

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$3.781 \times 13.600 = 51.426$	$0.000 \times 14.600 = 0.000$

位置	重量 $W$ $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 $X$ $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)
土砂(背面)	51.426	19.377

[2]地震時

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 $V$ (m <sup>3</sup> )	重心位置(m)		体積 $V_l$ (m <sup>3</sup> )	重心位置(m)	
		X	Y		X <sub>l</sub>	Y <sub>l</sub>
土砂(背面)	3.781	19.377	3.667	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 $V_u$ (m <sup>3</sup> )	重心位置(m)	
		X <sub>u</sub>	Y <sub>u</sub>
土砂(背面)	3.781	19.377	3.667

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

$$Y_u = (V \cdot Y - V_l \cdot Y_l) / V_u$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$3.781 \times 13.600 = 51.426$	$0.000 \times 14.600 = 0.000$

位置	重量 $W$ $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 $X$ $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)	水平力 $H$ $W \cdot k_h$ (kN)	作用位置 $Y$ (m)
土砂(背面)	51.426	19.377	$51.426 \times 0.20 = 10.285$	3.667

(3) 自重集計

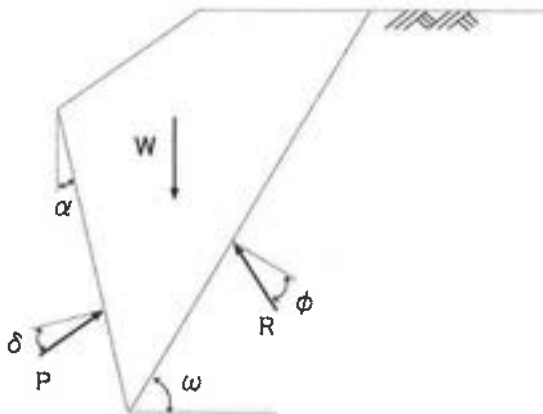
[1] 常時

	重量 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN.m)	
			$X_i$	$Y_i$	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	5147.602	0.000	11.297	0.000	58154.694	0.000
背面土砂	51.426	0.000	19.377	0.000	996.466	0.000
合計	5199.028	0.000	—	—	59151.160	0.000

[2] 地震時

	重量 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN.m)	
			$X_i$	$Y_i$	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	5147.602	1029.520	11.297	7.459	58154.694	7679.412
背面土砂	51.426	10.285	19.377	3.667	996.466	37.712
合計	5199.028	1039.805	—	—	59151.160	7717.123

2.3 土圧・水圧



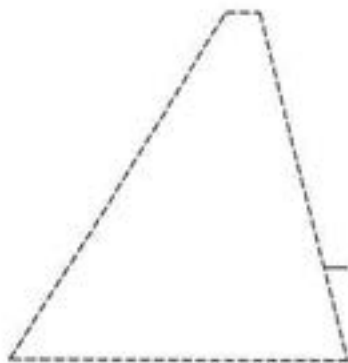
[1] 常時、地震時

過大な粘着力により土圧力<0となったため、土圧力=0としました。

2.4 作用力の集計

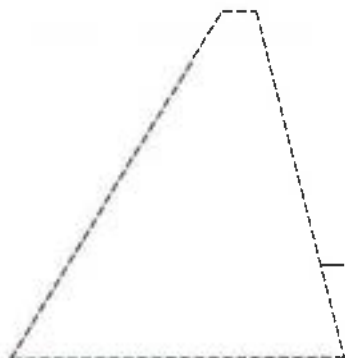
(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時



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	5199.028	0.000	11.377	0.000	59151.160	0.000
合計	5199.028	0.000	————	————	59151.160	0.000

[2]地震時



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	5199.028	1039.805	11.377	7.422	59151.160	7717.123
合計	5199.028	1039.805	————	————	59151.160	7717.123

荷重状態 (水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時	5199.028	0.000	59151.160
地震時	5199.028	1039.805	51434.039

(2) 躯体中心での作用力の集計

鉛直力 :  $N_c = N_c$  (kN)  
 水平力 :  $H_c = H_c$  (kN)  
 回転モーメント :  $M_c = N_c \cdot B_j / 2.0 - M_c$  (kN.m)

ここに、

躯体土圧方向幅 :  $B_j = 19.835$  (m)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時	5199.028	0.000	-7589.804
地震時	5199.028	1039.805	127.317

■ 全幅 (10.000m) 当り

荷重状態 (水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時	51990.278	0.000	-75898.042

■全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水 位)	$N_e$ (kN)	$H_e$ (kN)	$M_e$ (kN.m)
地震時	51990.278	10398.054	1273.171

## 2.5 安定計算結果

### 2.5.1 転倒に対する安定

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_t}{\Sigma V}$$

ここに、

- d : 底版つま先から合力の作用点までの距離 (m)
- $\Sigma M_r$  : 底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma M_t$  : 底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m)
- $\Sigma V$  : 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 = 19.835

$$e_s = B/n$$

ここに、

- $e_s$  : 許容偏心距離 (m)
- n : 安全率

荷重状態 (水 位)	$\Sigma M_r$ (kN・m)	$\Sigma M_t$ (kN・m)	$\Sigma V$ (kN)	d (m)	e (m)	$e_s$ (m)
常時	59151.160	0.000	5199.028	11.377	1.460	$\leq$ 3.306
地震時	59151.160	7717.123	5199.028	9.893	0.025	$\leq$ 3.306

### 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、

- $\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\Sigma H$  : 底版下面における全水平荷重 (kN)
- $\mu$  : 底版と支持地盤の間の摩擦係数,  $\mu = 0.600$
- $C_b$  : 底版と支持地盤の間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>),  $C_b = 0.080$
- $B'$  : 有効載荷幅 (m),  $B' = B - 2e$
- B : 底版幅 (m), B = 19.835
- e : 偏心量 (m)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e (m)	有効載荷幅 B' (m)
常時	-1.460	16.915
地震時	0.025	19.785

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	安全率 F <sub>s</sub>	必要安全率 F <sub>s,req</sub>
常時	5199.028	0.000	$\infty$	$\geq$ 1.500
地震時	5199.028	1039.805	3.000	$\geq$ 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

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

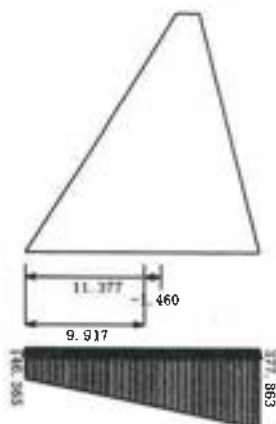
ここに、

$\Sigma V$  : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 19.835

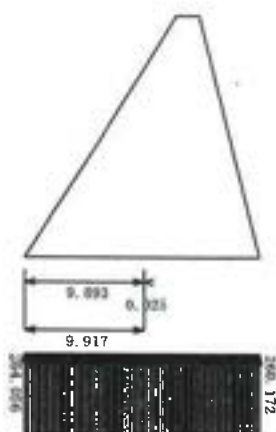
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m²)		
		qmin	qmax	許容値
19.835	台形	146.365	377.863 ≤	600.000

[2] 地震時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m²)		
		qmin	qmax	許容値
19.835	台形	260.172	264.056 ≤	900.000

### Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤

河川砂防技術基準(案)による滑動(せん断)に対する安定照査  
滑動に対する安定の照査は、下式にて行う。

$$n = \frac{\tau_0 L + fV}{H}$$

ここで、H: 単位幅あたりのせん断面に作用するせん断力 (kN/m)

V: 単位幅あたりのせん断面に作用する全垂直力 (kN/m)

$\tau_0$ : 堤体または、基本地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>) =  $C + \sigma \cdot \tan \phi$

C: 基本地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma$ : 基礎面に働く最小地盤支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

f: 堤体または、基本地盤の内部摩擦係数 =  $\tan \phi$

L: せん断面の長さ (m)

滑動安全率の計算結果

ケース	c kN/m <sup>2</sup>	$\sigma$ kN/m <sup>2</sup>	$\tau_0$ kN/m <sup>2</sup>	L m	$\phi$ °	f	V kN/m	H kN/m	安全率
1 常時	101	146.365	223.380	19.835	39.9	0.836	5197.028	0.000	$\infty$
2 地震時	101	260.172	318.538	19.835	39.9	0.836	5197.028	1039.805	10.26

#### ケース 1 常時

$c = 101$  kN/m<sup>2</sup> (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.6)

$\phi = 39.9^\circ$  (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.9^\circ = 0.836$  (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 146.365$  kN/m<sup>2</sup> (p. 67)

$V = 5197.028$  kN/m (p. 64)

$H = 0.000$  kN/m (p. 64)

$\tau_0 = 101 + 146.365 \times 0.836 = 223.380$  kN/m<sup>2</sup> (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (223.380 \times 19.835 + 0.836 \times 5197.028) / 0.000 = \infty$

#### ケース 2 地震時

$c = 101$  kN/m<sup>2</sup> (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.6)

$\phi = 39.9^\circ$  (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.9^\circ = 0.836$  (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 260.172$  kN/m<sup>2</sup> (p. 67)

$V = 5197.028$  kN/m (p. 64)

$H = 1039.805$  kN/m (p. 64)

$\tau_0 = 101 + 260.172 \times 0.836 = 318.538$  kN/m<sup>2</sup> (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (318.538 \times 19.835 + 0.836 \times 5197.028) / 1039.805 = 10.26$  (計算値を少数第 2 位まで表示)

## Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤

### 安定計算

～埋立中・洪水時～

常時：ケース 3

地震時：ケース 4



# 1章 設計条件

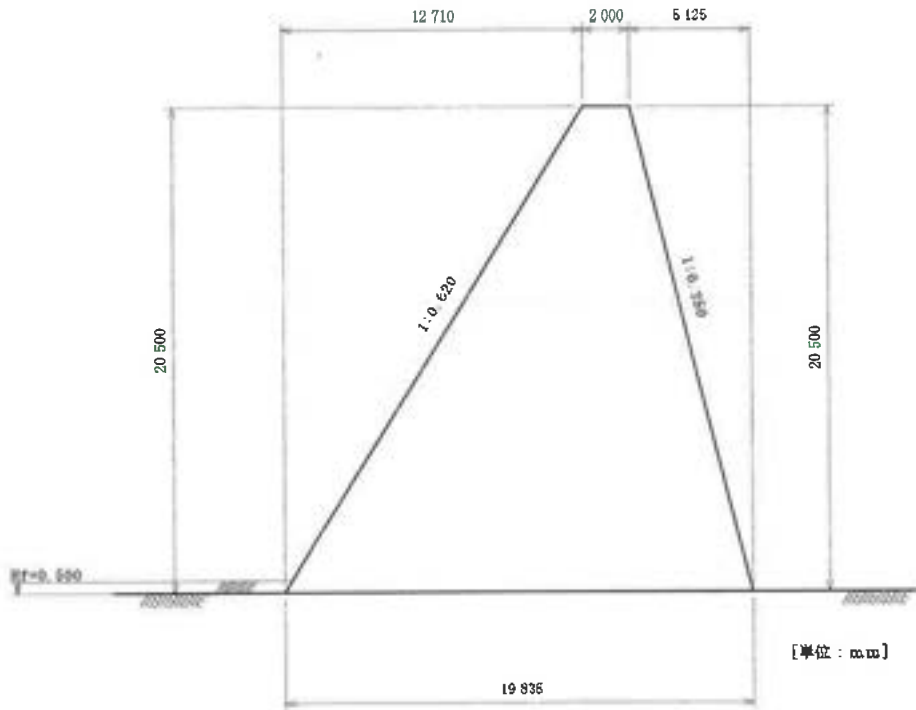
## 1.1 適用基準 全都清基準 (安定計算方法が同じなので準用)

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

## 1.2 形式

『重力式 (直接基礎)』

## 1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長)  $B = 10000$  (mm)

## 1.4 地盤条件

地震規模 : レベル2

地域区分 : A

地盤種別 : I種

## 1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁 (無筋コンクリート) :  $\sigma_{ck} = 18$  (N/mm<sup>2</sup>)

【土 質】 裏 込 め 土 : 砂および砂れき  
 埋 戻 し 土 : 砂および砂れき  
 支 持 地 盤 : 砂れき

【 内部摩擦角 】 背 面 土 砂 : 33.20 (度)

【単位体積重量】

(kN/m<sup>3</sup>)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
水	躯体浮力算出用	10.000	
	土砂浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	13.600	14.600
	前面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体：  $K_h = 0.10$   
 土砂(前面)：  $K_h = 0.10$   
 (背面)：  $K_h = 0.10$

1.6 土砂

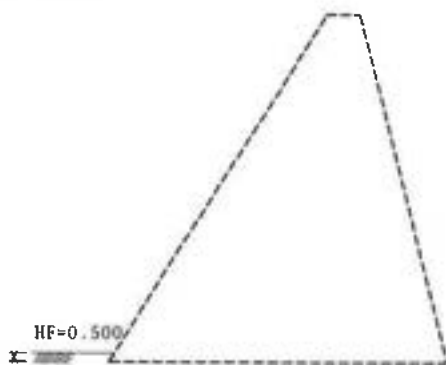
(1) 背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	15.000
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

(2) 前面土砂形状

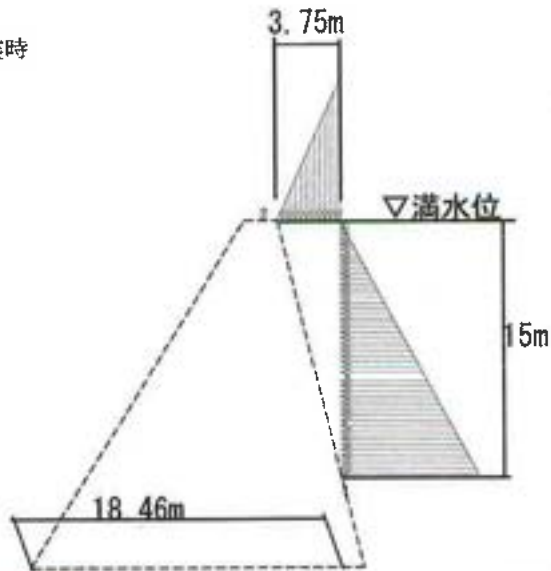
[1] 常時, 地震時



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 任意荷重

[1] 常時, 地震時



番号	荷重名称	荷重種類	位置X (m)	位置Y (m)	強度q1 (kN/m) せん断力M (kN.m)	強度q2 (kN/m <sup>2</sup> )	載荷幅W (m)	計算対象			
								安定	壁	前趾	後趾
1	背面水位	水平荷重	18.460	5.500	150.000	0.000	15.000	○	—	—	—
2	背面水位	鉛直荷重	14.710	20.500	0.000	150.000	3.750	○	—	—	—

### 1.8 土圧

・土圧式： 試行くさび

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷重状態	主動土圧		受働土圧
	安定計算時	切土	
常時土圧	0.000	—	—
地震時土圧	0.000	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、壁面背面(実背面)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 14.036 (度)

・粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

荷重状態	すべり面用	粘着高さ用	受働土圧用
常時	29.600	0.000	—
地震時	29.600	0.000	—

・地震動の方向と異なる土圧の扱い

	扱 い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
縦壁設計		0.500

※有効率は前面地盤の抵抗力を求めるため受動土圧に乗ずる値（道路土工 擁壁工指針p.114）

### 1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

	荷重名称	1	2
土 砂	土砂1	○	○
載荷荷重	載荷荷重1		
任意荷重	任意荷重1	○	○
主働土圧	考慮しない		
	常時土圧	○	
	地震時土圧		○

### 1.10 基礎の条件

#### 1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 $C_B$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan\phi$	0.600

### 1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

#### 1.11.1 安定計算の許容値

荷 重 態	許容偏心量 $e_0 / B$ (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
常時	1/6	4.000	600.000
地震時	1/6	4.000	900.000

ここに、

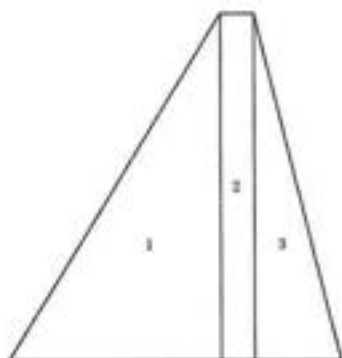
- B : 基礎幅(m)
- $e_0$  : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_0 = M_0 / V$
- $M_0$  : 基礎底面に作用するモーメント(kN・m)
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

## 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

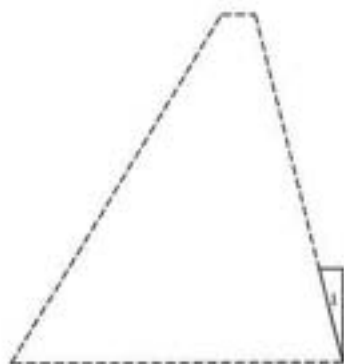
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 12.710 × 20.500 × 1.000	130.277	8.473	6.833	1103.880	890.225	
2	2.000 × 20.500 × 1.000	41.000	13.710	10.250	562.110	420.250	
3	1/2 × 5.125 × 20.500 × 1.000	52.531	16.418	6.833	862.475	358.962	
Σ		223.809			2528.465	1669.437	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 2528.465 / 223.809 = 11.297 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1669.437 / 223.809 = 7.459 \text{ (m)}$$

#### (2) 背面土砂

##### 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 × 1.375 × 5.500 × 1.000	3.781	19.377	3.667	73.269	13.865	

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			
Σ		3.781	—	—	73.269	13.865	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 73.269 / 3.781 = 19.377 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 13.865 / 3.781 = 3.667 \text{ (m)}$$

## 2.2 躯体自重，土砂重量，任意荷重，浮力による鉛直力、水平力

### (1) 自重による作用力

#### [1] 常時

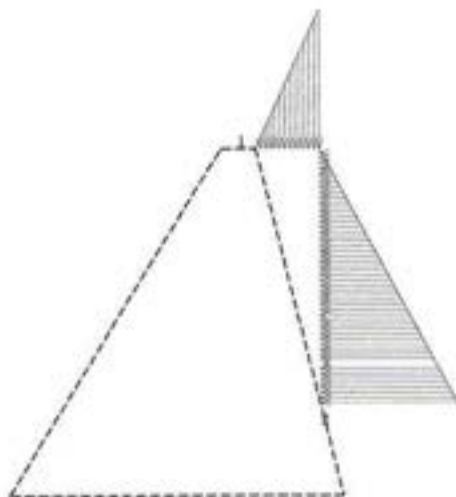
位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 223.809 = 5147.602$	11.297
土砂(背面)	$13.600 \times 3.781 = 51.426$	19.377
合計	5199.028	11.377

#### [2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 223.809 = 5147.602$	11.297
土砂(背面)	$13.600 \times 3.781 = 51.426$	19.377
合計	5199.028	11.377

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(無筋)	$5147.602 \times 0.10 = 514.760$	7.459
土砂(背面)	$51.426 \times 0.10 = 5.143$	3.667
合計	519.903	7.422

(2) 任意荷重による作用力  
 [1] 常時、地震時



■鉛直荷重、モーメントV荷重

番号	荷重名称	鉛直荷重 $V_i$ (kN)	作用位置 $X_i$ (m)	$V_i \cdot X_i$
1	背面水位	281.250	17.210	4840.312
$\Sigma$		281.250	—	4840.312

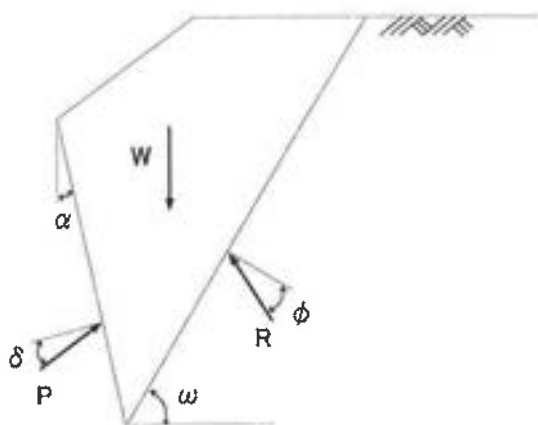
$$X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 4840.312 / 281.250 = 17.210 \text{ (m)}$$

■水平荷重、モーメントH荷重

番号	荷重名称	水平荷重 $H_i$ (kN)	作用位置 $Y_i$ (m)	$H_i \cdot Y_i$
2	背面水位	1125.000	10.500	11812.500
$\Sigma$		1125.000	—	11812.500

$$Y_G = \Sigma (H_i \cdot Y_i) / \Sigma H_i = 11812.500 / 1125.000 = 10.500 \text{ (m)}$$

## 2.3 土圧・水圧



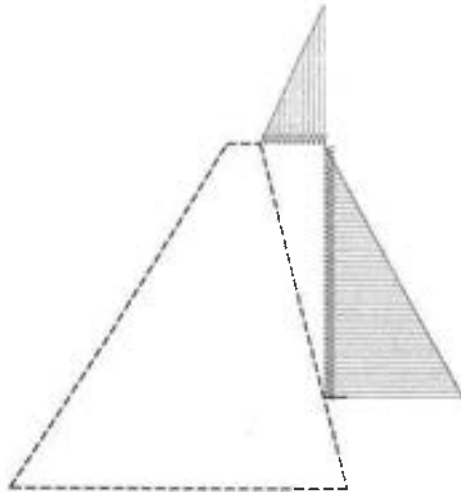
[1] 常時、地震時

過大な粘着力により土圧力<0となったため、土圧力=0としました。

## 2.4 作用力の集計

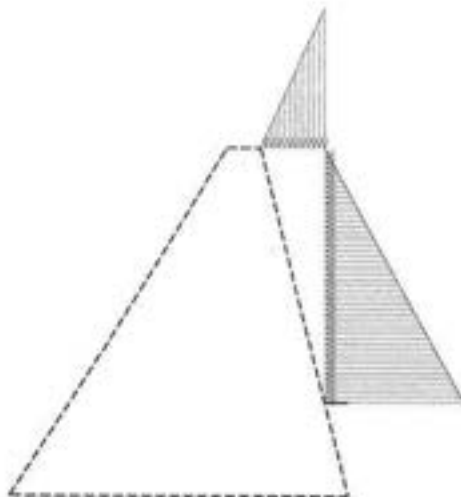
(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時



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	5199.028	0.000	11.377	0.000	59151.156	0.000
任意荷重	281.250	1125.000	17.210	10.500	4840.312	11812.500
合計	5480.278	1125.000	————	————	63991.469	11812.500

[2] 地震時



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	5199.028	519.903	11.377	7.422	59151.156	3858.562
任意荷重	281.250	1125.000	17.210	10.500	4840.312	11812.500
合計	5480.278	1644.903	————	————	63991.469	15671.062



荷重状態 (水 位)	$N_s$ (kN)	$H_s$ (kN)	$M_s$ (kN.m)
常時	5480.278	1125.000	52178.969
地震時	5480.278	1644.903	48320.406

(2) 躯体中心での作用力の集計

鉛 直 力 :  $N_c = N_s$  (kN)

水 平 力 :  $H_c = H_s$  (kN)

回 転 モ ー メ ン ト :  $M_c = N_s \cdot B_j / 2.0 - M_s$  (kN.m)

ここに

躯体土圧方向幅 :  $B_j = 19.835$  (m)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水 位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時	5480.278	1125.000	2171.684
地震時	5480.278	1644.903	6030.247

■ 全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水 位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時	54802.778	11250.000	21716.841
地震時	54802.778	16449.028	60302.466

## 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)
- $\Sigma Mr$  : 底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma Mt$  : 底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m)
- $\Sigma V$  : 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 = 19.835

$$e_s = B/n$$

ここに、

- $e_s$  : 許容偏心距離 (m)
- n : 安全率

荷重状態 (水位)	$\Sigma Mr$ (kN・m)	$\Sigma Mt$ (kN・m)	$\Sigma V$ (kN)	d (m)	e (m)	$e_s$ (m)
常時	63991.469	11812.500	5480.278	9.521	0.397	3.306
地震時	63991.469	15671.062	5480.278	8.817	1.100	3.306

### 2.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_0 \cdot B'}{\Sigma H}$$

ここに、

- $\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\Sigma H$  : 底版下面における全水平荷重 (kN)
- $\mu$  : 底版と支持地盤の間の摩擦係数,  $\mu = 0.600$
- $C_0$  : 底版と支持地盤の間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>),  $C_0 = 0.000$
- $B'$  : 有効載荷幅 (m),  $B' = B - 2e$
- B : 底版幅 (m), B = 19.835
- e : 偏心量 (m)

荷重状態 (水位)	偏心量 e (m)	有効載荷幅 B' (m)
常時	0.397	19.041
地震時	1.100	17.635

荷重状態 (水位)	鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	安全率 F <sub>s</sub>	必要安全率 F <sub>s,req</sub>
常時	5480.278	1125.000	2.923	1.500
地震時	5480.278	1644.903	1.999	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

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

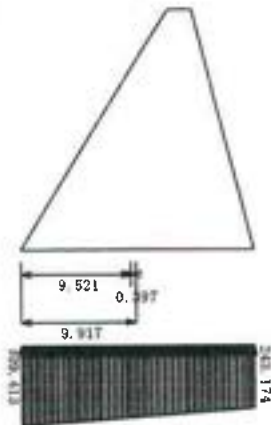
ここに、

$\Sigma V$  : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

$B$  : 底版幅 (m),  $B = 19.835$

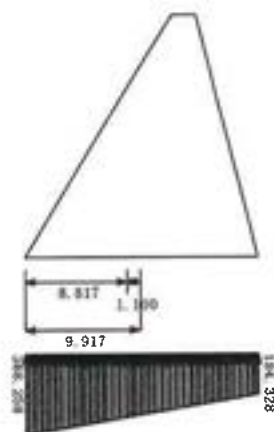
$e$  : 偏心量 (m)

[1] 常時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	許容値
19.835	台形	243.174	309.413 ≤	600.000

[2] 地震時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	許容値
19.835	台形	184.328	368.258 ≤	900.000

### Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤

河川砂防技術基準(案)による滑動(せん断)に対する安定照査  
滑動に対する安定の照査は、下式にて行う。

$$n = \frac{\tau_0 L + fV}{H}$$

ここで、H: 単位幅あたりのせん断面に作用するせん断力 (kN/m)

V: 単位幅あたりのせん断面に作用する全垂直力 (kN/m)

$\tau_0$ : 堤体または、基本地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>) =  $C + \sigma \cdot \tan \phi$

C: 基本地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma$ : 基礎面に働く最小地盤支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

f: 堤体または、基本地盤の内部摩擦係数 =  $\tan \phi$

L: せん断面の長さ (m)

滑動安全率の計算結果

ケース	c kN/m <sup>2</sup>	$\sigma$ kN/m <sup>2</sup>	$\tau_0$ kN/m <sup>2</sup>	L m	$\phi$ °	f	V kN/m	H kN/m	安全率
3 常時	101	243.174	304.325	19.835	39.9	0.836	5480.278	1125.000	9.44
4 地震時	101	184.328	255.122	19.835	39.9	0.836	5480.278	1644.903	5.86

#### ケース 3 常時

c = 101 kN/m<sup>2</sup> (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.6)

$\phi = 39.9^\circ$  (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.9^\circ = 0.836$  (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 243.174$  kN/m<sup>2</sup> (p. 80)

V = 5480.278 kN/m (p. 78)

H = 1125.000 kN/m (p. 78)

$\tau_0 = 101 + 243.174 \times 0.836 = 304.325$  kN/m<sup>2</sup> (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (304.325 \times 19.835 + 0.836 \times 5480.278) / 1125.000 = 9.44$  (計算値を少数第 2 位まで表示)

#### ケース 4 地震時

c = 101 kN/m<sup>2</sup> (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-19)

$\phi = 39.9^\circ$  (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.9^\circ = 0.836$  (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 184.328$  kN/m<sup>2</sup> (p. 80)

V = 5480.278 kN/m (p. 78)

H = 1644.903 kN/m (p. 78)

$\tau_0 = 101 + 184.328 \times 0.836 = 255.122$  kN/m<sup>2</sup> (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (255.122 \times 19.835 + 0.836 \times 5480.278) / 1644.902 = 5.86$  (計算値を少数第 2 位まで表示)



## Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤

### 安定計算

～埋立終了・洪水時～

常時：ケース 5

地震時：ケース 6

# 1章 設計条件

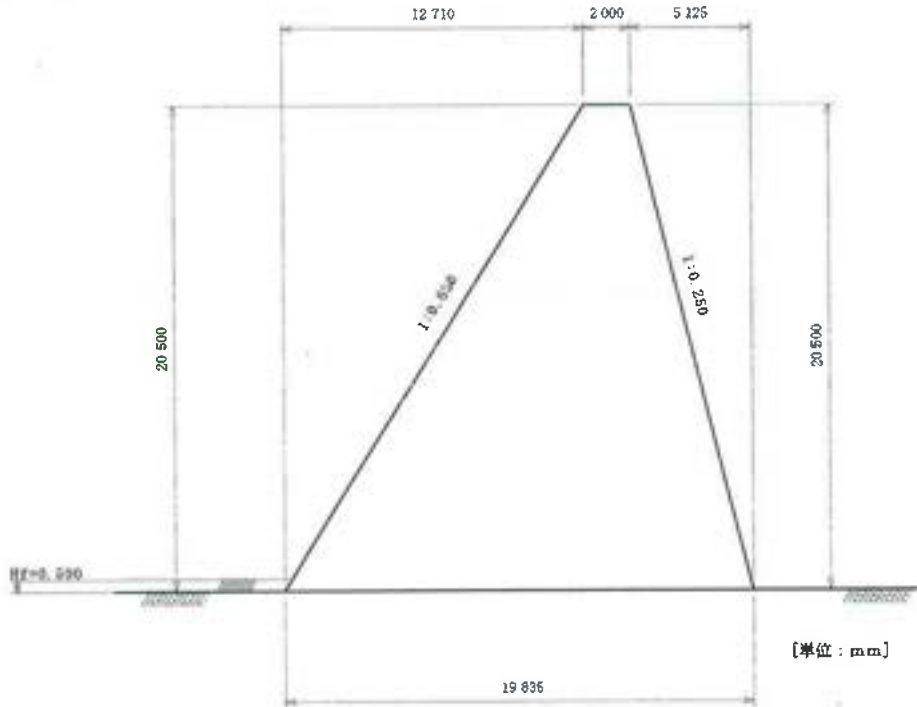
## 1.1 適用基準 全都清基準（安定計算方法が同じなので準用）

（社）日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

## 1.2 形式

『重力式（直接基礎）』

## 1.3 形状寸法



奥行方向幅（ブロック長） B = 10000 (mm)

## 1.4 地盤条件

地震規模： レベル2

地域区分： A

地盤種別： I種

## 1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁（無筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 18$  (N/mm<sup>2</sup>)

【土 質】 裏込め土： 砂および砂れき  
埋戻し土： 砂および砂れき  
支持地盤： 砂れき

【内部摩擦角】 背面土砂： 33.20 (度)

【単位体積重量】

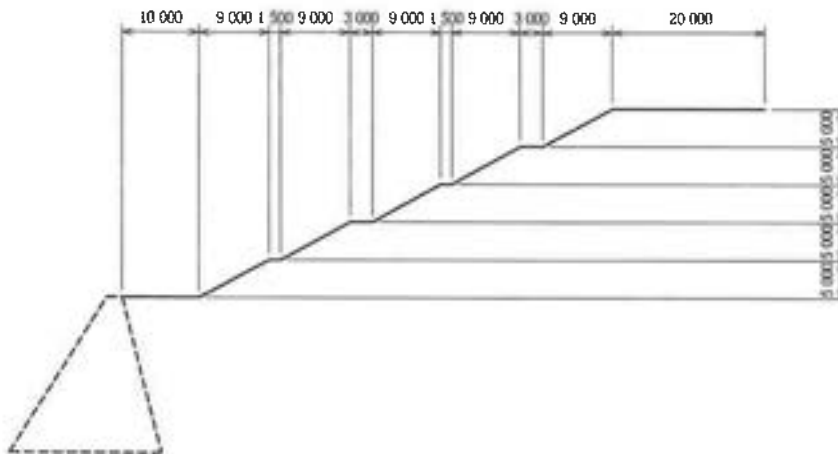
(kN/m<sup>3</sup>)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
水	躯体浮力算出用	10.000	
	土砂浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	13.600	14.600
	前面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体：  $K_h = 0.10$   
 土砂(前面)：  $K_h = 0.10$   
 (背面)：  $K_h = 0.10$

1.6 土砂

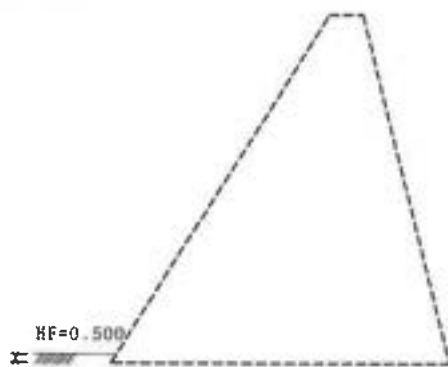
(1) 背面土砂形状



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

(2) 前面土砂形状

[1] 常時, 地震時

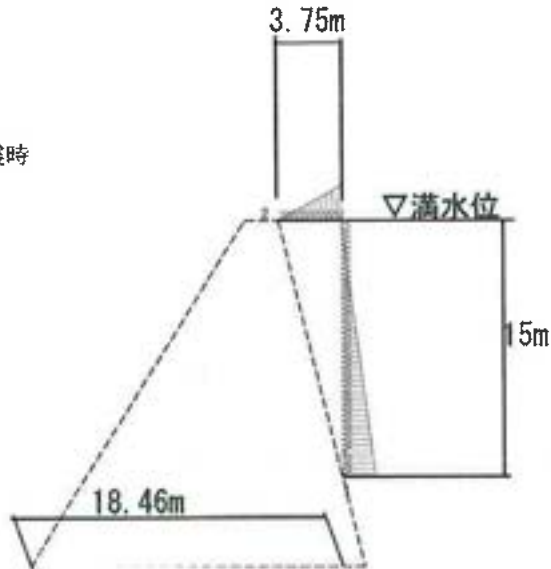




高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
0.500	無視	無視	—

### 1.7 任意荷重

[1] 常時, 地震時



番号	荷名称	荷種類	位置X (m)	位置Y (m)	強度q1 (kN/m <sup>2</sup> ) モーメントM (kN・m)	強度q2 (kN/m <sup>2</sup> )	載荷幅W (m)	計算対象			
								安定	堅壁	前趾	後趾
1	背面水位	水平荷重	18.460	5.500	150.000	0.000	15.000	○	—	—	—
2	背面水位	鉛直荷重	14.710	20.500	0.000	150.000	3.750	○	—	—	—

### 1.8 土圧

・土圧式：試行くさび

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷状態	主働土圧		受働土圧
	安定計算時	切土	
常時土圧	22.133	—	—
地震時土圧	16.600	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、堅壁背面(実背面)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 14.036 (度)

・粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

荷状態	すべり面用	粘着高さ用	受働土圧用
常時	29.600	0.000	—
地震時	29.600	0.000	—

・地震動の方向と異なる土圧の扱い

	扱 い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
壁設計		0.500

※有効率は前面地盤の抵抗力を求めるとき受動土圧に乗ずる値（道路土工 擁壁工指針p.114）

### 1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

	荷重名称	1	2
土 砂	土砂1	○	○
載荷荷重	載荷荷重1		
任意荷重	任意荷重1	○	○
主働土圧	考慮しない		
	常時土圧	○	
	地震時土圧		○

### 1.10 基礎の条件

#### 1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数tanφ <sub>s</sub>	0.600

### 1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

#### 1.11.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 $e_x / B$ (m)	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
常時	1/6	4.000	600.000
地震時	1/6	4.000	900.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

$e_x$  : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_x = M_x / V$

$M_x$  : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)

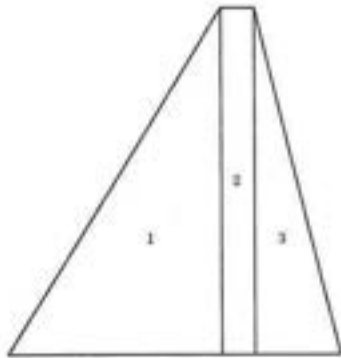
V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

## 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

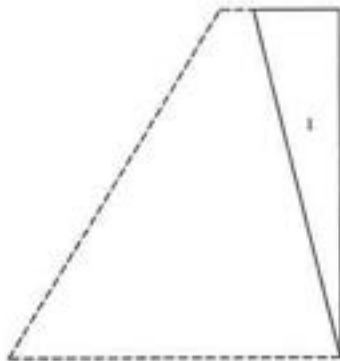
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 12.710 × 20.500 × 1.000	130.277	8.473	6.833	1103.880	890.225	
2	2.000 × 20.500 × 1.000	41.000	13.710	10.250	562.110	420.250	
3	1/2 × 5.125 × 20.500 × 1.000	52.531	16.418	6.833	862.475	358.962	
Σ		223.809			2528.465	1669.437	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 2528.465 / 223.809 = 11.297 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1669.437 / 223.809 = 7.459 \text{ (m)}$$

#### (2) 背面土砂

##### 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 × 5.125 × 20.500 × 1.000	52.532	18.127	13.667	952.237	717.933	

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i$ (m <sup>3</sup> )	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			$X_i$	$Y_i$			
$\Sigma$		52.532	—	—	952.237	717.933	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 952.237 / 52.532 = 18.127 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 717.933 / 52.532 = 13.667 \text{ (m)}$$

## 2.2 躯体自重、土砂重量、任意荷重、浮力による鉛直力、水平力

### (1) 自重による作用力

#### [1] 常時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 223.809 = 5147.602$	11.297
土砂(背面)	$13.600 \times 52.532 = 714.439$	18.127
合計	5862.042	12.130

#### [2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
躯体(無筋)	$23.000 \times 223.809 = 5147.602$	11.297
土砂(背面)	$13.600 \times 52.532 = 714.439$	18.127
合計	5862.042	12.130

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 $Y$ (m)
躯体(無筋)	$5147.602 \times 0.10 = 514.760$	7.459
土砂(背面)	$714.439 \times 0.10 = 71.444$	13.667
合計	586.204	8.216

### (2) 任意荷重による作用力

#### [1] 常時、地震時



■鉛直荷重、モーメントV荷重

番号	荷重名称	鉛直荷重 Vi (kN)	作用位置 Xi (m)	Vi · Xi
1	背面水位	281.250	17.210	4840.312
Σ		281.250	—	4840.312

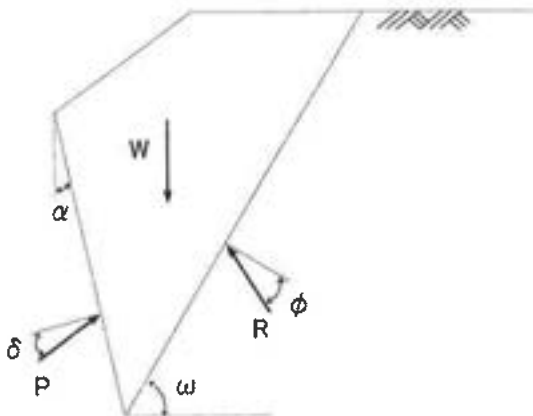
$$XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 4840.312 / 281.250 = 17.210 \text{ (m)}$$

■水平荷重、モーメントH荷重

番号	荷重名称	水平荷重 Hi (kN)	作用位置 Yi (m)	Hi · Yi
2	背面水位	1125.000	10.500	11812.500
Σ		1125.000	—	11812.500

$$YG = \Sigma (Hi \cdot Yi) / \Sigma Hi = 11812.500 / 1125.000 = 10.500 \text{ (m)}$$

2.3 土圧・水圧



[i]常時

土圧は粘着力を考慮した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)	$x_p = 19.835 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 20.500 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 14.036^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 13.600 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 33.200^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 2/3 \phi = 22.133^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000$  m

すべり角 $\omega$ (°)	土砂重量 W(kN)			合計	土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重		
67.37	1972.279	0.000	0.000	1972.279	486.525
67.38	1971.532	0.000	0.000	1971.532	486.536
67.39	1970.785	0.000	0.000	1970.785	486.522

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 67.38^\circ \text{ のとき } P = 486.536 \text{ kN}$$

である。

すべり面の粘着力

$$C_o = c \cdot L = 29.600 \times 25.082 = 742.427 \text{ kN}$$

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - C_o \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{1971.532 \times \sin(67.38^\circ - 33.20^\circ) - 742.427 \times \cos 33.20^\circ}{\cos(67.38^\circ - 33.20^\circ - 14.036^\circ - 22.133^\circ)} \\
 &= 486.536 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 486.536 \times \cos(14.036^\circ + 22.133^\circ) = 392.769 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 486.536 \times \sin(14.036^\circ + 22.133^\circ) = 287.141 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{20.500}{3} = 6.833 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 19.835 - 6.833 \times \tan 14.036^\circ = 18.127 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 6.833 = 6.833 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

土圧は地震時慣性力および粘着力を考慮した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)  $x_p = 19.835 \text{ m}$   
 $y_p = 0.000 \text{ m}$   
 仮想背面の高さ  $H = 20.500 \text{ m}$   
 土圧作用面が鉛直面となす角度  $\alpha = 14.036^\circ$   
 背面土砂の単位体積重量  $\gamma_s = 13.600 \text{ kN/m}^3$   
 背面土砂の内部摩擦角  $\phi = 33.200^\circ$   
 壁面摩擦角  $\delta = 1/2\phi = 16.600^\circ$   
 地震時合成角  $\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.10 = 5.711^\circ$   
 すべり角の変化範囲  $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( $\omega$ )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 $\omega$ ( $^\circ$ )	土砂重量 W (kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
58.00	2841.699	0.000	0.000	2841.699	694.870
59.00	2733.731	0.000	0.000	2733.731	701.596
60.00	2629.775	0.000	0.000	2629.775	692.688

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 59.00^\circ \text{ のとき } P = 701.596 \text{ kN}$$

である。

すべり面の粘着力

$$C_0 = c \cdot L = 29.600 \times 29.749 = 880.570 \text{ kN}$$

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - C_0 \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{2733.731 / \cos 5.711^\circ \times \sin(59.00^\circ - 33.20^\circ + 5.711^\circ) - 880.570 \times \cos 33.20^\circ}{\cos(59.00^\circ - 33.20^\circ - 14.036^\circ - 16.600^\circ)} \\
 &= 701.596 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 701.596 \times \cos(14.036^\circ + 16.600^\circ) = 603.669 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 701.596 \times \sin(14.036^\circ + 16.600^\circ) = 357.521 \text{ kN}$$

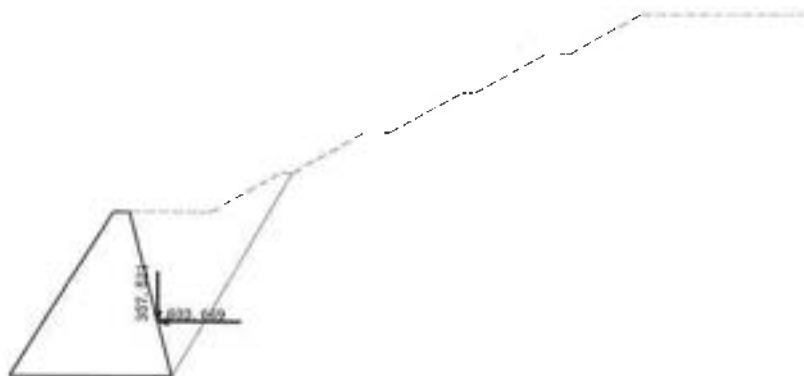
作用位置

$$H_0 = \frac{H}{3} = \frac{20.500}{3} = 6.833 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 19.835 - 6.833 \times \tan 14.036^\circ = 18.127 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 6.833 = 6.833 \text{ m}$$

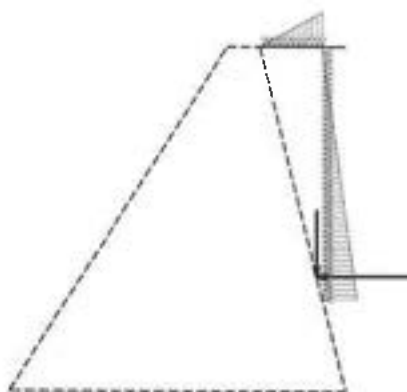
・土圧図



2.4 作用力の集計

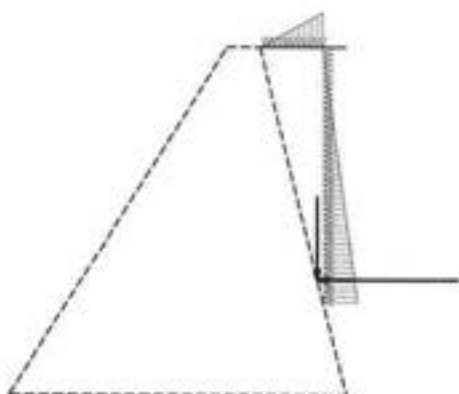
(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時



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	5862.042	0.000	12.130	0.000	71105.125	0.000
土圧	287.141	392.769	18.127	6.833	5204.978	2683.791
任意荷重	281.250	1125.000	17.210	10.500	4840.312	11812.500
合計	6430.433	1517.769	——	——	81150.414	14496.291

[2] 地震時





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	5862.042	586.204	12.130	8.216	71105.125	4816.094
土圧	357.521	603.669	18.127	6.833	6480.750	4124.871
任意荷重	281.250	1125.000	17.210	10.500	4840.312	11812.500
合計	6500.813	2314.873	—	—	82426.188	20753.465

荷重状態(水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN・m)
常時	6430.433	1517.769	66654.125
地震時	6500.813	2314.873	61672.723

(2) 躯体中心での作用力の集計

$$\begin{aligned} \text{鉛直力} & : N_c = N_c \quad (\text{kN}) \\ \text{水平力} & : H_c = H_c \quad (\text{kN}) \\ \text{回転モーメント} & : M_c = N_c \cdot B_c / 2.0 - M_c \quad (\text{kN} \cdot \text{m}) \end{aligned}$$

ここに、

$$\text{躯体土圧方向幅} : B_c = 19.835 \quad (\text{m})$$

■単位幅当り

荷重状態(水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN・m)
常時	6430.433	1517.769	-2880.313
地震時	6500.813	2314.873	2799.082

■全幅(10.000m)当り

荷重状態(水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN・m)
常時	64304.326	15177.690	-28803.125
地震時	65008.125	23148.730	27990.823

## 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)
- $\Sigma Mr$  : 底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma Mt$  : 底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m)
- $\Sigma V$  : 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 = 19.835

$$e_s = B/n$$

ここに、

- $e_s$  : 許容偏心距離 (m)
- n : 安全率

荷重状態 (水位)	$\Sigma Mr$ (kN・m)	$\Sigma Mt$ (kN・m)	$\Sigma V$ (kN)	d (m)	e (m)	$e_s$ (m)
常時	81150.414	14496.291	6430.433	10.365	0.448	≦ 3.306
地震時	82426.188	20753.465	6500.813	9.487	0.430	≦ 3.306

### 2.5.2 滑動に対する安定

$$F = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_a \cdot B'}{\Sigma H}$$

ここに、

- $\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\Sigma H$  : 底版下面における全水平荷重 (kN)
- $\mu$  : 底版と支持地盤の間の摩擦係数,  $\mu = 0.600$
- $C_a$  : 底版と支持地盤の間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>),  $C_a = 0.600$
- $B'$  : 有効載荷幅 (m),  $B' = B - 2e$
- B : 底版幅 (m), B = 19.835
- e : 偏心量 (m)

荷重状態 (水位)	偏心量 e (m)	有効載荷幅 B' (m)
常時	-0.448	18.939
地震時	0.430	18.975

荷重状態 (水位)	鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	安全率 F <sub>s</sub>	必要安全率 F <sub>s,req</sub>
常時	6430.433	1517.769	2.542	≧ 1.500
地震時	6500.813	2314.873	1.685	≧ 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

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

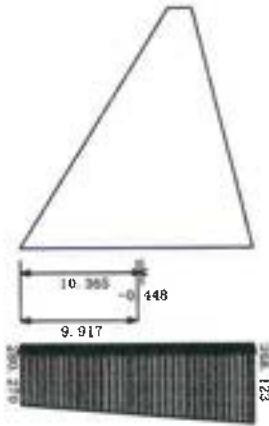
ここに、

$\Sigma V$  : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

$B$  : 底版幅 (m),  $B = 19.835$

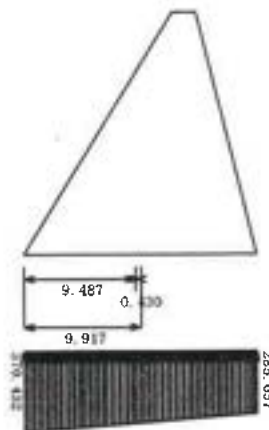
$e$  : 偏心量 (m)

[1] 常時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	許容値
19.835	台形	280.270	368.123 ≤	600.000

[2] 地震時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	許容値
19.835	台形	285.057	370.432 ≤	900.000

### Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤

河川砂防技術基準(案)による滑動(せん断)に対するの安定照査  
滑動に対するの安定の照査は、下式にて行う。

$$n = \frac{\tau_0 L + fV}{H}$$

ここで、H: 単位幅あたりのせん断面に作用するせん断力 (kN/m)

V: 単位幅あたりのせん断面に作用する全垂直力 (kN/m)

$\tau_0$ : 堤体または、基本地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>) =  $C + \sigma \cdot \tan \phi$

C: 基本地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma$ : 基礎面に働く最小地盤支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

f: 堤体または、基本地盤の内部摩擦係数 =  $\tan \phi$

L: せん断面の長さ (m)

滑動安全率の計算結果

ケース	c kN/m <sup>2</sup>	$\sigma$ kN/m <sup>2</sup>	$\tau_0$ kN/m <sup>2</sup>	L m	$\phi$	f	V kN/m	H kN/m	安全率
5 常時	101	280.270	335.342	19.835	39.9	0.836	6430.433	1517.769	7.92
6 地震時	101	285.057	339.345	19.835	39.9	0.836	6500.813	2314.873	5.26

#### ケース 5 常時

$c = 101$  kN/m<sup>2</sup> (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2-6)

$\phi = 39.9^\circ$  (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2-7)

$\tan 39.9^\circ = 0.836$  (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 280.270$  kN/m<sup>2</sup> (p. 96)

$V = 6430.433$  kN/m (p. 94)

$H = 1517.769$  kN/m (p. 94)

$\tau_0 = 101 + 280.270 \times 0.836 = 335.342$  kN/m<sup>2</sup> (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (335.342 \times 19.835 + 0.836 \times 6430.433) / 1517.769 = 7.92$  (計算値を少数第 2 位まで表示)

#### ケース 6 地震時

$c = 101$  kN/m<sup>2</sup> (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2-6)

$\phi = 39.9^\circ$  (変更申請書 2 / 6 - ① 設計報告書 p2-6 表 2-7)

$\tan 39.9^\circ = 0.836$  (計算値を少数第 3 位まで表示)

$\sigma = 285.057$  kN/m<sup>2</sup> (p. 96)

$V = 3178.538$  kN/m (p. 94)

$H = 1075.479$  kN/m (p. 94)

$\tau_0 = 101 + 285.057 \times 0.836 = 339.345$  kN/m<sup>2</sup> (計算値を少数第 3 位まで表示)

$n = (339.345 \times 19.835 + 0.836 \times 6500.813) / 2314.873 = 5.26$  (計算値を少数第 2 位まで表示)



## Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤

### 安定計算

～埋立終了時～

常時：ケース 7

地震時：ケース 8

# 1章 設計条件

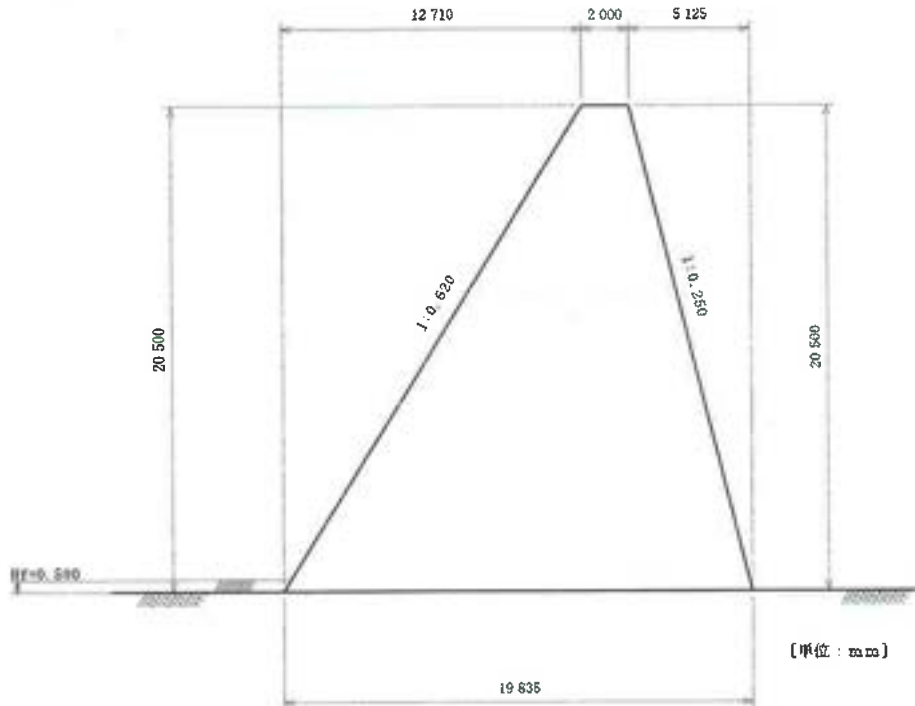
## 1.1 適用基準 全都清基準 (安定計算方法が同じなので準用)

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

## 1.2 形式

『重力式 (直接基礎)』

## 1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長)  $B = 10000$  (mm)

## 1.4 地盤条件

地震規模 : レベル2

地域区分 : A

地盤種別 : I種

## 1.5 使用材料

【コンクリート】 堅壁 (無筋コンクリート) :  $\sigma_{ck} = 18$  (N/mm<sup>2</sup>)

【土 質】 裏 込 め 土 : 砂および砂れき  
埋 戻 し 土 : 砂および砂れき  
支 持 地 盤 : 砂れき

【内部摩擦角】 背 面 土 砂 : 33.20 (度)

【単位体積重電】

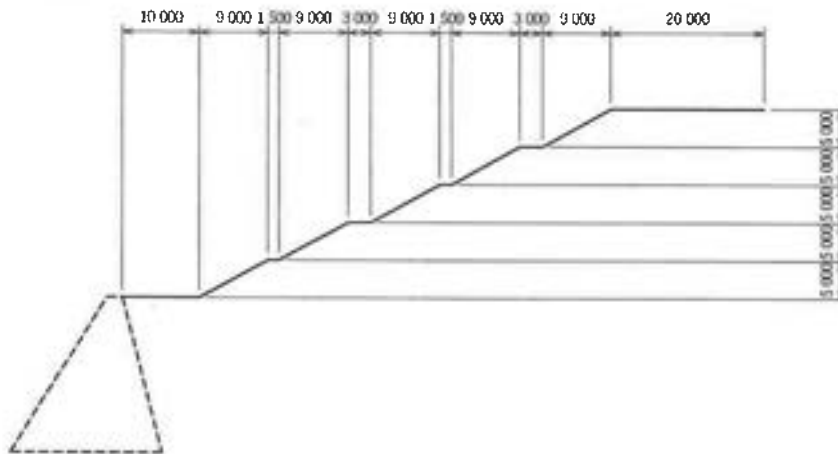
(kN/m<sup>3</sup>)

躯体	無筋コンクリート	23.000	
水	浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	13.600	14.600
	前面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体：  $K_h = 0.20$   
 土砂(前面)：  $K_h = 0.20$   
 (背面)：  $K_h = 0.20$

1.6 土砂

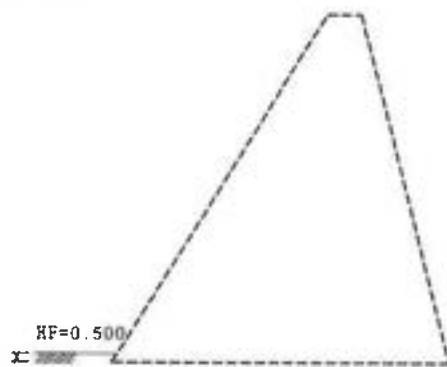
(1) 背面土砂形状



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 $H_r$	(m)	0.000

(2) 前面土砂形状

[1] 常時, 地震時





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 任意荷重

考慮しない

### 1.8 土圧

・土圧式：試行くさび

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	主動土圧		受働土圧
	安定計算時	切土	
常時土圧	22.133	—	—
地震時土圧	16.600	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面(実背面)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 14.036 (度)

・粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	すべり面用	粘着高さ用	受働土圧用
常 時	29.600	0.000	—
地震時	29.600	0.000	—

・地震動の方向と異なる土圧の扱い

	扱 い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
豎壁設計		0.500

※有効率は前面地盤の抵抗力を求めるため受働土圧に乗ずる値(道路土工 擁壁工指針p.114)

### 1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

	荷重名称	1	2
土 砂	土砂1	○	○
載荷荷重	載荷荷重1		

	荷重名称	1	2
主働土圧	考慮しない		
	常時土圧	○	
	地震時土圧		○

## 1.10 基礎の条件

### 1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 $C_B$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_s$	0.600

## 1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

### 1.11.1 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 <sup>2</sup> )
常時	1/6	4.000	600.000
地震時	1/6	4.000	900.000

ここに、

$B$  : 基礎幅(m)

$e_s$  : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_s = M_s / V$

$M_s$  : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)

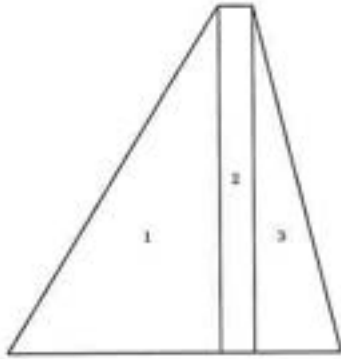
$V$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

## 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

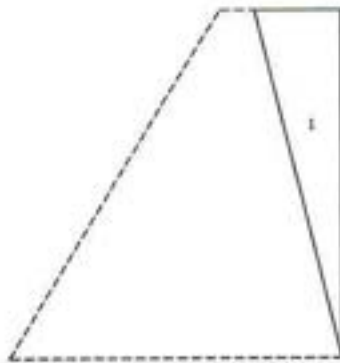
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 12.710 × 20.500 × 1.000	130.277	8.473	6.833	1103.880	890.225	
2	2.000 × 20.500 × 1.000	41.000	13.710	10.250	562.110	420.250	
3	1/2 × 5.125 × 20.500 × 1.000	52.531	16.418	6.833	862.475	358.962	
Σ		223.809			2528.465	1669.437	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 2528.465 / 223.809 = 11.297 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1669.437 / 223.809 = 7.459 \text{ (m)}$$

#### (2) 背面土砂

##### 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 × 5.125 × 20.500 × 1.000	52.532	18.127	13.667	952.237	717.933	

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			
Σ		52.532	—	—	952.237	717.933	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 952.237 / 52.532 = 18.127 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 717.933 / 52.532 = 13.667 \text{ (m)}$$

## 2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$23.000 \times 223.809 = 5147.602$	11.297

#### [2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$23.000 \times 223.809 = 5147.602$	11.297

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	$5147.602 \times 0.20 = 1029.520$	7.459

### (2) 土砂重量, 浮力

#### [1] 常時

##### 1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 V (m³)	重心位置 (m)		体積 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	52.532	18.127	13.667	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 Vu (m³)	重心位置 (m)	
		Xu	Yu
土砂(背面)	52.532	18.127	13.667

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$52.532 \times 13.600 = 714.439$	$0.000 \times 14.600 = 0.000$

位置	重量 $W$ $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 $X$ $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)
土砂(背面)	714.439	18.127

[2]地震時

1) 土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 $V(m^3)$	重心位置(m)		体積 $V_l(m^3)$	重心位置(m)	
		X	Y		X <sub>l</sub>	Y <sub>l</sub>
土砂(背面)	52.532	18.127	13.667	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 $V_u(m^3)$	重心位置(m)	
		X <sub>u</sub>	Y <sub>u</sub>
土砂(背面)	52.532	18.127	13.667

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

$$Y_u = (V \cdot Y - V_l \cdot Y_l) / V_u$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$52.532 \times 13.600 = 714.439$	$0.000 \times 14.600 = 0.000$

位置	重量 $W$ $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 $X$ $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)	水平力 $H$ $W \cdot kh$ (kN)	作用位置 $Y$ (m)
土砂(背面)	714.439	18.127	$714.439 \times 0.20 = 142.888$	13.667

(3) 自重集計

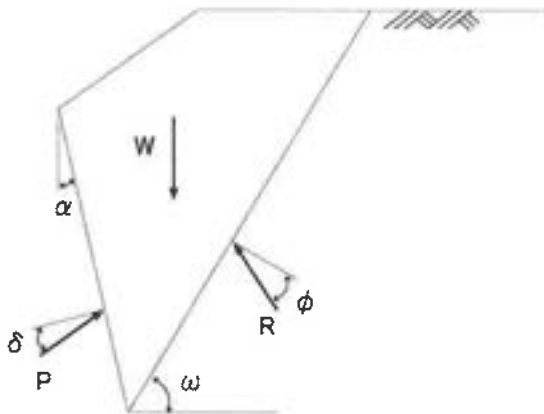
[1] 常時

	重量 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN·m)	
			$X_i$	$Y_i$	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	5147.602	0.000	11.297	0.000	58154.694	0.000
背面土砂	714.439	0.000	18.127	0.000	12950.421	0.000
合計	5862.041	0.000	—	—	71105.117	0.000

[2] 地震時

	重量 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN·m)	
			$X_i$	$Y_i$	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	5147.602	1029.520	11.297	7.459	58154.694	7679.412
背面土砂	714.439	142.888	18.127	13.667	12950.421	1952.776
合計	5862.041	1172.408	—	—	71105.117	9632.190

2.3 土圧・水圧



[1] 常時

土圧は粘着力を考慮した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)	$x_p = 19.835 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 20.500 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 14.036^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 13.600 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 33.200^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 2/3 \phi = 22.133^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( $\omega$ )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000$  m

すべり角 $\omega$ (°)	土砂重量 W (kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
67.37	1972.279	0.000	0.000	1972.279	486.525
67.38	1971.532	0.000	0.000	1971.532	486.536
67.39	1970.785	0.000	0.000	1970.785	486.522

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 67.38^\circ \text{ のとき } P = 486.536 \text{ kN}$$

である。

すべり面の粘着力

$$C_0 = c \cdot L = 29.600 \times 25.082 = 742.427 \text{ kN}$$

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - C_0 \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{1971.532 \times \sin(67.38^\circ - 33.20^\circ) - 742.427 \times \cos 33.20^\circ}{\cos(67.38^\circ - 33.20^\circ - 14.036^\circ - 22.133^\circ)} \\
 &= 486.536 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 486.536 \times \cos(14.036^\circ + 22.133^\circ) = 392.769 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 486.536 \times \sin(14.036^\circ + 22.133^\circ) = 287.141 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{H}{3} = \frac{20.500}{3} = 6.833 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 19.835 - 6.833 \times \tan 14.036^\circ = 18.127 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 6.833 = 6.833 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

土圧は地震時慣性力および粘着力を考慮した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)	$x_p = 19.835 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 20.500 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 14.036^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 13.600 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 33.200^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 1/2\phi = 16.600^\circ$
地震時合成角	$\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.20 = 11.310^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( $\omega$ )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 $\omega$ ( $^\circ$ )	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
47.00	4633.130	0.000	0.000	4633.130	972.133
48.00	4421.143	0.000	0.000	4421.143	1002.548
49.00	4224.248	0.000	0.000	4224.248	995.332

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 48.00^\circ \text{ のとき } P = 1002.548 \text{ kN}$$

である。

すべり面の粘着力

$$C_o = c \cdot L = 29.600 \times 41.172 = 1218.691 \text{ kN}$$

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta) - C_o \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{4421.143 / \cos 11.310^\circ \times \sin(48.00^\circ - 33.20^\circ + 11.310^\circ) - 1218.691 \times \cos 33.20^\circ}{\cos(48.00^\circ - 33.20^\circ - 14.036^\circ - 16.600^\circ)} \\
 &= 1002.548 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 1002.548 \times \cos(14.036^\circ + 16.600^\circ) = 862.614 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 1002.548 \times \sin(14.036^\circ + 16.600^\circ) = 510.881 \text{ kN}$$

作用位置

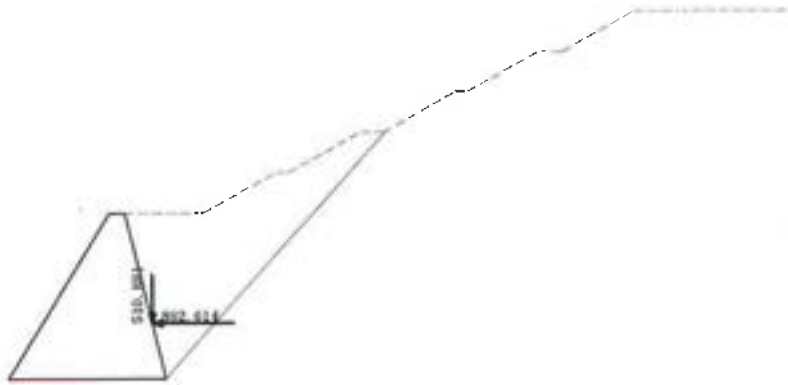
$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{20.500}{3} = 6.833 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 19.835 - 6.833 \times \tan 14.036^\circ = 18.127 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 6.833 = 6.833 \text{ m}$$



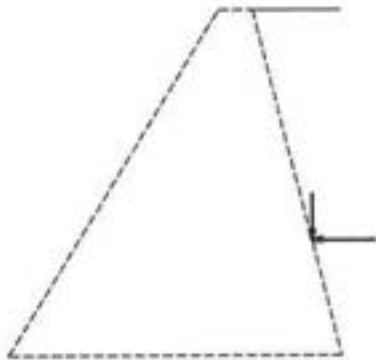
・土圧図



2.4 作用力の集計

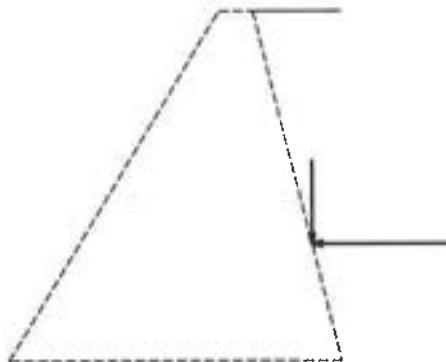
(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時



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	5862.041	0.000	12.130	0.000	71105.117	0.000
土圧	287.141	392.769	18.127	6.833	5204.978	2683.791
合計	6149.182	392.769	—	—	76310.094	2683.791

[2] 地震時



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	5862.041	1172.408	12.130	8.216	71105.117	9632.190
土圧	510.881	862.614	18.127	6.833	9260.692	5894.242
合計	6372.922	2035.022	—	—	80365.813	15526.432

荷重状態 (水位)	$N_e$ (kN)	$H_e$ (kN)	$M_e$ (kN・m)
常時	6149.182	392.769	73626.305
地震時	6372.922	2035.022	64839.383

(2) 躯体中心での作用力の集計

鉛直力 :  $N_e = N_e$  (kN)

水平力 :  $H_e = H_e$  (kN)

回転モーメント :  $M_e = N_e \cdot B_j / 2.0 - M_e$  (kN・m)

ここに、

躯体土圧方向幅 :  $B_j = 19.835$  (m)

■単位幅当り

荷重状態 (水位)	$N_e$ (kN)	$H_e$ (kN)	$M_e$ (kN・m)
常時	6149.182	392.769	-12641.794
地震時	6372.922	2035.022	-1635.933

■全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水位)	$N_e$ (kN)	$H_e$ (kN)	$M_e$ (kN・m)
常時	61491.821	3927.690	-126417.939
地震時	63729.219	20350.225	-16359.330

## 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)
- $\Sigma Mr$  : 底版つま先回りの抵抗モーメント (kN.m)
- $\Sigma Mt$  : 底版つま先回りの転倒モーメント (kN.m)
- $\Sigma V$  : 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 = 19.835

$$e_a = B/n$$

ここに、

- $e_a$  : 許容偏心距離 (m)
- n : 安全率

荷重状態 (水 位)	$\Sigma Mr$ (kN.m)	$\Sigma Mt$ (kN.m)	$\Sigma V$ (kN)	d (m)	e (m)	$e_a$ (m)
常時	76310.094	2683.791	6149.182	11.973	2.056	3.306
地震時	80365.813	15526.432	6372.922	10.174	0.257	3.306

### 2.5.2 滑動に対する安定

$$F = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_a \cdot B'}{\Sigma H}$$

ここに、

- $\Sigma V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)
- $\Sigma H$  : 底版下面における全水平荷重 (kN)
- $\mu$  : 底版と支持地盤の間の摩擦係数,  $\mu = 0.600$
- $C_a$  : 底版と支持地盤の間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>),  $C_a = 5.000$
- B' : 有効載荷幅 (m), B' = B - 2e
- B : 底版幅 (m), B = 19.835
- e : 偏心量 (m)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e (m)	有効載荷幅 B' (m)
常時	2.056	15.723
地震時	-0.257	19.321

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 $\Sigma V$ (kN)	水平荷重 $\Sigma H$ (kN)	安全率 F	必要安全率 F <sub>o</sub>
常時	6149.182	392.769	9.394	1.500
地震時	6372.922	2035.022	1.879	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

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

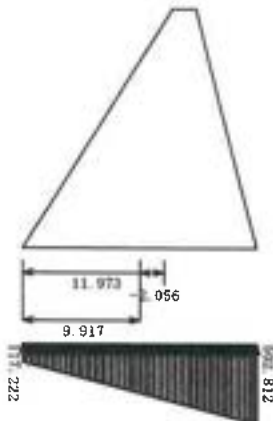
ここに、

$\Sigma V$  : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

$B$  : 底版幅 (m),  $B = 19.835$

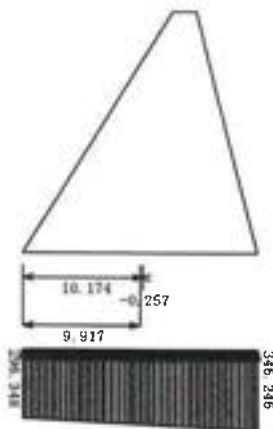
$e$  : 偏心量 (m)

[1] 常時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		q <sub>min</sub>	q <sub>max</sub>	許容値
19.835	台形	117.222	502.812 ≤	600.000

[2] 地震時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		q <sub>min</sub>	q <sub>max</sub>	許容値
19.835	台形	296.348	346.246 ≤	900.000

### Ⅲ-2 埋立地貯留堰堤

河川砂防技術基準(案)による滑動(せん断)に対するの安定照査  
滑動に対するの安定の照査は、下式にて行う。

$$n = \frac{\tau_0 L + fV}{H}$$

ここで、H: 単位幅あたりのせん断面に作用するせん断力 (kN/m)

V: 単位幅あたりのせん断面に作用する全垂直力 (kN/m)

$\tau_0$ : 堤体または、基本地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>) =  $C + \sigma \cdot \tan \phi$

C: 基本地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma$ : 基礎面に働く最小地盤支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

f: 堤体または、基本地盤の内部摩擦係数 =  $\tan \phi$

L: せん断面の長さ (m)

滑動安全率の計算結果

ケース	c kN/m <sup>2</sup>	$\sigma$ kN/m <sup>2</sup>	$\tau_0$ kN/m <sup>2</sup>	L m	$\phi$ °	f	V kN/m	H kN/m	安全率
7 常時	101	117.222	199.013	19.835	39.9	0.836	6149.182	392.769	23.14
8 地震時	101	296.348	348.785	19.835	39.9	0.836	6372.922	2035.022	6.02

#### ケース7 常時

$c = 101$  kN/m<sup>2</sup> (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-6 表 2-6)

$\phi = 39.9^\circ$  (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.9^\circ = 0.836$  (計算値を少数第3位まで表示)

$\sigma = 117.222$  kN/m<sup>2</sup> (p. 113)

$V = 6149.182$  kN/m (p. 111)

$H = 392.769$  kN/m (p. 111)

$\tau_0 = 101 + 117.222 \times 0.836 = 199.013$  kN/m<sup>2</sup> (計算値を少数第3位まで表示)

$n = (199.013 \times 19.835 + 0.836 \times 6149.182) / 392.769 = 23.14$  (計算値を少数第2位まで表示)

#### ケース8 地震時

$c = 101$  kN/m<sup>2</sup> (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-6 表 2-6)

$\phi = 39.9^\circ$  (変更申請書 2/6-① 設計報告書 p2-6 表 2.7)

$\tan 39.9^\circ = 0.836$  (計算値を少数第3位まで表示)

$\sigma = 296.348$  kN/m<sup>2</sup> (p. 113)

$V = 6372.922$  kN/m (p. 111)

$H = 2035.022$  kN/m (p. 111)

$\tau_0 = 101 + 296.348 \times 0.836 = 348.785$  kN/m<sup>2</sup> (計算値を少数第3位まで表示)

$n = (348.785 \times 19.835 + 0.836 \times 6372.922) / 2035.022 = 6.02$  (計算値を少数第2位まで表示)