

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO8

「土地改良事業標準設計図面集 擁壁工」
利用の手引き「ブロック積」の設計計算例

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 適用基準	1
1.3 形式	1
1.4 形状寸法	1
1.5 使用材料	1
1.6 土砂	2
1.7 載荷荷重	3
1.8 その他荷重	3
1.9 浮力	3
1.10 土圧	3
1.11 水圧	4
1.12 基礎の条件	4
1.12.1 許容せん断抵抗算出用データ	4
1.13 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	4
1.13.1 安定計算の許容値	4
1.13.2 部材の許容応力度	4
2章 安定計算	5
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	5
2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力	5
2.3 土圧・水圧	5
2.4 作用力の集計	9
2.5 安定計算結果	11
2.5.1 滑動に対する安定	11
2.5.2 支持に対する照査	11
2.5.3 示力線	12
3章 豎壁の設計	17
3.1 豎壁基部の設計	17
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	17
3.1.2 躯体自重，その他荷重	17
3.1.3 土圧・水圧	17
3.1.4 断面力の集計	20
3.1.5 断面計算（許容応力度法）	20

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名：MANUCHO8.f8r (コメント：土地改良事業標準設計 ブロック積擁壁 設計計算例)

タイトル：ブロック積 サンプルデータ

コメント：土地改良事業標準設計 ブロック積擁壁 設計計算例

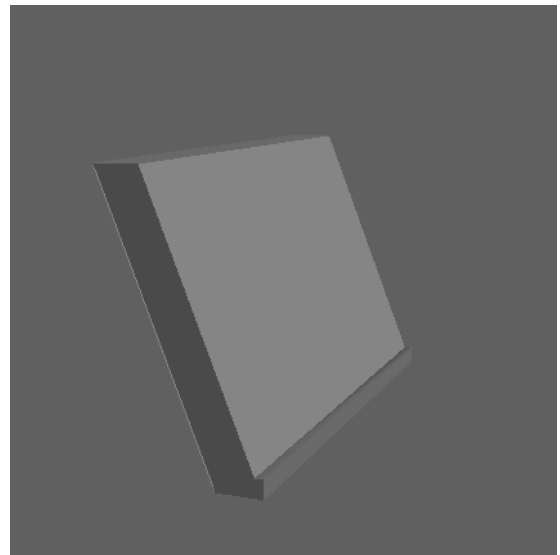
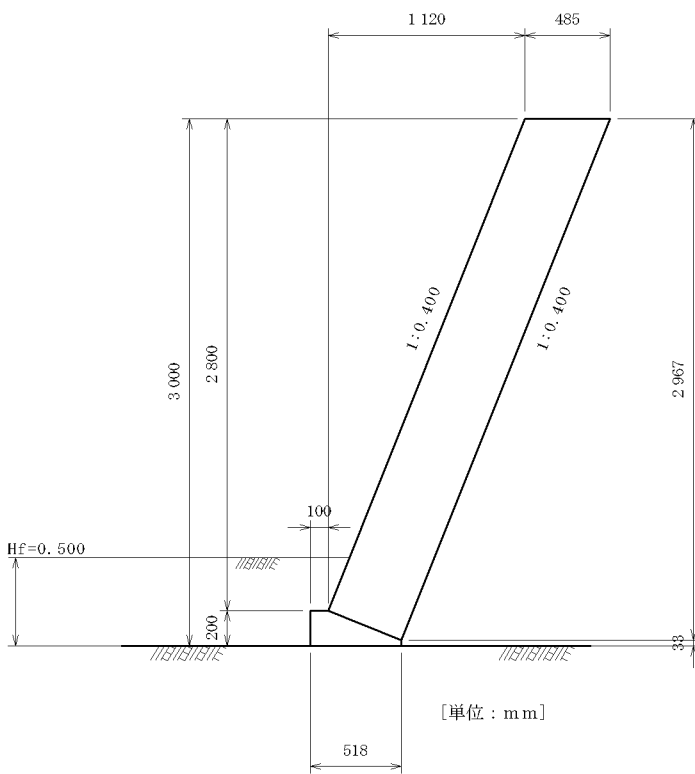
1.2 適用基準

農業土木学会、土地改良事業計画設計基準設計「農道」基準書・技術書 平成17年3月

1.3 形式

『ブロック積 (直接基礎)』

1.4 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) B = 5000(mm)

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁 (無筋コンクリート) : ck = 18 (N/mm²)
 底版 (無筋コンクリート) : ck = 18 (N/mm²)

【内部摩擦角】 背面土砂 : 35.00 (度)
 前面土砂 : 35.00 (度)

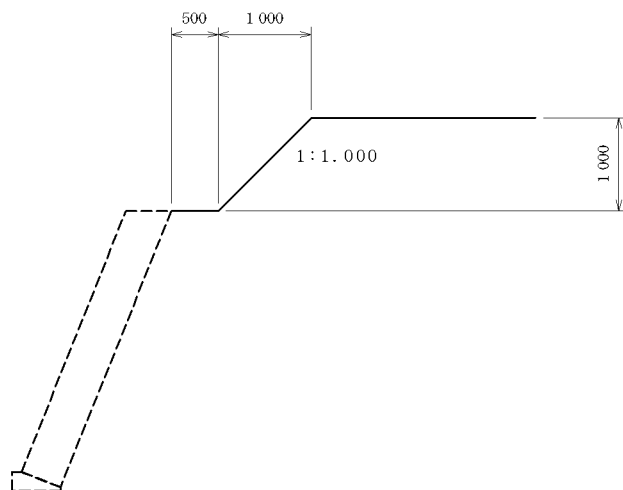
【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	無筋コンクリート	22.500	
水	浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	20.000	21.000
	前面	20.000	21.000

1.6 土砂

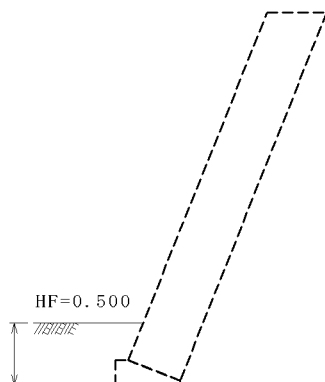
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
勾配		1.000
盛土高	(m)	1.000
水平部分長	(m)	0.500
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

(2) 前面土砂形状

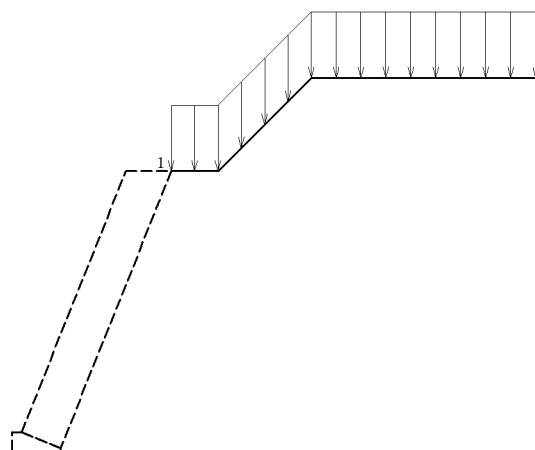
[1] 常時荷重



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
0.500	無 視	無 視	——

1.7 載荷荷重

[1]常時荷重



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	0.000		10.000	10.000			×

1.8 その他荷重

考慮しない

1.9 浮力

・揚圧力として浮力相当分を考慮する

1.10 土圧

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切土	
常 時	23.333	23.333	——	0.000

・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -21.801 (度)

・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -21.801 (度)

・水位以下の土圧算出時の地震時慣性力は設計水平震度を適用

・受働土圧

荷 重 状 態	作用高さ	有効率
常時荷重	0.500	0.500

1.11 水圧

・静水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	無 視	無 視

1.12 基礎の条件

1.12.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	全 幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 tan δ	0.700

1.13 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.13.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m ²)
常時荷重	1.500	1000.000

1.13.2 部材の許容応力度

(1)無筋コンクリート部材

1) 豎壁

(N/mm²)

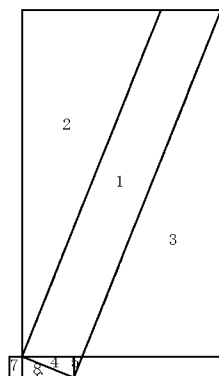
荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 ca	コンクリート の引張応力度 ta	せん断 応力度 at
常時荷重	1.00	4.500	0.230	0.330

2章 安定計算

2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.605 × 2.800 × 1.000	4.493	0.902	1.600	4.055	7.189	
2	-1/2 × 1.120 × 2.800 × 1.000	-1.568	0.473	2.067	-0.742	-3.241	
3	-1/2 × 1.120 × 2.800 × 1.000	-1.568	1.331	1.133	-2.088	-1.777	
4	1/2 × 0.418 × 0.167 × 1.000	0.035	0.379	0.144	0.013	0.005	
5	1/2 × 0.067 × 0.167 × 1.000	0.006	0.540	0.144	0.003	0.001	
6	0.518 × 0.033 × 1.000	0.017	0.259	0.016	0.004	0.000	
7	0.100 × 0.167 × 1.000	0.017	0.050	0.116	0.001	0.002	
8	1/2 × 0.418 × 0.167 × 1.000	0.035	0.239	0.089	0.008	0.003	
		1.466	———	———	1.255	2.183	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 1.255 / 1.466 = 0.856 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 2.183 / 1.466 = 1.489 \text{ (m)}$$

2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力

(1) 自重による作用力

[1] 常時荷重

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	22.500 × 1.466 = 32.992	0.856

2.3 土圧・水圧

[1] 常時荷重（水位1）

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)	xp = 0.505 m
	yp = 0.000 m
仮想背面の高さ	H = 3.000 m
水位面より上の高さ	H1 = 3.000 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= -21.801 °
土砂の単位体積重量	s = 20.000 kN/m ³
土砂のせん断抵抗角	= 35.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 2 / 3 = 23.333 °

盛土等分布荷重換算係数 I_w

$$\begin{aligned}
 I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_w}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_w}\right) \\
 &= 1 + \left(\frac{1.250}{3.000}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{1.250}{3.000}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{1.250}{3.000}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{1.250}{3.000}\right) \\
 &= 0.61339
 \end{aligned}$$

盛土荷重の換算等分布荷重 q_w

$$\begin{aligned}
 q_w &= \gamma \cdot H_s \cdot I_w \\
 &= 20.000 \times 1.500 \times 0.61339 \\
 &= 18.402 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

- X : 仮想距離(m), X1 + X2 / 2
- X1 : 盛土の水平部分長(m), X1 = 0.500
- X2 : 盛土の勾配部分長(m), X2 = 1.500
- H_w : 躯体全高(m)
- H_s : H₀ + H₁(m)
- H₀ : 盛土高(m), H₀ = 1.000
- H₁ : 換算盛土高(m), H₁ = q / γ = 0.500
- q : 地表面載荷荷重(kN/m²), q = 10.000

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(35.00^\circ - (-21.801^\circ))}{\cos^2(-21.801^\circ) \cdot \cos(-21.801^\circ + 23.333^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ + 23.333^\circ) \cdot \sin(35.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(-21.801^\circ + 23.333^\circ) \cdot \cos(-21.801^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.1169
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 18.402 \times 0.1169 = 2.151 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\
 &= 0.1169 \times 20.000 \times 3.000 + 2.151 \\
 &= 9.164 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 9.164 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.151 + 9.164) \times 3.000 = 16.972 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (9.164 + 9.164) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 16.972 + 0.000 = 16.972 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 16.972 \times \cos(-21.801^\circ + 23.333^\circ) = 16.966 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 16.972 \times \sin(-21.801^\circ + 23.333^\circ) = 0.454 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\
 &= 16.972 \times \left(\frac{2 \times 2.151 + 9.164}{2.151 + 9.164} \times \frac{3.000}{3} + 0.000 \right) \\
 &= 20.198 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

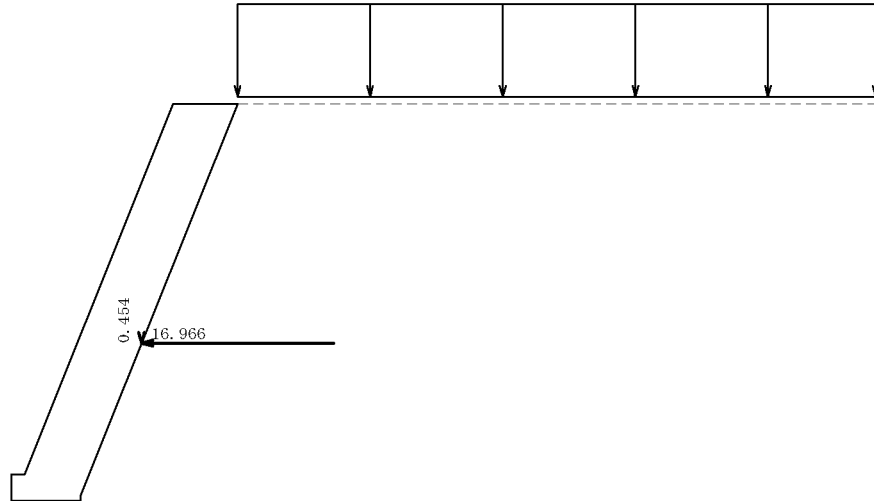
$$\begin{aligned}
 M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\
 &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 9.164 + 9.164}{9.164 + 9.164} \times \frac{0.000}{3} \right) \\
 &= 0.000 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{20.198 + 0.000}{16.972 + 0.000} = 1.190 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \theta = 0.505 - 1.190 \times \tan -21.801^\circ = 0.981 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.190 = 1.190 \text{ m}$$

・土圧図



受働土圧

(滑動に対する検討時に考慮します)

[1]常時荷重 (水位1)

土圧はクーロン式により求める。

仮想地表面までの高さ	H = 0.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 0.500 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	= 0.000 °
土砂の単位体積重量	s = 20.000 kN/m ³
土砂のせん断抵抗角	= 35.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 0.000 °

受働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(35.00^\circ + 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ + 0.000^\circ) \cdot \sin(35.00^\circ + 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 3.6902
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = 0.0 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma s \cdot H1 + p1 \\
 &= 3.6902 \times 20.000 \times 0.500 + 0.000 \\
 &= 36.902 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 36.902 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 36.902) \times 0.500 = 9.226 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (36.902 + 36.902) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 9.226 + 0.000 = 9.226 \text{ kN}$$

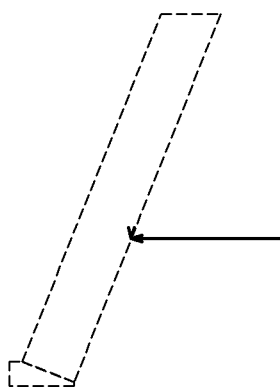
このときの土圧力の水平成分は次のようになる。

$$P_h = P \cdot \cos(\quad) = 9.226 \times \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) = 9.226 \text{ kN}$$

2.4 作用力の集計

(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時荷重 (水位1)



項目	鉛直力 N _i (kN)	水平力 H _i (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X _i (m)	Y _i (m)	M _{xi} = N _i · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i
自重	32.992	0.000	0.856	0.000	28.231	0.000
土圧	0.454	16.966	0.981	1.190	0.445	20.189
合計	33.445	16.966	———	———	28.676	20.189

荷重状態 (水位)	N _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN.m)
常時荷重(水位1)	33.445	16.966	8.487

(2) 躯体中心での作用力の集計

鉛直力 : N_c = N_o (kN)

水平力 : H_c = H_o (kN)

回転モーメント : M_c = N_o · B_j / 2.0 - M_o (kN.m)

ここに、

躯体土圧方向幅 : B_j = 0.518 (m)

単位幅当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時荷重(水位1)	33.445	16.966	0.173

全幅(5.000m)当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時荷重(水位1)	167.227	84.830	0.863

2.5 安定計算結果

偏心を考慮していないため、各安定照査時の偏心量は0となります

2.5.1 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_b \cdot B + \alpha \cdot P_p}{\Sigma H}$$

ここに、

V : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

H : 底版下面における全水平荷重(kN)

μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, $\mu = 0.700$

C_b : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), $C_b = 0.000$

B : 底版幅(m), B = 0.518

: 受働土圧 P_p の有効率

P_p : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分(kN)

荷重状態(水位)	鉛直荷重 V(kN)	水平荷重 H(kN)	受働土圧 P_p (kN)	有効率	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}
常時荷重(水位1)	33.445	16.966	9.226	0.500	1.652	1.500

2.5.2 支持に対する照査

(1)合力作用点及び偏心量

偏心を考慮しない設定であるため、 $d = \frac{B}{2}$, $e = 0.0$

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離(m)

B : 底版幅(m), B = 0.518

(2)地盤反力度の算出

- 合力作用点が底版中央の底版幅1/3(ミドルサード)の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

- 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3 \cdot (B/2 - e)}$$

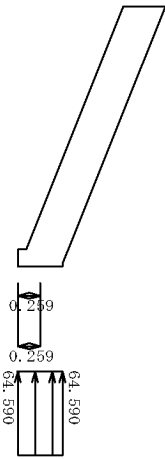
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 0.518

e : 偏心量(m)

[1]常時荷重(水位1)



地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
0.518	台形	64.590	64.590	1000.000

2.5.3 示力線

(1)示力線方程式

$$X_h = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{C_{M1} \cdot h^3 + C_{M2} \cdot h^2 + C_{M3} \cdot h + C_{M4}}{C_{V1} \cdot h^3 + C_{V2} \cdot h^2 + C_{V3} \cdot h + C_{V4}}$$

ここに、

- X_h : 示力線の位置(m)
- M : 天端中心線位置でのモーメント(kN.m)
- V : 壁体に作用する鉛直力(kN)
- C_{M1-4} : M から求まる係数
- C_{V1-4} : V から求まる係数
- h : 区間高さ(m)

[1]常時荷重(水位1)

自重

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{2} \cdot (b_1 + b_2) \cdot h \cdot \gamma_c \\ &= \frac{1}{2} \cdot \{2 \cdot b_1 + (n_1 - n_2) \cdot h\} \cdot h \cdot \gamma_c \\ &= \frac{1}{2} \times (0.400 - 0.400) \times 22.500 \cdot h^2 + 0.485 \times 22.500 \cdot h \\ &= 0.00000 \cdot h^2 + 10.90496 \cdot h \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M &= V \cdot x \\
&= V \cdot \left(\frac{b_2}{2} - Gx \right) \\
&= V \cdot \left\{ \frac{1}{2} \cdot (b_1 + (n_1 - n_2) \cdot h) - Gx \right\} \\
&= \frac{1}{12} \cdot (n_2^2 - n_1^2) \cdot \gamma_c \cdot h^3 - \frac{1}{4} \cdot (n_2 + n_1) \cdot b_1 \cdot \gamma_c \cdot h^2 \\
&= \frac{1}{12} \times (0.400^2 - 0.400^2) \times 22.500 \cdot h^3 - \frac{1}{4} \times (0.400 + 0.400) \times 0.485 \times 22.500 \cdot h^2 \\
&= 0.00000 \cdot h^3 + -2.18099 \cdot h^2
\end{aligned}$$

ここに、

b1:算出区間の天端幅(m)

b2:算出区間の底面幅(m)

n1:算出区間の前面勾配

n2:算出区間の背面勾配

c:コンクリートの単位重量(kN/m³)

x:断面中心から鉛直力作用位置までの水平距離(m)

Gx:算出区間の底面前面から重心位置までの水平距離(m)

土圧

$$\begin{aligned}
p_1 &= q \cdot KA \\
p_2 &= \{q + p_t\} \cdot KA + p_2' \\
P &= \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot h \\
H &= P \\
&= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot KA \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot (q \cdot KA + p_t \cdot KA + p_2') \cdot h \\
&= \frac{1}{2} \times 20.000 \times 0.11688 \cdot h^2 \\
&\quad + \frac{1}{2} \times (18.402 \times 0.11688 + 0.000 \times 0.11688 + 2.151) \cdot h \\
&= 1.16883 \cdot h^2 + 2.15083 \cdot h
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M &= H \cdot y \\
 &= H \cdot \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{h}{3} \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot KA \cdot h^3 \\
 &\quad + \left\{ \frac{1}{6} \cdot q \cdot KA + \frac{1}{6} \cdot pt \cdot KA + \frac{1}{3} \cdot p2' \right\} \cdot h^2 \\
 &= \frac{1}{6} \times 20.000 \times 0.11688 \cdot h^3 \\
 &\quad + \left\{ \frac{1}{6} \times 18.402 \times 0.11688 + \frac{1}{6} \times 0.000 \times 0.11688 + \frac{1}{3} \times 2.151 \right\} \cdot h^2 \\
 &= 0.38961 \cdot h^3 + 1.07541 \cdot h^2
 \end{aligned}$$

ここに、

- p1: 算出区間の上端土圧強度 (kN/m²)
- p2: 算出区間の下端土圧強度 (kN/m²)
- p2': 前算出区間の下端土圧強度 (kN/m²)
- pt: 前算出区間の厚さ ×
- pt: 前算出区間の厚さ
- : 土砂の単位重量 (kN/m³)
- KA: 算出区間の土圧係数
- q: 算出区間の載荷荷重 (kN/m²)
- : 算出区間の土圧作用面角度 (度)
- : 算出区間の壁面摩擦角 (度)

方程式

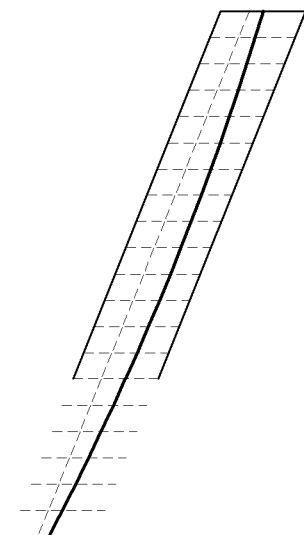
区間1: 天端から0.000 ~ 3.000(m)

項目	作用力	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄
自重	鉛直力 V	0.00000	0.00000	10.90496	0.00000
	水平力 H	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	モーメント M	0.00000	-2.18099	0.00000	0.00000
土圧	鉛直力 V	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	水平力 H	0.00000	1.16883	2.15083	0.00000
	モーメント M	0.38961	1.07541	0.00000	0.00000
合計	鉛直力 V	0.00000	0.00000	10.90496	0.00000
	水平力 H	0.00000	1.16883	2.15083	0.00000
	モーメント M	0.38961	-1.10558	0.00000	0.00000

$$X_h = \frac{0.38961 \cdot h^3 + -1.10558 \cdot h^2 + 0.00000 \cdot h + 0.00000}{0.00000 \cdot h^3 + 0.00000 \cdot h^2 + 10.90496 \cdot h + 0.00000}$$

(2) 偏心位置

[1]常時荷重(水位1)



天端からの 高さ h (m)	断面幅 (m)	鉛直力 Vi (kN)	水平力 Hi (kN)	モーメント Mi (kN.m)	偏心位置 Xh = Mi / Ni (m)	照査位置 (m)
0.150	0.485	1.636	0.349	-0.024	-0.014	0.081
0.300	0.485	3.271	0.750	-0.089	-0.027	0.081
0.450	0.485	4.907	1.205	-0.188	-0.038	0.081
0.600	0.485	6.543	1.711	-0.314	-0.048	0.081
0.750	0.485	8.179	2.271	-0.458	-0.056	0.081
0.900	0.485	9.814	2.882	-0.611	-0.062	0.081
1.050	0.485	11.450	3.547	-0.768	-0.067	0.081
1.200	0.485	13.086	4.264	-0.919	-0.070	0.081
1.350	0.485	14.722	5.034	-1.056	-0.072	0.081
1.500	0.485	16.357	5.856	-1.173	-0.072	0.081
1.650	0.485	17.993	6.731	-1.260	-0.070	0.081
1.800	0.485	19.629	7.658	-1.310	-0.067	0.081
1.950	0.485	21.265	8.639	-1.315	-0.062	0.081
2.100	0.485	22.900	9.671	-1.267	-0.055	0.081
2.250	0.485	24.536	10.757	-1.159	-0.047	0.081
2.400	0.485	26.172	11.894	-0.982	-0.038	0.081
2.550	0.485	27.808	13.085	-0.729	-0.026	0.081
2.700	0.485	29.443	14.328	-0.391	-0.013	0.081
2.850	0.485	31.079	15.624	0.039	0.001	0.081
3.000	0.485	32.715	16.972	0.569	0.017	0.081

(3)限界高さ算出

$$X_h = X_{d'}$$

となる高さhを求める。

ここに、

Xh : 示力線位置(m)

Xd' : 照査位置(m)

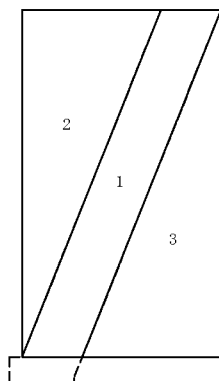
荷重状態(水位)	h
常時荷重(水位1)	3.649

3章 豎壁の設計

3.1 豎壁基部の設計

3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.605 × 2.800 × 1.000	4.494	0.803	1.400	3.609	6.292	
2	-1/2 × 1.120 × 2.800 × 1.000	-1.568	0.373	1.867	-0.585	-2.927	
3	-1/2 × 1.120 × 2.800 × 1.000	-1.568	1.232	0.933	-1.932	-1.463	
		1.358	—	—	1.092	1.901	

$$\begin{aligned} \text{重心 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 1.092 / 1.358 = 0.804 \text{ (m)} \\ YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 1.901 / 1.358 = 1.400 \text{ (m)} \end{aligned}$$

3.1.2 躯体自重，その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時荷重

位置	W = $\rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	22.500 × 1.358 = 30.555	-0.562

3.1.3 土圧・水圧

[1] 常時荷重 (水位1)

土圧はクーロン式により求める。

$$\begin{aligned} \text{仮想背面の位置 (断面中心からの距離)} \quad & x_p = 0.242 \text{ m} \\ & y_p = 0.000 \text{ m} \\ \text{仮想背面の高さ} \quad & H = 2.800 \text{ m} \\ \text{水位面より上の高さ} \quad & H_1 = 2.800 \text{ m} \\ \text{水位面より下の高さ} \quad & H_2 = 0.000 \text{ m} \\ \text{仮想背面が鉛直面となす角度} \quad & = -21.801^\circ \\ \text{背面土砂の単位体積重量} \quad & s = 20.000 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

背面土砂のせん断抵抗角	= 35.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 23.333 °

盛土等分布荷重換算係数 I_w

$$\begin{aligned}
 I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H_w} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_w} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_w} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_w} \right) \\
 &= 1 + \left(\frac{1.250}{3.000} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{1.250}{3.000} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{1.250}{3.000} \right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{1.250}{3.000} \right) \\
 &= 0.61339
 \end{aligned}$$

盛土荷重の換算等分布荷重 q_w

$$\begin{aligned}
 q_w &= \gamma \cdot H_s \cdot I_w \\
 &= 20.000 \times 1.500 \times 0.61339 \\
 &= 18.402 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

X : 仮想距離(m), $X1 + X2 / 2$

$X1$: 盛土の水平部分長(m), $X1 = 0.500$

$X2$: 盛土の勾配部分長(m), $X2 = 1.500$

H_w : 躯体全高(m)

H_s : $H_0 + H_1$ (m)

H_0 : 盛土高(m), $H_0 = 1.000$

H_1 : 換算盛土高(m), $H_1 = q / \gamma = 0.500$

q : 地表面載荷荷重(kN/m²), $q = 10.000$

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(35.00^\circ - 21.801^\circ)}{\cos^2 21.801^\circ \cdot \cos(-21.801^\circ + 23.333^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35.00^\circ + 23.333^\circ) \cdot \sin(35.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(-21.801^\circ + 23.333^\circ) \cdot \cos(-21.801^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.1169
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 18.402 \times 0.1169 = 2.151 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.1169 \times 20.000 \times 2.800 + 2.151 \\
 &= 8.696 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 8.696 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (2.151 + 8.696) \times 2.800 = 15.186 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (8.696 + 8.696) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 15.186 + 0.000 = 15.186 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\quad + \quad) = 15.186 \times \cos(-21.801^\circ + 23.333^\circ) = 15.180 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad + \quad) = 15.186 \times \sin(-21.801^\circ + 23.333^\circ) = 0.406 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 15.186 \times \left(\frac{2 \times 2.151 + 8.696}{2.151 + 8.696} \times \frac{2.800}{3} + 0.000 \right) \\ &= 16.984 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

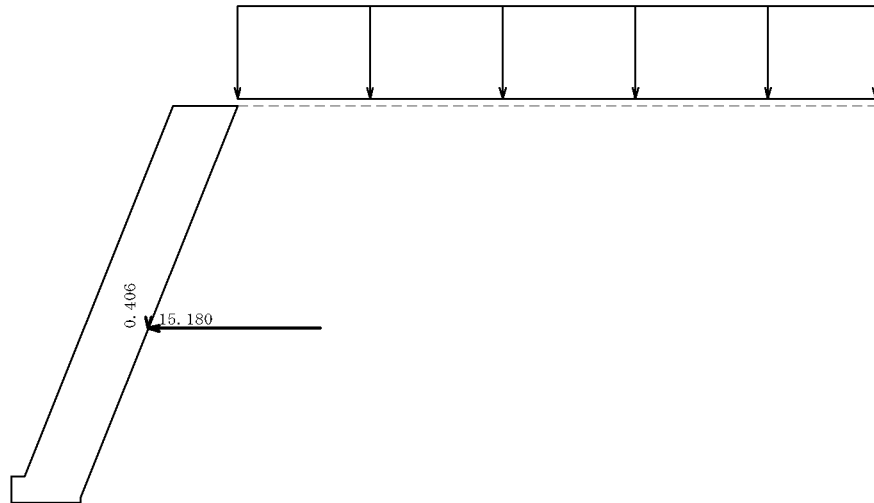
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 8.696 + 8.696}{8.696 + 8.696} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{16.984 + 0.000}{15.186 + 0.000} = 1.118 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \quad - x_p = 1.118 \times \tan -21.801^\circ - 0.242 = -0.690 \text{ m}$$

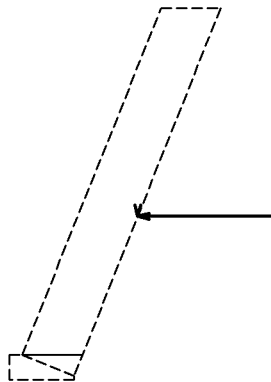
$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.118 = 1.118 \text{ m}$$

・土圧図



3.1.4 断面力の集計

[1]常時荷重 (水位1)



項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _{xi} +M _{yi} (kN.m)
自重	30.555	0.000	-0.562	0.000	-17.163
土圧	0.406	15.180	-0.690	1.118	16.698
合計	30.961	15.180	—————	—————	-0.465

X_i は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、Y_i は設計断面からの高さ

3.1.5 断面計算 (許容応力度法)

(1) 曲げ応力度の照査

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

ここに、

c : コンクリート断面の縁応力度 (N/mm²)

N : 軸方向力 (N)

A : コンクリートの全断面積 (mm²) , A = 485000.000

M : 曲げモーメント (N.mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数 (mm³) , W = 39204.2 × 10³

荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時荷重(水位1)	-0.465	30.961	0.076	4.500	—	0.230

引張応力度が「 - 」の場合は、全断面圧縮状態による。

(2)せん断応力度の照査

$$\tau_m = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- τ_m : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm) , $d = 485.000$
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

$$CN = 1 + \frac{M_o}{M} \quad (1 \leq CN \leq 2)$$

ここに、

- CN : 軸方向圧縮力による補正係数
- M_o : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント(N.mm)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	せん断応力度(N/mm ²)		補正係数 CN
		計算値	許容値 τ_{a1}	
常時荷重(水位1)	15.180	0.031	0.660	2.000