

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO16

二段積み擁壁の設計計算例

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
1.4.1 背面土砂形状寸法	2
1.5 使用材料	2
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 上部擁壁底面中心の作用力	4
1.13 基礎の条件	4
1.13.1 許容せん断抵抗算出用データ	4
1.14 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	4
1.14.1 安定計算の許容値	4
1.14.2 部材の許容応力度	5
2章 安定計算	6
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	6
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	6
2.3 土圧・水圧	7
2.4 作用力の集計	12
2.5 安定計算結果	14
2.5.1 転倒に対する安定	14
2.5.2 滑動に対する安定	14
2.5.3 支持に対する照査	14
3章 豎壁の設計	16
3.1 豎壁基部の設計	16
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	16
3.1.2 躯体自重，その他荷重	16
3.1.3 土圧・水圧	16
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：MANUCHO16.f8r (コメント：二段積み)

タイトル：重力式 サンプルデータ

コメント：二段積み擁壁

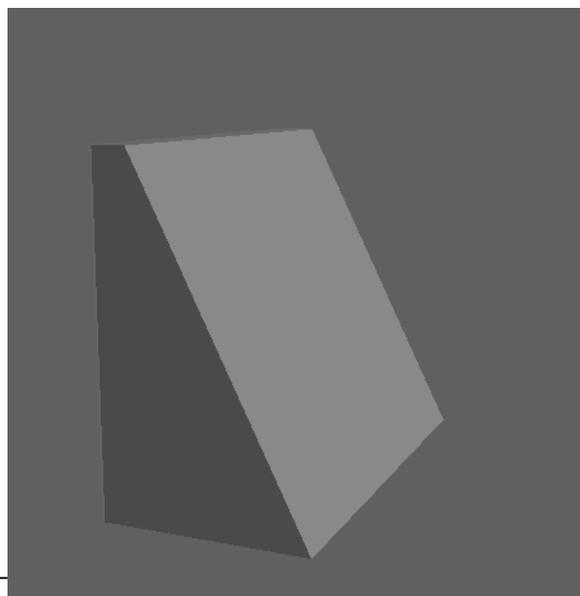
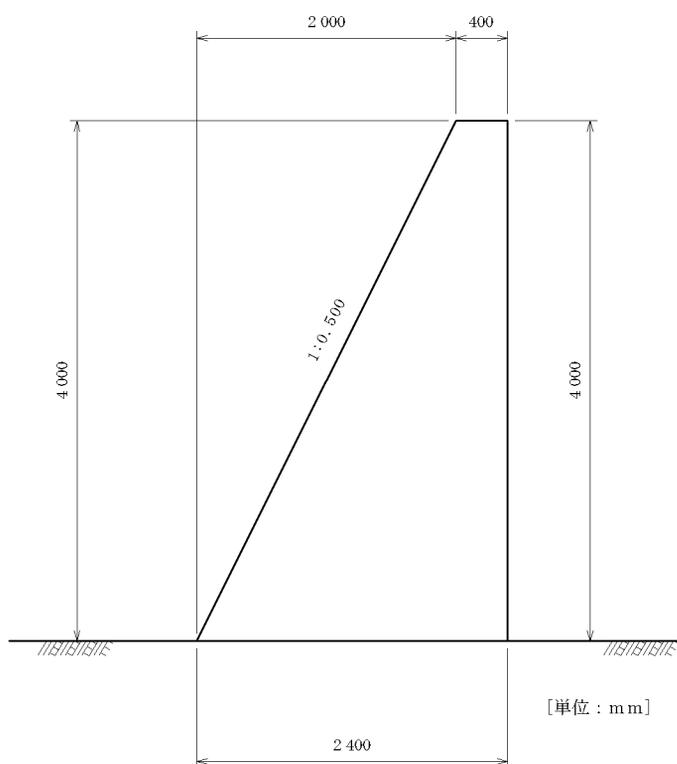
1.2 適用基準

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成11年3月

1.3 形式

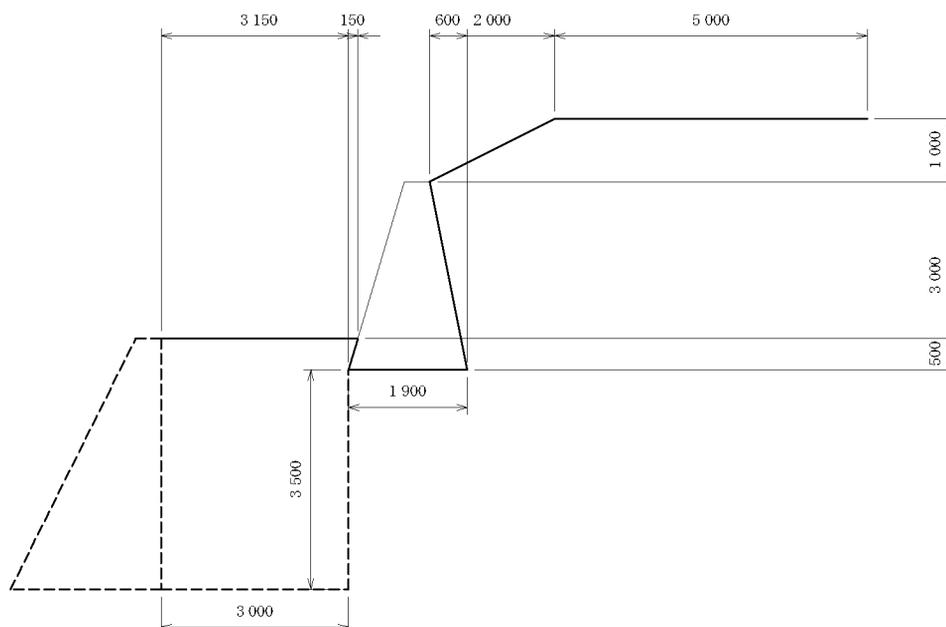
『重力式(直接基礎)』

1.4 形状寸法



奥行方向幅(ブロック長) B = 5000(mm)

1.4.1 背面土砂形状寸法



1.5 使用材料

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

【内部摩擦角】 背面土砂： 35.00 (度)

【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
水	浮力算出用	9.800	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	20.000	21.000
	前面	20.000	21.000

【設計水平震度】 躯体： $K_h = 0.12$

土砂(前面)： $K_h = 0.12$

(背面)： $K_h = 0.12$

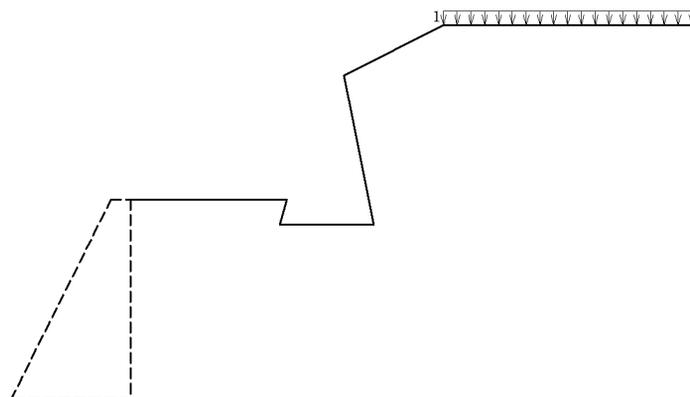
1.6 土砂

(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
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

1.7 載荷荷重

[1]常時



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	6.300		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	————	————
地震時	23.333	23.333	————	————

- ・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 0.000 (度)
- ・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)
- ・粘着力(kN/m²)

荷 重 状 態	すべり面用	粘着高さ用
常 時	0.000	0.000
地震時	0.000	0.000

・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

1.11 水圧

・静水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	考 慮	考 慮
地震時	考 慮	考 慮

1.12 上部擁壁底面中心の作用力

荷 重 状 態	鉛直力 V (kN)	水平力 H (kN)	モーメント M (kN.m)	躯体重量 Wc (kN)
常時	106.900	39.800	29.932	14.498
地震時	104.320	45.660	23.930	79.400

1.13 基礎の条件

1.13.1 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	0.600

1.14 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.14.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 e _s / B (m)	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	1.500	600.000
地震時	1/3	1.200	900.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_s : 荷重の偏心量(m) , ただし、 e_s = M_b / V

M_b : 基礎底面に作用するモ - メント(kN.m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

1.14.2 部材の許容応力度

(1)無筋コンクリート部材

1) 縦壁

(N/mm²)

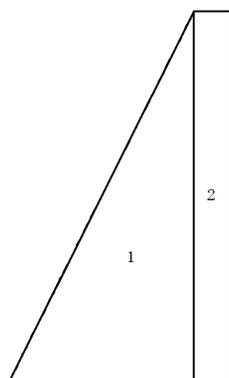
荷 重 状 態	割 増 係 数	コンクリート の 圧 縮 応 力 度 <small>ca</small>	コンクリート の 引 張 応 力 度 <small>ta</small>	せん断 応 力 度 <small>a1</small>
常時	1.00	4.500	0.230	0.330
地震時	1.50	6.750	0.345	0.495

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	1/2 × 2.000 × 4.000 × 1.000	4.000	1.333	1.333	5.333	5.333	
2	0.400 × 4.000 × 1.000	1.600	2.200	2.000	3.520	3.200	
		5.600	—	—	8.853	8.533	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 8.853 / 5.600 = 1.581 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 8.533 / 5.600 = 1.524 \text{ (m)}$$

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

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	23.000 × 5.600 = 128.800	1.581

[2] 地震時

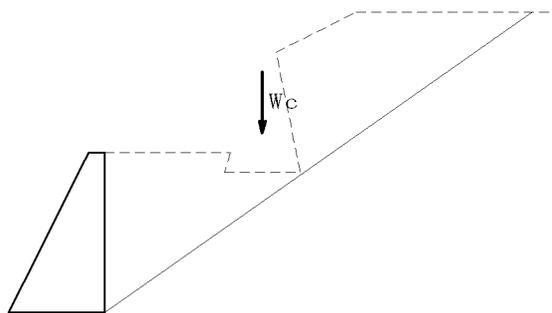
位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	23.000 × 5.600 = 128.800	1.581

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	128.800 × 0.12 = 15.456	1.524

2.3 土圧・水圧

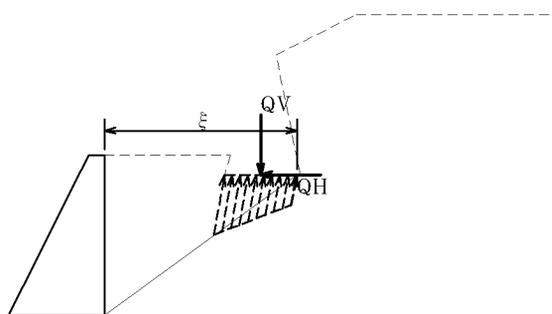
(1) 上部擁壁の影響を考慮した土圧算出方法

- ・ 土くさびが上部擁壁を全て含む場合



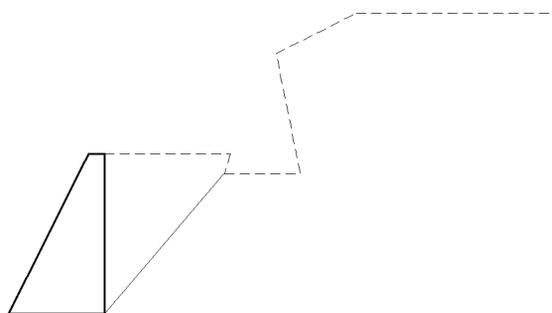
$$W = W_0 + W_c$$

- ・ 土くさびが上部擁壁の一部を含む場合



$$W = W_0 + QV$$

- ・ 土くさびが上部擁壁を含まない場合



$$W = W_0$$

ここに、

W : 土くさび総重量(kN)

W_0 : 土塊重量及び載荷荷重(kN)

W_c : 上部擁壁自重(kN)

QV : 上部擁壁鉛直地盤反力の合力(kN), $QV = 1/2 \cdot (q_{fr} + q_m) \cdot p$

QH : 上部擁壁水平地盤反力の合力(kN), $QH = H_u \cdot QV/V_u$

p : 位置での地盤反力分布幅(m)

: すべり面と上部擁壁底面の交点の仮想背面下端からの距離(m)

q_{fr} : 上部擁壁前面地盤反力度 q_f 又は背面地盤反力度 q_r (kN/m²)

q_m : 位置での地盤反力度(kN/m²)

H_u : 上部擁壁による全水平力(kN)

V_u : 上部擁壁による全鉛直力(kN)

B_u : 上部擁壁底面幅(m), $B_u = 1.900$

(2)上部擁壁による地盤反力の算出

- ・合力作用点が底面中央の底面幅1/3 (ミドルサード) の中にある場合

$$q_1 = \frac{Vu}{Bu} \cdot \left(1 + \frac{6eu}{Bu}\right)$$

$$q_2 = \frac{Vu}{Bu} \cdot \left(1 - \frac{6eu}{Bu}\right)$$

- ・合力作用点が底面中央の底面幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2Vu}{3 \cdot (Bu/2 - eu)}$$

ここに、

eu : 偏心量(m), $eu = Mu / Vu$

Mu : 上部擁壁底面中心のモーメント(kN.m)

Vu : 上部擁壁底面に作用する鉛直荷重(kN)

Bu : 上部擁壁底面幅(m), $Bu = 1.900$

荷重状態 (水位)	モーメント Mu (kN.m)	鉛直荷重 Vu (kN)	偏心量 eu(m)	地盤反力度 (kN/m ²)	
				前面側qf	背面側qr
常時(水位1)	29.932	106.900	0.280	106.012	6.515
地震時(水位1)	23.930	104.320	0.229	94.678	15.132

(3)土圧・水圧算出

[1]常時 (水位1)

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)	xp = 2.400 m
	yp = 0.000 m
仮想背面の高さ	H = 4.000 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 0.000 °
背面土砂の単位体積重量	s = 20.000 kN/m ³
背面土砂の内部摩擦角	= 35.00 °
壁面摩擦角	= 2 / 3 = 23.333 °
すべり角の変化範囲	i = 10.00 ° ~ 80.00 °

すべり角()に対する上部擁壁の地盤反力

前面側地盤反力度 qf = 106.012 (kN/m²)

背面側地盤反力度 qr = 6.515 (kN/m²)

上部底面中心の水平力 Hu = 39.800 (kN)

すべり角 (°)	交点位置 (m)	位置での 分布幅 p(m)	位置での 地盤反力度 qm(kN/m ²)	地盤反力合力(kN)	
				鉛直QV	水平QH
40.50	4.0980	1.0980	48.514	84.833	31.584
41.00	4.0263	1.0263	52.268	81.220	30.239
41.50	3.9560	0.9560	55.947	77.419	28.824

すべり角()に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

すべり角 (°)	土砂重量Wo(kN)			上部自重 Wc (kN)	W' = Wo + Wc (kN)	上部鉛直 地盤反力 QV (kN)	合 計 W = W' + QV (kN)	土圧力 P(kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重					
40.50	174.179	0.000	0.000	—	174.179	84.833	259.012	59.104
41.00	171.670	0.000	0.000	—	171.670	81.220	252.890	59.196
41.50	169.211	0.000	0.000	—	169.211	77.419	246.630	59.090

土圧力が最大となるのは、

$$= 41.00^\circ \text{ のとき } P = 59.196 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{252.890 / \cos 6.819^\circ \times \sin(41.00^\circ - 35.00^\circ + 6.819^\circ)}{\cos(41.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= 59.196 \text{ kN}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{QH}{W} = \tan^{-1} \frac{30.239}{252.890} = 6.819^\circ$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(+) = 59.196 \times \cos(0.000^\circ + 23.333^\circ) = 54.355 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(+) = 59.196 \times \sin(0.000^\circ + 23.333^\circ) = 23.446 \text{ kN}$$

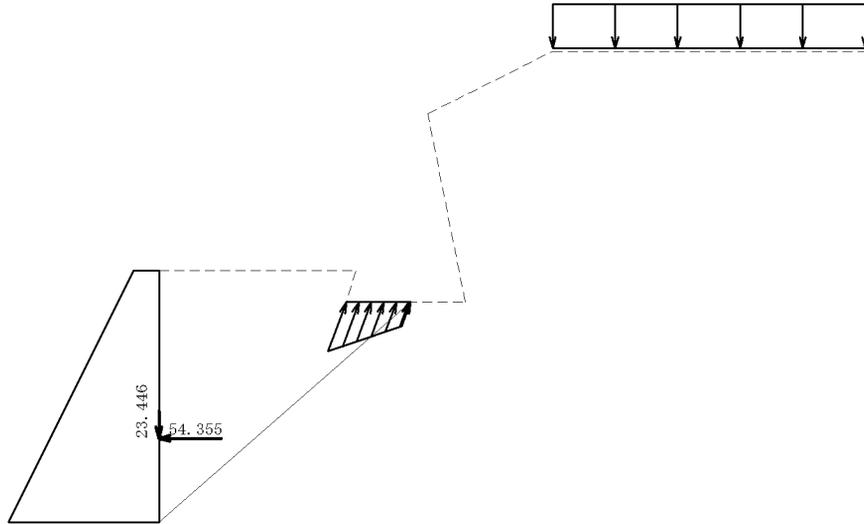
作用位置

$$Ho = \frac{H}{3} = \frac{4.000}{3} = 1.333 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \quad = 2.400 - 1.333 \times \tan 0.000^\circ = 2.400 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.333 = 1.333 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時 (水位1)

土圧は試行くさび法により求める。

- 仮想背面の位置 (つま先からの距離) $x_p = 2.400 \text{ m}$
 $y_p = 0.000 \text{ m}$
 仮想背面の高さ $H = 4.000 \text{ m}$
 仮想背面が鉛直面となす角度 $= 0.000^\circ$
 背面土砂の単位体積重量 $s = 20.000 \text{ kN/m}^3$
 背面土砂の内部摩擦角 $= 35.00^\circ$
 壁面摩擦角 $= 2/3 = 23.333^\circ$
 すべり角の変化範囲 $i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角 () に対する上部擁壁の地盤反力

- 前面側地盤反力度 $q_f = 94.678 \text{ (kN/m}^2)$
 背面側地盤反力度 $q_r = 15.132 \text{ (kN/m}^2)$
 上部底面中心の水平力 $H_u = 45.660 \text{ (kN)}$

すべり角 ($^\circ$)	交点位置 (m)	位置での 分布幅 p (m)	位置での 地盤反力度 q_m (kN/m^2)	地盤反力合力(kN)	
				鉛直QV	水平QH
39.50	4.2458	1.2458	42.520	85.463	37.407
40.00	4.1711	1.1711	45.647	82.170	35.965
40.50	4.0980	1.0980	48.710	78.718	34.454

すべり角 () に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 ($^\circ$)	土砂重量 W_o (kN)			上部自重 W_c (kN)	$W' = W_o + W_c$ (kN)	上部鉛直 地盤反力 QV (kN)	合計 $W = W' + QV$ (kN)	土圧力 P(kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重					
39.50	179.354	0.000	0.000	—	179.354	85.463	264.817	61.353
40.00	176.740	0.000	0.000	—	176.740	82.170	258.910	61.516
40.50	174.179	0.000	0.000	—	174.179	78.718	252.897	61.489

土圧力が最大となるのは、

$$= 40.00^\circ \text{ のとき } P = 61.516 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned} P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{258.910 / \cos 7.908^\circ \times \sin(40.00^\circ - 35.00^\circ + 7.908^\circ)}{\cos(40.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 23.333^\circ)} \\ &= 61.516 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{QH}{W} = \tan^{-1} \frac{35.965}{258.910} = 7.908^\circ$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(+) = 61.516 \times \cos(0.000^\circ + 23.333^\circ) = 56.485 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(+) = 61.516 \times \sin(0.000^\circ + 23.333^\circ) = 24.365 \text{ kN}$$

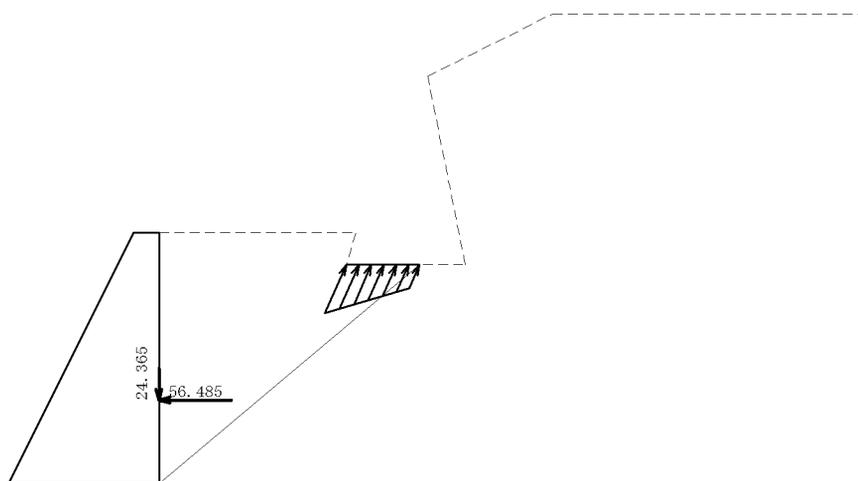
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.000}{3} = 1.333 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \quad = 2.400 - 1.333 \times \tan 0.000^\circ = 2.400 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.333 = 1.333 \text{ m}$$

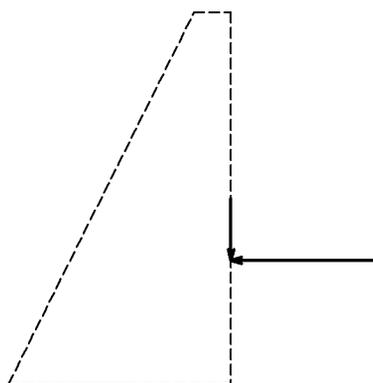
・土圧図



2.4 作用力の集計

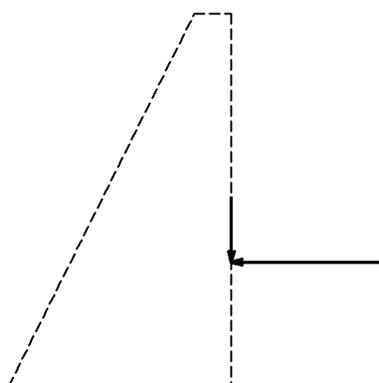
(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時 (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)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	128.800	0.000	1.581	0.000	203.624	0.000
土圧	23.446	54.355	2.400	1.333	56.270	72.455
合計	152.246	54.355	————	————	259.894	72.455

[2] 地震時 (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)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	128.800	15.456	1.581	1.524	203.624	23.552
土圧	24.365	56.485	2.400	1.333	58.476	75.295
合計	153.165	71.941	————	————	262.100	98.846

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時(水位1)	152.246	54.355	187.439
地震時(水位1)	153.165	71.941	163.253

(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 : $M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o$ (kN.m)

ここに、

躯体土圧方向幅 : $B_j = 2.400$ (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時(水位1)	152.246	54.355	-4.744
地震時(水位1)	153.165	71.941	20.545

全幅(5.000m)当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時(水位1)	761.230	271.775	-23.718
地震時(水位1)	765.825	359.705	102.723

2.5 安定計算結果

2.5.1 転倒に対する安定

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)

Mr : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)

Mt : 底版つま先回りの転倒モーメント(kN.m)

V : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

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 = 2.400

$$e_a = B / n$$

ここに、

e_a : 許容偏心距離(m)

n : 安全率

荷重状態(水位)	Mr (kN.m)	Mt (kN.m)	V (kN)	d (m)	e (m)	e _a (m)
地震時(水位1)	262.100	98.846	153.165	1.066	0.134	0.800

2.5.2 滑動に対する安定

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

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, μ = 0.600

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 = 2.400

荷重状態(水位)	鉛直荷重 V(kN)	水平荷重 H(kN)	安全率 F _s	必要安全率 F _{sa}
地震時(水位1)	153.165	71.941	1.277	1.200

2.5.3 支持に対する照査

1) 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

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

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

2)合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

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

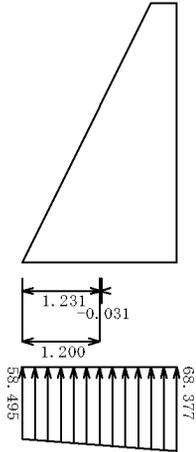
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 2.400

e : 偏心量(m)

[1]常時(水位1)



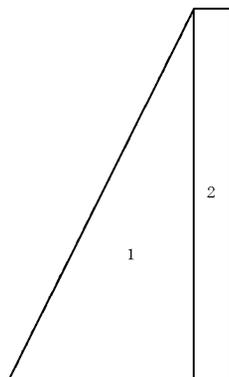
地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
2.400	台形	58.495	68.377	600.000

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	1/2 × 2.000 × 4.000 × 1.000	4.000	1.333	1.333	5.332	5.332	
2	0.400 × 4.000 × 1.000	1.600	2.200	2.000	3.520	3.200	
		5.600	—	—	8.852	8.532	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 8.852 / 5.600 = 1.581 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 8.532 / 5.600 = 1.524 \text{ (m)}$$

3.1.2 躯体自重，その他荷重

(1) 躯体自重

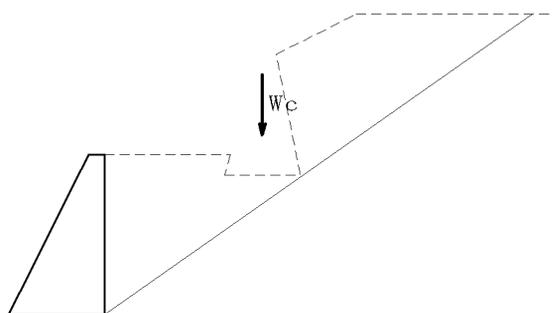
[1] 常時

位置	W = $\rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	23.000 × 5.600 = 128.800	-0.381

3.1.3 土圧・水圧

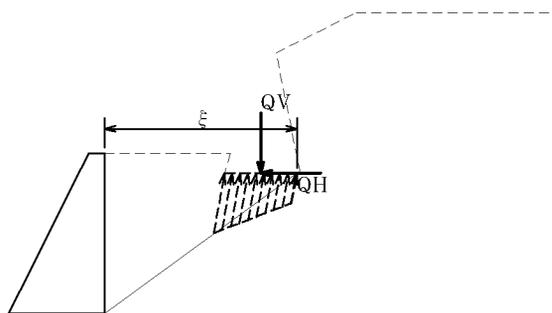
(1) 上部擁壁の影響を考慮した土圧算出方法

・土くさびが上部擁壁を全て含む場合



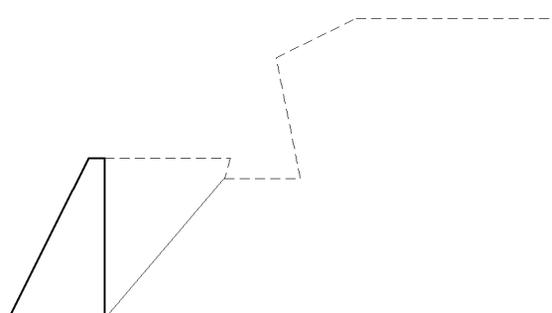
$$W = W_0 + W_c$$

・土くさびが上部擁壁の一部を含む場合



$$W = W_0 + QV$$

・土くさびが上部擁壁を含まない場合



$$W = W_0$$

ここに、

W : 土くさび総重量 (kN)

W_0 : 土塊重量及び載荷荷重 (kN)

W_c : 上部擁壁自重 (kN)

QV : 上部擁壁鉛直地盤反力の合力 (kN), $QV = 1/2 \cdot (q_{fr} + q_m) \cdot p$

QH : 上部擁壁水平地盤反力の合力 (kN), $QH = H_u \cdot QV / V_u$

p : 位置での地盤反力分布幅 (m)

: すべり面と上部擁壁底面の交点の仮想背面下端からの距離 (m)

q_{fr} : 上部擁壁前面地盤反力度 q_f 又は背面地盤反力度 q_r (kN/m²)

q_m : 位置での地盤反力度 (kN/m²)

H_u : 上部擁壁による全水平力 (kN)

V_u : 上部擁壁による全鉛直力 (kN)

B_u : 上部擁壁底面幅 (m), $B_u = 1.900$

(2) 上部擁壁による地盤反力の算出

・合力作用点が底面中央の底面幅1/3 (ミドルサード) の中にある場合

$$q_1 = \frac{V_u}{B_u} \cdot \left(1 + \frac{6eu}{B_u}\right)$$

$$q_2 = \frac{V_u}{B_u} \cdot \left(1 - \frac{6eu}{B_u}\right)$$

・合力作用点が底面中央の底面幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2V_u}{3 \cdot (B_u/2 - eu)}$$

ここに、

eu : 偏心量(m), $eu = M_u / V_u$

Mu : 上部擁壁底面中心のモーメント(kN.m)

Vu : 上部擁壁底面に作用する鉛直荷重(kN)

Bu : 上部擁壁底面幅(m), $B_u = 1.900$

荷重状態 (水位)	モーメント Mu (kN.m)	鉛直荷重 Vu (kN)	偏心量 eu(m)	地盤反力度 (kN/m ²)	
				前面側qf	背面側qr
常時(水位1)	29.932	106.900	0.280	106.012	6.515

(3)土圧・水圧算出

[1]常時 (水位1)

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離)	xp =	1.200 m
	yp =	0.000 m
仮想背面の高さ	H =	4.000 m
仮想背面が鉛直面となす角度	=	0.000 °
背面土砂の単位体積重量	s =	20.000 kN/m ³
背面土砂の内部摩擦角	=	35.000 °
壁面摩擦角	= 2 / 3 =	23.333 °
すべり角の変化範囲	i =	10.00 ° ~ 80.00 °

すべり角()に対する上部擁壁の地盤反力

前面側地盤反力度 $q_f = 106.012 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

背面側地盤反力度 $q_r = 6.515 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

上部底面中心の水平力 $H_u = 39.800 \text{ (kN)}$

すべり角 (°)	交点位置 (m)	位置での 分布幅 p(m)	位置での 地盤反力度 qm(kN/m ²)	地盤反力合力(kN)	
				鉛直QV	水平QH
40.50	4.0980	1.0980	48.514	84.833	31.584
41.00	4.0263	1.0263	52.268	81.220	30.239
41.50	3.9560	0.9560	55.947	77.419	28.824

すべり角()に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

すべり角 (°)	土砂重量Wo(kN)			上部自重 Wc (kN)	W' = Wo + Wc (kN)	上部鉛直 地盤反力 QV (kN)	合 計 W = W' + QV (kN)	土圧力 P(kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重					
40.50	174.179	0.000	0.000	——	174.179	84.833	259.012	59.104
41.00	171.670	0.000	0.000	——	171.670	81.220	252.890	59.196
41.50	169.211	0.000	0.000	——	169.211	77.419	246.630	59.090

土圧力が最大となるのは、

$$= 41.00^\circ \text{ のとき } P = 59.196 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{252.890 / \cos 6.819^\circ \times \sin(41.00^\circ - 35.00^\circ + 6.819^\circ)}{\cos(41.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= 59.196 \text{ kN}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{QH}{W} = \tan^{-1} \frac{30.239}{252.890} = 6.819^\circ$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(+) = 59.196 \times \cos(0.000^\circ + 23.333^\circ) = 54.355 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(+) = 59.196 \times \sin(0.000^\circ + 23.333^\circ) = 23.446 \text{ kN}$$

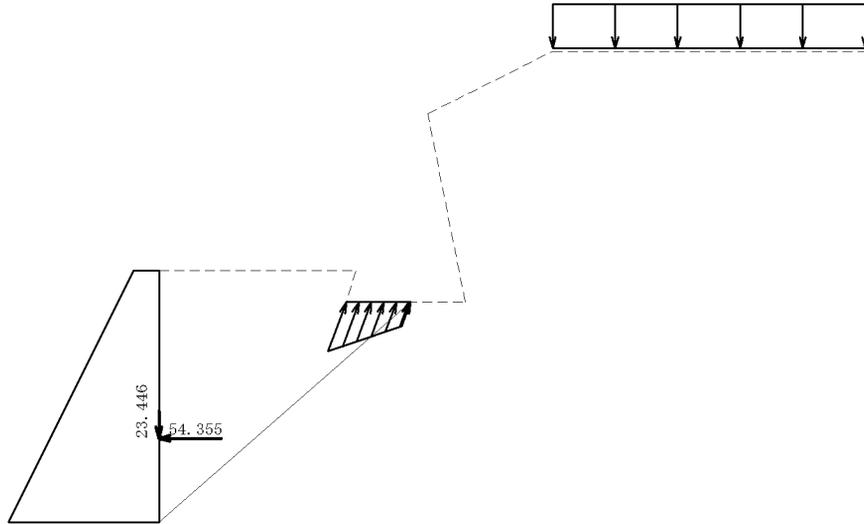
作用位置

$$Ho = \frac{H}{3} = \frac{4.000}{3} = 1.333 \text{ m}$$

$$x = Ho \cdot \tan - xp = 1.333 \times \tan 0.000^\circ - 1.200 = -1.200 \text{ m}$$

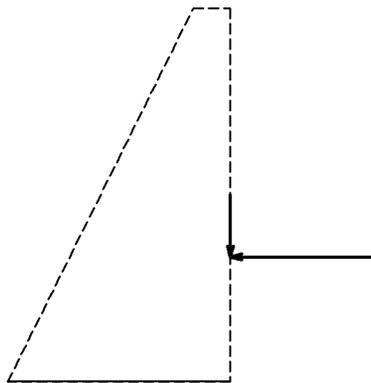
$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.333 = 1.333 \text{ m}$$

・土圧図



3.1.4 断面力の集計

[1]常時 (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	128.800	0.000	-0.381	0.000	-49.034
土圧	23.446	54.355	-1.200	1.333	44.320
合計	152.246	54.355	—————	—————	-4.714

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/mm^2)

N : 軸方向力 (N)

A : コンクリートの全断面積 (mm^2) , $A = 2400000.000$

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 (mm^3) , $W = 960000.0 \times 10^3$

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(水位1)	-4.714	152.246	0.068	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) , $d = 2400.000$
- 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)

荷重状態（水位）	せん断力 S_h (kN)	せん断応力度(N/mm ²)	
		計算値	許容値 τ_{a1}
常時(水位1)	54.355	0.023	0.330