

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO9

「土地改良事業標準設計図面集 擁壁工」
利用の手引き「混合擁壁」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	3
1.9 土圧	3
1.10 基礎の条件	3
1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ	3
1.10.2 鉛直支持力算出用データ	3
1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	4
1.11.1 安定計算の許容値	4
1.11.2 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	6
2.3 土圧・水圧	6
2.4 作用力の集計	10
2.5 安定計算結果	11
2.5.1 転倒に対する安定	11
2.5.2 滑動に対する安定	11
2.5.3 支持に対する照査	12
2.5.4 示力線	13
3章 上側豎壁の設計	19
3.1 豎壁基部の設計	19
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	19
3.1.2 躯体自重，その他荷重	19
3.1.3 土圧・水圧	19
3.1.4 断面力の集計	22
3.1.5 断面計算（許容応力度法）	22
4章 下側豎壁の設計	24
4.1 豎壁基部の設計	24
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	24
4.1.2 躯体自重，その他荷重	24
4.1.3 土圧・水圧	24
4.1.4 断面力の集計	26
4.1.5 断面計算（許容応力度法）	26
5章 突起の設計	28
5.1 断面力の集計	28
5.2 断面計算（許容応力度法）	28

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名：MANUCH09.f8r (コメント：土地改良事業標準設計 混合擁壁 設計計算例)

タイトル：混合擁壁 サンプルデータ

コメント：土地改良事業標準設計 混合擁壁 設計計算例

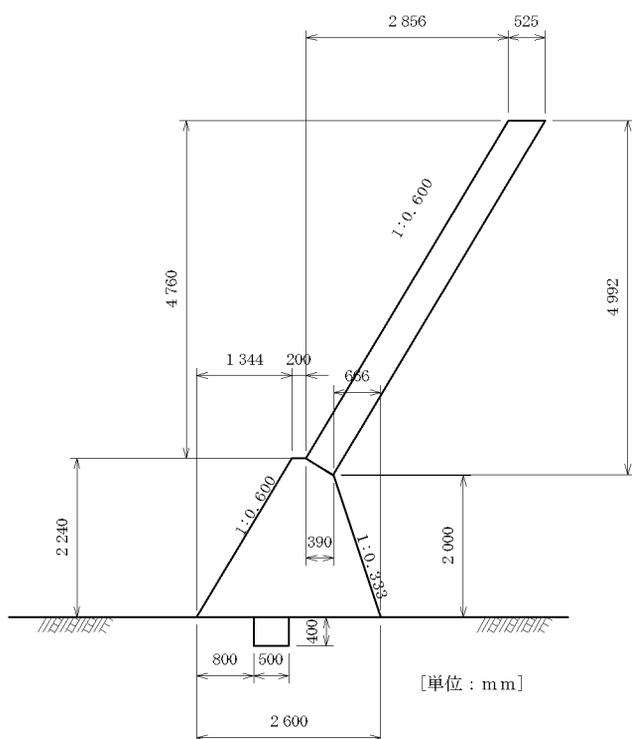
1.2 適用基準

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

1.3 形式

『混合（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】 上側縦壁（無筋コンクリート）： ck = 18 (N/mm²)
 下側縦壁（無筋コンクリート）： ck = 18 (N/mm²)
 突 起（鉄筋コンクリート）： ck = 21 (N/mm²)

【鉄 筋】 種 類： SD295

【内部摩擦角】 背 面 土 砂： 30.00 (度)

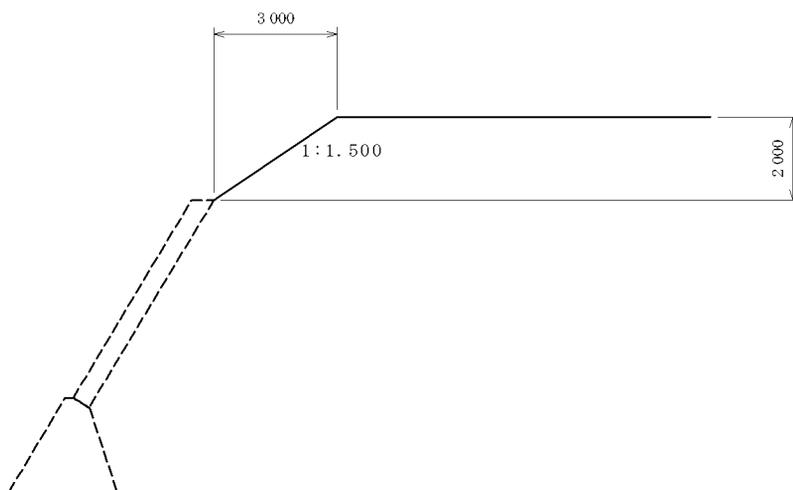
【単位体積重量】

(kN/m³)

軀 体	上側コンクリート	22.500	
	下側コンクリート	23.000	
水	浮力算出用	10.000	
	土 砂	湿潤重量	飽和重量
	背 面	17.000	18.000
	前 面	17.000	18.000

1.6 土砂

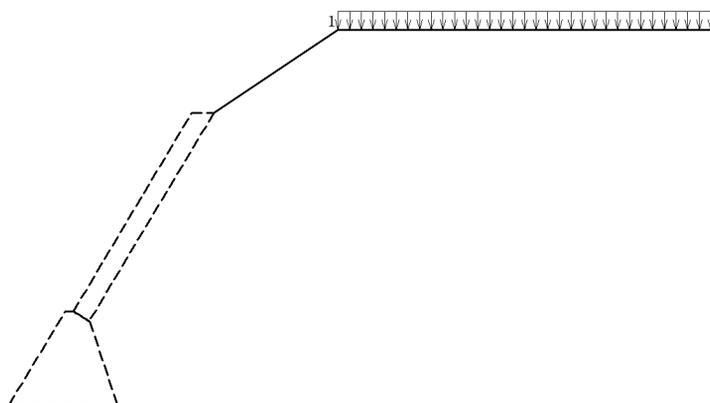
(1)背面土砂形状



擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
勾配		1.500
盛土高	(m)	2.000
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

1.7 載荷荷重

[1]常時荷重



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	3.000		10.000	10.000			×

1.8 その他荷重

考慮しない

1.9 土圧

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	上側主動土圧		下側主動土圧		切土	受働土圧
	安定計算時	断面計算時	安定計算時	断面計算時		
常 時	20.000	20.000	20.000	20.000	———	———

・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面

- ・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 (上側) -30.964 (度)
- (下側) 18.420 (度)
- ・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 (上側) -30.964 (度)
- (下側) 18.420 (度)

1.10 基礎の条件

1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

基礎底面と地盤との摩擦係数 $\tan \delta$	0.700
基礎底面と基礎地盤の間の粘着力 c (kN/m ²)	200.000
突起下面と地盤との摩擦係数 \tan	0.00

1.10.2 鉛直支持力算出用データ

地盤の粘着力 c (kN/m ²)	200.000
地盤のせん断抵抗角 (度)	0.00
形状係数 (,)	帯 状

荷重状態 (水 位)	根入れ深さ(m)	単位体積重量(kN/m ³)	
	D_f	γ_1	γ_2
常時荷重	0.000	20.0000	0.0000

ここに、

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量(kN/m³)

γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量(kN/m³)

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_b / B (m)	滑動安全率
常時荷重	1/6	1.500

ここに、

B : 基礎幅(m)

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

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)

1.11.2 部材の許容応力度

(1)鉄筋コンクリート部材

1) 突起 (一般部材)

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度	鉄筋の引張応力度	せん断応力度	
		c_a	s_a	a_1	a_2
常時荷重	1.00	7.000	180.000	0.360	1.600

ここに、

a_1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

a_2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

(2)無筋コンクリート部材

1) 上側縦壁

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度	コンクリートの引張応力度	せん断応力度
		c_a	t_a	a_1
常時荷重	1.00	4.500	0.230	0.330

2) 下側縦壁

(N/mm²)

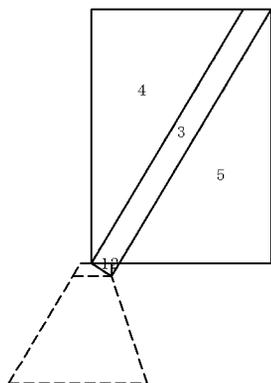
荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度	コンクリートの引張応力度	せん断応力度
		c_a	t_a	a_1
常時荷重	1.00	4.500	0.225	0.220

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

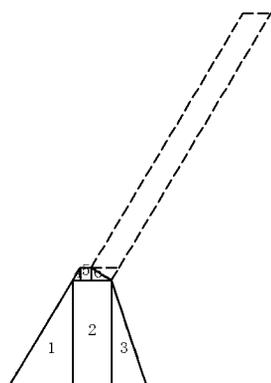
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.386 × 0.232 × 1.000	0.045	1.801	2.163	0.081	0.097	
2	1/2 × 0.139 × 0.232 × 1.000	0.016	1.976	2.163	0.032	0.035	
3	3.381 × 4.760 × 1.000	16.094	3.234	4.620	52.055	74.352	
4	-1/2 × 2.856 × 4.760 × 1.000	-6.797	2.496	5.413	-16.966	-36.796	
5	-1/2 × 2.856 × 4.760 × 1.000	-6.797	3.973	3.827	-27.004	-26.009	
		2.560	——	——	8.197	11.679	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 8.197 / 2.560 = 3.201 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 11.679 / 2.560 = 4.561 \text{ (m)}$$

但し、上部擁壁自重は下部擁壁天端中央へ作用すると考えるので

$$\text{重心位置 } XG = 1.739 \text{ (m)}, YG = 2.120 \text{ (m) とする}$$



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 × 1.200 × 2.000 × 1.000	1.200	0.800	0.667	0.960	0.800	
2	0.734 × 2.000 × 1.000	1.468	1.567	1.000	2.300	1.468	
3	1/2 × 0.666 × 2.000 × 1.000	0.666	2.156	0.667	1.436	0.444	

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			
4	1/2 × 0.144 × 0.240 × 1.000	0.017	1.296	2.080	0.022	0.036	
5	0.200 × 0.240 × 1.000	0.048	1.444	2.120	0.069	0.102	
6	1/2 × 0.390 × 0.240 × 1.000	0.047	1.674	2.080	0.078	0.097	
		3.446	——	——	4.866	2.947	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 4.866 / 3.446 = 1.412 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 2.947 / 3.446 = 0.855 \text{ (m)}$$

2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力

(1)自重による作用力

[1]常時荷重

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
上部擁壁	22.500 × 2.560 = 57.609	1.739
下部擁壁	23.000 × 3.446 = 79.260	1.412

2.3 土圧・水圧

[1]常時荷重

上側

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離） $x_p = 1.930 \text{ m}$

$y_p = 2.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 5.000 \text{ m}$

水位面より上の高さ $H_1 = 5.000 \text{ m}$

水位面より下の高さ $H_2 = 0.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $= -30.964^\circ$

土砂の単位体積重量 $s = 17.000 \text{ kN/m}^3$

土砂のせん断抵抗角 $= 30.000^\circ$

地表面が水平面となす角度 $= 0.000^\circ$

壁面摩擦角 $= 2/3 = 20.000^\circ$

盛土等分布荷重換算係数 I_w

$$I_w = 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_w}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_w}\right)$$

$$= 1 + \left(\frac{1.941}{4.992}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{1.941}{4.992}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{1.941}{4.992}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{1.941}{4.992}\right)$$

$$= 0.63183$$

盛土荷重の換算等分布荷重 q_w

$$q_w = \gamma \cdot H_s \cdot I_w$$

$$= 17.000 \times 2.588 \times 0.63183$$

$$= 27.801 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

X : 仮想距離(m) , $X_1 + X_2 / 2$

X_1 : 盛土の水平部分長(m) , $X_1 = 0.000$

X_2 : 盛土の勾配部分長(m) , $X_2 = 3.882$

H_w : 躯体全高(m)

H_s : $H_0 + H_1$ (m)

H_0 : 盛土高(m) , $H_0 = 2.000$

H_1 : 換算盛土高(m) , $H_1 = q / \dots = 0.588$

q : 地表面載荷荷重(kN/m^2) , $q = 10.000$

主働土圧係数は、

$$K = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30.00^\circ - -30.964^\circ)}{\cos^2 -30.964^\circ \cdot \cos(-30.964^\circ + 20.000^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(-30.964^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(-30.964^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.1164$$

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 27.801 \times 0.1164 = 3.236 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p_2 = K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1$$

$$= 0.1164 \times 17.000 \times 5.000 + 3.236$$

$$= 13.128 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p_3 = p_2 = 13.128 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (3.236 + 13.128) \times 5.000 = 40.909 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (13.128 + 13.128) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 40.909 + 0.000 = 40.909 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\dots) = 40.909 \times \cos(-30.964^\circ + 20.000^\circ) = 40.162 \text{ kN}$$

鉛直成分

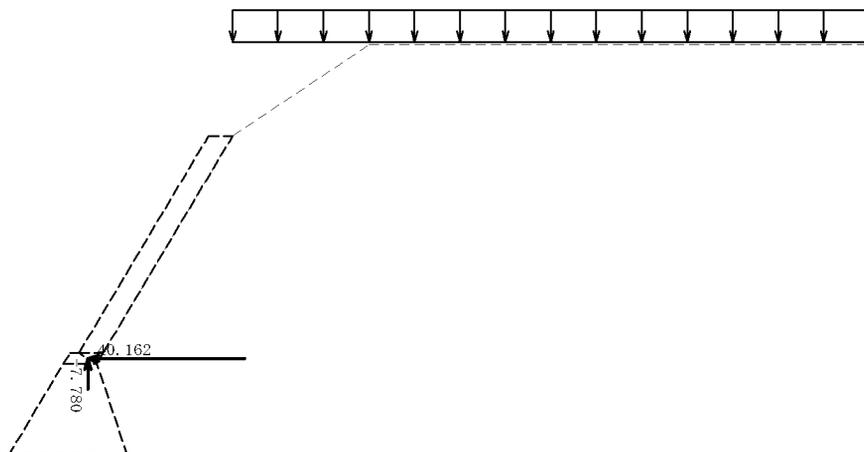
$$P_v = P \cdot \sin(\dots) = 40.909 \times \sin(-30.964^\circ + 20.000^\circ) = -7.780 \text{ kN}$$

上部土圧は下部擁壁天端中央へ作用すると考える

$x = 1.739 \text{ m}$

$y = 2.120 \text{ m}$

・土圧図



下側

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）

$x_p = 2.600 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ

$H = 7.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度

$= 18.420^\circ$

仮想背面が鉛直面となす角度（上部擁壁）

$\theta_0 = -30.964^\circ$

背面土砂の単位体積重量

$s = 17.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角

$= 30.00^\circ$

壁面摩擦角

$= 2/3 = 20.000^\circ$

すべり角の変化範囲

$i = 10.00^\circ \sim 85.00^\circ$

すべり角()に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

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	
46.00	475.662	0.000	33.664	509.326	112.425
47.00	452.822	0.000	30.678	483.500	113.036
48.00	430.713	0.000	27.789	458.502	112.993

土圧力が最大となるのは、

$= 47.00^\circ$ のとき $P = 113.036 \text{ kN}$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - P_0 \cdot \cos(\omega - \phi - \alpha_0 - \delta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{483.500 \times \sin(47.00^\circ - 30.00^\circ) - 40.909 \times \cos(47.00^\circ - 30.00^\circ - 30.964^\circ - 20.000^\circ)}{\cos(47.00^\circ - 30.00^\circ - 18.420^\circ - 20.000^\circ)} \\
 &= 113.036 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\quad + \quad) = 113.036 \times \cos(18.420^\circ + 20.000^\circ) = 88.562 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad + \quad) = 113.036 \times \sin(18.420^\circ + 20.000^\circ) = 70.242 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H_2}{3} \cdot \frac{3H_1 + H_2}{2H_1 + H_2} = \frac{2.000}{3} \cdot \frac{3 \times 5.000 + 2.000}{2 \times 5.000 + 2.000} = 0.944 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \quad = 2.600 - 0.944 \times \tan 18.420^\circ = 2.285 \text{ m}$$

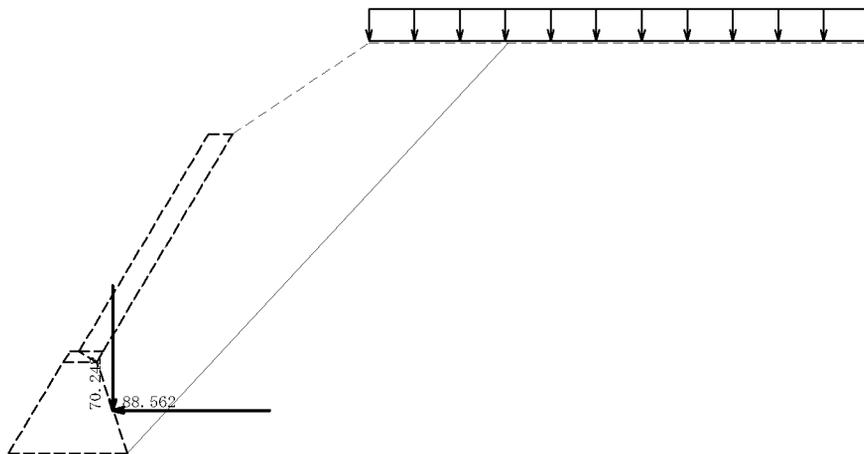
$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.944 = 0.944 \text{ m}$$

ここに、

H_1 : 上部擁壁の土圧作用高さ (m)

H_2 : 下部擁壁の土圧作用高さ (m)

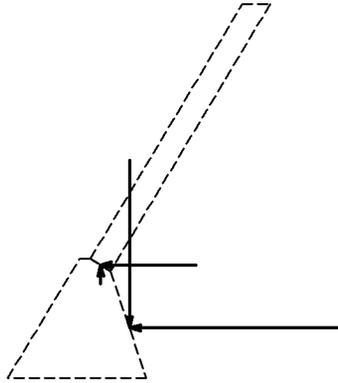
・土圧図



2.4 作用力の集計

(1) 躯体前面での作用力の集計

[1] 常時荷重



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	136.869	0.000	1.550	0.000	212.106	0.000
上側土圧	-7.780	40.162	1.739	2.120	-13.530	85.144
下側土圧	70.242	88.562	2.285	0.944	160.536	83.642
合計	199.331	128.724	—	—	359.112	168.786

荷重状態(水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時荷重	199.331	128.724	190.326

(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 : $B_j = 2.600$ (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時荷重	199.331	128.724	68.805

全幅(5.000m)当り

荷重状態(水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時荷重	996.655	643.622	344.023

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 = 2.600

$$e_a = B / n$$

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)
常時荷重	359.112	168.786	199.331	0.955	0.345	0.433

2.5.2 滑動に対する安定

$$Hk = \frac{q1+q3}{2} \cdot L1 \cdot \tan \phi + \frac{q2+q3}{2} \cdot L2 \cdot \tan \phi_b + c \cdot L1$$

ここに、

Hk : せん断抵抗力(kN)

q1, q2, q3 : 擁壁底面のつま先、かかとおよび突起前面での地盤反力度(kN/m²)

L1 : 突起前面と擁壁つま先との間で地盤反力が作用する幅(m), L1 = 0.800

L2 : 突起前面と擁壁かかとの間で地盤反力が作用する幅(m), L2 = 1.800

tan : 突起下面と地盤の間の摩擦係数, tan = 0.000

tan_b : 基礎底面と地盤の間の摩擦係数, tan_b = 0.700

c : 支持地盤の粘着力(kN/m²), c = 200.000

荷重状態(水位)	地盤反力度 q1 (kN/m ²)	地盤反力度 q2 (kN/m ²)	地盤反力度 q3 (kN/m ²)
常時荷重	137.735	15.597	100.154

$$f_s = Hk / H$$

ここに、

f_s : 滑動に対する安全率

H : 底版下面における全水平荷重(kN)

荷重状態(水位)	せん断抵抗力Hk(kN)	全水平荷重H(kN)	安全率 f_s	必要安全率 f_{sa}
常時荷重	232.923	128.724	1.809	1.500

2.5.3 支持に対する照査

(1) 許容支持力の計算

荷重状態(水位)	深さ(m)	単位重量(kN/m ³)	
	D_f	1	2
常時荷重	0.000	20.000	0.000

長期許容支持力度(常時)

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

短期許容支持力度(地震時)

$$q_a = \frac{2}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

ここに、

q_a : 許容支持力度 (kN/m²)

c : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m²) , c = 200.000

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位重量 (kN/m³)
(地下水位下にある部分は水中単位重量を用いる。)

γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位重量 (kN/m³)
(地下水位下にある部分は水中単位重量を用いる。)

, : 形状係数 , = 1.000 , = 0.500

N_c, N_q, N : 内部摩擦角より求めた支持力係数で下表による

	0	5	10	15	20	25	28	32	36	40以上
N_c	5.3	5.3	5.3	6.5	7.9	9.9	11.4	20.9	42.2	95.7
N_q	3.0	3.4	3.9	4.7	5.9	7.6	9.1	16.1	33.6	83.2
N	0	0	0	1.2	2.0	3.3	4.4	10.6	30.5	114.0

$$N_c = 5.300, N_q = 3.000, N_r = 0.000$$

: 地盤の内部摩擦角(度) , = 0.00

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

B : 基礎幅 (m) , B = 2.600

L : 奥行幅 (m) , L = 5.000

荷重状態（水位）	許容支持力度 q_a (kN/m^2)
常時荷重	353.333

(2)地盤反力度の計算

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

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

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

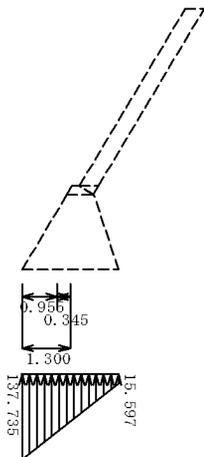
2)合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

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

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 = 2.600
- e : 偏心量(m)

[1]常時荷重



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
2.600	台形	15.597	137.735	353.333

2.5.4 示力線

(1)示力線方程式

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

ここに、

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

h : 区間高さ(m)

[1]常時荷重

自重

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{2} \cdot (b_1 + b_2) \cdot h \cdot \gamma_c \\ &= \frac{1}{2} \cdot \{2 \cdot b_1 + (n_1 - n_2) \cdot h\} \cdot h \cdot \gamma_c \\ &= \frac{1}{2} \times (0.600 - 0.600) \times 22.500 \cdot h^2 + 0.525 \times 22.500 \cdot h \\ &= 0.00000 \cdot h^2 + 11.80768 \cdot h \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= V \cdot x \\ &= V \cdot \left(\frac{b_2}{2} - G_x \right) \\ &= V \cdot \left\{ \frac{1}{2} \cdot (b_1 + (n_1 - n_2) \cdot h) - G_x \right\} \\ &= \frac{1}{12} \cdot (n_2^2 - n_1^2) \cdot \gamma_c \cdot h^3 - \frac{1}{4} \cdot (n_2 + n_1) \cdot b_1 \cdot \gamma_c \cdot h^2 \\ &= \frac{1}{12} \times (0.600^2 - 0.600^2) \times 22.500 \cdot h^3 - \frac{1}{4} \times (0.600 + 0.600) \times 0.525 \times 22.500 \cdot h^2 \\ &= 0.00000 \cdot h^3 - 3.54230 \cdot h^2 \end{aligned}$$

ここに、

b1:算出区間の天端幅(m)

b2:算出区間の底面幅(m)

n1:算出区間の前面勾配

n2:算出区間の背面勾配

c:コンクリートの単位重量(kN/m³)

x:断面中心から鉛直力作用位置までの水平距離(m)

Gx:算出区間の底面前面から重心位置までの水平距離(m)

土圧

$$p1 = q \cdot KA$$

$$p2 = \{q + pt\} \cdot KA + p2'$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot h$$

$$H = P \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot KA \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot (q \cdot KA + pt \cdot KA + p2') \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot h$$

$$= \frac{1}{2} \times 17.000 \times 0.11638 \times \cos(-30.964 + 20.000) \cdot h^2$$

$$+ \frac{1}{2} \times (27.801 \times 0.11638 + 0.000 \times 0.11638 + 3.236) \times \cos(-30.964 + 20.000) \cdot h$$

$$= 0.97120 \cdot h^2 + 3.17646 \cdot h$$

$$Mh = H \cdot y$$

$$= H \cdot \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{h}{3}$$

$$= \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot KA \cdot h^3$$

$$+ \left\{ \frac{1}{6} \cdot q \cdot KA + \frac{1}{6} \cdot pt \cdot KA + \frac{1}{3} \cdot p2' \right\} \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot h^2$$

$$= \frac{1}{6} \times 17.000 \times \cos(-30.964 + 20.000) \times 0.11638 \cdot h^3$$

$$+ \left\{ \frac{1}{6} \times 27.801 \times 0.11638 + \frac{1}{6} \times 0.000 \times 0.11638 + \frac{1}{3} \times 3.236 \right\} \times \cos(-30.964 + 20.000) \cdot h^2$$

$$= 0.32373 \cdot h^3 + 1.58823 \cdot h^2$$

$$V = P \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot KA \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot h^2 + \frac{1}{2} \cdot (q \cdot KA + pt \cdot KA + p2') \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot h$$

$$= \frac{1}{2} \times 17.000 \times 0.11638 \times \sin(-30.964 + 20.000) \cdot h^2$$

$$+ \frac{1}{2} \times (27.801 \times 0.11638 + 0.000 \times 0.11638 + 3.236) \times \sin(-30.964 + 20.000) \cdot h$$

$$= -0.18814 \cdot h^2 + -0.61536 \cdot h$$

$$\begin{aligned}
 M_v &= V \cdot x \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \tan \alpha \cdot KA \cdot h^3 \\
 &\quad + \frac{1}{6} \cdot (q + pt) \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \tan \alpha \cdot KA \cdot h^2 \\
 &\quad + \left(\frac{1}{3} \cdot p2' \cdot \tan \alpha - \frac{1}{4} \cdot a \cdot \gamma \cdot KA \right) \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot h^2 \\
 &\quad - \frac{1}{4} \cdot (q \cdot KA \cdot h + pt \cdot KA \cdot h + p2') \cdot a \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot h \\
 &= \frac{1}{6} \times 17.000 \times \sin(-30.964 + 20.000) \times \tan -30.964 \times 0.11638 \cdot h^3 \\
 &\quad + \frac{1}{6} \times (27.801 + 0.000) \times \sin(-30.964 + 20.000) \times \tan -30.964 \times 0.11638 \cdot h^2 \\
 &\quad + \left(\frac{1}{3} \times 3.236 \times \tan -30.964 - \frac{1}{4} \times 0.525 \times 17.000 \times 0.11638 \right) \times \sin(-30.964 + 20.000) \cdot h^2 \\
 &\quad - \frac{1}{4} \times (27.801 \times 0.11638 + 0.000 \times 0.11638 + 3.236) \times 0.525 \times \sin(-30.964 + 20.000) \cdot h \\
 &= 0.03763 \cdot h^3 + 0.23397 \cdot h^2 + 0.16146 \cdot h
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M &= M_v + M_h \\
 &= 0.03763 \cdot h^3 + 0.23397 \cdot h^2 + 0.16146 \cdot h + 0.00000 \\
 &\quad + 0.32373 \cdot h^3 + 1.58823 \cdot h^2 + 0.00000 \cdot h + 0.00000 \\
 &= 0.36136 \cdot h^3 + 1.82220 \cdot h^2 + 0.16146 \cdot h + 0.00000
 \end{aligned}$$

ここに、

- p1: 算出区間の上端土圧強度 (kN/m²)
- p2: 算出区間の下端土圧強度 (kN/m²)
- p2': 前算出区間の下端土圧強度 (kN/m²)
- pt: 前算出区間の厚さ ×
- pt: 前算出区間の厚さ
: 土砂の単位重量 (kN/m³)
- KA: 算出区間の土圧係数
- q: 算出区間の載荷荷重 (kN/m²)
- hd: 躯体天端から算出区間下端までの鉛直距離 (m)
- a: 算出区間の底面幅 (m)
: 算出区間の土圧作用面角度 (度)
- : 算出区間の壁面摩擦角 (度)

方程式

区間1: 天端から0.000 ~ 5.000 (m)

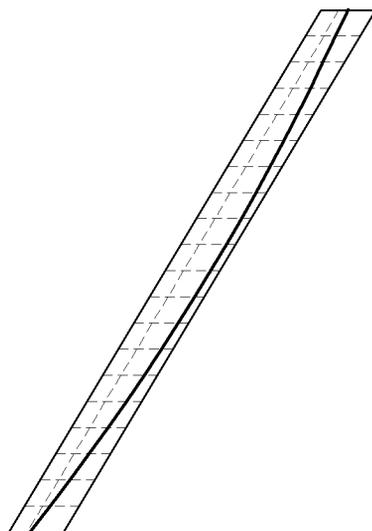
項目	作用力	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄
自重	鉛直力 V	0.00000	0.00000	11.80768	0.00000
	水平力 H	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
	モーメント M	0.00000	-3.54230	0.00000	0.00000

項目	作用力	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄
土 圧	鉛 直 力 V	0.00000	-0.18814	-0.61536	0.00000
	水 平 力 H	0.00000	0.97120	3.17646	0.00000
	モーメント M	0.36136	1.82220	0.16146	0.00000
合 計	鉛 直 力 V	0.00000	-0.18814	11.19232	0.00000
	水 平 力 H	0.00000	0.97120	3.17646	0.00000
	モーメント M	0.36136	-1.72010	0.16146	0.00000

$$X_h = \frac{0.36136 \cdot h^3 + -1.72010 \cdot h^2 + 0.16146 \cdot h + 0.00000}{0.00000 \cdot h^3 + -0.18814 \cdot h^2 + 11.19232 \cdot h + 0.00000}$$

(2) 偏心位置

[1] 常時荷重



天端からの高さ h (m)	断面幅 (m)	鉛直力 V _i (kN)	水平力 H _i (kN)	モーメント M _i (kN.m)	偏心位置 X _h = M _i / N _i (m)	照査位置 (m)
0.250	0.525	2.786	0.855	-0.061	-0.022	0.087
0.500	0.525	5.549	1.831	-0.304	-0.055	0.087
0.750	0.525	8.288	2.929	-0.694	-0.084	0.087
1.000	0.525	11.004	4.148	-1.197	-0.109	0.087
1.250	0.525	13.696	5.488	-1.780	-0.130	0.087
1.500	0.525	16.365	6.950	-2.408	-0.147	0.087
1.750	0.525	19.010	8.533	-3.049	-0.160	0.087
2.000	0.525	21.632	10.238	-3.667	-0.169	0.087
2.250	0.525	24.230	12.064	-4.229	-0.175	0.087
2.500	0.525	26.805	14.011	-4.701	-0.175	0.087
2.750	0.525	29.356	16.080	-5.049	-0.172	0.087
3.000	0.525	31.884	18.270	-5.240	-0.164	0.087
3.250	0.525	34.388	20.582	-5.239	-0.152	0.087
3.500	0.525	36.868	23.015	-5.013	-0.136	0.087
3.750	0.525	39.325	25.569	-4.527	-0.115	0.087
4.000	0.525	41.759	28.245	-3.749	-0.090	0.087
4.250	0.525	44.169	31.042	-2.643	-0.060	0.087

天端からの 高さ h (m)	断面幅 (m)	鉛直力 Vi (kN)	水平力 Hi (kN)	モーメント Mi (kN.m)	偏心位置 Xh = Mi / Ni (m)	照査位置 (m)
4.500	0.525	46.556	33.961	-1.176	-0.025	0.087
4.750	0.525	48.919	37.001	0.685	0.014	0.087
5.000	0.525	51.258	40.162	2.975	0.058	0.087

(3)限界高さ算出

$$X_h = X_{d'}$$

となる高さhを求める。

ここに、

Xh : 示力線位置(m)

Xd' : 照査位置(m)

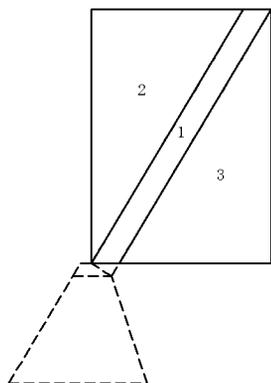
荷重状態(水位)	h
常時荷重	5.439

3章 上側縦壁の設計

3.1 縦壁基部の設計

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	3.381 × 4.760 × 1.000	16.094	1.691	2.380	27.214	38.303	
2	-1/2 × 2.856 × 4.760 × 1.000	-6.797	0.952	3.173	-6.471	-21.568	
3	-1/2 × 2.856 × 4.760 × 1.000	-6.797	2.429	1.587	-16.509	-10.787	
		2.499	—	—	4.234	5.948	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 4.234 / 2.499 = 1.694 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 5.948 / 2.499 = 2.380 \text{ (m)}$$

3.1.2 躯体自重，その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時荷重

位置	W = $\rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	22.500 × 2.499 = 56.239	-1.431

3.1.3 土圧・水圧

[1] 常時荷重

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離) $x_p = 0.267 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 4.760 \text{ m}$

水位面より上の高さ $H_1 = 4.760 \text{ m}$

水位面より下の高さ $H_2 = 0.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $= -30.964^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $s = 17.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂のせん断抵抗角	= 30.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 20.000 °

盛土等分布荷重換算係数 I_w

$$\begin{aligned}
 I_w &= 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_w}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_w}\right) \\
 &= 1 + \left(\frac{1.941}{4.992}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{1.941}{4.992}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{1.941}{4.992}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{1.941}{4.992}\right) \\
 &= 0.63183
 \end{aligned}$$

盛土荷重の換算等分布荷重 q_w

$$\begin{aligned}
 q_w &= \gamma \cdot H_s \cdot I_w \\
 &= 17.000 \times 2.588 \times 0.63183 \\
 &= 27.801 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

- X : 仮想距離(m) , $X1 + X2 / 2$
- X1 : 盛土の水平部分長(m) , $X1 = 0.000$
- X2 : 盛土の勾配部分長(m) , $X2 = 3.882$
- H_w : 躯体全高(m)
- H_s : $H_0 + H_1$ (m)
- H_0 : 盛土高(m) , $H_0 = 2.000$
- H_1 : 換算盛土高(m) , $H_1 = q / \gamma = 0.588$
- q : 地表面載荷荷重(kN/m²) , $q = 10.000$

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(30.00^\circ - 30.964^\circ)}{\cos^2 30.964^\circ \cdot \cos(-30.964^\circ + 20.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30.00^\circ + 20.000^\circ) \cdot \sin(30.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(-30.964^\circ + 20.000^\circ) \cdot \cos(-30.964^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.1164
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 27.801 \times 0.1164 = 3.236 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.1164 \times 17.000 \times 4.760 + 3.236 \\
 &= 12.653 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面の下端土圧

$$p_3 = p_2 = 12.653 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (3.236 + 12.653) \times 4.760 = 37.815 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (12.653 + 12.653) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 37.815 + 0.000 = 37.815 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 37.815 \times \cos(-30.964^\circ + 20.000^\circ) = 37.125 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 37.815 \times \sin(-30.964^\circ + 20.000^\circ) = -7.192 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned} M_1 &= P_1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_1 + p_2}{p_1 + p_2} \cdot \frac{H_1}{3} + H_2 \right) \\ &= 37.815 \times \left(\frac{2 \times 3.236 + 12.653}{3.236 + 12.653} \times \frac{4.760}{3} + 0.000 \right) \\ &= 72.218 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

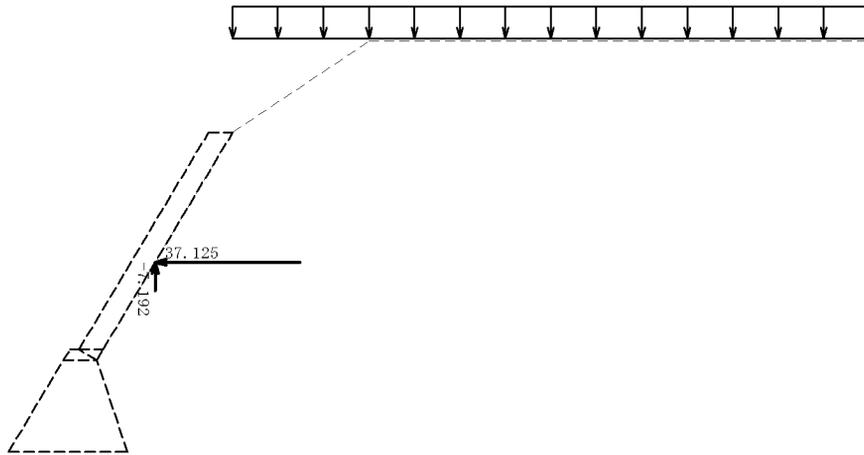
$$\begin{aligned} M_2 &= P_2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p_2 + p_3}{p_2 + p_3} \cdot \frac{H_2}{3} \right) \\ &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 12.653 + 12.653}{12.653 + 12.653} \times \frac{0.000}{3} \right) \\ &= 0.000 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M_1 + M_2}{P_1 + P_2} = \frac{72.218 + 0.000}{37.815 + 0.000} = 1.910 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \theta - x_p = 1.910 \times \tan -30.964^\circ - 0.267 = -1.413 \text{ m}$$

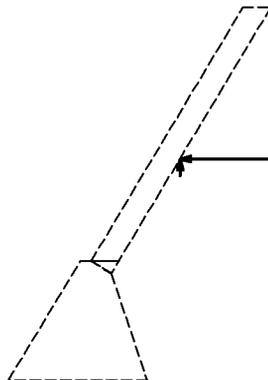
$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.910 = 1.910 \text{ m}$$

・土圧図



3.1.4 断面力の集計

[1]常時荷重



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	56.239	0.000	-1.431	0.000	-80.500
土圧	-7.192	37.125	-1.413	1.910	81.064
合計	49.047	37.125	—————	—————	0.564

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

3.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)曲げ応力度の照査

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

ここに、

c：コンクリート断面の縁応力度(N/mm²)

N：軸方向力(N)

A：コンクリートの全断面積(mm²)，A = 525000.000

M：曲げモーメント(N.mm)

W：コンクリート断面の図心軸に関する断面係数(mm³)，W = 45937.5 × 10³

荷重状態（水位）	M (kN.m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時荷重	0.564	49.047	0.106	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) , $d = 525.000$
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

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

ここに、

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

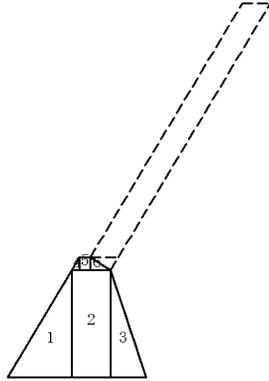
荷重状態（水位）	せん断力 S_h (kN)	せん断応力度(N/mm ²)		補正係数 CN
		計算値	許容値 τ_{a1}	
常時荷重	37.125	0.071	0.660	2.000

4章 下側縦壁の設計

4.1 縦壁基部の設計

4.1.1 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 × 1.200 × 2.000 × 1.000	1.200	0.800	0.667	0.960	0.800	
2	0.734 × 2.000 × 1.000	1.468	1.567	1.000	2.300	1.468	
3	1/2 × 0.666 × 2.000 × 1.000	0.666	2.156	0.667	1.436	0.444	
4	1/2 × 0.144 × 0.240 × 1.000	0.017	1.296	2.080	0.022	0.036	
5	0.200 × 0.240 × 1.000	0.048	1.444	2.120	0.069	0.102	
6	1/2 × 0.390 × 0.240 × 1.000	0.047	1.674	2.080	0.078	0.097	
		3.446	—	—	4.866	2.948	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 4.866 / 3.446 = 1.412 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 2.948 / 3.446 = 0.855 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重，その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時荷重

位置	$W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(無筋)	23.000 × 3.446 = 79.260	-0.112

4.1.3 土圧・水圧

[1] 常時荷重

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) $x_p = 1.300 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 7.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $= 18.420^\circ$

仮想背面が鉛直面となす角度 (上部擁壁) $\theta_0 = -30.964^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $s = 17.000 \text{ kN/m}^3$
 背面土砂の内部摩擦角 $= 30.000^\circ$
 壁面摩擦角 $= 2/3 = 20.000^\circ$
 すべり角の変化範囲 $i = 10.00^\circ \sim 85.00^\circ$

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 ($^\circ$)	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	
46.00	475.662	0.000	33.664	509.326	112.425
47.00	452.822	0.000	30.678	483.500	113.036
48.00	430.713	0.000	27.789	458.502	112.993

土圧力が最大となるのは、

$$= 47.00^\circ \text{ のとき } P = 113.036 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi) - P_0 \cdot \cos(\omega - \phi - \alpha_0 - \delta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{483.500 \times \sin(47.00^\circ - 30.00^\circ) - 40.909 \times \cos(47.00^\circ - 30.00^\circ - 30.964^\circ - 20.000^\circ)}{\cos(47.00^\circ - 30.00^\circ - 18.420^\circ - 20.000^\circ)}$$

$$= 113.036 \text{ kN}$$

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

$$Ph = P \cdot \cos(+) = 113.036 \times \cos(18.420^\circ + 20.000^\circ) = 88.562 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(+) = 113.036 \times \sin(18.420^\circ + 20.000^\circ) = 70.242 \text{ kN}$$

作用位置

$$Ho = \frac{H_2}{3} \cdot \frac{3H_1 + H_2}{2H_1 + H_2} = \frac{2.000}{3} \cdot \frac{3 \times 5.000 + 2.000}{2 \times 5.000 + 2.000} = 0.944 \text{ m}$$

$$x = Ho \cdot \tan - xp = 0.944 \times \tan 18.420^\circ - 1.300 = -0.985 \text{ m}$$

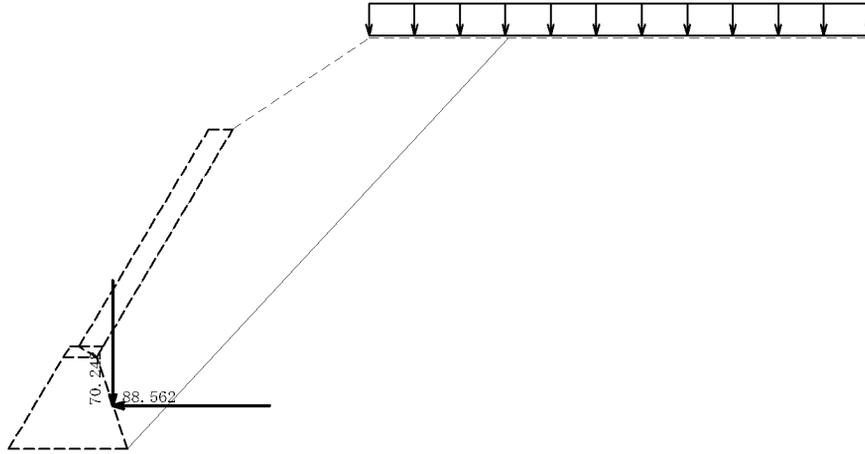
$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.944 = 0.944 \text{ m}$$

ここに、

H_1 : 上部擁壁の土圧作用高さ (m)

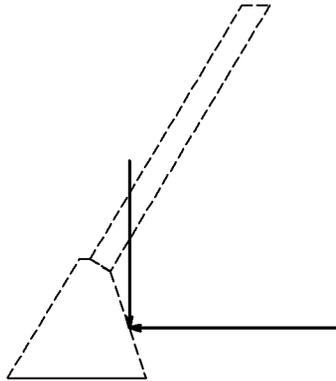
H_2 : 下部擁壁の土圧作用高さ (m)

・土圧図



4.1.4 断面力の集計

[1]常時荷重



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	79.260	0.000	-0.112	0.000	-8.885
土圧	70.242	88.562	-0.985	0.944	14.421
上部擁壁	49.829	40.162	-0.439	2.120	63.269
合計	199.331	128.724	—————	—————	68.805

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

4.1.5 断面計算（許容応力度法）

(1)曲げ応力度の照査

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

ここに、

c：コンクリート断面の縁応力度(N/mm²)

N：軸方向力(N)

A：コンクリートの全断面積(mm²)，A = 2600000.000

M：曲げモーメント(N.mm)

W：コンクリート断面の図心軸に関する断面係数(mm³)，W = 1126666.6 × 10³

荷重状態（水位）	M (kN.m)	N (kN)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時荷重	68.805	199.331	0.138	4.500	—	0.225

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) , $d = 2600.000$
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

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

ここに、

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

荷重状態（水位）	せん断力 S_h (kN)	せん断応力度(N/mm ²)		補正係数 CN
		計算値	許容値 τ_{a1}	
常時荷重	128.724	0.050	0.440	2.000

5章 突起の設計

5.1 断面力の集計

$$H_t = \left\{ \frac{q_1+q_3}{2} \cdot l_1 \cdot (\tan \phi - \tan \delta) + \frac{q_2+q_3}{2} \cdot l_2 \cdot \tan \delta + c \cdot l_1 \right\} \frac{H}{H_k}$$

ここに、

- H_t : 突起に加わる水平力(kN)
- c : 地盤の粘着力(kN/m²), c = 200.00
- φ : 地盤のせん断抵抗角(仮想基礎底面の摩擦角)(度), tan φ = 0.000
- tan δ : 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, tan δ = 0.700
- q₁ : つま先での地盤反力度(kN/m²)
- q₂ : かかとでの地盤反力度(kN/m²)
- q₃ : 突起前面での地盤反力度(kN/m²)
- l₁ : つま先と突起前面の間で地盤反力が作用する幅(m)
- l₂ : 突起前面とかかとの間で地盤反力が作用する幅(m)
- H_k : 基礎底面におけるせん断抵抗力(kN)
- H : 基礎底面に作用する水平力(kN)

荷重状態(水位)	地盤反力度 q ₁ (kN/m ²)	地盤反力度 q ₂ (kN/m ²)	地盤反力度 q ₃ (kN/m ²)	作用幅 l ₁ (m)	作用幅 l ₂ (m)
常時荷重	137.735	15.597	100.154	0.800	1.800

荷重状態(水位)	水平力 H (kN)	せん断 抵抗力 H _k (kN)	安全率 H/H _k	水平力 H _t (kN)	M (kN.m)
常時荷重	128.724	232.923	0.553	91.913	18.383

作用位置, X = 0.2000 (m)

5.2 断面計算(許容応力度法)

(1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)	
前面	1	10.0	D13	1.267	4.00	5.068
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 2.654 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s \cdot \frac{(x - d) \cdot (h/2 - d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d - x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm), h = 500.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比, n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時荷重	18.383	7.076	1.380	7.000	96.357	180.000

(3)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (kN)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)

荷重状態 (水位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)		
				計算値	許容値 a_1	許容値 a_2
常時荷重	91.913	40.000	0.941	0.244	0.360	1.600