

# 重力式擁壁の設計

件名：サンプルデータ

## 1 設計条件

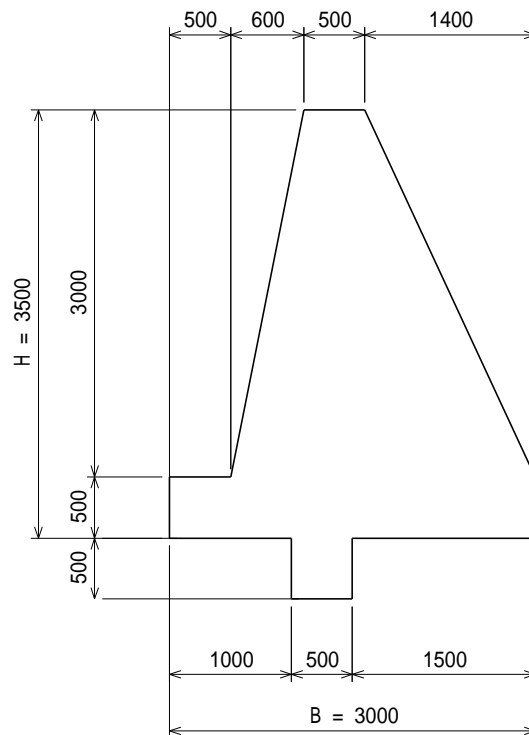
### (1) 適用基準

土地改良事業計画設計基準 設計「農道」基準書，平成10年3月，(社)農業土木学会

### (2) 参考文献

土地改良事業計画設計基準 設計「農道」技術書，平成10年3月，(社)農業土木学会  
道路土工 擁壁工指針，平成11年3月，(社)日本道路協会

### (3) 部材寸法

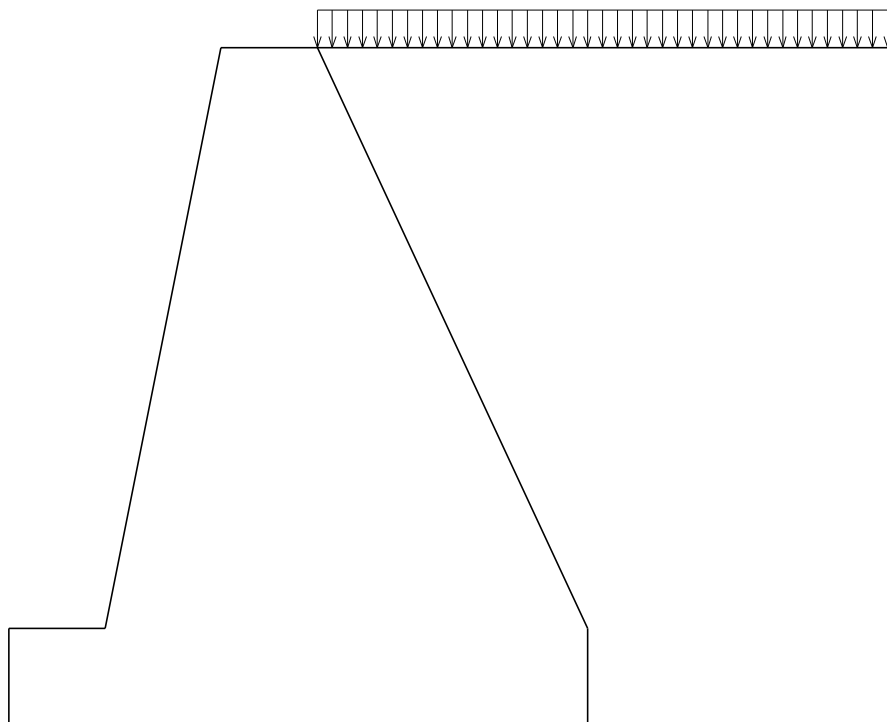


水位条件  $H_w$ (m)

	前面側	背面側
常時	0.50	0.70
地震時	1.00	1.20

前面土砂高さ  $H_s = 1.00$ (m)

(4) 盛土形状



盛土勾配なし(水平)

上載荷重

	載荷位置 x (m)	上載荷重 Q (kN/m <sup>2</sup> )
常時	0.00	10.0
地震時	0.00	0.0

(5) 設計水平震度

設計水平震度  $KH = 0.13$

(6) 許容偏心量  $ea (= B / n)$

	n	ea(m)
常時	6	0.500
地震時	3	1.000

(7) 滑動に対する安全率

・滑動に対する安全率

	Fa
常時	1.5
地震時	1.2

・擁壁底面と基礎地盤の間の摩擦係数  $\mu = 0.6$

・擁壁底面と基礎地盤の間の粘着力  $CB = 0.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

(8) 許容支持力度

	qa(kN/m <sup>2</sup> )
常時	200
地震時	300

(9) 前面の受働抵抗の取り扱い

諸条件を考慮し前面の受働抵抗を考慮するが、仮想地表面を実際の地表面より 0.50(m)深い位置とし、受働土圧の50%をせん断抵抗力として用いる。

(10) 土砂

		裏込土	前面土
湿潤単位体積重量	$s$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0	18.0
飽和単位体積重量	$sat$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.0	19.0
水中単位体積重量	$s'$ (kN/m <sup>3</sup> )	10.0	9.0
内部摩擦角 (度)		30.0	35.0
粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )		0.0	0.0

(11) コンクリート

単位体積重量  $c = 23.0$  (kN/m<sup>3</sup>)

設計基準強度  $ck = 18$  (N/mm<sup>2</sup>)

		常 時	地震時
許容曲げ圧縮応力度	$ca$ (N/mm <sup>2</sup> )	4.50	6.75
許容曲げ引張応力度	$cat$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.23	0.34
許容せん断応力度	$c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.330	0.500

(12) 水の単体席重量

単位体積重量  $w = 10.0$  (kN/m<sup>3</sup>)

(13) 適用土圧公式

適用基準通り試行くさび法にて算定する。

	壁面摩擦角 (°)	
常 時	$2/3 \cdot$	$= 20.00$
地震時	$1/2 \cdot$	$= 15.00$

(14) 応力度照査

部材の応力度照査は、無筋コンクリートの設計に準じ、次式により算出する。

$$c = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2}$$

$$c = \frac{S}{b \cdot h}$$

ここに、

c ; コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)

c ; コンクリートの曲げ引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

c ; コンクリートのせん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

b ; 部材有効幅(1000mm)

h ; 部材の厚さ(mm)

N ; 設計断面に作用する軸力(N/m)

S ; 設計断面に作用するせん断力(N/m)

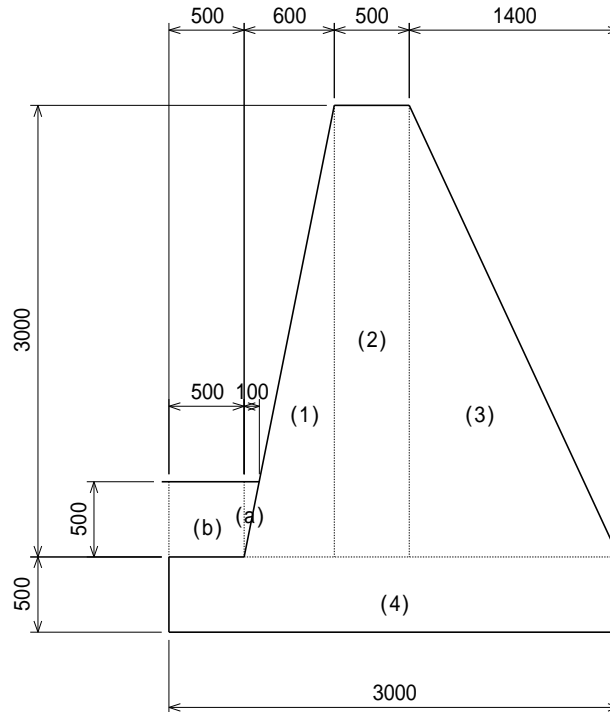
M ; 設計断面に作用する曲げモーメント(N・mm/m)

## 2 安定計算

### (1) 自重

#### 1) 常時

躯体および土砂重量を次の通り算定する。



#### ・躯体自重

区分	算定式	体積 $V (m^3/m)$	単位重量 $r (kN/m^3)$	重量 $W (kN/m)$	重心位置 $x (m)$	1次モーメント $Mx (kN \cdot m/m)$
(1)	$1/2 \times 0.600 \times 3.000$	0.900	23.0	20.70	0.900	18.63
(2)	$0.500 \times 3.000$	1.500	23.0	34.50	1.350	46.58
(3)	$1/2 \times 1.400 \times 3.000$	2.100	23.0	48.30	2.067	99.84
(4)	$3.000 \times 0.500$	1.500	23.0	34.50	1.500	51.75
		6.000		138.00		216.80

重量  $W = 138.00 \text{ (kN/m)}$

重心位置  $X = \frac{216.80}{138.00} = 1.571 \text{ (m)}$

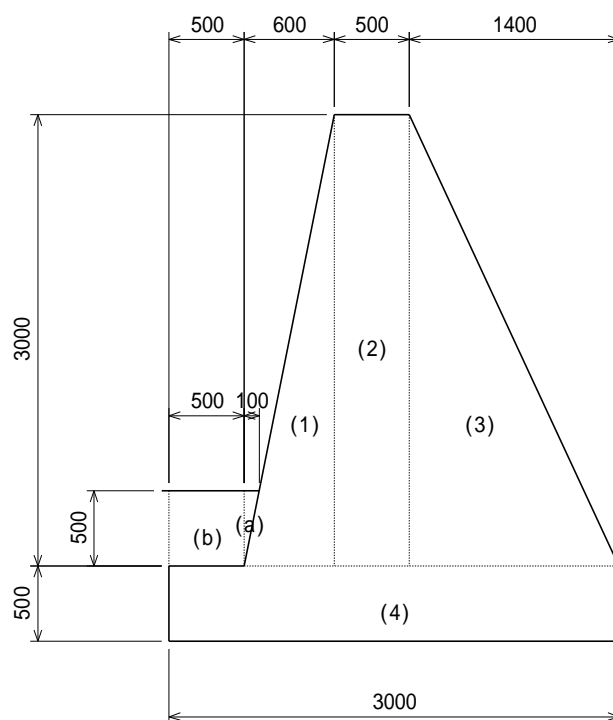
・前面土砂自重

区分	算定式	体積 V (m <sup>3</sup> /m)	単位重量 r (kN/m <sup>3</sup> )	重量 W (kN/m)	重心位置 x (m)	1次モーメント Mx (kN・m/m)
(a)	$1/2 \times 0.100 \times 0.500$	0.030	18.0	0.54	0.533	0.29
(b)	$0.500 \times 0.500$	0.250	18.0	4.50	0.250	1.13
		0.280		5.04		1.42

重量 W = 5.04 (kN/m)

## 2) 地震時

躯体および土砂重量を次の通り算定する。



### ・躯体自重

区分	算定式	体積	単位重量	重量	重心位置		1次モーメント	
		$V (m^3/m)$	$r (kN/m^3)$	$W (kN/m)$	$x (m)$	$y (m)$	$M_x (kN \cdot m/m)$	$M_y (kN \cdot m/m)$
(1)	$1/2 \times 0.600 \times 3.000$	0.900	23.0	20.70	0.900	1.500	18.63	31.05
(2)	$0.500 \times 3.000$	1.500	23.0	34.50	1.350	2.000	46.58	69.00
(3)	$1/2 \times 1.400 \times 3.000$	2.100	23.0	48.30	2.067	1.500	99.84	72.45
(4)	$3.000 \times 0.500$	1.500	23.0	34.50	1.500	0.250	51.75	8.63
		6.000		138.00			216.80	181.13

重量  $W = 138.00 (kN/m)$

地震時慣性力  $WH = W \cdot KH = 138.00 \times 0.13 = 17.94 (kN/m)$

重心位置  $X = \frac{216.80}{138.00} = 1.571 (m)$

$Y = \frac{181.13}{138.00} = 1.313 (m)$



・前面土砂自重

区分	算定式	体積	単位重量	重量	重心位置		1次モーメント	
		$V(m^3/m)$	$r(kN/m^3)$	$W(kN/m)$	$x(m)$	$y(m)$	$Mx(kN \cdot m/m)$	$My(kN \cdot m/m)$
(a)	$1/2 \times 0.100 \times 0.500$	0.030	19.0	0.57	0.533	0.833	0.30	0.47
(b)	$0.500 \times 0.500$	0.250	19.0	4.75	0.250	0.750	1.19	3.56
		0.280		5.32			1.49	4.03

重量  $W = 5.32(kN/m)$

(2) 土 圧

土圧は、試行くさび法にて算定する。

1) 常時

すべり角 (°)	土楔の重量 Ws(kN/m)	土楔の重量 水位面以深 Ws'(kN/m)	上載荷重 Wq(kN/m)	全重量W Ws+Ws'+Wq	粘着抵抗 CL(kN/m)	主働土圧合力 Pa (kN/m)
63.0	109.07	2.39	34.17	145.63	0.00	81.09
64.0	106.63	2.34	33.41	142.38	0.00	81.11(*)
65.0	104.24	2.29	32.66	139.18	0.00	81.07

(\*) ; 主働土圧合力 Pa の最大値を示す

・粘着高

$$Z_c = \frac{2 \cdot C}{19.0} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{30.0}{2}\right) = \frac{2 \times 0.0}{19.0} \times \tan\left(45^\circ + \frac{30.0}{2}\right) = 0.000 \text{ (m)}$$

・主働土圧合力

$$P_a = \frac{W \cdot \sin(\quad) - CL \cdot \cos(\quad)}{\cos(\quad)}$$

$$= \frac{142.38 \times \sin(64.0^\circ - 30.0^\circ) - 0.00 \times \cos(30.0^\circ)}{\cos(64.0^\circ - 30.0^\circ - 20.00^\circ - 25.02^\circ)} = 81.11 \text{ (kN/m)}$$

・主働土圧係数

$$K_a = \frac{2 \cdot P_a}{s \cdot H a^2 + 2 \cdot s' \cdot H a \cdot H_w + s' \cdot H_w^2}$$

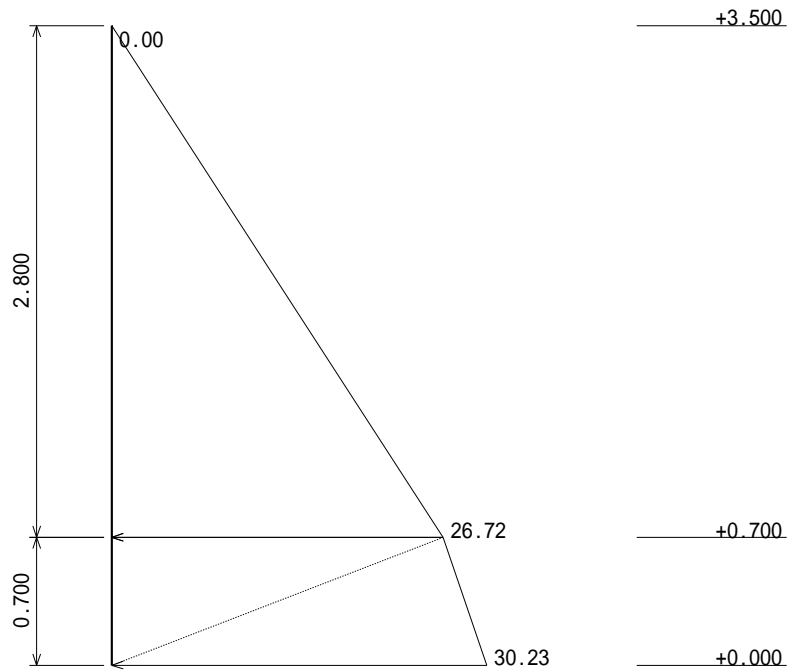
$$= \frac{2 \times 81.11}{19.0 \times 2.80^2 + 2 \times 19.0 \times 2.80 \times 0.70 + 10.0 \times 0.70^2}$$

$$= 0.7105$$

・土圧分布

区分	層厚 h (m)	i kN/m <sup>3</sup>	i h (kN/m <sup>2</sup> )	r i h i + q kN/m <sup>2</sup>	K a cos( + )	Phi (kN/m <sup>2</sup> )
1	2.800	19.00	53.20	0.00	0.5022	0.00
				53.20		26.72
2	0.700	10.00	7.00	53.20	0.5022	26.72
				60.20		30.23

・土圧およびモーメント



区分	土圧 Phi (kN/m)	作用位置 y <sub>i</sub> (m)	モーメント My <sub>i</sub> = Phi · y <sub>i</sub> (kN·m/m)	
	$1/2 \times 2.800 \times 26.72$	$37.40$	$0.700 + 1/3 \times 2.800$ 1.633	61.07
	$1/2 \times 0.700 \times 26.72$	9.35	$0.000 + 2/3 \times 0.700$ 0.467	4.37
	$1/2 \times 0.700 \times 30.23$	10.58	$0.000 + 1/3 \times 0.700$ 0.233	2.47
計	Ph = 57.33		My = 67.91	

土圧の作用高さは次式により算定する。

$$y = My / Ph = 1.185 \text{ (m)}$$

土圧による鉛直力およびモーメントは次式により算定する。

$$Pv = Ph \cdot \tan( + ) = 57.33 \times \tan(20.00^\circ + 25.02^\circ) = 57.37 \text{ (kN/m)}$$

$$Mx = Pv \cdot x = 57.37 \times 2.680 = 153.75 \text{ (kN·m/m)}$$

2) 地震時

すべり角 (°)	土楔の重量 Ws(kN/m)	土楔の重量 水位面以深 Ws'(kN/m)	上載荷重 Wq(kN/m)	全重量W Ws+Ws'+Wq	粘着抵抗 CL(kN/m)	主働土圧合力 Pa (kN/m)
55.0	119.84	8.40	0.00	128.24	0.00	71.76
56.0	117.20	8.22	0.00	125.42	0.00	71.77(*)
57.0	114.62	8.04	0.00	122.66	0.00	71.74

(\*) ; 主働土圧合力 Pa の最大値を示す

・粘着高

$$Z_c = \frac{2 \cdot C}{19.0} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{30.0}{2}\right) = \frac{2 \times 0.0}{19.0} \times \tan\left(45^\circ + \frac{30.0}{2}\right) = 0.000 \text{ (m)}$$

・主働土圧合力

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\alpha - \beta + \delta) - CL \cdot \cos(\alpha - \beta - \delta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta)}$$

$$= \frac{125.42 \times \sin(56.0^\circ - 30.0^\circ + 7.41^\circ) - 0.00 \times \cos(30.0^\circ)}{\cos(56.0^\circ - 30.0^\circ - 15.00^\circ - 25.02^\circ)} = 71.77 \text{ (kN/m)}$$

$$We = W / \cos \delta, \quad \delta = \tan^{-1}(KH)$$

・主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{s \cdot Ha^2 + 2 \cdot s' \cdot Ha \cdot Hw + s'' \cdot Hw^2}$$

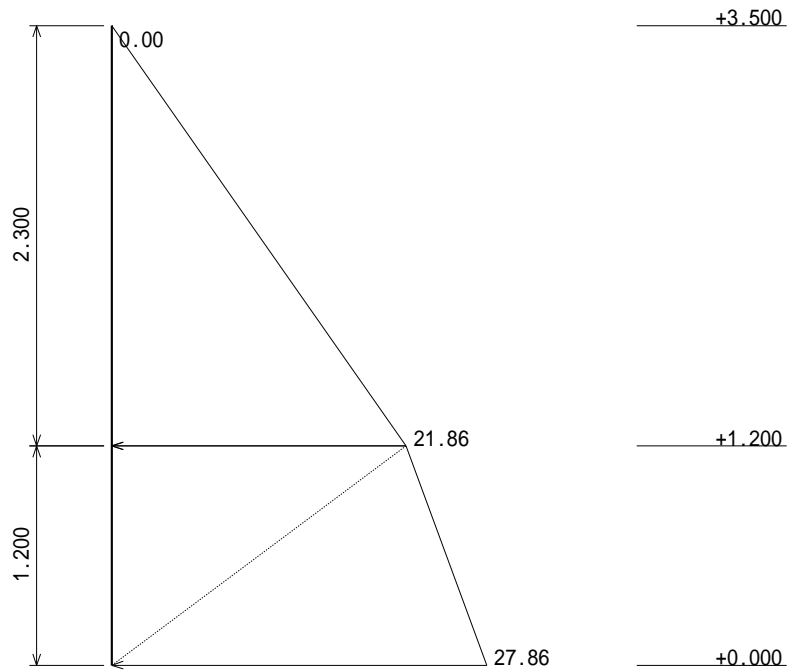
$$= \frac{2 \times 71.77}{19.0 \times 2.30^2 + 2 \times 19.0 \times 2.30 \times 1.20 + 10.0 \times 1.20^2}$$

$$= 0.6531$$

・土圧分布

区分	層厚 h (m)	i kN/m <sup>3</sup>	i h i (kN/m <sup>2</sup> )	rihi+q kN/m <sup>2</sup>	Ka cos(α + β)	Phi (kN/m <sup>2</sup> )
1	2.300	19.00	43.70	0.00	0.5001	0.00
				43.70		21.86
2	1.200	10.00	12.00	43.70	0.5001	21.86
				55.70		27.86

・土圧およびモーメント



区分	土圧 Phi (kN/m)	作用位置 y <sub>i</sub> (m)	モーメント My <sub>i</sub> = Phi · y <sub>i</sub> (kN·m/m)	
1/2 × 2.300 × 21.86	25.13	1.200 + 1/3 × 2.300	1.967	49.43
1/2 × 1.200 × 21.86	13.11	0.000 + 2/3 × 1.200	0.800	10.49
1/2 × 1.200 × 27.86	16.71	0.000 + 1/3 × 1.200	0.400	6.68
計	Ph = 54.95		My = 66.60	

土圧の作用高さは次式により算定する。

$$y = My / Ph = 1.212 \text{ (m)}$$

土圧による鉛直力およびモーメントは次式により算定する。

$$P_v = Ph \cdot \tan( + ) = 54.95 \times \tan(15.00^\circ + 25.02^\circ) = 46.14 \text{ (kN/m)}$$

$$M_x = P_v \cdot x = 46.14 \times 2.667 = 123.07 \text{ (kN·m/m)}$$

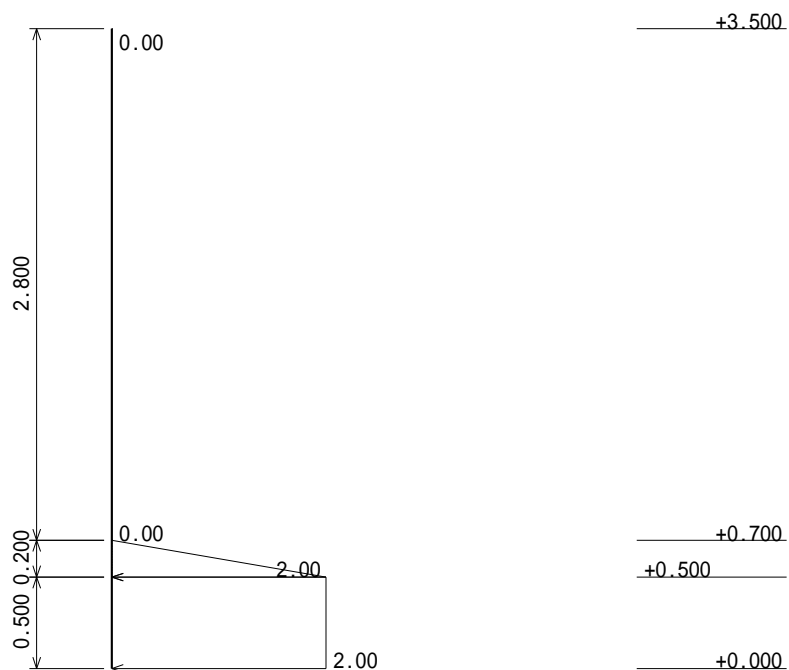
(3) 水圧

1) 常時

水位差  $h_w = (\text{背面水位高}) - (\text{前面水位高}) = 0.70 - 0.50 = 0.20 \text{ (m)}$

残留水圧強度  $p_w$

$p_w = w \cdot h_w = 10.0 \times 0.20 = 2.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$



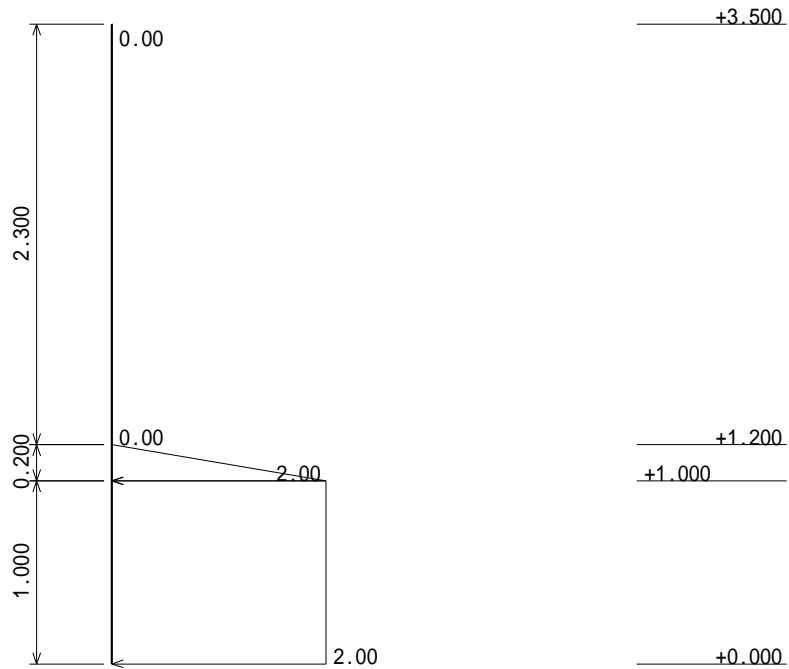
区分	残留水圧 $P_{wi} \text{ (kN/m)}$	作用位置 $y_i \text{ (m)}$	モーメント $M_{wi} = P_{wi} \cdot y_i$ $\text{(kN}\cdot\text{m/m)}$
	$1/2 \times 0.200 \times 2.00$	$0.20$	$0.500 + 1/3 \times 0.200$
	$0.500 \times 2.00$	$1.00$	$0.000 + 1/2 \times 0.500$
計	$P_w = 1.20$		$M_w = 0.36$

2) 地震時

水位差  $hw = (\text{背面水位高}) - (\text{前面水位高}) = 1.20 - 1.00 = 0.20 \text{ (m)}$

残留水圧強度  $p_w$

$p_w = w \cdot hw = 10.0 \times 0.20 = 2.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

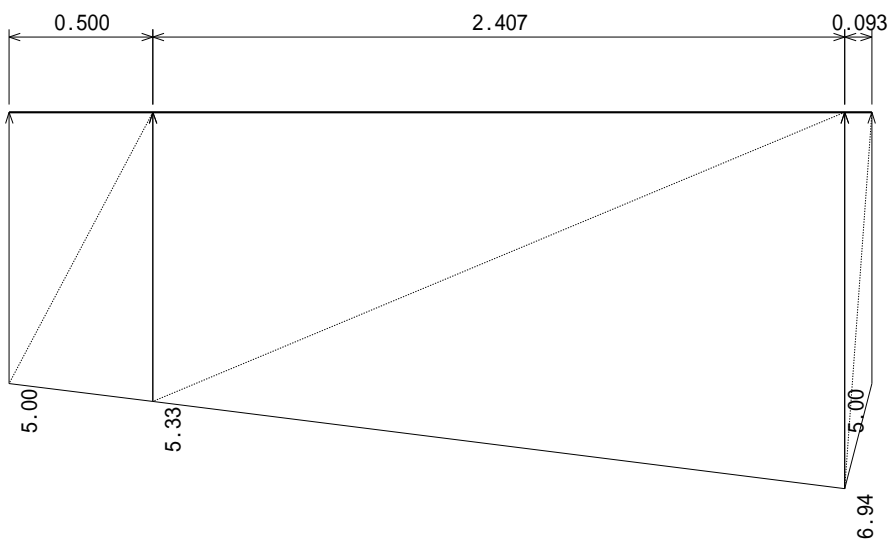


区分	残留水圧 $P_{wi} \text{ (kN/m)}$	作用位置 $y_i \text{ (m)}$	モーメント $M_{wi} = P_{wi} \cdot y_i$ $\text{(kN} \cdot \text{m/m)}$
	$1/2 \times 0.200 \times 2.00$	$1.000 + 1/3 \times 0.200$	1.067
	$1.000 \times 2.00$	$0.000 + 1/2 \times 1.000$	0.500
計	$P_w = 2.20$		$M_w = 1.21$

(4) 浮力

浮力は水位面以下に作用する鉛直方向水圧の合力として算定する。

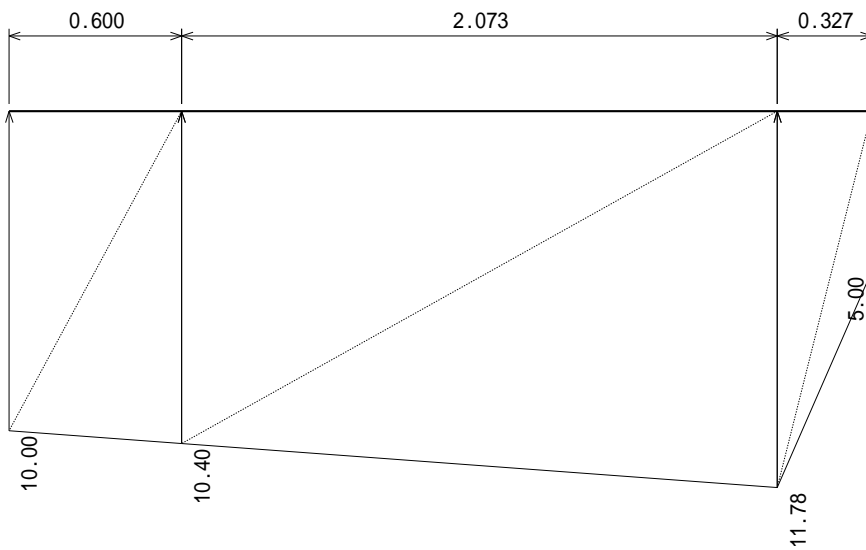
1) 常時



区 分	浮 力 $U_i$ (kN/m)	作用位置 $x_i$ (m)	モーメント $M_{ui} = U_i \cdot x_i$ (kN·m/m)
$1/2 \times 0.093 \times$	5.00	$0.23 \quad 2.907 + 2/3 \times 0.093$	2.969
$1/2 \times 0.093 \times$	6.94	$0.32 \quad 2.907 + 1/3 \times 0.093$	2.938
$1/2 \times 2.407 \times$	6.94	$8.35 \quad 0.500 + 2/3 \times 2.407$	2.105
$1/2 \times 2.407 \times$	5.33	$6.42 \quad 0.500 + 1/3 \times 2.407$	1.302
$1/2 \times 0.500 \times$	5.33	$1.33 \quad 0.000 + 2/3 \times 0.500$	0.333
$1/2 \times 0.500 \times$	5.00	$1.25 \quad 0.000 + 1/3 \times 0.500$	0.167
計	$U =$	17.90	$M_u =$ 28.21



2) 地震時



区 分	浮 力 $U_i$ (kN/m)	作用位置 $x_i$ (m)	モーメント $M_{ui} = U_i \cdot x_i$ (kN·m/m)	
	$1/2 \times 0.327 \times 5.00$	0.82	$2.673 + 2/3 \times 0.327$ 2.891	2.37
	$1/2 \times 0.327 \times 11.78$	1.93	$2.673 + 1/3 \times 0.327$ 2.782	5.37
	$1/2 \times 2.073 \times 11.78$	12.21	$0.600 + 2/3 \times 2.073$ 1.982	24.20
	$1/2 \times 2.073 \times 10.40$	10.78	$0.600 + 1/3 \times 2.073$ 1.291	13.92
	$1/2 \times 0.600 \times 10.40$	3.12	$0.000 + 2/3 \times 0.600$ 0.400	1.25
	$1/2 \times 0.600 \times 10.00$	3.00	$0.000 + 1/3 \times 0.600$ 0.200	0.60
計	$U =$	31.86	$M_u =$	47.71

(5) 前面土の受働抵抗

仮想地表面を実際の地表面より 0.50(m)深い位置とし、受働土圧をクーロン式により  
める。なお、壁面摩擦角 は 0.0(°) とした。

1) 常時

$$P_p = K_p \cdot \{ (i \cdot h_i) + q \} + 2 \cdot C \cdot \cos(\delta)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\alpha + \beta)}{\cos^2 \phi \cdot \cos(\alpha - \beta) \cdot [1 - \frac{\sin(\alpha - \beta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}{\cos(\alpha + \beta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}]^2}$$

ここに、

$P_p$ ; 受働土圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$K_p$ ; 受働土圧係数

$\phi$ ; 裏込土の内部摩擦角(°)

$\alpha$ ; 土圧作用面が鉛直面となす角 = 0.0 (°)

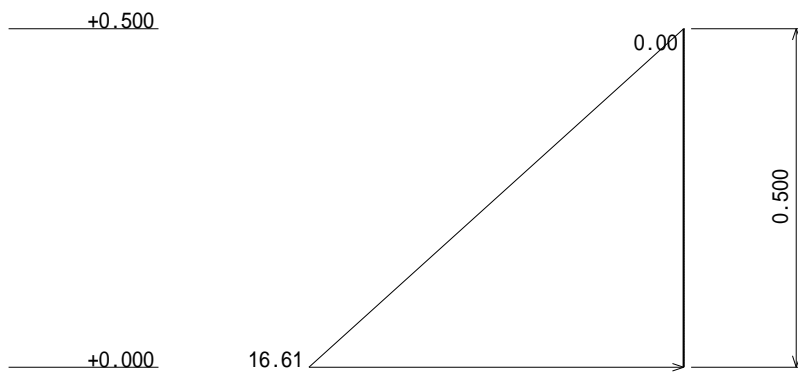
$\beta$ ; 地表面が水平となす角 = 0.0 (°)

$\delta$ ; 壁面摩擦角 = 0.0 (°)

・土圧分布

区 分	層 厚 h <sub>i</sub> (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	i h <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	r <sub>i</sub> h <sub>i</sub> +q (kN/m <sup>2</sup> )	(°)	C (kN/m <sup>2</sup> )	$K_p \cdot \cos(\alpha + \beta)$	P <sub>pi</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.500	9.0	4.50	0.00 4.50	35.0	0.0	3.6902	0.00 16.61

・受働土圧による水平力



区	受働土圧の水平成分		
分	P <sub>pi</sub> (kN/m)		
	$1/2 \times 0.500 \times$	16.61	4.15
計		P <sub>p</sub> =	4.15

2) 地震時

$$P_p = K_p \cdot \{ (i \cdot h_i) + q \} + 2 \cdot C \cdot (K_p)$$

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

ここに、

$P_p$ ; 受働土圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$K_p$ ; 受働土圧係数

$\delta$ ; 裏込土の内部摩擦角(°)

$\alpha$ ; 土圧作用面が鉛直面となす角 = 0.0 (°)

$\phi$ ; 地表面が水平となす角 = 0.0 (°)

$\delta$ ; 壁面摩擦角 = 0.0 (°)

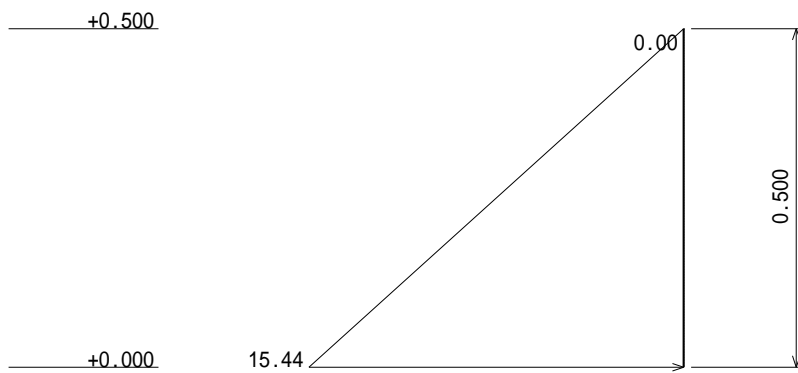
$\theta$ ; 地震合成角(°) =  $\tan^{-1}(K_h)$

$K_h$ ; 設計水平震度

・土圧分布

区分	層厚 h <sub>i</sub> (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	i h <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	r <sub>i</sub> h <sub>i</sub> +q (kN/m <sup>2</sup> )	設計震度 K <sub>h</sub>	合成角 (°)		C (kN/m <sup>2</sup> )	$K_p \cdot \cos(\alpha + \delta)$	P <sub>pi</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.500	9.0	4.50	0.00	0.13	7.41	35.0	0.0	3.4322	0.00
				4.50	0.13	7.41			3.4322	15.44

・受働土圧による水平力



区	受働土圧の水平成分		
分	P <sub>pi</sub> (kN/m)		
	$1/2 \times 0.500 \times$	15.44	3.86
計		P <sub>p</sub> =	3.86

(6) 安定計算

1) 常時・浮力無視

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	Mr = V · x (kN·m/m)	Mt = H · y (kN·m/m)
躯体自重	138.00	0.00	216.80	0.00
土砂自重	5.04	0.00	1.42	0.00
土 圧	57.37	57.33	153.75	67.91
水 圧	0.00	1.20	0.00	0.36
合 計	200.41	58.53	371.97	68.27

・転倒に対する検討

$$| e | = -0.015 \text{ (m)} \quad e a = B/6 = 0.500 \text{ (m)} \quad \text{OK}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{3.00}{2} - 1.515 = -0.015 \text{ (m)}$$

$$x = \frac{Mr - Mt}{V} = \frac{371.97 - 68.27}{200.41} = 1.515 \text{ (m)}$$

・滑動に対する検討

$$F = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B + 0.5 \cdot Pp}{H}$$
$$= \frac{200.41 \times 0.60 + 0.00 \times 3.00 + 0.5 \times 4.15}{58.53} = 2.09 > 1.50 \quad \text{OK}$$

・基礎地盤の支持に対する検討

$$q1 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{200.41}{3.00} \times \left(1 \pm \frac{6 \times (-0.015)}{3.00}\right) = 64.80 \quad q a = 200 \quad \text{OK}$$
$$q2 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{200.41}{3.00} \times \left(1 \pm \frac{6 \times (-0.015)}{3.00}\right) = 68.81 \quad q a = 200 \quad \text{OK}$$

ここに,

q1 ; 擁壁前面側地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

q2 ; 擁壁背面側地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

2) 常時・浮力考慮

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	Mr = V · x (kN·m/m)	Mt = H · y (kN·m/m)
躯体自重	138.00	0.00	216.80	0.00
土砂自重	5.04	0.00	1.42	0.00
土 圧	57.37	57.33	153.75	67.91
水 圧	0.00	1.20	0.00	0.36
浮 力	-17.90	0.00	-28.21	0.00
合 計	182.51	58.53	343.76	68.27

・転倒に対する検討

$$| e | = -0.009 \text{ (m)} \quad e a = B/6 = 0.500 \text{ (m)} \quad \text{OK}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{3.00}{2} - 1.509 = -0.009 \text{ (m)}$$

$$x = \frac{Mr - Mt}{V} = \frac{343.76 - 68.27}{182.51} = 1.509 \text{ (m)}$$

・滑動に対する検討

$$F = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B + 0.5 \cdot Pp}{H}$$

$$= \frac{182.51 \times 0.60 + 0.00 \times 3.00 + 0.5 \times 4.15}{58.53} = 1.91 > 1.50 \quad \text{OK}$$

・基礎地盤の支持に対する検討

$$q1 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{182.51}{3.00} \times \left(1 \pm \frac{6 \times (-0.009)}{3.00}\right) = 59.74 \quad q a = 200 \quad \text{OK}$$

$$q2 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{182.51}{3.00} \times \left(1 \pm \frac{6 \times (-0.009)}{3.00}\right) = 61.93 \quad q a = 200 \quad \text{OK}$$

ここに,

q1 ; 擁壁前面側地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

q2 ; 擁壁背面側地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

3) 地震時・浮力無視

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	Mr = V・x (kN・m/m)	Mt = H・y (kN・m/m)
躯体自重	138.00	17.94	216.80	23.56
土砂自重	5.32	0.00	1.49	0.00
土 圧	46.14	54.95	123.07	66.60
水 圧	0.00	2.20	0.00	1.21
合 計	189.46	75.09	341.36	91.37

・転倒に対する検討

$$|e| = 0.181 \text{ (m)} \quad e a = B/3 = 1.000 \text{ (m)} \quad \text{OK}$$

ここに、

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{3.00}{2} - 1.319 = 0.181 \text{ (m)}$$

$$x = \frac{Mr - Mt}{V} = \frac{341.36 - 91.37}{189.46} = 1.319 \text{ (m)}$$

・滑動に対する検討

$$F = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B + 0.5 \cdot Pp}{H}$$

$$= \frac{189.46 \times 0.60 + 0.00 \times 3.00 + 0.5 \times 3.86}{75.09} = 1.54 \quad 1.20 \quad \text{OK}$$

・基礎地盤の支持に対する検討

$$q_1 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{189.46}{3.00} \times \left(1 \pm \frac{6 \times (0.181)}{3.00}\right) = 86.02 \quad q_a = 300 \quad \text{OK}$$

$$q_2 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{189.46}{3.00} \times \left(1 \pm \frac{6 \times (0.181)}{3.00}\right) = 40.29 \quad q_a = 300 \quad \text{OK}$$

ここに、

q1；擁壁前面側地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

q2；擁壁背面側地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)



#### 4) 地震時・浮力考慮

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	Mr = V · x (kN·m/m)	Mt = H · y (kN·m/m)
躯体自重	138.00	17.94	216.80	23.56
土砂自重	5.32	0.00	1.49	0.00
土 圧	46.14	54.95	123.07	66.60
水 圧	0.00	2.20	0.00	1.21
浮 力	-31.86	0.00	-47.71	0.00
合 計	157.60	75.09	293.65	91.37

##### ・転倒に対する検討

$$| e | = 0.216 \text{ (m)} \quad e a = B/3 = 1.000 \text{ (m)} \quad \text{OK}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{3.00}{2} - 1.284 = 0.216 \text{ (m)}$$

$$x = \frac{Mr - Mt}{V} = \frac{293.65 - 91.37}{157.60} = 1.284 \text{ (m)}$$

##### ・滑動に対する検討

$$F = \frac{V \cdot \mu + c \cdot B + 0.5 \cdot Pp}{H}$$

$$= \frac{157.60 \times 0.60 + 0.00 \times 3.00 + 0.5 \times 3.86}{75.09} = 1.29 \quad 1.20 \quad \text{OK}$$

##### ・基礎地盤の支持に対する検討

$$q1 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = \frac{157.60}{3.00} \times \left(1 \pm \frac{6 \times (0.216)}{3.00}\right) = 75.23 \quad q a = 300 \quad \text{OK}$$

$$q2 = \frac{V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}\right) = 29.84 \quad q a = 300 \quad \text{OK}$$

ここに,

q1 ; 擁壁前面側地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

q2 ; 擁壁背面側地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

### 3 突起の照査

滑動に対する検討結果より、擁壁底面に突起を設けることとした。

擁壁つま先から突起前面までの水平距離	x = 1.00 (m)
突起の幅	b = 0.50 (m)
突起の高さ	h = 0.50 (m)
基礎地盤の内部摩擦角	= 40.0 (度)
基礎地盤の粘着力	C = 0.0 (kN/m <sup>2</sup> )
擁壁底面と基礎地盤の境界面の摩擦係数	μ = 0.6

・突起を設けたことによるせん断抵抗力

$$H_k = \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot L_1 \cdot \tan + \frac{q_2 + q_3}{2} \cdot L_2 \cdot \mu + C \cdot L_1$$

・突起に加わる水平力

$$H_t = \left\{ \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot L_1 \cdot (\tan - \mu) + \frac{q_2 + q_3}{2} \cdot L_2 \cdot \mu + C \cdot L_1 \right\} \cdot \frac{1}{F_s}$$

(1) 常時・浮力無視

擁壁底面に作用する水平力	H = 58.53 (kN/m)
地盤反力度	q1 = 64.80 (kN/m <sup>2</sup> )
	q2 = 68.81 (kN/m <sup>2</sup> )
	q3 = 66.14 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤反力の分布幅	b = 3.000 (m)
突起前面と擁壁つま先との水平距離	L1 = 1.00 (m)
突起前面と擁壁かかととの水平距離	L2 = 2.00 (m)

・滑動に対する検討

$$F = \frac{Hk}{H} = \frac{135.91}{58.53} = 2.32 \quad 1.50 \quad \text{OK}$$

・突起部の応力度

$$H_t = 41.65 \text{ (kN/m)}$$

$$M = H_t \cdot h / 2 = 10.41 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

$$c_{ct} = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 10.41 \times 10^6}{1000 \times 500^2}$$

$$c = 0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$c_t = -0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)} > c_{at} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OUT}$$

$$c = \frac{H_t}{b \cdot h} = \frac{41.65 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.083 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

(2) 常時・浮力考慮

擁壁底面に作用する水平力	H = 58.53 (kN/m)
地盤反力度	q1 = 59.74 (kN/m <sup>2</sup> )
	q2 = 61.93 (kN/m <sup>2</sup> )
	q3 = 60.47 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤反力の分布幅	b = 3.000 (m)
突起前面と擁壁つま先との水平距離	L1 = 1.00 (m)
突起前面と擁壁かかととの水平距離	L2 = 2.00 (m)

・滑動に対する検討

$$F = \frac{Hk}{H} = \frac{123.87}{58.53} = 2.12 > 1.50 \quad \text{OK}$$

・突起部の応力度

$$H_t = 41.42 \text{ (kN/m)}$$

$$M = H_t \cdot h / 2 = 10.36 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

$$c_{ct} = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 10.36 \times 10^6}{1000 \times 500^2}$$

$$c = 0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$c_t = -0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)} > c_{at} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OUT}$$

$$c = \frac{H_t}{b \cdot h} = \frac{41.42 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.083 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

(3) 地震時・浮力無視

擁壁底面に作用する水平力	H = 75.09 (kN/m)
地盤反力度	q1 = 86.02 (kN/m <sup>2</sup> )
	q2 = 40.29 (kN/m <sup>2</sup> )
	q3 = 70.78 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤反力の分布幅	b = 3.000 (m)
突起前面と擁壁つま先との水平距離	L1 = 1.00 (m)
突起前面と擁壁かかととの水平距離	L2 = 2.00 (m)

・滑動に対する検討

$$F = \frac{Hk}{H} = \frac{132.43}{75.09} = 1.76 \quad 1.20 \quad \text{OK}$$

・突起部の応力度

$$Ht = 48.52 \text{ (kN/m)}$$

$$M = Ht \cdot h / 2 = 12.13 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$c_{ct} = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 12.13 \times 10^6}{1000 \times 500^2}$$

$$c = 0.29 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$c_t = -0.29 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.34 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$c = \frac{Ht}{b \cdot h} = \frac{48.52 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.097 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

(4) 地震時・浮力考慮

擁壁底面に作用する水平力	H = 75.09 (kN/m)
地盤反力度	q1 = 75.23 (kN/m <sup>2</sup> )
	q2 = 29.84 (kN/m <sup>2</sup> )
	q3 = 60.10 (kN/m <sup>2</sup> )
地盤反力の分布幅	b = 3.000 (m)
突起前面と擁壁つま先との水平距離	L1 = 1.00 (m)
突起前面と擁壁かかととの水平距離	L2 = 2.00 (m)

・滑動に対する検討

$$F = \frac{Hk}{H} = \frac{110.74}{75.09} = 1.47 > 1.20 \quad \text{OK}$$

・突起部の応力度

$$H_t = 47.72 \text{ (kN/m)}$$

$$M = H_t \cdot h / 2 = 11.93 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

$$c_{ct} = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 11.93 \times 10^6}{1000 \times 500^2}$$

$$c = 0.29 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

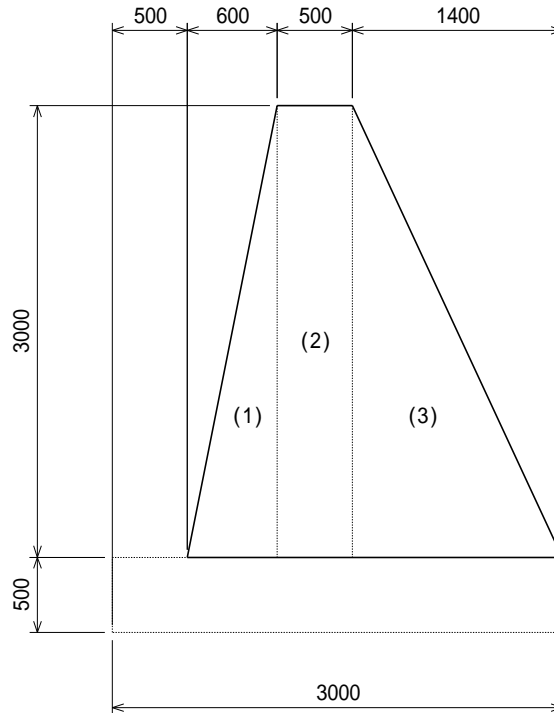
$$c_t = -0.29 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.34 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$c = \frac{H_t}{b \cdot h} = \frac{47.72 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.095 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

#### 4 たて壁の設計

##### (1) 自重

躯体および土砂重量を次の通り算定する。



区分	算定式	体積	単位重量	重量	重心位置		1次モーメント	
		V (m <sup>3</sup> /m)	r (kN/m <sup>3</sup> )	W (kN/m)	x (m)	y (m)	Mx (kN·m/m)	My (kN·m/m)
(1)	$1/2 \times 0.600 \times 3.000$	0.900	23.0	20.70	0.400	1.000	8.28	20.70
(2)	$0.500 \times 3.000$	1.500	23.0	34.50	0.850	1.500	29.33	51.75
(3)	$1/2 \times 1.400 \times 3.000$	2.100	23.0	48.30	1.567	1.000	75.69	48.30
		4.500		103.50			113.30	120.75

重量  $W = 103.50 \text{ (kN/m)}$

地震時慣性力  $WH = W \cdot KH = 103.50 \times 0.13 = 13.46 \text{ (kN/m)}$

重心位置  $X = \frac{113.30}{103.50} = 1.095 \text{ (m)}$

$Y = \frac{120.75}{103.50} = 1.167 \text{ (m)}$

(2) 土 圧

土圧は、試行くさび法にて算定する。

1) 常時

すべり角 (°)	土楔の重量 Ws(kN/m)	土楔の重量 水位面以深 Ws'(kN/m)	上載荷重 Wq(kN/m)	全重量W Ws+Ws'+Wq	粘着抵抗 CL(kN/m)	主働土圧合力 Pa (kN/m)
63.0	83.10	0.20	29.29	112.58	0.00	62.69
64.0	81.24	0.19	28.63	110.07	0.00	62.71(*)
65.0	79.42	0.19	27.99	107.60	0.00	62.67

(\*) ; 主働土圧合力 Pa の最大値を示す

・粘着高

$$Z_c = \frac{2 \cdot C}{19.0} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{30.0}{2}\right) = \frac{2 \times 0.0}{19.0} \times \tan\left(45^\circ + \frac{30.0}{2}\right) = 0.000 \text{ (m)}$$

・主働土圧合力

$$P_a = \frac{W \cdot \sin(\theta - \alpha) - CL \cdot \cos(\theta - \alpha)}{\cos(\theta - \alpha - \beta)}$$

$$= \frac{110.07 \times \sin(64.0^\circ - 30.0^\circ) - 0.00 \times \cos(30.0^\circ)}{\cos(64.0^\circ - 30.0^\circ - 20.00^\circ - 25.02^\circ)} = 62.71 \text{ (kN/m)}$$

・主働土圧係数

$$K_a = \frac{2 \cdot P_a}{s \cdot H a^2 + 2 \cdot s' \cdot H a \cdot H w + s' \cdot H w^2}$$

$$= \frac{2 \times 62.71}{19.0 \times 2.80^2 + 2 \times 19.0 \times 2.80 \times 0.20 + 10.0 \times 0.20^2}$$

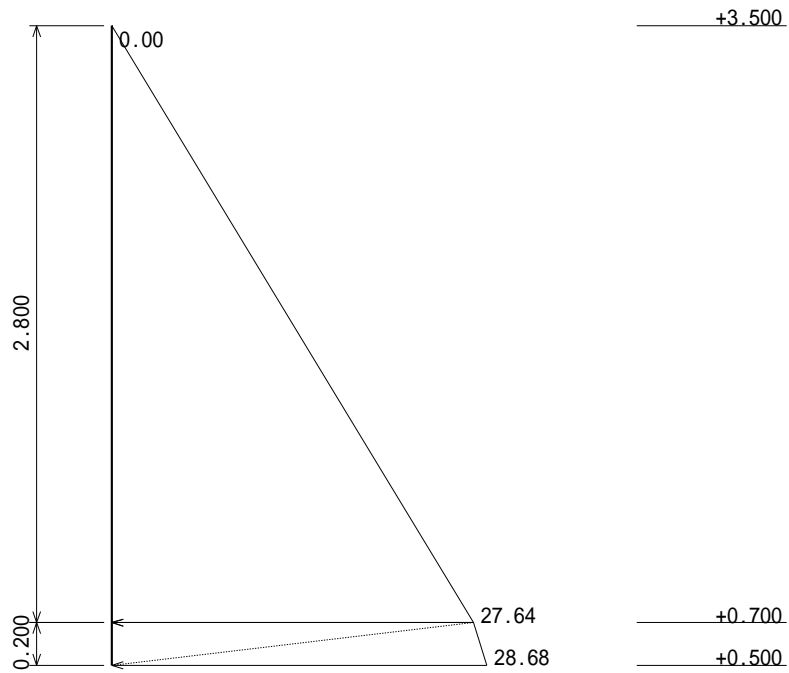
$$= 0.7350$$

・土圧分布

区分	層厚 h (m)	i kN/m <sup>3</sup>	i h (kN/m <sup>2</sup> )	rihi+q kN/m <sup>2</sup>	Ka cos( + )	Phi (kN/m <sup>2</sup> )
1	2.800	19.00	53.20	0.00	0.5195	0.00
				53.20		27.64
2	0.200	10.00	2.00	53.20	0.5195	27.64
				55.20		28.68



・土圧およびモーメント



区分	土 圧 Phi (kN/m)	作用位置 y <sub>i</sub> (m)	モーメント My <sub>i</sub> = Phi · y <sub>i</sub> (kN·m/m)		
	1/2 × 2.800 × 27.64	38.69	0.200 + 1/3 × 2.800	1.133	43.84
	1/2 × 0.200 × 27.64	2.76	0.000 + 2/3 × 0.200	0.133	0.37
	1/2 × 0.200 × 28.68	2.87	0.000 + 1/3 × 0.200	0.067	0.19
計	Ph = 44.32			My = 44.40	

土圧の作用高さは次式により算定する。

$$y = My / Ph = 1.002 \text{ (m)}$$

2) 地震時

すべり角 (°)	土楔の重量 Ws(kN/m)	土楔の重量 水位面以深 Ws'(kN/m)	上載荷重 Wq(kN/m)	全重量W Ws+Ws'+Wq	粘着抵抗 CL(kN/m)	主働土圧合力 Pa (kN/m)
55.0	94.34	2.86	0.00	97.20	0.00	54.39
56.0	92.26	2.80	0.00	95.06	0.00	54.40(*)
57.0	90.23	2.73	0.00	92.97	0.00	54.37

(\*) ; 主働土圧合力 Pa の最大値を示す

・粘着高

$$Z_c = \frac{2 \cdot C}{19.0} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{30.0}{2}\right) = \frac{2 \times 0.0}{19.0} \times \tan\left(45^\circ + \frac{30.0}{2}\right) = 0.000 \text{ (m)}$$

・主働土圧合力

$$Pa = \frac{We \cdot \sin(\alpha - \beta + \delta) - CL \cdot \cos(\alpha - \beta - \delta)}{\cos(\alpha - \beta - \delta)}$$

$$= \frac{95.06 \times \sin(56.0^\circ - 30.0^\circ + 7.41^\circ) - 0.00 \times \cos(30.0^\circ)}{\cos(56.0^\circ - 30.0^\circ - 15.00^\circ - 25.02^\circ)} = 54.40 \text{ (kN/m)}$$

$$We = W / \cos \delta, \quad \delta = \tan^{-1}(KH)$$

・主働土圧係数

$$Ka = \frac{2 \cdot Pa}{s \cdot Ha^2 + 2 \cdot s \cdot Ha \cdot Hw + s' \cdot Hw^2}$$

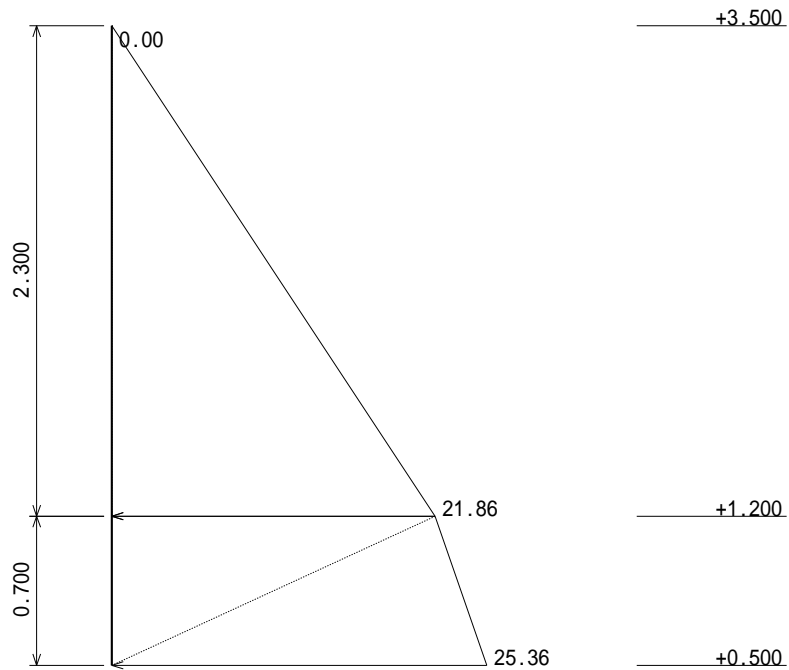
$$= \frac{2 \times 54.40}{19.0 \times 2.30^2 + 2 \times 19.0 \times 2.30 \times 0.70 + 10.0 \times 0.70^2}$$

$$= 0.6531$$

・土圧分布

区分	層厚 h (m)	i kN/m <sup>3</sup>	i h i (kN/m <sup>2</sup> )	rihi+q kN/m <sup>2</sup>	Ka cos(α + β)	Phi (kN/m <sup>2</sup> )
1	2.300	19.00	43.70	0.00	0.5001	0.00
				43.70		21.86
2	0.700	10.00	7.00	43.70	0.5001	21.86
				50.70		25.36

・土圧およびモーメント



区 分	土 圧 Phi (kN/m)	作用位置 y <sub>i</sub> (m)	モーメント My <sub>i</sub> = Phi · y <sub>i</sub> (kN·m/m)
	$1/2 \times 2.300 \times 21.86$	$0.700 + 1/3 \times 2.300$	36.87
	$1/2 \times 0.700 \times 21.86$	$0.000 + 2/3 \times 0.700$	3.57
	$1/2 \times 0.700 \times 25.36$	$0.000 + 1/3 \times 0.700$	2.07
計	Ph = 41.66		My = 42.51

土圧の作用高さは次式により算定する。

$$y = My / Ph = 1.020 \text{ (m)}$$

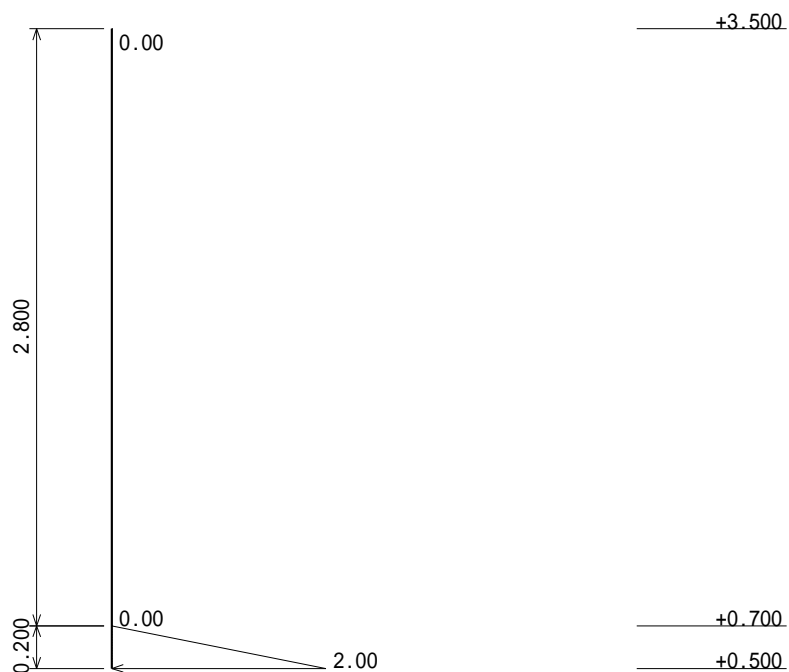
(3) 水圧

1) 常時

水位差  $h_w = (\text{背面水位高}) - (\text{前面水位高}) = 0.70 - 0.50 = 0.20 \text{ (m)}$

残留水圧強度  $p_w$

$p_w = w \cdot h_w = 10.0 \times 0.20 = 2.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$



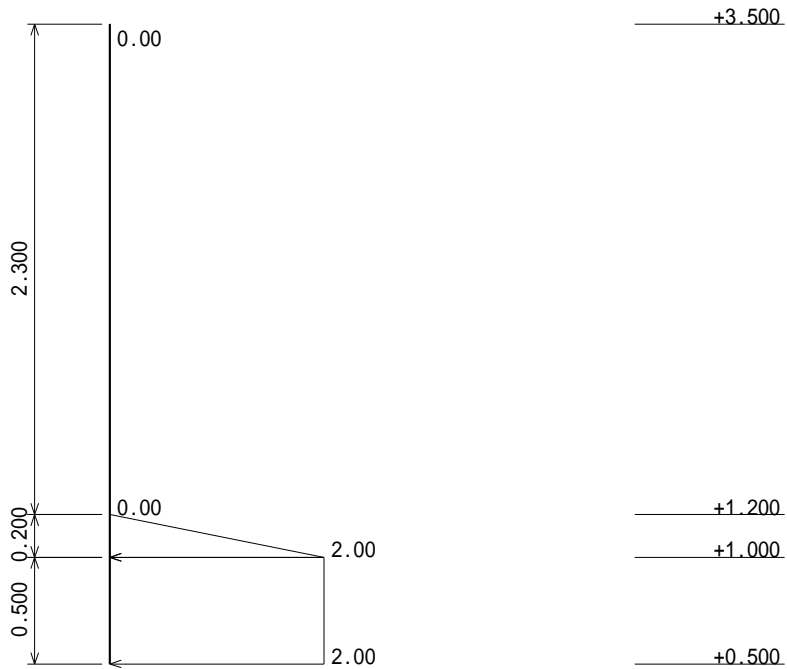
区分	残留水圧 $P_{wi} \text{ (kN/m)}$	作用位置 $y_i \text{ (m)}$	モーメント $M_{wi} = P_{wi} \cdot y_i$ $\text{(kN}\cdot\text{m/m)}$
	$1/2 \times 0.200 \times 2.00$	$0.000 + 1/3 \times 0.200$	$0.067$
計	$P_w = 0.20$		$M_w = 0.01$

2) 地震時

水位差  $h_w = (\text{背面水位高}) - (\text{前面水位高}) = 1.20 - 1.00 = 0.20 \text{ (m)}$

残留水圧強度  $p_w$

$$p_w = \gamma_w \cdot h_w = 10.0 \times 0.20 = 2.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



区分	残留水圧 $P_{wi}$ (kN/m)	作用位置 $y_i$ (m)	モーメント $M_{wi} = P_{wi} \cdot y_i$ (kN·m/m)
	$1/2 \times 0.200 \times 2.00$	$0.20$	$0.20$
	$0.500 \times 2.00$	$0.500 + 1/3 \times 0.200$	$0.567$
		$0.000 + 1/2 \times 0.500$	$0.250$
計	$P_w = 1.20$		$M_w = 0.36$

#### (4) 応力度

##### 1) 常時

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	$M_x = V \cdot x$ (kN·m/m)	$M_y = H \cdot y$ (kN·m/m)
躯体自重	103.50	0.00	113.30	0.00
土 圧	0.00	44.32	0.00	44.40
水 圧	0.00	0.20	0.00	0.01
合 計	103.50	44.52	113.30	44.41

##### ・たて壁基部における設計断面力

$$N = V = 103.50 \text{ (kN/m)}$$

$$H = H = 44.52 \text{ (kN/m)}$$

$$M = V \cdot e = 103.50 \times 0.584 = 60.44 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{2.50}{2} - 0.666 = 0.584 \text{ (m)}$$

$$x = \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{113.30 - 44.41}{103.50} = 0.666 \text{ (m)}$$

##### ・曲げ応力度

$$c = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{103.50 \times 10^3}{1000 \times 2500} \pm \frac{6 \times 60.44 \times 10^6}{1000 \times 2500^2}$$

$$c = 0.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

$$c_t = -0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

##### ・せん断応力度

$$c = \frac{H}{b \cdot h} = \frac{44.52 \times 10^3}{1000 \times 2500} = 0.018 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

2) 地震時

荷重名称	鉛直力 V (kN/m)	水平力 H (kN/m)	Mx = V · x (kN·m/m)	My = H · y (kN·m/m)
躯体自重	103.50	13.46	113.30	15.71
土 圧	0.00	41.66	0.00	42.51
水 圧	0.00	1.20	0.00	0.36
合 計	103.50	56.32	113.30	58.58

・たて壁基部における設計断面力

$$N = V = 103.50 \text{ (kN/m)}$$

$$H = H = 56.32 \text{ (kN/m)}$$

$$M = V \cdot e = 103.50 \times 0.721 = 74.62 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

ここに,

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{2.50}{2} - 0.529 = 0.721 \text{ (m)}$$

$$x = \frac{M_x - M_y}{V} = \frac{113.30 - 58.58}{103.50} = 0.529 \text{ (m)}$$

・曲げ応力度

$$c = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{103.50 \times 10^3}{1000 \times 2500} \pm \frac{6 \times 74.62 \times 10^6}{1000 \times 2500^2}$$

$$c = 0.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

$$c_t = -0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.34 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

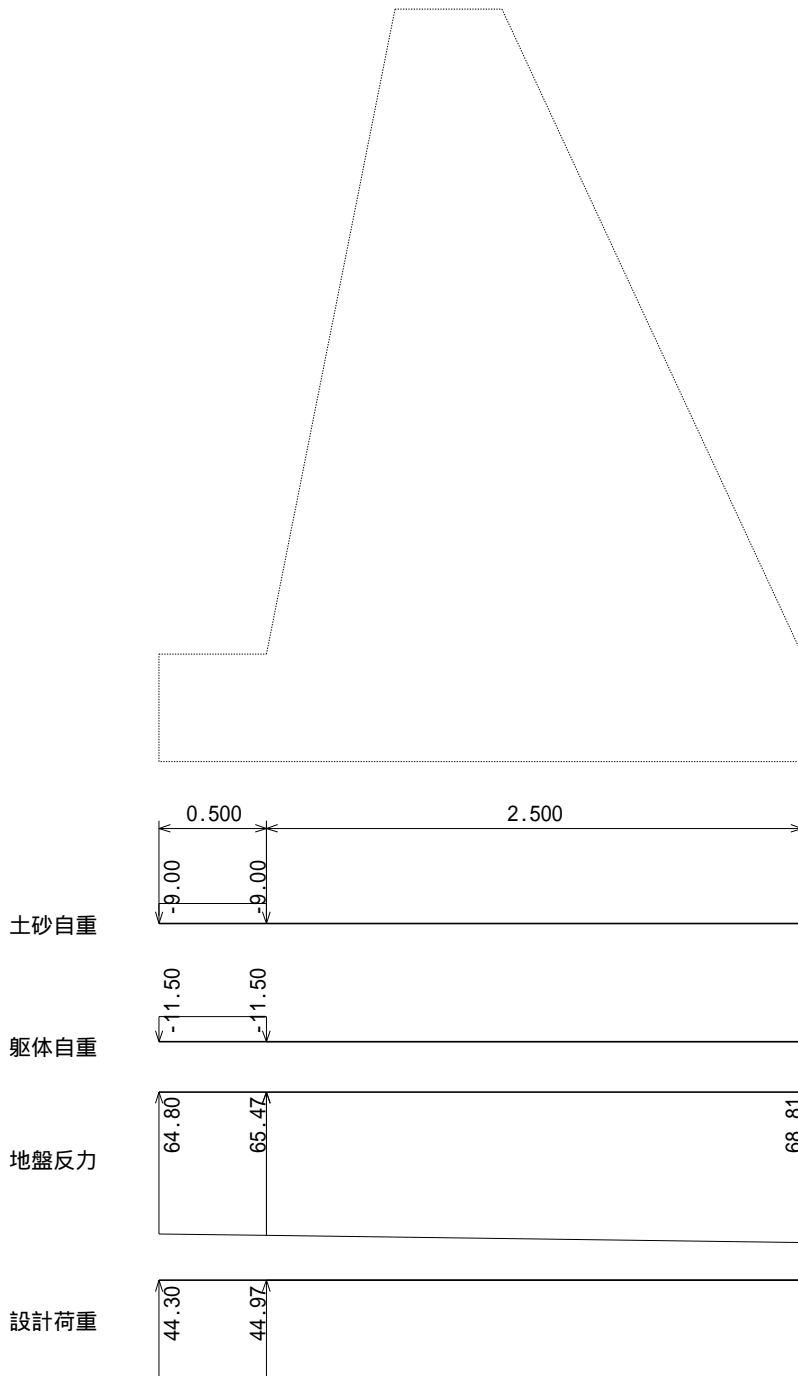
・せん断力度

$$c = \frac{H}{b \cdot h} = \frac{56.32 \times 10^3}{1000 \times 2500} = 0.023 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

5 つま先版の照査

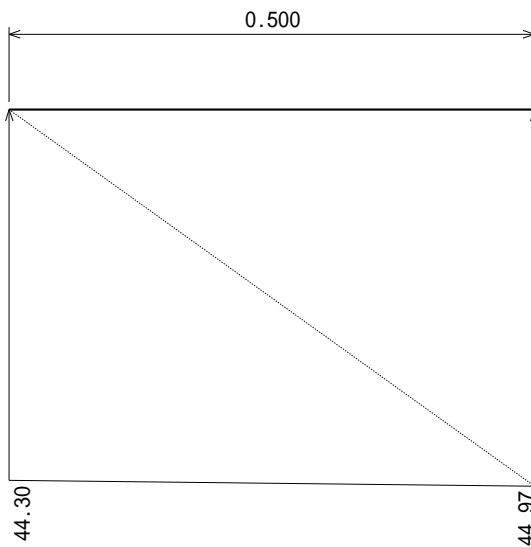
(1) 常時・浮力無視

1) 設計荷重





## 2) 設計断面力



区分	せん断力 S <sub>i</sub> (kN/m)	作用位置 x <sub>i</sub> (m)	モーメント M <sub>i</sub> = S <sub>i</sub> · x <sub>i</sub> (kN·m/m)
1/2 ×	0.50 × 44.300	11.08	0.000 + 2/3 × 0.500
1/2 ×	0.50 × 44.968	11.24	0.000 + 1/3 × 0.500
計	S = 22.32		M = 5.57

## 3) 応力度

### ・ 曲げ応力度

$$c = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 5.57 \times 10^6}{1000 \times 500^2}$$

$$c = 0.13 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

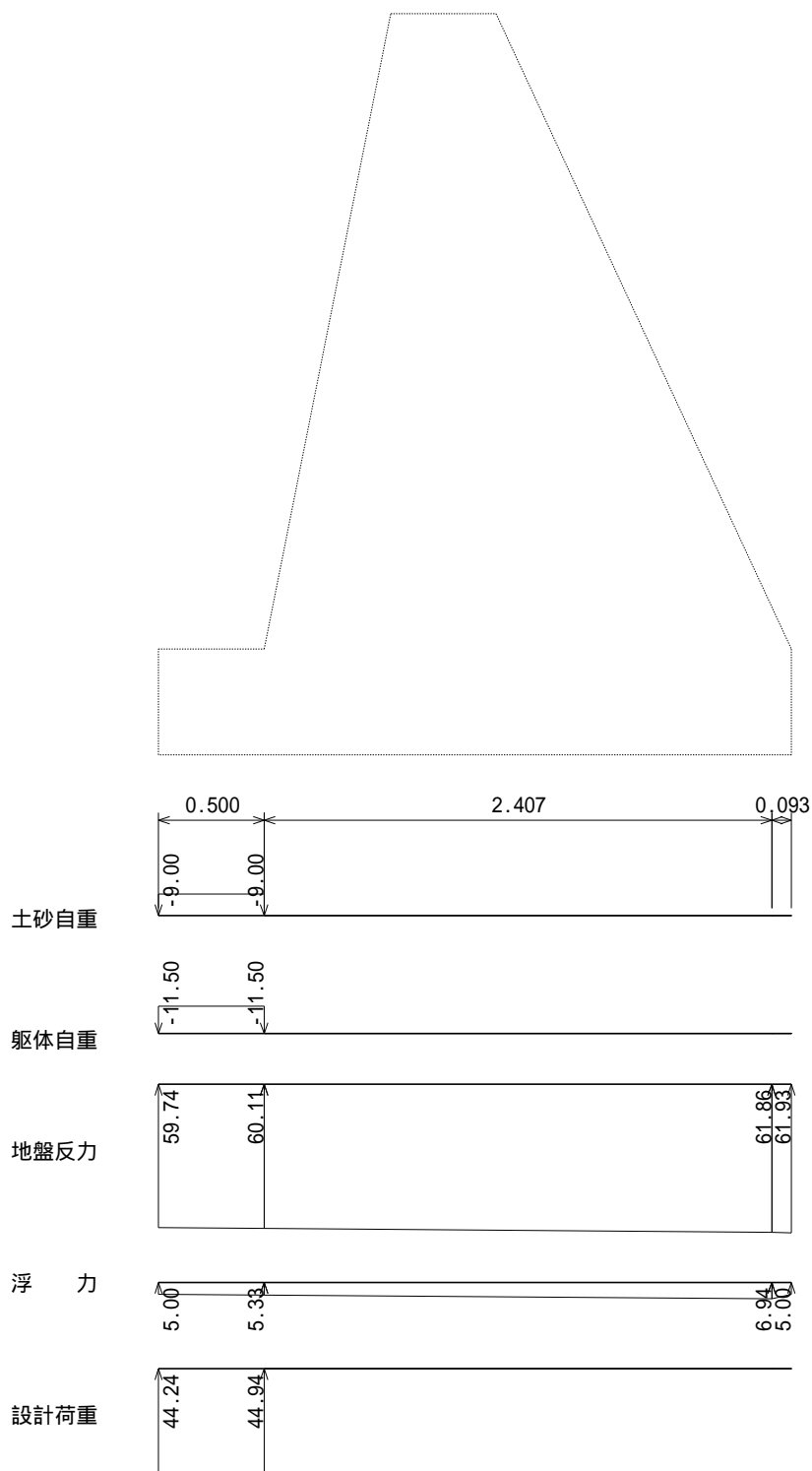
$$c_t = -0.13 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

### ・ せん断応力度

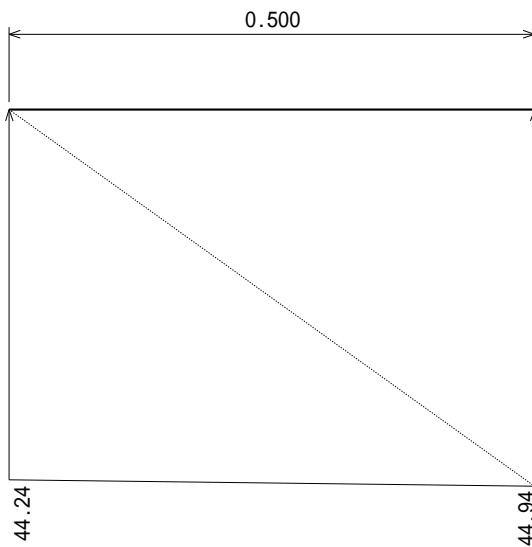
$$c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{22.32 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.045 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

(2) 常時・浮力考慮

1) 設計荷重



## 2) 設計断面力



区分	せん断力 $S_i$ (kN/m)	作用位置 $x_i$ (m)	モーメント $M_i = S_i \cdot x_i$ (kN·m/m)
1/2 x	$0.50 \times 44.240$	11.06	$0.000 + 2/3 \times 0.500$
1/2 x	$0.50 \times 44.938$	11.23	$0.000 + 1/3 \times 0.500$
計	$S = 22.29$		$M = 5.56$

## 3) 応力度

### ・曲げ応力度

$$c = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 5.56 \times 10^6}{1000 \times 500^2}$$

$$c = 0.13 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

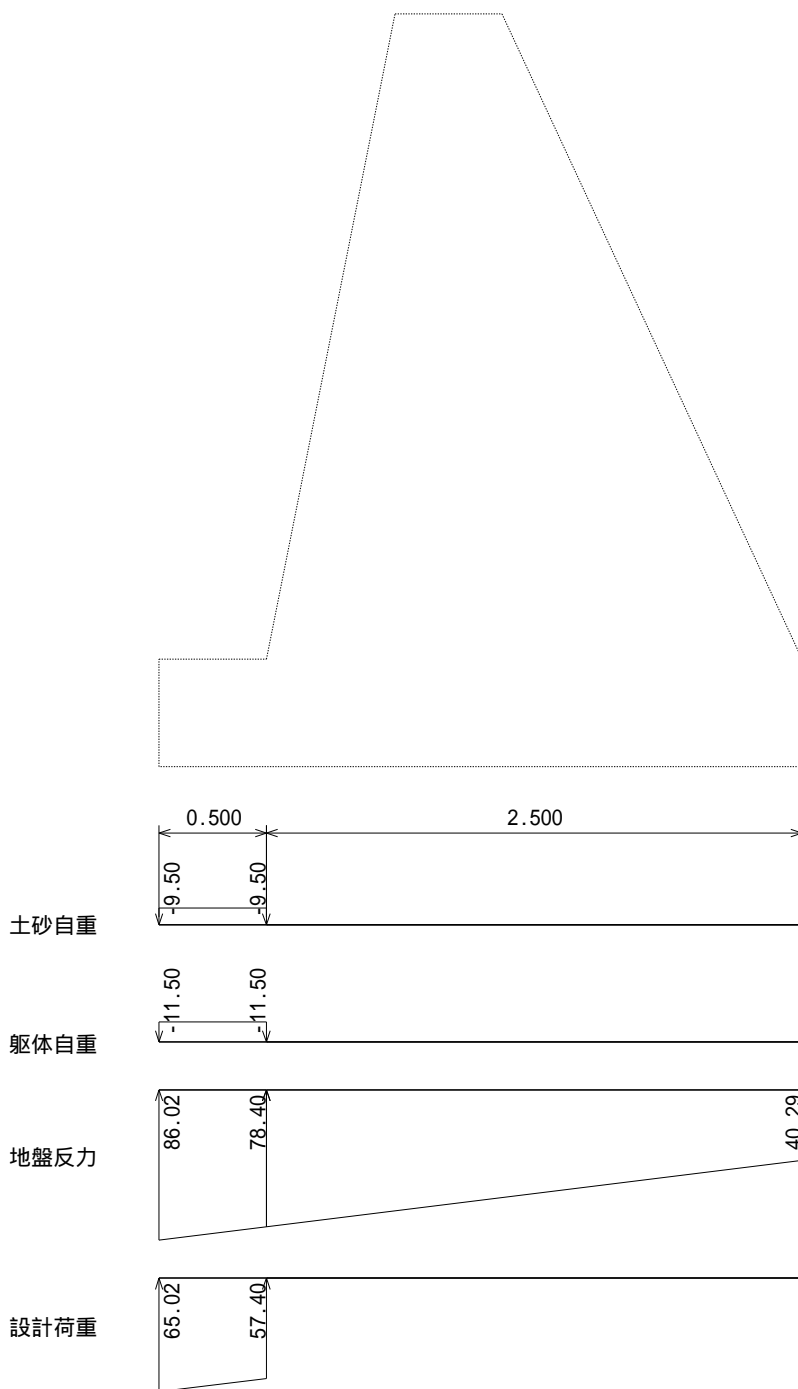
$$c_t = -0.13 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

### ・せん断応力度

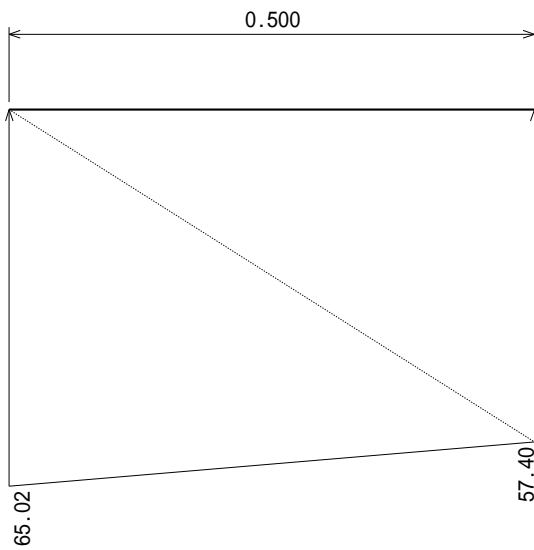
$$c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{22.29 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.045 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

(3) 地震時・浮力無視

1) 設計荷重



## 2) 設計断面力



区分	せん断力 $S_i$ (kN/m)	作用位置 $x_i$ (m)	モーメント $M_i = S_i \cdot x_i$ (kN·m/m)
1/2 x	$0.50 \times 65.020$	$16.26$	$0.000 + 2/3 \times 0.500$
1/2 x	$0.50 \times 57.398$	$14.35$	$0.000 + 1/3 \times 0.500$
計	$S = 30.61$		$M = 7.81$

## 3) 応力度

### ・曲げ応力度

$$c = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 7.81 \times 10^6}{1000 \times 500^2}$$

$$c = 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

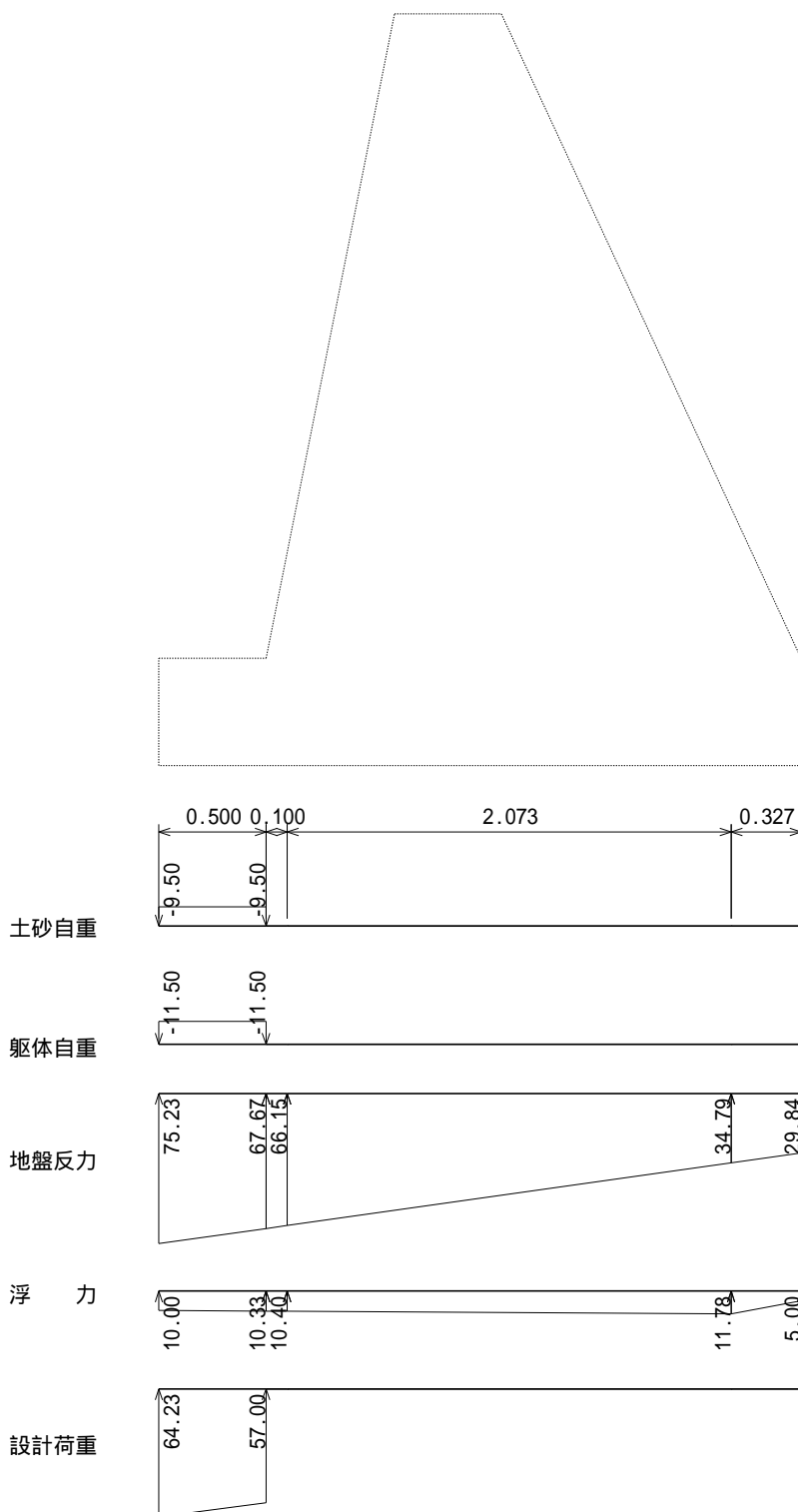
$$c_t = -0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.34 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

### ・せん断応力度

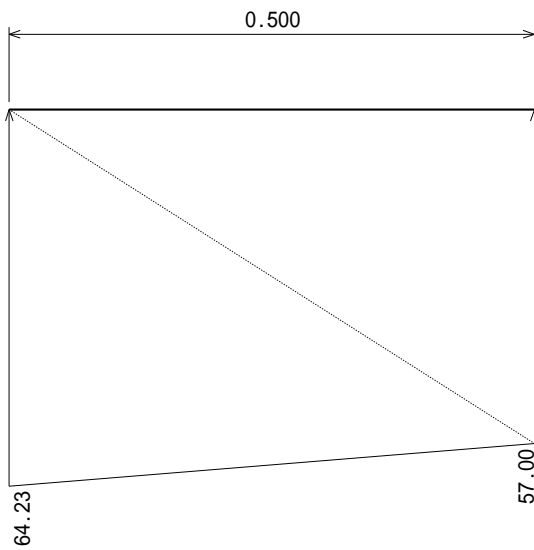
$$c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{30.61 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.061 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

(4) 地震時・浮力考慮

1) 設計荷重



## 2) 設計断面力



区分	せん断力 $S_i$ (kN/m)	作用位置 $x_i$ (m)	モーメント $M_i = S_i \cdot x_i$ (kN·m/m)
1/2 x	$0.50 \times 64.230$	$16.06$	$0.000 + 2/3 \times 0.500$
1/2 x	$0.50 \times 56.998$	$14.25$	$0.000 + 1/3 \times 0.500$
計	$S = 30.31$		$M = 7.73$

## 3) 応力度

### ・曲げ応力度

$$c = \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \pm \frac{6 \times 7.73 \times 10^6}{1000 \times 500^2}$$

$$c = 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

$$c_t = -0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_{at} = 0.34 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$

### ・せん断応力度

$$c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{30.31 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.061 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad c_a = 0.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ OK}$$