \times 3.500 \\ &= 0.02878 \text{ m} = 28.78 \text{ mm} \end{aligned}$$

掘削底面以上の片持ち梁のたわみ

側圧の合力を等価とする等分布荷重の荷重強度 q

$$q = \frac{P}{h_1} = \frac{46.500}{3.000} = 15.500 \text{ kN/m}$$

片持ち梁の変位

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{q h_1^4}{8E I'} + \frac{q h_1^3 h_2}{6E I'} \\ &= \frac{15.500 \times 3.000^4}{8 \times 2.00 \times 10^8 \times 20200 \times 10^{-8}} + \frac{15.500 \times 3.000^3 \times 0.500}{6 \times 2.00 \times 10^8 \times 20200 \times 10^{-8}} \\ &= 0.00475 \text{ m} = 4.75 \text{ mm} \end{aligned}$$

土留め壁天端での変位

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 20.73 + 28.78 + 4.75 \\ &= 54.26 \leq 105.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

ここで、

P : 側圧の合力 (kN)
 H : 土留壁天端から掘削底面までの深さ (m)
 h_0 : 掘削底面から合力作用点までの高さ (m)
 h_1 : 地表面と背面水位の浅い方から掘削底面までの深さ (m)
 h_2 : 土留壁天端から地表面と背面水位の浅い方までの深さ (m)

7 安定計算一覧表

施工ステップ		掘削深 (m)	つり合い深さ (m)	仮想支持点 (m)	必要根入れ長 (m)
1	自立時	3.50	_____	_____	9.59 (GL- 12.59)
1	親杭の支持力	3.50	_____	_____	9.59 (GL- 12.59)

土留め壁全長 = 13.50 m

8 断面計算一覧表

施工ステップ		掘削深 (m)	Mmax (kN・m/本)	Smax (kN/本)	応力度 σ (N/mm ²)	せん断 τ (N/mm ²)	変位 δ (mm)
1	自立時	3.50	72.90	46.50	56.1	17.2	54.26

土留め壁 H-300x300x10x15x13

Z = 1350 (cm³/本)

I = 20200 (cm⁴/本)

A = 118.4 (cm²/本)

σ_{sa} = 210 (N/mm²)

τ_{sa} = 120 (N/mm²)

δa (自立時) = 105.00 (mm)

δa (切ばり時) = 300.00 (mm)