

# 擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO15

「大型ブロック積み擁壁設計・施工マニュアル」  
切土部擁壁の設計計算例

# 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 その他荷重	3
1.8 浮力	3
1.9 土圧	3
1.10 水圧	3
1.11 基礎の条件	3
1.11.1 許容せん断抵抗算出用データ	3
1.11.2 鉛直支持力算出用データ	4
1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	4
1.12.1 安定計算の許容値	4
1.12.2 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	8
2.5 安定計算結果	10
2.5.1 転倒に対する安定	10
2.5.2 滑動に対する安定	10
2.5.3 支持に対する照査	11
2.5.4 鉛直支持力の照査	12
3章 縦壁の設計	15
3.1 縦壁基部の設計	15
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	15
3.1.2 躯体自重，その他荷重	15
3.1.3 土圧・水圧	15
3.1.4 壁面地盤反力	18
3.1.5 断面力の集計	19
3.1.6 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：MANUCHO15.f8r (コメント：大型ブロック積み擁壁設計・施工マニュアル設計例)

タイトル：切土部擁壁（簡便法）

コメント：大型ブロック積み擁壁設計・施工マニュアル設計例

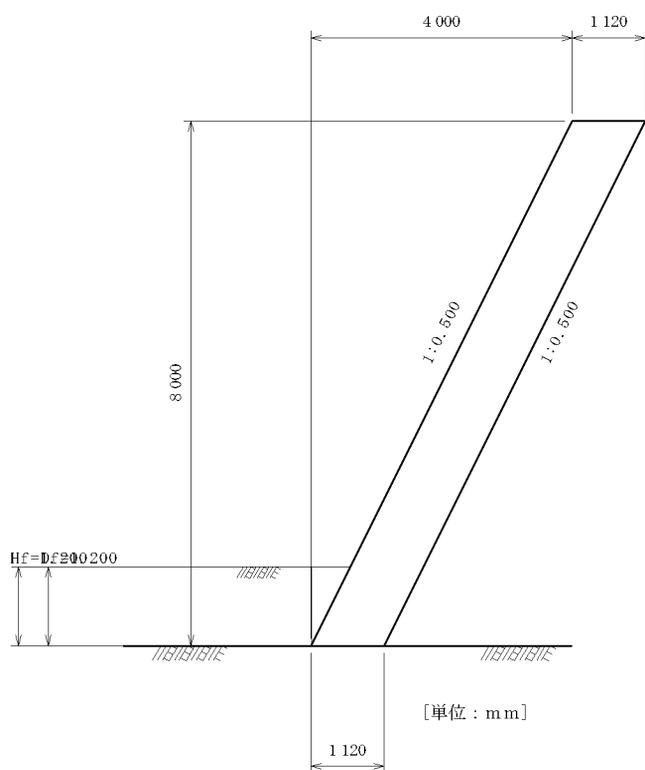
## 1.2 適用基準

(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 - B (直接基礎)』

## 1.4 形状寸法



奥行方向幅（ブロック長） B = 10000(mm)

## 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/mm<sup>2</sup>)

【内部摩擦角】 背面土砂： 35.00 (度)

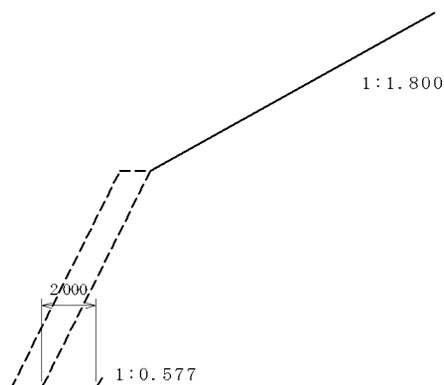
【単位体積重量】

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

躯体	無筋コンクリート	23.000	
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

1.6 土砂

(1)背面土砂形状



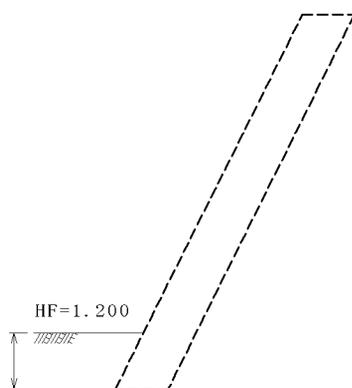
擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
勾配		1.800

切土形状（仮想背面下端は安定照査に用いる仮想背面）

仮想背面下端から切土面下端までの水平距離	(m)	2.000
仮想背面下端から切土面下端とのレベル差	(m)	0.000
切土面の勾配		0.577

(2)前面土砂形状

[1]常時



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

### 1.7 その他荷重

考慮しない

### 1.8 浮力

- ・揚圧力として浮力相当分を考慮する

### 1.9 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	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 -26.565 (度)
- ・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -26.565 (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

### 1.10 水圧

- ・静水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	考 慮	考 慮

### 1.11 基礎の条件

#### 1.11.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底板幅	全 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 tan δ	0.700

1.11.2 鉛直支持力算出用データ

地盤の粘着力 $c$	( $\text{kN/m}^2$ )	100.000
地盤のせん断抵抗角	(度)	35.00
形状係数 ( , )		長方形
寸法効果		考慮する
寸法効果の程度を表す補正係数		-0.333
"		-0.333
"	$\mu$	-0.333

荷重状態 (水位)	根入れ深さ(m)		単位体積重量( $\text{kN/m}^3$ )	
	$D_f$	$D'_f$	1	2
常時(水位1)	1.200	0.000	18.0000	18.0000

ここに、

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$D'_f$  : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ(m)

1 : 支持地盤の単位体積重量( $\text{kN/m}^3$ )

2 : 根入れ地盤の単位体積重量( $\text{kN/m}^3$ )

1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.12.1 安定計算の許容値

荷重状態	転倒安全率	滑動安全率	鉛直支持力算出時の安全率	許容支持力度 ( $\text{kN/m}^2$ )
常時	1.500	1.500	3.000	1000.000

1.12.2 部材の許容応力度

(1)無筋コンクリート部材

1) 縦壁

( $\text{N/mm}^2$ )

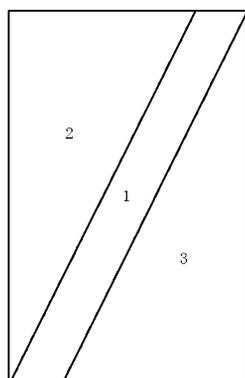
荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_c$	コンクリートの引張応力度 $\sigma_t$	せん断応力度 $\sigma_s$
常時	1.00	4.500	0.230	0.330

## 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	5.120 × 8.000 × 1.000	40.960	2.560	4.000	104.858	163.840	
2	-1/2 × 4.000 × 8.000 × 1.000	-16.000	1.333	5.333	-21.333	-85.333	
3	-1/2 × 4.000 × 8.000 × 1.000	-16.000	3.787	2.667	-60.587	-42.667	
		8.960	—	—	22.938	35.840	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 22.938 / 8.960 = 2.560 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 35.840 / 8.960 = 4.000 \text{ (m)}$$

### 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 $W = \frac{V}{V} \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	23.000 × 8.960 = 206.080	2.560

### 2.3 土圧・水圧

#### [1] 常時 (水位1)

##### 盛土部の土圧

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）  $x_p = 1.120 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ  $H = 8.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度  $= -26.565^\circ$

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

$$i = 0.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角( )に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000$  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	
43.80	596.456	0.000	0.000	596.456	93.298
43.90	589.628	0.000	0.000	589.628	93.304
44.00	582.889	0.000	0.000	582.889	93.301

土圧力が最大となるのは、

$$= 43.90^\circ \text{ のとき } P = 93.304 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P1 &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{589.628 \times \sin(43.90^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(43.90^\circ - 35.00^\circ - 26.565^\circ - 23.333^\circ)} \\
 &= 93.304 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

地山の影響を無視できる距離

$$\begin{aligned}
 d1 &= \frac{\sin(\varepsilon - \omega) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{\sin \varepsilon \cdot \cos \alpha \cdot \sin(\omega - \beta)} \cdot H \\
 &= \frac{\sin(60.00^\circ - 43.900^\circ) \times \cos(26.565^\circ + 29.057^\circ)}{\sin 60.00^\circ \times \cos 26.565^\circ \times \sin(43.900^\circ - 29.057^\circ)} \times 8.000 \\
 &= 6.313 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ここに、

: 切土面と水平面のなす角度(°)

: 盛土部土圧のすべり角(°)

: 仮想背面が鉛直面となす角度(°)

: 地表面が水平面となす角度(°)

d : 仮想背面下端から折れ位置までの距離(m), d = 2.000

かかるとが地山に接する場合の土圧

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)

$$x_p = 1.120 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 8.000 \text{ m}$$

仮想背面が鉛直面となす角度

$$= -26.565^\circ$$

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( )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 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
60.00	52.636	0.000	0.000	52.636	25.248

土圧力が最大となるのは、

$$= 60.00^\circ \text{ のとき } P = 25.248 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P_2 &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{52.636 \times \sin(60.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(60.00^\circ - 35.00^\circ - 26.565^\circ - 23.333^\circ)} \\
 &= 25.248 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

地山の影響を考慮した土圧

$$\begin{aligned}
 P &= \sqrt{1 - \left(\frac{d-d_1}{d_1}\right)^2} (P_1 - P_2) + P_2 \\
 &= \sqrt{1 - \left(\frac{2.000 - 6.313}{6.313}\right)^2} \times (93.304 - 25.248) + 25.248 \\
 &= 74.945 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ここに、

d : 仮想背面下端から折れ位置までの距離(m)

d1 : 地山の影響を無視できる距離(m)

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 74.945 \times \cos(-26.565^\circ + 23.333^\circ) = 74.826 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 74.945 \times \sin(-26.565^\circ + 23.333^\circ) = -4.225 \text{ kN}$$

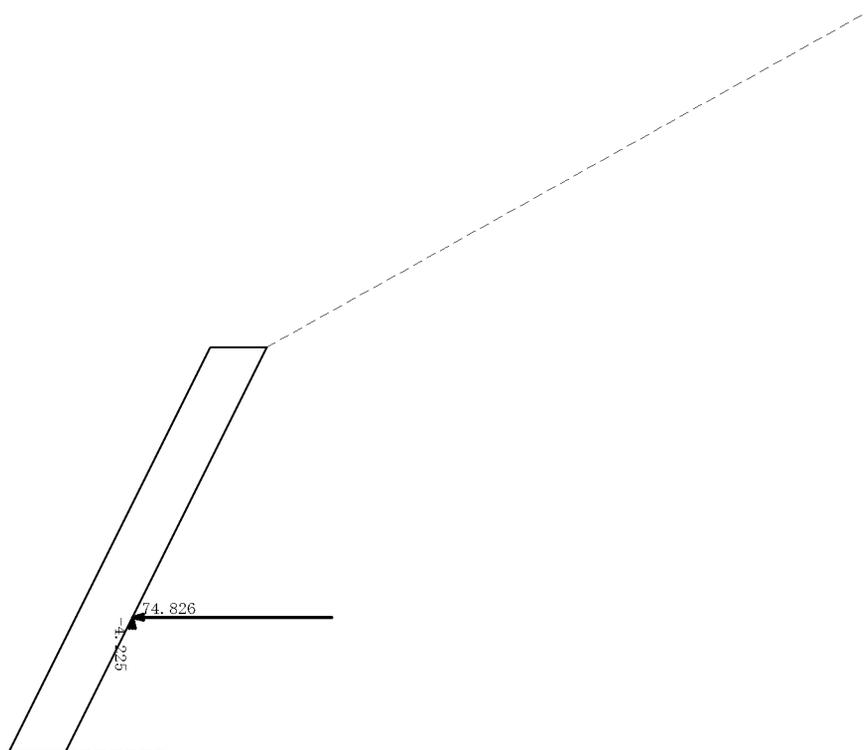
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{8.000}{3} = 2.667 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan = 1.120 - 2.667 \times \tan -26.565^\circ = 2.453 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.667 = 2.667 \text{ m}$$

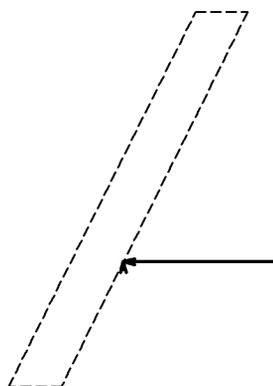
・土圧図



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	206.080	0.000	2.560	0.000	527.565	0.000
土圧	-4.225	74.826	2.453	2.667	-10.365	199.536
合計	201.855	74.826	———	———	517.200	199.536

荷重状態 (水位)	$N_o$ (kN)	$H_o$ (kN)	$M_o$ (kN.m)
常時(水位1)	201.855	74.826	317.664

(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 :  $B_j = 1.120$  (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)	201.855	74.826	-204.625

全幅(10.000m)当り

荷重状態(水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時(水位1)	2018.550	748.260	-2046.247

## 2.5 安定計算結果

### 2.5.1 転倒に対する安定

$$F = \frac{|Mr|}{Mo}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 回転モーメント

荷重状態 (水位)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)	安全率	
			F = Mr/Mo	許容値
常時(水位1)	517.200	199.536	2.592	1.500

### 2.5.2 滑動に対する安定

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

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 = 0.700

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 = 1.120

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(水位1)	201.855	74.826	1.888	1.500

## 2.5.3 支持に対する照査

常時(水位1)

簡便法により壁面の地盤反力を考慮する。

$$\begin{aligned} \text{壁面の地盤反力 } Q_t &= \frac{M_o - \xi \cdot B \cdot V_o}{B \cdot \cos(90 - \alpha) \cdot (1 - \xi) + L \cdot \left(1 - \frac{\eta}{3}\right)} \\ Q_t &= \frac{M_o - 0.52B \cdot V_o}{0.48B \cdot \cos(90 - \alpha) + 0.917L} = \frac{317.664 - 0.52 \times 1.120 \times 201.855}{1.120 \times \cos(90 - 26.565) + 0.917 \times 8.944} \\ &= 23.711 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{底面の鉛直地盤反力 } Q_v &= V_o - Q_t \cdot \cos(90 - \alpha) = 201.855 - 23.711 \times \cos(90 - 26.565) \\ &= 191.251 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{底面の水平地盤反力 } Q_h &= H_o + Q_t \cdot \sin(90 - \alpha) = 74.826 + 23.711 \times \sin(90 - 26.565) \\ &= 96.034 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{壁面の地盤反力度 } q_t &= \frac{2 \cdot Q_t}{\eta \cdot L} = \frac{2 \times 23.711}{0.25 \times 8.944} \\ &= 21.208 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、 $H_o$  : つま先位置での水平力 $V_o$  : " 鉛直力 $M_o$  : " モーメント $L$  : 壁背面の長さ $B$  : 底版幅(m): 鉛直地盤反力の合力作用位置 $d$ と底面幅 $B$ の比,  $\xi = d/B$ : 壁面の地盤反力作用幅 $l_2$ と壁面の長さ $l$ の比,  $\eta = l_2/l$ 

大型ブロック積み擁壁設計・施工マニュアルより

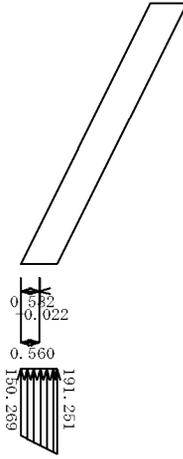
 $\xi = 0.52$ ,  $\eta = 0.25$ 

と仮定する

: 壁背面角度

地盤反力度

$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{2Q_v(3\xi - 1)}{B} = \frac{2 \times 191.251 \times (3 \times 0.520 - 1)}{1.120} \\ &= 191.251 \text{ } 1000.000 \text{ kN/m}^2 \dots \text{ OK} \\ q_{\min} &= \frac{2Q_v(2 - 3\xi)}{B} = \frac{2 \times 191.251 \times (2 - 3 \times 0.520)}{1.120} \\ &= 150.269 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



2.5.4 鉛直支持力の照査  
(1) 極限支持力の計算

荷重状態 (水位)	深さ (m)		単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )		上載荷重 q = $\sum D_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
	D <sub>i</sub>	D' <sub>i</sub>	1	2	
常時(水位1)	1.200	0.000	18.000	18.000	21.600

$$q_d = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

ここに、

q<sub>d</sub> : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

c : 地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>) , c = 100.000

q : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>) , q =  $\sum D_i$

1 , 2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

B<sub>e</sub> : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m) , B<sub>e</sub> = B - 2e<sub>b</sub>

B : 基礎幅 (m) , B = 1.120

e<sub>b</sub> : 底面に作用する鉛直地盤反力の偏心量 (m)

$$e_b = \frac{B}{6} \cdot \frac{q_{v1} - q_{v2}}{q_{v1} + q_{v2}}$$

q<sub>v1</sub> : 底面前側の鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

q<sub>v2</sub> : 底面後側の鉛直地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

D<sub>i</sub> : 基礎の有効根入れ深さ (m)

1 , 2 : 基礎の形状係数 ,  $\gamma_1 = 1 + 0.3B_e/L$  ,  $\gamma_2 = 1 - 0.4B_e/L$

ただし、B<sub>e</sub>/L > 1 の場合、B<sub>e</sub>/L = 1 とする。

L : 基礎の奥行き (m) , L = 10.000

α : 根入れ効果に対する割増し係数 ,  $\alpha = 1 + 0.3D'_i/B_e$

D'<sub>i</sub> : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

$N_c, N_q, N$  : 上界法より求められた支持力係数

$$N_c = \frac{\cos \phi}{X} \left\{ \frac{\sin \omega}{\cos(\omega - \phi)} + \frac{1}{\sin \phi} (e^{2\alpha' \tan \phi} - 1) + e^{2\alpha' \tan \phi} \right\}$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{X} e^{2\alpha' \tan \phi}$$

$$N_\gamma = \frac{\cos(\omega - \phi)}{X \cos \phi} \left[ \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) (1 + \sin \phi) e^{3\alpha' \tan \phi} - \frac{\sin \omega \cos \omega \cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} \right]$$

$$- \frac{e^{3\alpha' \tan \phi} \{ \sin(\omega + \alpha') + 3 \tan \phi \cos(\omega + \alpha') \} - \sin \omega - 3 \tan \phi \cos \omega}{9 \tan^2 \phi + 1}$$

$$X = \frac{\cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} (\cos \omega + \tan \theta \sin \omega)$$

$$\alpha' = \frac{3\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \omega$$

: 地盤のせん断抵抗角 (度), = 35.00

, ' : 速度場の角度 (度)

$\tan$  : 荷重の傾斜,  $\tan = Q_h / Q_v$

$Q_h$  : 基礎底面の水平地盤反力(kN),  $Q_h = H_b + Q_t \cdot \cos j$

$Q_v$  : 基礎底面に鉛直地盤反力(kN),  $Q_v = V - Q_t \cdot \sin j$

$V$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$H_b$  : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

$Q_t$  : 壁面の地盤反力(kN)

$j$  : 壁背面と鉛直面のなす角度(度),  $j = 26.565$

$S_c, S_q, S$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数,  $S_c = 0.465$

$$S_c = (c^*)^{\mu}, S_q = (q^*)^{\mu}, S = (B^*)^{\mu}$$

, ,  $\mu$  : 寸法効果の程度を表す係数

$$= -0.333, = -0.333, \mu = -0.333$$

$c^*$  :  $c^* = c / c_0$  ただし、1  $c^* < 10$

$c_0$  : 10 (kN/m<sup>2</sup>)

$q^*$  :  $q^* = q / q_0$  ただし、1  $q^* < 10$

$q_0$  : 10 (kN/m<sup>2</sup>)

$B^*$  :  $B^* = B_e / B_0$  ただし、1  $B^* < 10$

$B_0$  : 1.0 (m)

荷重状態 (水位)	地盤反力度 $Q_{v1}$ (kN/m <sup>2</sup> )	地盤反力度 $Q_{v2}$ (kN/m <sup>2</sup> )	偏心量 $e_s$ (m)	有効 載荷幅 $B_e$ (m)
常時(水位1)	150.269	191.251	-0.022	1.164

荷重状態 (水位)	水平荷重 $H_b$ (kN)	鉛直荷重 $V$ (kN)	壁面 地盤反力 $Q_t$ (kN)	水平 地盤反力 $Q_h$ (kN)	鉛直 地盤反力 $Q_v$ (kN)
常時(水位1)	74.826	201.855	23.711	96.034	191.251

荷重状態 (水位)	$\tan$ = $Q_h / Q_v$	(度)	(度)	支持力係数		
				$N_c$	$N_q$	$N$
常時(水位1)	0.502	99.200	53.300	13.763	9.161	6.198

$$q_a = q_d / n$$

ここに、

$q_a$  : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した許容支持力度

$n$  : 安全率

荷重状態 (水位)	形状係数		割増係数	補正係数		極限支持力度 $q_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	許容支持力度 $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )
				$S_q$	$S$		
常時(水位1)	1.032	0.957	1.000	0.774	0.951	871.961	290.654

(2)鉛直支持力の照査

$$Q_a = A_e \cdot q_a$$

ここに、

$A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$q_a$  : 許容支持力度 (kN/m)

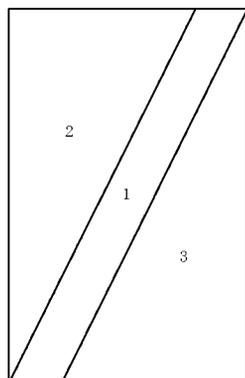
荷重状態 (水位)	有効載荷面積 $A_e$ (m <sup>2</sup> )	許容支持力度 $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	作用鉛直力 $V$ (kN)	許容支持力 $Q_a$ (kN)
常時(水位1)	1.164	290.654	191.251	338.321

### 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	5.120 × 8.000 × 1.000	40.960	2.560	4.000	104.858	163.840	
2	-1/2 × 4.000 × 8.000 × 1.000	-16.000	1.333	5.333	-21.328	-85.328	
3	-1/2 × 4.000 × 8.000 × 1.000	-16.000	3.787	2.667	-60.592	-42.672	
		8.960	—	—	22.938	35.840	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 22.938 / 8.960 = 2.560 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 35.840 / 8.960 = 4.000 \text{ (m)}$$

##### 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 × 8.960 = 206.080	-2.000

##### 3.1.3 土圧・水圧

###### [1] 常時 (水位1)

###### 盛土部の土圧

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)  $x_p = 0.560 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ  $H = 8.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度  $= -26.565^\circ$

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  $= 35.000^\circ$

壁面摩擦角  $= 2/3 = 23.333^\circ$   
 すべり角の変化範囲  $i = 0.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( )に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)  
 水位  $hw = 0.000 \text{ m}$

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	
43.80	596.456	0.000	0.000	596.456	93.298
43.90	589.628	0.000	0.000	589.628	93.304
44.00	582.889	0.000	0.000	582.889	93.301

土圧力が最大となるのは、  
 $= 43.90^\circ$  のとき  $P = 93.304 \text{ kN}$

である。  
 土圧力

$$P1 = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{589.628 \times \sin(43.90^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(43.90^\circ - 35.00^\circ - 26.565^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= 93.304 \text{ kN}$$

地山の影響を無視できる距離

$$d1 = \frac{\sin(\varepsilon - \omega) \cdot \cos(\alpha + \beta)}{\sin \varepsilon \cdot \cos \alpha \cdot \sin(\omega - \beta)} \cdot H$$

$$= \frac{\sin(60.00^\circ - 43.900^\circ) \times \cos(26.565^\circ + 29.057^\circ)}{\sin 60.00^\circ \times \cos 26.565^\circ \times \sin(43.900^\circ - 29.057^\circ)} \times 8.000$$

$$= 6.313 \text{ m}$$

ここに、

- : 切土面と水平面のなす角度(°)
- : 盛土部土圧のすべり角(°)
- : 仮想背面が鉛直面となす角度(°)
- : 地表面が水平面となす角度(°)

$d$  : 仮想背面下端から折れ位置までの距離(m) ,  $d = 2.000$

かかるとが地山に接する場合の土圧  
 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)  $x_p = 0.560 \text{ m}$   
 $y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ  $H = 8.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度  $= -26.565^\circ$

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  $= 35.000^\circ$

壁面摩擦角  $= 2/3 = 23.333^\circ$

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 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
60.00	52.636	0.000	0.000	52.636	25.248

土圧力が最大となるのは、

$$= 60.00^\circ \text{ のとき } P = 25.248 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned} P_2 &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\ &= \frac{52.636 \times \sin(60.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(60.00^\circ - 35.00^\circ - 26.565^\circ - 23.333^\circ)} \\ &= 25.248 \text{ kN} \end{aligned}$$

地山の影響を考慮した土圧

$$\begin{aligned} P &= \sqrt{1 - \left(\frac{d-d_1}{d_1}\right)^2} (P_1 - P_2) + P_2 \\ &= \sqrt{1 - \left(\frac{2.000 - 6.313}{6.313}\right)^2} \times (93.304 - 25.248) + 25.248 \\ &= 74.945 \text{ kN} \end{aligned}$$

ここに、

d : 仮想背面下端から折れ位置までの距離(m)

d1 : 地山の影響を無視できる距離(m)

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

$$P_h = P \cdot \cos(\quad + \quad) = 74.945 \times \cos(-26.565^\circ + 23.333^\circ) = 74.826 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad + \quad) = 74.945 \times \sin(-26.565^\circ + 23.333^\circ) = -4.225 \text{ kN}$$

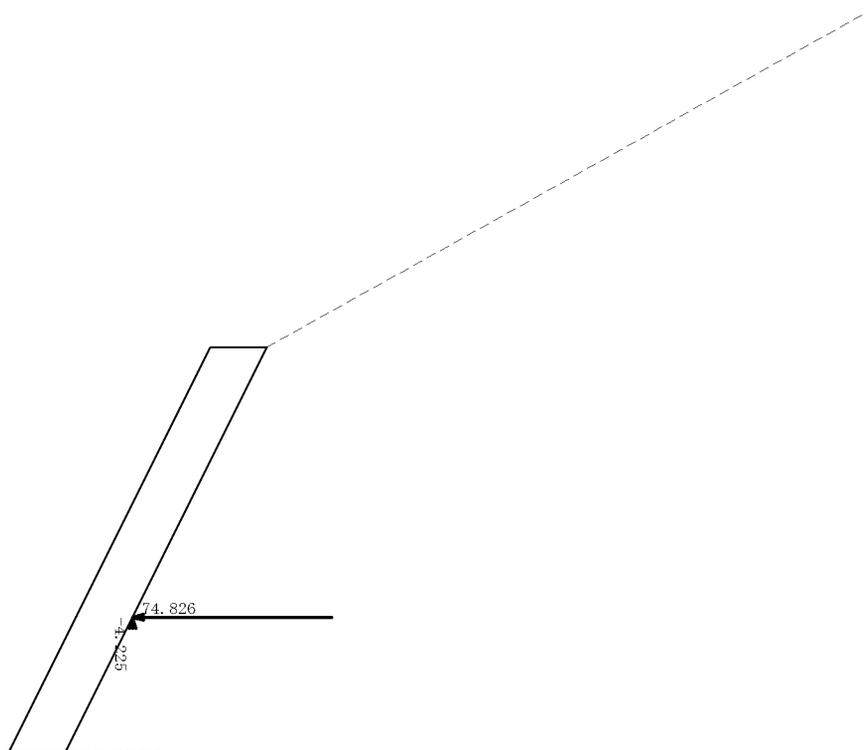
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{8.000}{3} = 2.667 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \quad - x_p = 2.667 \times \tan -26.565^\circ - 0.560 = -1.894 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.667 = 2.667 \text{ m}$$

・土圧図



### 3.1.4 壁面地盤反力

・台形分布の場合

$$Q_{tz} = \frac{l_z}{2} (q_t + q_{tz})$$

$$q_{tz} = q_t - \frac{q_t - q_{t1}}{l} \cdot l_z$$

$$\alpha_z = \frac{l_z}{3} \cdot \frac{2q_t + q_{tz}}{q_t + q_{tz}}$$

・  $l_z < l_2$  の場合

$$Q_{tz} = \frac{l_z}{2} (q_t + q_{tz})$$

$$q_{tz} = \frac{l_2 - l_z}{2} \cdot q_t$$

$$\alpha_z = \frac{l_z}{3} \cdot \frac{2q_t + q_{tz}}{q_t + q_{tz}}$$

・  $l_z = l_2$  の場合

$$Q_{tz} = Q_t$$

$$q_{tz} = 0.0$$

$$\alpha_z = l_z - \frac{l_z}{3}$$

ここに、

$Q_{tz}$  : 設計断面位置での壁面地盤反力の合力 (kN)

$q_{tz}$  : lz区間下端の壁面地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$z$  : 壁面地盤反力の合力作用位置 (m)

$l_z$  : zの位置での壁面長 (m),  $l_z = 8.944$

$z$  : 天端からの鉛直距離 (m),  $z = 8.000$

$l_2$  : 壁面地盤反力の作用幅 (m)

$Q_t$  : 壁面地盤反力の合力 (kN)

$q_t$  : lz区間上端の壁面地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{t1}$  : 壁面下端での壁面地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

荷重状態 (水 位)	$l_2$ (m)	$q_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_{tz}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_{tz}$ (kN)	$z$ (m)
常時(水位1)	2.236	21.208	0.000	23.711	8.199

$$N_{tz} = -Q_{tz} \cdot \sin$$

$$S_{tz} = Q_{tz} \cdot \cos$$

$$M_{tz} = Q_{tz} \cdot (bz/2 \cdot \sin + z)$$

ここに、

$N_{tz}$  : 設計断面位置での壁面地盤反力による軸力 (kN)

$S_{tz}$  : 設計断面位置での壁面地盤反力によるせん断力 (kN)

$M_{tz}$  : 設計断面位置での壁面地盤反力によるモーメント (kN.m)

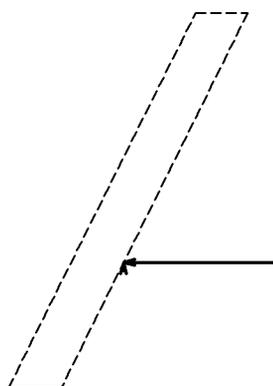
$bz$  : 部材厚さ (m),  $bz = 1.120$

: 壁背面の角度 (度), = 26.565

荷重状態 (水 位)	$N_{tz}$ (kN)	$S_{tz}$ (kN)	$M_{tz}$ (kN.m)
常時(水位1)	-10.604	21.208	200.341

### 3.1.5 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)	$M = M_{x_i} + M_{y_i}$ (kN.m)
自 重	206.080	0.000	-2.000	0.000	-412.160
土 圧	-4.225	74.826	-1.894	2.667	207.563
地盤反力	-10.604	21.208	0.000	8.199	200.341

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	191.251	96.034	————	————	-4.256

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

### 3.1.6 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 = 1120000.000

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<sup>3</sup>) , W = 209066.7 × 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(水位1)	-4.256	191.251	0.191	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、

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 = 1120.000

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(水位1)	96.034	0.086	0.330