

# 擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO13

危険水位を考慮した「もたれ式擁壁」  
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
1.5 使用材料	1
1.6 土砂	2
1.7 載荷荷重	2
1.8 その他荷重	2
1.9 水位	3
1.10 浮力	3
1.11 土圧	3
1.12 水圧	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 水位を考慮するブロックデータ	6
2.3 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	7
2.4 土圧・水圧	8
2.5 作用力の集計	10
2.6 安定計算結果	12
2.6.1 転倒に対する安定	12
2.6.2 滑動に対する安定	12
2.6.3 支持に対する照査	12
3章 豎壁の設計	14
3.1 豎壁基部の設計	14
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	14
3.1.2 躯体自重，その他荷重	14
3.1.3 土圧・水圧	14
3.1.4 断面力の集計	16
3.1.5 断面計算（許容応力度法）	17
4章 つま先版の設計	18
4.1 照査位置[1]の設計	18
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	18
4.1.2 水位を考慮するブロックデータ	19
4.1.3 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	19
4.1.4 地盤反力	21
4.1.5 断面力の集計	21
4.1.6 断面計算（許容応力度法）	22
4.2 照査位置[2]の設計	22
4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	23
4.2.2 水位を考慮するブロックデータ	23
4.2.3 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	24
4.2.4 地盤反力	25
4.2.5 断面力の集計	26



# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

データ名：MANUCHO13.f8r (コメント：危険水位サンプル)

タイトル：もたれ式擁壁

コメント：危険水位の算出

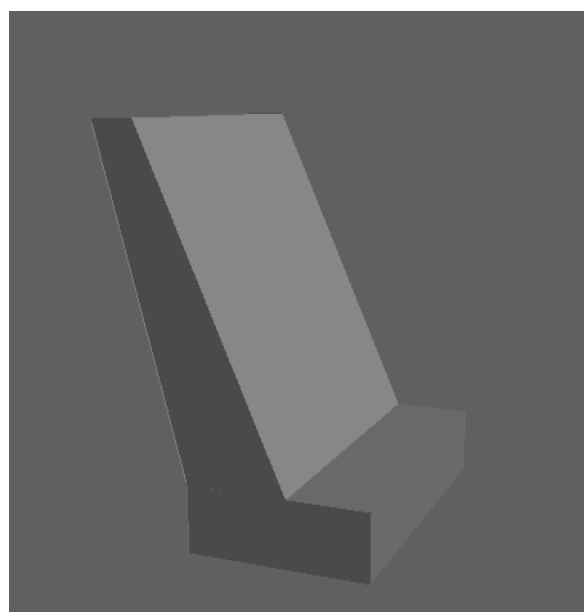
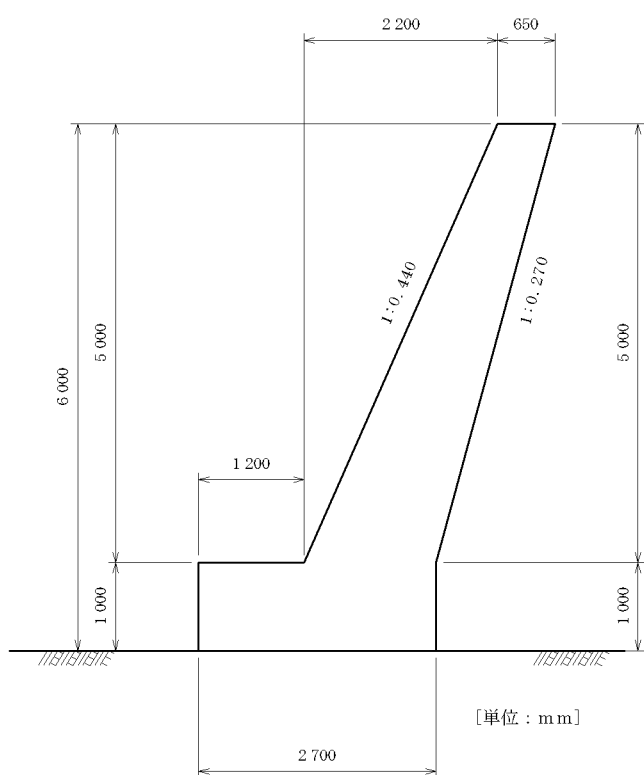
## 1.2 適用基準

(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

『もたれ式 - A (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 = 24 (N/mm<sup>2</sup>)  
底版 (無筋コンクリート) : ck = 24 (N/mm<sup>2</sup>)

【内部摩擦角】 背面土砂 : 35.00 (度)

【単位体積重量】

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

躯体	無筋コンクリート	23.500	
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

1.6 土砂

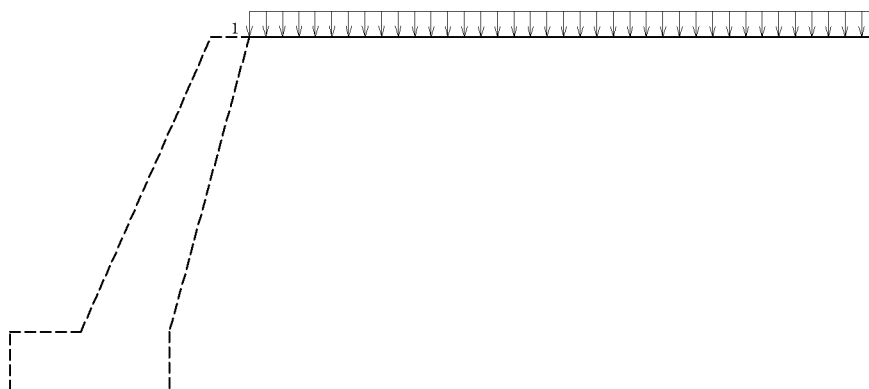
(1)背面土砂形状



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 <sup>2</sup> )		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	0.000		10.000	10.000			×

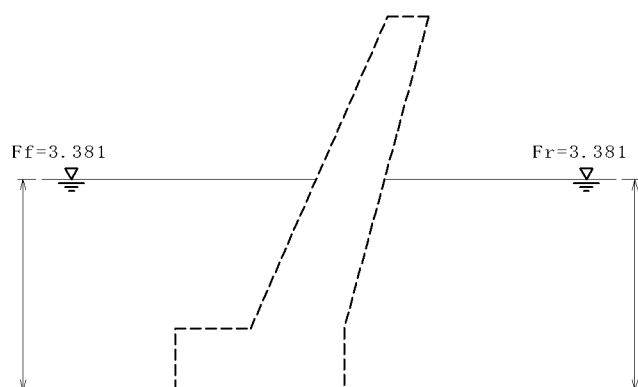
1.8 その他荷重

考慮しない

### 1.9 水位

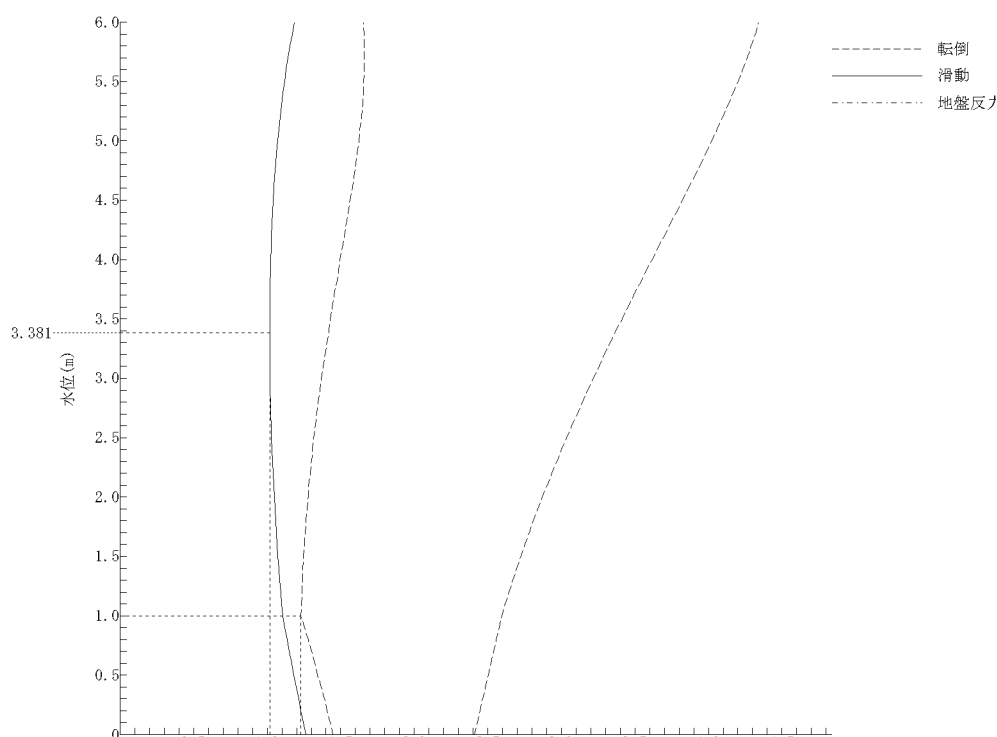
[1]常時

危険水位 : 前面水位 $F_f = 3.381$  m, 背面水位 $F_r = 3.381$  m



危険水位の算出

常時 (危険水位)



### 1.10 浮力

・揚圧力として浮力相当分を考慮する

### 1.11 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	—	—

- ・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 -15.110 (度)
- ・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -15.110 (度)
- ・粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	すべり面用	粘着高さ用
常 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

## 1.12 水圧

- ・静水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	考 慮	考 慮

## 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 $C_B$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \delta$	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 <sup>2</sup> )
常時	1/6	1.500	300.000

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 - 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、底版

(N/mm<sup>2</sup>)

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	1.00	4.000	0.200	0.310

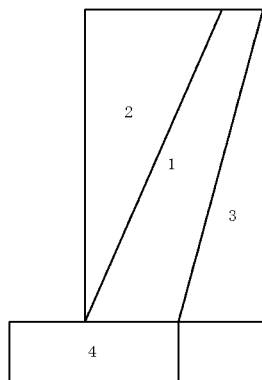


## 2章 安定計算

### 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	2.850 × 5.000 × 1.000	14.250	2.625	3.500	37.406	49.875	
2	-1/2 × 2.200 × 5.000 × 1.000	-5.500	1.933	4.333	-10.633	-23.833	
3	-1/2 × 1.350 × 5.000 × 1.000	-3.375	3.600	2.667	-12.150	-9.000	
4	2.700 × 1.000 × 1.000	2.700	1.350	0.500	3.645	1.350	
		8.075	———	———	18.268	18.392	

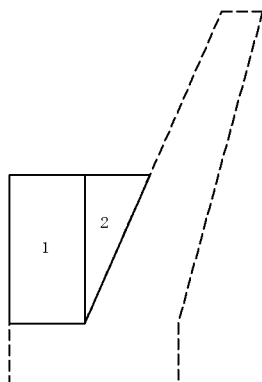
$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 18.268 / 8.075 = 2.262 \text{ (m)} \\ \text{重心位置 } YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 18.392 / 8.075 = 2.278 \text{ (m)} \end{aligned}$$

### 2.2 水位を考慮するブロックデータ

#### (1) 前面水

##### [1] 常時 (危険水位)

##### 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	1.200 × 2.381 × 1.000	2.857	0.600	2.191	1.714	6.259	
2	1/2 × 1.048 × 2.381 × 1.000	1.247	1.549	2.587	1.932	3.227	
		4.104	—	—	3.646	9.486	

重心位置  $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 3.646 / 4.104 = 0.888 \text{ (m)}$   
 $YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 9.486 / 4.104 = 2.311 \text{ (m)}$

2.3 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

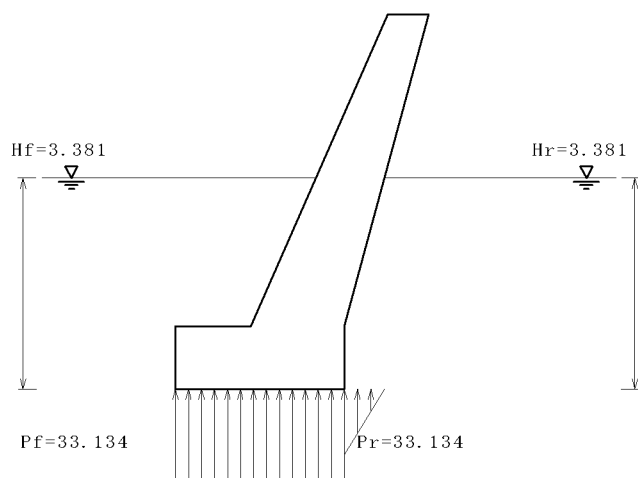
[1]常時

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	23.500 × 8.075 = 189.762	2.262

(2)土砂重量，浮力

[1]常時（危険水位）

1)浮力の算出



前面水位  $H_f = 3.381 \text{ (m)}$   
 背面水位  $H_r = 3.381 \text{ (m)}$

フーチング前面での水圧強度  $P_f = 33.134 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 フーチング背面での水圧強度  $P_r = 33.134 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

躯体底面に作用する浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 89.461 \text{ (kN)}$$

作用位置 (フーチング前面から)

$$X = \frac{Pf + 2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf + Pr)} \cdot Bj = 1.350 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj : 土圧方向フーチング幅 Bj = 2.700 (m)  
 Bc : 直角方向フーチング幅 Bc = 1.000 (m)

壁背面に作用する浮力

$$Ur = \frac{1}{2} \cdot N2 \cdot Hr'^2 \cdot Gw = \frac{1}{2} \times 0.270 \times 2.381^2 \times 9.800 = 7.501 \text{ (kN)}$$

作用位置

$$xr = Bj + \frac{Hr' \cdot N2}{3} = 2.700 + \frac{2.381 \times 0.270}{3} = 2.914 \text{ (m)}$$

ここに、

Hr' : Urを考慮する背面水位(m)  
 N2 : 壁背面勾配  
 Gw : 水の単位重量(kN/m<sup>3</sup>)

水圧鉛直成分

前面側水圧鉛直成分 Pfv = Vf · Gw = -4.104 × 9.800 = -40.223 (kN)

作用位置 xf = 0.888 (m)

ここに、

Vf : 前面水体積(m<sup>3</sup>)  
 Gw : 水の単位重量(kN/m<sup>3</sup>)

水圧鉛直成分を考慮した浮力は以下ようになる

Uv = ( 89.461 + Pfv + Ur ) · = 56.739 (kN)

$$X = \frac{U \cdot X + Pfv \cdot xf + Ur \cdot xr}{Uv} = 1.884 \text{ (m)}$$

ここに、

: 浮力の低減係数 = 1.000

## 2.4 土圧・水圧

[1]常時 (危険水位)

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 = 2.430 m  
 yp = 0.000 m  
 仮想背面の高さ H = 6.000 m  
 仮想背面が鉛直面となす角度 = -15.110 °  
 背面土砂の単位体積重量 s = 20.000 kN/m<sup>3</sup>  
 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( )に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 hw = 3.381 m

すべり角 (°)	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	
52.00	125.615	32.729	30.677	189.021	55.919
53.00	118.802	30.954	29.013	178.769	56.057
54.00	112.165	29.225	27.392	168.782	55.937

土圧力が最大となるのは、

$$= 53.00^\circ \text{ のとき } P = 56.057 \text{ kN}$$

である。

土圧力

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

$$= \frac{178.769 \times \sin(53.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(53.00^\circ - 35.00^\circ - 15.110^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= 56.057 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 56.057 \times \cos(-15.110^\circ + 23.333^\circ) = 55.481 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 56.057 \times \sin(-15.110^\circ + 23.333^\circ) = 8.018 \text{ kN}$$

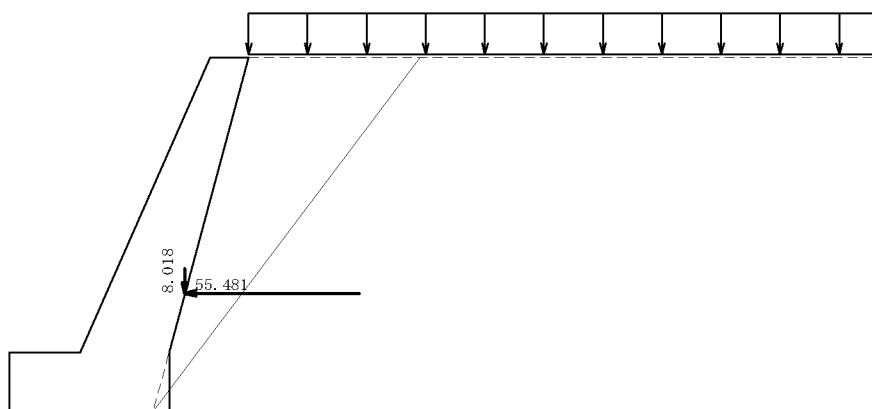
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{6.000}{3} = 2.000 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 2.430 - 2.000 \times \tan 15.110^\circ = 2.970 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.000 = 2.000 \text{ m}$$

・土圧図



静水圧

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

$$Y = \frac{h}{3}$$

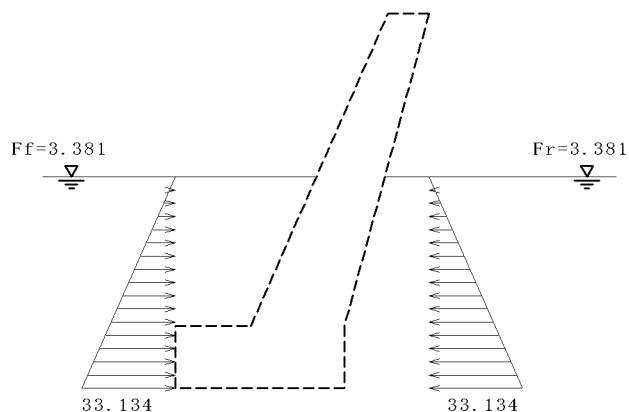
ここに、

w : 水の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>), w = 9.800

h : 水位 (m)

Y : 作用位置 (m)

[1]常時 (危険水位)

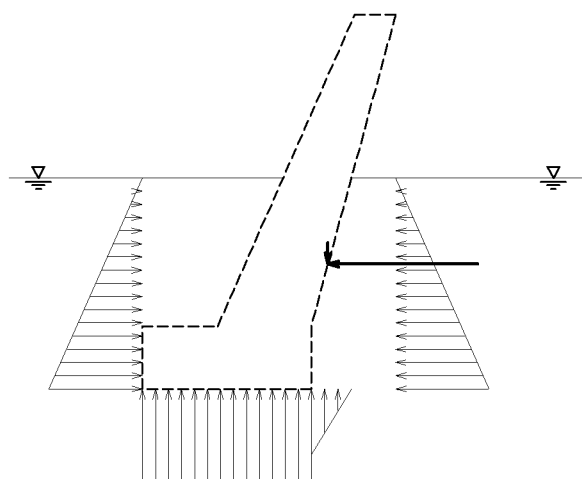


	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
前面	3.381	-56.013	1.127
背面	3.381	56.013	1.127

2.5 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]常時 (危険水位)



項目	鉛直力 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>xi</sub> = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>yi</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
自重	189.762	0.000	2.262	0.000	429.300	0.000
浮力	-56.739	0.000	1.884	0.000	-106.897	0.000

項目	鉛直力 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>xi</sub> = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>yi</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
背面水圧	0.000	56.013	0.000	1.127	0.000	63.126
前面水圧	0.000	-56.013	0.000	1.127	0.000	-63.126
土 圧	8.018	55.481	2.970	2.000	23.813	110.962
合 計	141.041	55.481	————	————	346.217	110.962

荷重状態(水位)	N <sub>o</sub> (kN)	H <sub>o</sub> (kN)	M <sub>o</sub> (kN.m)
常時(危険水位)	141.041	55.481	235.255

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛 直 力 : N<sub>c</sub> = N<sub>o</sub> (kN)

水 平 力 : H<sub>c</sub> = H<sub>o</sub> (kN)

回 転 モ ー メ ン ト : M<sub>c</sub> = N<sub>o</sub> · B<sub>j</sub> / 2.0 - M<sub>o</sub> (kN.m)

ここに、

フーチング土圧方向幅 : B<sub>j</sub> = 2.700 (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	N <sub>c</sub> (kN)	H <sub>c</sub> (kN)	M <sub>c</sub> (kN.m)
常時(危険水位)	141.041	55.481	-44.849

全幅(5.000m)当り

荷重状態(水位)	N <sub>c</sub> (kN)	H <sub>c</sub> (kN)	M <sub>c</sub> (kN.m)
常時(危険水位)	705.206	277.405	-224.245

## 2.6 安定計算結果

### 2.6.1 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 = 2.700

$$e_a = B / n$$

ここに、

e<sub>a</sub> : 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 <sub>a</sub> (m)
常時(危険水位)	346.217	110.962	141.041	1.668	0.318	0.450

### 2.6.2 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<sub>b</sub> : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m<sup>2</sup>), C<sub>b</sub> = 0.000

B : 底版幅(m), B = 2.700

荷重状態(水位)	鉛直荷重 V(kN)	水平荷重 H(kN)	安全率 F <sub>s</sub>	必要安全率 F <sub>sa</sub>
常時(危険水位)	141.041	55.481	1.525	1.500

### 2.6.3 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

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

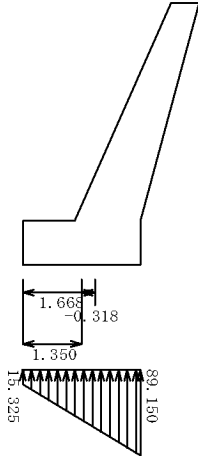
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 2.700

e : 偏心量(m)

[1]常時(危険水位)



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 <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	許容値
2.700	台形	15.325	89.150	300.000

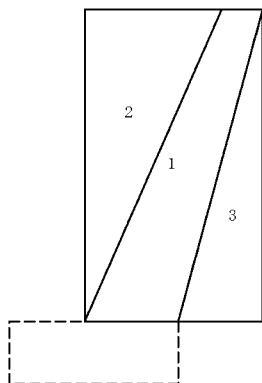


### 3章 豎壁の設計

#### 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	2.850 × 5.000 × 1.000	14.250	1.425	2.500	20.306	35.625	
2	-1/2 × 2.200 × 5.000 × 1.000	-5.500	0.733	3.333	-4.031	-18.331	
3	-1/2 × 1.350 × 5.000 × 1.000	-3.375	2.400	1.667	-8.100	-5.626	
		5.375	—	—	8.175	11.667	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 8.175 / 5.375 = 1.521 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 11.667 / 5.375 = 2.171 \text{ (m)}$$

##### 3.1.2 躯体自重, その他荷重

###### (1) 躯体自重

###### [1] 常時

位置	W = $\cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	23.500 × 5.375 = 126.312	-0.771

##### 3.1.3 土圧・水圧

###### [1] 常時 (危険水位)

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 = 0.750 m

yp = 0.000 m

仮想背面の高さ    H = 5.000 m

仮想背面が鉛直面となす角度    = -15.110 °

背面土砂の単位体積重量    s = 20.000 kN/m³

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

$$i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角( )に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位  $h_w = 3.381 \text{ m}$

すべり角 (°)	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	
52.00	98.834	16.232	25.564	140.630	41.603
53.00	93.474	15.351	24.177	133.002	41.706
54.00	88.252	14.494	22.827	125.573	41.617

土圧力が最大となるのは、

$$= 53.00^\circ \text{ のとき } P = 41.706 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{133.002 \times \sin(53.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(53.00^\circ - 35.00^\circ - 15.110^\circ - 23.333^\circ)} \\
 &= 41.706 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 41.706 \times \cos(-15.110^\circ + 23.333^\circ) = 41.277 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 41.706 \times \sin(-15.110^\circ + 23.333^\circ) = 5.965 \text{ kN}$$

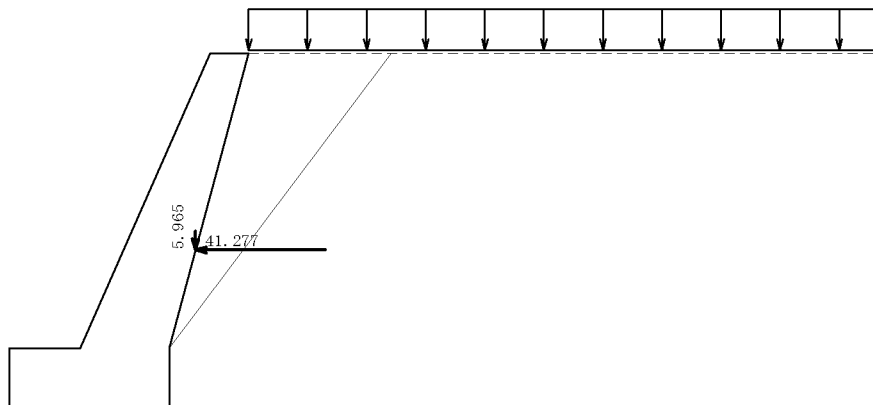
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.000}{3} = 1.667 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan - x_p = 1.667 \times \tan -15.110^\circ - 0.750 = -1.200 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.667 = 1.667 \text{ m}$$

・土圧図



静水圧

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

$$Y = \frac{h}{3}$$

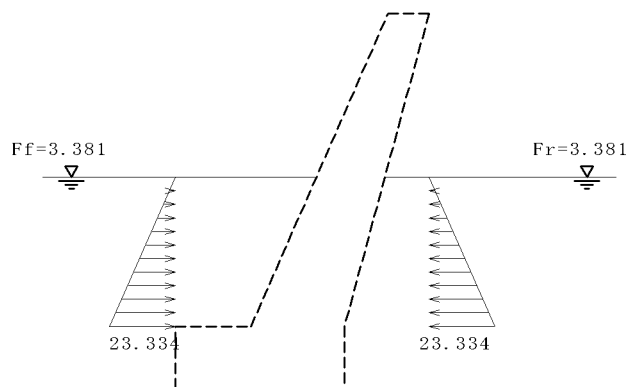
ここに、

w : 水の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>), w = 9.800

h : 水位 (m)

Y : 作用位置 (m)

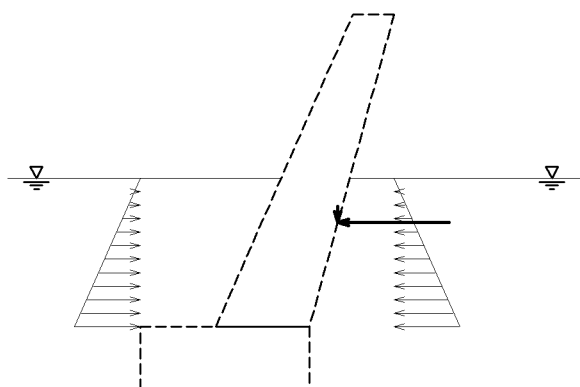
[1]常時 (危険水位)



	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
前面	2.381	-27.779	0.794
背面	2.381	27.779	0.794

3.1.4 断面力の集計

[1]常時 (危険水位)



項目	N <sub>i</sub> (kN)	H <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M = M <sub>x,i</sub> +M <sub>y,i</sub> (kN.m)
自重	126.312	0.000	-0.771	0.000	-97.374
背面水圧	0.000	27.779	0.000	0.794	22.047
前面水圧	0.000	-27.779	0.000	0.794	-22.047
土圧	5.965	41.277	-1.200	1.667	61.651

項目	N <sub>i</sub> (kN)	H <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M = M <sub>x</sub> +M <sub>y</sub> (kN.m)
合計	132.277	41.277	————	————	-35.723

X<sub>i</sub> は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、Y<sub>i</sub> 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<sup>2</sup>)

N：軸方向力(N)

A：コンクリートの全断面積(mm<sup>2</sup>)，A = 1500000.000

M：曲げモーメント(N.m)

W：コンクリート断面の図心軸に関する断面係数(mm<sup>3</sup>)，W = 375000.0 × 10<sup>3</sup>

荷重状態（水位）	M (kN.m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm <sup>2</sup> )		引張応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時(危険水位)	-35.723	132.277	0.183	4.000	0.007	0.200

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、

m：部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

S<sub>h</sub>：作用せん断力(N)

d：部材の有効高(mm)，d = 1500.000

b：部材断面幅(mm)

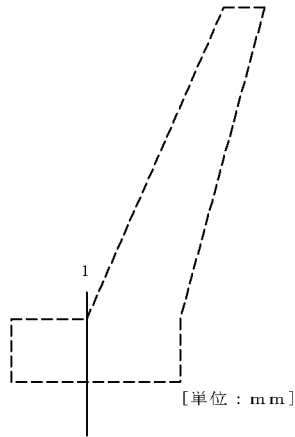
a<sub>1</sub>：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

荷重状態（水位）	せん断力 S <sub>h</sub> (kN)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
		計算値	許容値 <sub>a1</sub>
常時(危険水位)	41.277	0.028	0.310

## 4章 つま先版の設計

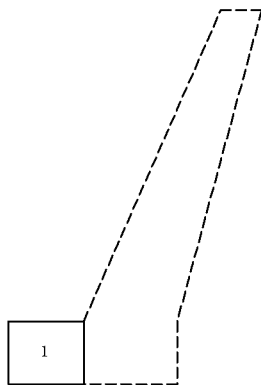
### 4.1 照査位置[1]の設計

付け根からの距離 = 0.000 m



#### 4.1.1 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 $V_i$ ( $m^3$ )	重心位置 $X_i$ (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	1.200 × 1.000 × 1.000	1.200	0.600	0.720	
		1.200	—	0.720	

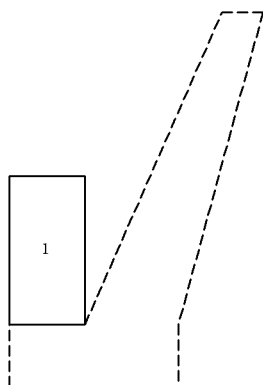
$$\text{重心位置 } X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.720 / 1.200 = 0.600 \text{ (m)}$$

### 4.1.2 水位を考慮するブロックデータ

(1) 前面水

[1] 常時 (危険水位)

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 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	1.200 × 2.381 × 1.000	2.857	0.600	1.714	
		2.857	—	1.714	

重心位置  $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 1.714 / 2.857 = 0.600 \text{ (m)}$

### 4.1.3 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1) 自重による作用力

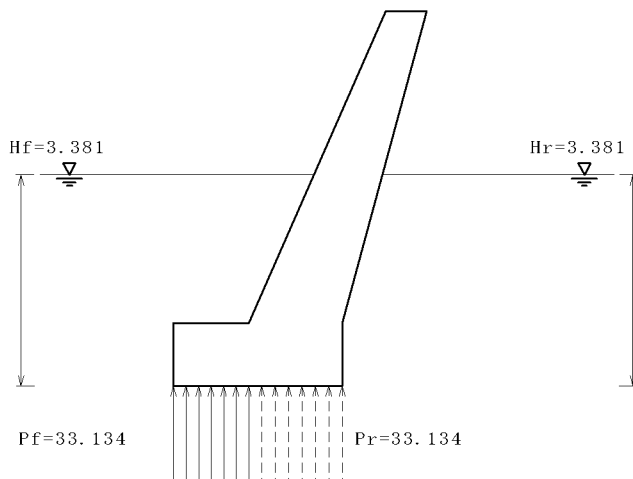
[1] 常時

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$23.500 \times 1.200 = 28.200$	0.600

(2)土砂重量，浮力

[1]常時（危険水位）

1)浮力の算出



前面水位  $H_f = 3.381 \text{ (m)}$

背面水位  $H_r = 3.381 \text{ (m)}$

フーチング前面での水圧強度  $P_f = 33.134 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

フーチング背面での水圧強度  $P_r = 33.134 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 39.761 \text{ (kN)}$$

作用位置（フーチング前面から）

$$X = \frac{P_r + 2 \cdot P_f}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 0.600 \text{ (m)}$$

ここに、

$B_j$  : 土圧方向フーチング幅  $B_j = 1.200 \text{ (m)}$

$B_c$  : 直角方向フーチング幅  $B_c = 1.000 \text{ (m)}$

水圧鉛直成分

前面側水圧鉛直成分  $P_{fv} = V_f \cdot G_w = -2.857 \times 9.800 = -28.001 \text{ (kN)}$

作用位置  $x_f = 0.600 \text{ (m)}$

ここに、

$V_f$  : 前面水体積 ( $\text{m}^3$ )

$G_w$  : 水の単位重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

水圧鉛直成分を考慮した浮力は以下ようになる

$$U_v = (39.761 + P_{fv}) \cdot B_j \cdot B_c = 11.760 \text{ (kN)}$$

$$X = \frac{U \cdot X + P_{fv} \cdot x_f}{U_v} = 0.600 \text{ (m)}$$

ここに、

: 浮力の低減係数  $= 1.000$

### 4.1.4 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

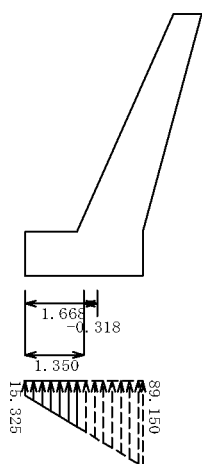
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 L = 1.200 (m)

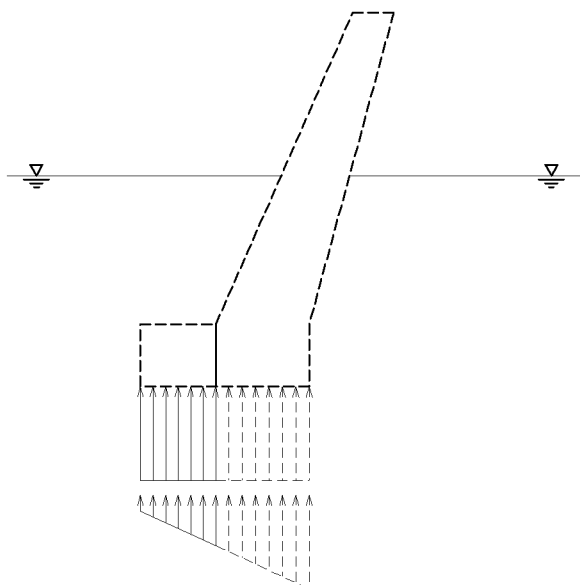
[1]常時(危険水位)



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
15.325	48.136	-38.077	0.497

### 4.1.5 断面力の集計

[1]常時 (危険水位)



項目	N <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	M = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (kN·m)
自重	-28.200	0.600	-16.920



項目	N <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	M = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (kN.m)
浮力	11.760	0.600	7.056
地盤反力	38.077	0.497	18.909
合計	21.636	—————	9.045

#### 4.1.6 断面計算（許容応力度法）

##### (1) 曲げ応力度の照査

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

ここに、

c : コンクリート断面の縁応力度(N/mm<sup>2</sup>)

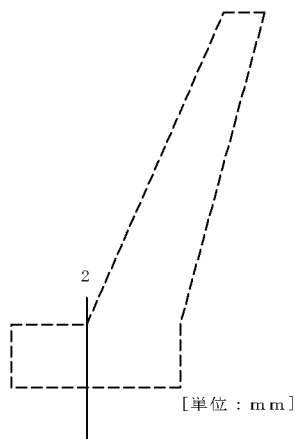
M : 曲げモーメント(N.mm)

W : コンクリート断面の図心軸に関する断面係数(mm<sup>3</sup>) , W = 166666.7 × 10<sup>3</sup>

荷重状態（水位）	M (kN.m)	圧縮応力度(N/mm <sup>2</sup> )		引張応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
		計算値	許容値	計算値	許容値
常時(危険水位)	9.045	0.054	4.000	0.054	0.200

#### 4.2 照査位置[2]の設計

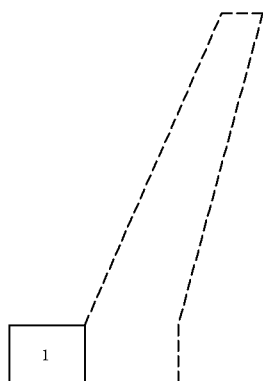
付け根からの距離 = 0.000 m



#### 4.2.1 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	幅 × 高さ × 奥行 計算式	体積 $V_i$ ( $m^3$ )	重心位置 $X_i$ (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	1.200 × 1.000 × 1.000	1.200	0.600	0.720	
		1.200	—	0.720	

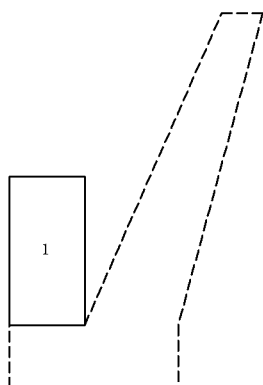
$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.720 / 1.200 = 0.600 \text{ (m)}$$

#### 4.2.2 水位を考慮するブロックデータ

(1) 前面水

[1] 常時 (危険水位)

1) ブロック割り



2) 体積・重心

区分	幅 × 高さ × 奥行 計算式	体積 $V_i$ ( $m^3$ )	重心位置 $X_i$ (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	1.200 × 2.381 × 1.000	2.857	0.600	1.714	
		2.857	—	1.714	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 1.714 / 2.857 = 0.600 \text{ (m)}$$

4.2.3 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

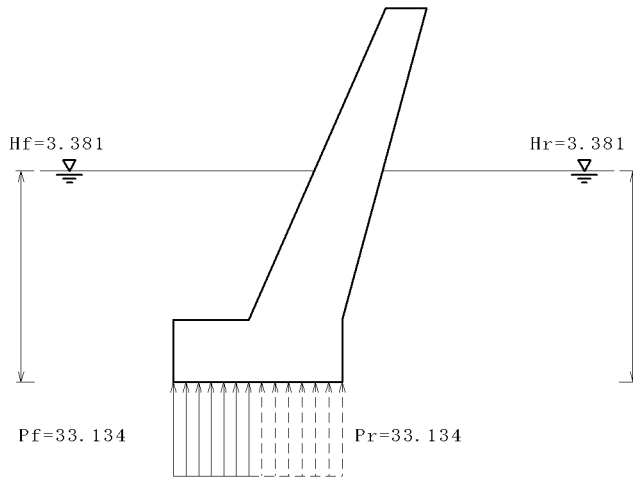
[1]常時

位置	鉛直力 $W = \quad \cdot \quad V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
躯体	$23.500 \times 1.200 = 28.200$	0.600

(2)土砂重量，浮力

[1]常時（危険水位）

1)浮力の算出



前面水位  $H_f = 3.381 \text{ (m)}$

背面水位  $H_r = 3.381 \text{ (m)}$

フーチング前面での水圧強度  $P_f = 33.134 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

フーチング背面での水圧強度  $P_r = 33.134 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 39.761 \text{ (kN)}$$

作用位置（フーチング前面から）

$$X = \frac{P_r + 2 \cdot P_f}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 0.600 \text{ (m)}$$

ここに、

$B_j$  : 土圧方向フーチング幅  $B_j = 1.200 \text{ (m)}$

$B_c$  : 直角方向フーチング幅  $B_c = 1.000 \text{ (m)}$

水圧鉛直成分

前面側水圧鉛直成分  $P_{fv} = V_f \cdot G_w = -2.857 \times 9.800 = -28.001 \text{ (kN)}$

作用位置  $x_f = 0.600 \text{ (m)}$

ここに、

$V_f$  : 前面水体積 ( $\text{m}^3$ )

$G_w$  : 水の単位重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

水圧鉛直成分を考慮した浮力は以下ようになる

$$U_v = ( 39.761 + P_{fv} ) \cdot \dots = 11.760 \text{ (kN)}$$

$$X = \frac{U \cdot X + P_{fv} \cdot x_f}{U_v} = 0.600 \text{ (m)}$$

ここに、

: 浮力の低減係数 = 1.000

#### 4.2.4 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} (q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

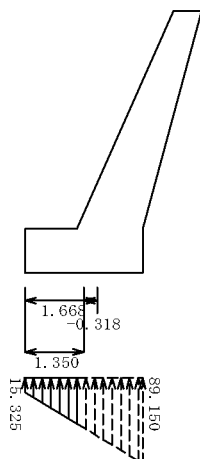
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 L = 1.200 (m)

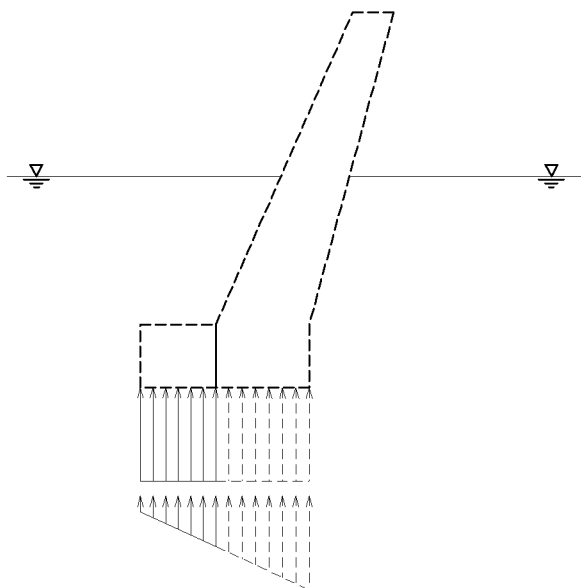
[1] 常時(危険水位)



地盤反力度(kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
15.325	48.136	-38.077	0.497

### 4.2.5 断面力の集計

[1]常時 (危険水位)



項目	$N_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自重	-28.200	0.600	-16.920
浮力	11.760	0.600	7.056
地盤反力	38.077	0.497	18.909
合計	21.636	—	9.045

### 4.2.6 断面計算 (許容応力度法)

(1)せん断応力度の照査

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

ここに、

$\tau_m$  : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$S_h$  : 作用せん断力(N)

$d$  : 部材の有効高(mm) ,  $d = 1000.000$

$b$  : 部材断面幅(mm)

$\tau_{a1}$  : 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/mm<sup>2</sup>)

荷重状態 (水位)	せん断力 $S_h$ (kN)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
		計算値	許容値 $\tau_{a1}$
常時(危険水位)	21.636	0.022	0.310