

# 控え壁式擁壁の設計計算 サンプルデータ

出力例

Sample

逆 T 型 B タイプ 直接基礎 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 地盤条件	2
1.6 使用材料	2
1.7 土砂	3
1.8 載荷荷重	3
1.9 その他荷重	3
1.10 土圧	3
1.11 基礎の条件	4
1.11.1 許容せん断抵抗算出用データ	4
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	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 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
2.3 土圧・水圧	8
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	11
3章 豎壁の設計	14
3.1 土圧	14
3.2 作用力の集計	16
3.3 断面力の算出	17
3.4 断面計算	17
3.4.1 照査位置[1]の設計	17
3.5 接合部の照査	20
4章 つま先版の設計	21
4.1 照査位置[1]の設計	21
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	21
4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	22
4.1.3 地盤反力	22
4.1.4 断面力の集計	23
4.1.5 断面計算（許容応力度法）	23
4.2 照査位置[2]の設計	24
4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	25
4.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	25
4.2.3 地盤反力	25
4.2.4 断面力の集計	26
4.2.5 断面計算（許容応力度法）	26
5章 かかと版の設計	28
5.1 躯体重量	28

5.2 土砂重量	28
5.3 浮力（揚圧力）	29
5.4 地表面の載荷荷重	29
5.5 地盤反力	30
5.6 作用力の集計	32
5.7 断面力の算出	33
5.8 断面計算	33
5.8.1 照査位置[1]の設計	33
6章 控え壁の設計	37
6.1 豎壁照査位置[1]の設計	37
6.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	37
6.1.2 躯体自重，その他荷重	37
6.1.3 土圧・水圧	38
6.1.4 断面力の集計	39
6.1.5 断面計算	40

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

データ名 : Sample1.f9b (コメント : 逆T型Bタイプ 直接基礎)

タイトル : サンプルデータ

コメント : 逆T型Bタイプ 直接基礎

## 1.2 適用基準

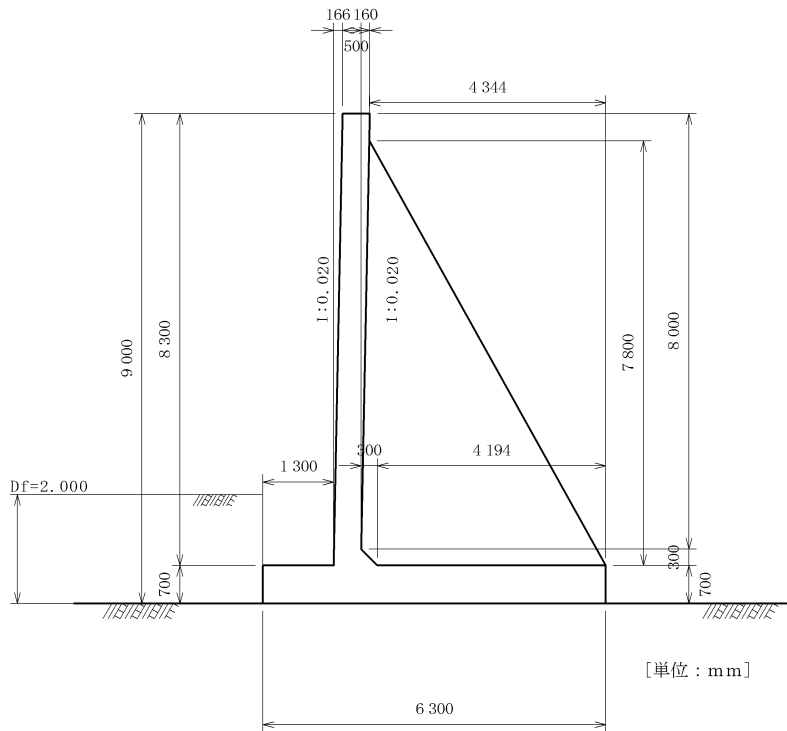
(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成11年3月

## 1.3 形式

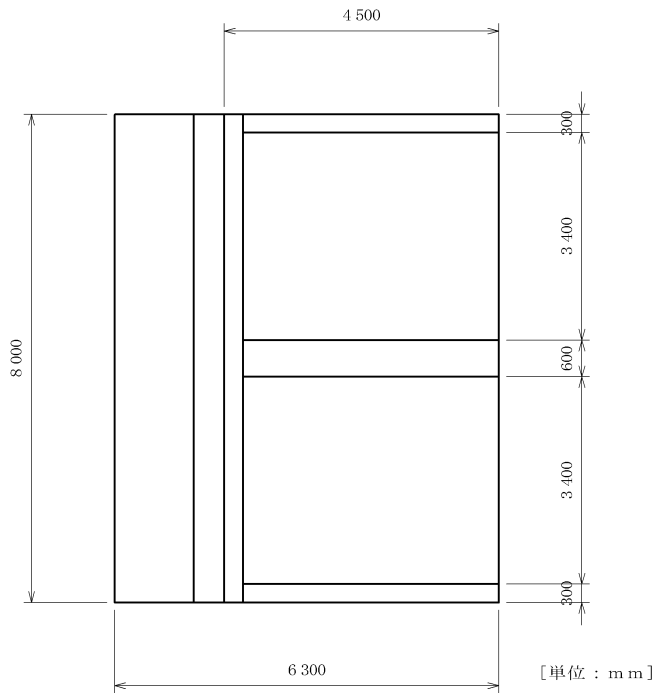
『逆T型 - B (直接基礎)』

## 1.4 形状寸法

側面形状



平面形状



1.5 地盤条件

地震規模： 中規模，大規模

地域区分： A

地盤種別： I種

1.6 使用材料

【コンクリート】 縦壁（鉄筋コンクリート）：  $ck = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
 底板（鉄筋コンクリート）：  $ck = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

【鉄筋】 種類： SD345

【内部摩擦角】 背面土砂： 35.00 (度)

【単位体積重量】

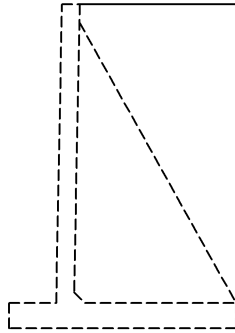
( $\text{kN/m}^3$ )

躯体	鉄筋コンクリート	24.500	
水	浮力算出用	9.800	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	19.000	19.800
	前面	19.000	19.800

【設計水平震度】 躯体：  $Kh = 0.12$   
 土砂(前面)：  $Kh = 0.12$   
 (背面)：  $Kh = 0.12$

### 1.7 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

### 1.8 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	0.000			

### 1.9 その他荷重

考慮しない

### 1.10 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	0.000	23.333	—	—

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかとから鉛直に伸ばした線)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・ 豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 -1.146 (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

## 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 $\tan \phi_s$	0.600

### 1.11.2 鉛直支持力算出用データ

地盤の粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
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(kN/m <sup>3</sup> )	
	$D_f$	$D'_f$	$\gamma_1$	$\gamma_2$
常時	2.000	2.000	21.0000	21.0000
地震時	2.000	2.000	21.0000	21.0000

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)

$\gamma_1$  : 支持地盤の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$  : 根入れ地盤の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

## 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	許容偏心量 $e_o / B$ (m)	滑動安全率	鉛直支持力 算出時の 安全率
常時	1/6	1.500	3.000
地震時	1/3	1.200	2.000

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)

1.12.2 部材の許容応力度

(1)鉄筋コンクリート部材

1) 縦壁 (一般部材)

(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 <small>ca</small>	鉄筋の 引張応力度 <small>sa</small>	せん断 応力度	
				<small>a1</small>	<small>a2</small>
常時	1.00	8.000	180.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

2) 底版 (一般部材)

(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 <small>ca</small>	鉄筋の 引張応力度 <small>sa</small>	せん断 応力度	
				<small>a1</small>	<small>a2</small>
常時	1.00	8.000	180.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

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

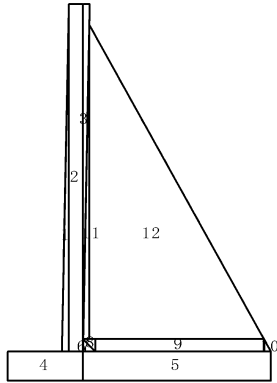


## 2章 安定計算

### 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

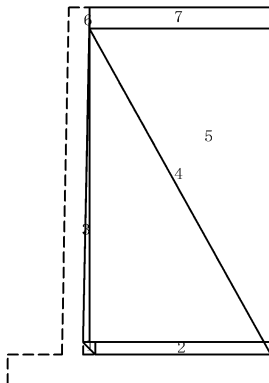
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.166 × 8.300 × 8.000	5.511	1.411	3.467	7.775	19.106	躯体 躯体 躯体 躯体 八 八 控 控 控 控 控 控 ン ン チ 壁 壁 壁 壁 壁 壁
2	0.334 × 8.300 × 8.000	22.178	1.633	4.850	36.216	107.561	
3	1/2 × 0.166 × 8.300 × 8.000	5.511	1.855	6.233	10.225	34.353	
4	1.800 × 0.700 × 8.000	10.080	0.900	0.350	9.072	3.528	
5	4.500 × 0.700 × 8.000	25.200	4.050	0.350	102.060	8.820	
6	1/2 × 0.006 × 0.300 × 8.000	0.007	1.804	0.800	0.013	0.006	
7	1/2 × 0.300 × 0.300 × 8.000	0.360	1.906	0.800	0.686	0.288	
8	1/2 × 0.300 × 0.300 × 1.200	0.054	2.006	0.900	0.108	0.049	
9	4.027 × 0.300 × 1.200	1.450	4.119	0.850	5.972	1.232	
10	1/2 × 0.167 × 0.300 × 1.200	0.030	6.189	0.800	0.186	0.024	
11	1/2 × 0.150 × 7.500 × 1.200	0.675	1.906	3.500	1.287	2.363	
12	1/2 × 4.177 × 7.500 × 1.200	18.796	3.348	3.500	62.935	65.786	
		89.852	—	—	236.535	243.116	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 236.535 / 89.852 = 2.632 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 243.116 / 89.852 = 2.706 \text{ (m)}$$

#### (2) 背面土砂

##### 1) ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi(m³)	重心位置(m)		Vi・Xi	Vi・Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.300 × 0.300 × 6.800	0.306	2.006	0.900	0.614	0.275	かかと上
2	4.194 × 0.300 × 6.800	8.556	4.203	0.850	35.960	7.272	かかと上
3	1/2 × 0.160 × 8.000 × 6.800	4.352	1.913	3.667	8.324	15.957	かかと上
4	4.334 × 8.000 × 6.800	235.770	4.133	5.000	974.436	1178.848	かかと上
5	1/2 × 4.344 × 7.800 × 1.200	20.330	4.852	5.900	98.641	119.947	控え壁上
6	1/2 × 0.010 × 0.500 × 1.200	0.003	1.963	8.667	0.006	0.026	控え壁上
7	4.334 × 0.500 × 1.200	2.600	4.133	8.750	10.747	22.754	控え壁上
		271.917	—	—	1128.728	1345.079	

重心位置 XG = (Vi・Xi) / Vi = 1128.728 / 271.917 = 4.151 (m)  
 YG = (Vi・Yi) / Vi = 1345.079 / 271.917 = 4.947 (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]地震時

位置	鉛直力 W = V · V (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 89.852 = 2201.377	2.632

位置	水平力 H = W · kh (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	2201.377 × 0.12 = 264.165	2.706

(2)土砂重量，浮力

[1]地震時

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 V(m³)	重心位置(m)		体積 VI(m³)	重心位置(m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(背面)	271.917	4.151	4.947	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 Vu(m³)	重心位置(m)	
		Xu	Yu
土砂(背面)	271.917	4.151	4.947

水位より上の体積

Vu = V - VI

水位より上の重心位置

Xu = (V・X - VI・XI) / Vu

Yu = (V・Y - VI・YI) / Vu

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$271.917 \times 19.000 = 5166.417$	$0.000 \times 19.800 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)	水平力 H $W \cdot k_h$ (kN)	作用位置 Y (m)
土砂(背面)	5166.417	4.151	$5166.417 \times 0.12 = 619.970$	4.947

(3)自重集計

[1]地震時

	重量 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			$X_i$	$Y_i$	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	2201.377	264.165	2.632	2.706	5795.105	714.760
背面土砂	5166.417	619.970	4.151	4.947	21445.824	3066.780
合計	7367.794	884.135	——	——	27240.930	3781.540

2.3 土圧・水圧

[1]地震時

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)

$x_p = 6.300 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ

$H = 9.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度

$= 0.000^\circ$

背面土砂の単位体積重量

$s = 19.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角

$= 35.00^\circ$

地表面が水平面となす角度

$= 0.000^\circ$

壁面摩擦角

$= 0.000^\circ$

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  $h_w = 0.000 \text{ m}$

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	
62.00	409.150	0.000	0.000	409.150	208.472
63.00	392.080	0.000	0.000	392.080	208.473
64.00	375.310	0.000	0.000	375.310	208.038

土圧力が最大となるのは、

$= 63.00^\circ$  のとき  $P = 208.473 \text{ kN}$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{392.080 \times \sin(63.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(63.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &= 208.473 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 208.473 \times \cos( 0.000^\circ + 0.000^\circ ) = 208.473 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 208.473 \times \sin( 0.000^\circ + 0.000^\circ ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{9.000}{3} = 3.000 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan = 6.300 - 3.000 \times \tan 0.000^\circ = 6.300 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 3.000 = 3.000 \text{ m}$$

全幅 ( 8.000 m ) 当りの作用力は次のようになる。

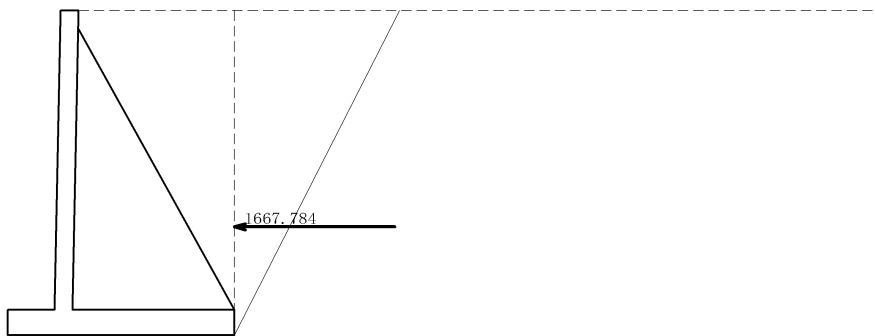
水平成分

$$P_{ha} = P_h \times 8.000 = 208.473 \times 8.000 = 1667.784 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_{hv} = P_v \times 8.000 = 0.000 \times 8.000 = 0.000 \text{ kN}$$

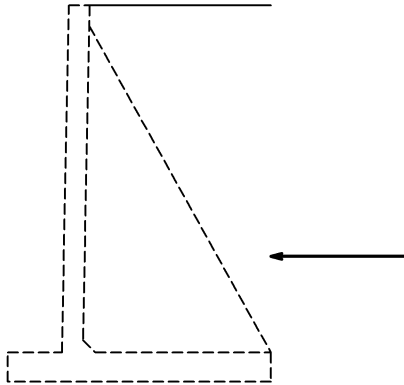
・土圧図



## 2.4 作用力の集計

### (1)フーチング前面での作用力の集計

[1]地震時



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	7367.794	884.135	3.697	4.277	27240.930	3781.540
土圧	0.000	1667.784	6.300	3.000	0.000	5003.352
合計	7367.794	2551.919	————	————	27240.930	8784.892

荷重状態(水位)	N <sub>o</sub> (kN)	H <sub>o</sub> (kN)	M <sub>o</sub> (kN.m)
地震時	7367.794	2551.919	18456.039

### (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> = 6.300 (m)

全幅(8.000m)当り

荷重状態(水位)	N <sub>c</sub> (kN)	H <sub>c</sub> (kN)	M <sub>c</sub> (kN.m)
地震時	7367.794	2551.919	4752.513

## 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 = 6.300

$$e_a = B / n$$

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)
地震時	27240.930	8784.892	7367.794	2.505	0.645	2.100

### 2.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_b \cdot A}{\Sigma H}$$

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

A : 有効載荷面積(m<sup>2</sup>), A = B · L

B : 底版幅(m), B = 6.300

L : 奥行長(m), L = 8.000

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>
地震時	7367.794	2551.919	1.732	1.200

### 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 <sup>3</sup> )		q = $\sum D_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
	D <sub>i</sub>	D' <sub>i</sub>	1	2	
地震時	2.000	2.000	21.000	21.000	42.000

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

ここに、

- $q_d$  : 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>) ,  $c = 0.000$
- $q$  : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>) ,  $q = \gamma_2 D_f$
- $\gamma_1, \gamma_2$  : 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、地下水以下では水中単位重量を用いる。
- $B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m) ,  $B_e = B - 2e_b$
- $B$  : 基礎幅 (m) ,  $B = 6.300$
- $e_b$  : 荷重の偏心量 (m)
- $D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)
- $\lambda_1, \lambda_2$  : 基礎の形状係数 ,  $\lambda_1 = 1 + 0.3B_e / L$  ,  $\lambda_2 = 1 - 0.4B_e / L$   
ただし、 $B_e / L > 1$  の場合、 $B_e / L = 1$  とする。
- $L$  : 基礎の奥行き (m) ,  $L = 8.000$
- $\lambda_3$  : 根入れ効果に対する割増し係数 ,  $\lambda_3 = 1 + 0.3D'_f / B_e$
- $D'_f$  : 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)
- $N_c, N_q, N_\gamma$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数  
地盤のせん断抵抗角  $\phi$  および荷重の傾斜  $\alpha$  から求める  
 $N_c = \frac{1 + \sin \phi}{2} \cdot \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \cdot \tan^2(45 - \frac{\alpha}{2})$   
 $N_q = \frac{1 + \sin \phi}{2} \cdot \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \cdot \tan^2(45 - \frac{\alpha}{2}) \cdot \tan \phi$   
 $N_\gamma = \frac{1 - \sin \phi}{2} \cdot \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \cdot \tan^2(45 - \frac{\alpha}{2}) \cdot \tan \phi$
- $S_c, S_q, S_\gamma$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数 ,  $S_c = 1.000$   
 $S_c = (c'/c_0)^{\mu}$  ,  $S_q = (q'/q_0)^{\mu}$  ,  $S_\gamma = (B'/B_0)^{\mu}$
- $\mu, \mu'$  : 寸法効果の程度を表す係数  
 $\mu = -0.333$  ,  $\mu' = -0.333$  ,  $\mu = -0.333$
- $c'$  :  $c' = c / c_0$  ただし、 $1 \leq c' \leq 10$
- $c_0$  : 10 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q'$  :  $q' = q / q_0$  ただし、 $1 \leq q' \leq 10$
- $q_0$  : 10 (kN/m<sup>2</sup>)
- $B'$  :  $B' = B_e / B_0$  ただし、 $1 \leq B' \leq 10$
- $B_0$  : 1.0 (m)

荷重状態 (水位)	tan = Hb / V	Hb (kN)	V (kN)	支持力係数			有効 載荷幅 B <sub>e</sub> (m)
				N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N	
地震時	0.346	2551.919	7367.794	20.830	14.652	8.036	5.010

$$q_a = q_d / n$$

ここに、

- Hb : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)
- V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)
- $q_a$  : 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> )
	$\lambda_1$	$\lambda_2$		$S_q$	S		
地震時	1.188	0.750	1.120	0.620	0.585	612.684	306.342

(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

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

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

2) 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

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

ここに、

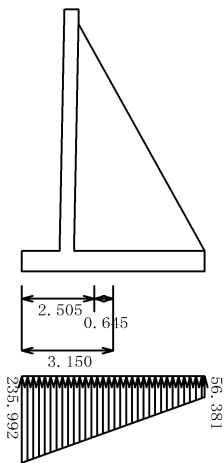
V : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 6.300

e : 偏心量 (m)

L : 基礎の奥行き (m), L = 8.000

[1]地震時



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
6.300	台形	56.381	235.992	306.342



### 3章 豎壁の設計

豎壁照査位置1については、豎壁と控え壁で支えられた連続版とみなして設計を行う。

#### 3.1 土圧

[1]常時

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）	$x_p = 1.800 \text{ m}$
	$y_p = 0.700 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 8.300 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= -1.146^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$s = 19.000 \text{ kN/m}^3$
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	$i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角( )に対する土砂重量(W)，土圧力(P)

水位  $h_w = 0.000 \text{ m}$

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	
58.00	395.857	0.000	50.204	446.061	174.307
59.00	380.145	0.000	48.211	428.356	174.315
60.00	364.758	0.000	46.260	411.018	173.913

土圧力が最大となるのは、

$$= 59.00^\circ \text{ のとき } P = 174.315 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{428.356 \times \sin(59.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(59.00^\circ - 35.00^\circ - (-1.146^\circ) - 23.333^\circ)} \\
 &= 174.315 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 174.315 \times \cos(-1.146^\circ + 23.333^\circ) = 161.408 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 174.315 \times \sin(-1.146^\circ + 23.333^\circ) = 65.828 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{8.300}{3} = 2.767 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan - x_p = 2.767 \times \tan -1.146^\circ - 1.800 = -0.305 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.700 + 2.767 = 2.767 \text{ m}$$

土圧係数の算出

$$K_a = \frac{2 \cdot P}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 174.315}{19.000 \times 8.300^2} = 0.26635$$

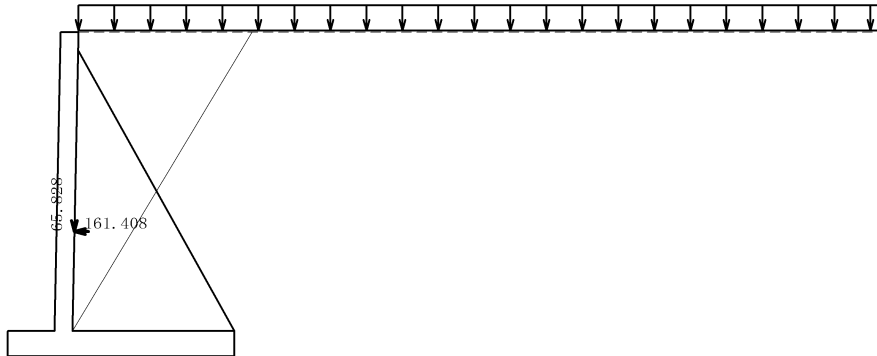
土圧強度の算出

水平土圧係数  $K_aH = K_a \cdot \cos( \quad + \quad ) = 0.24663$

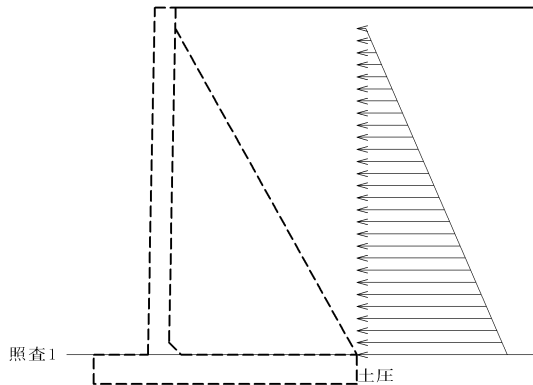
上端強度  $P1 = 0.0(\text{kN/m}^2)$

下端強度  $P2 = K_aH \cdot \quad \cdot H = 0.24663 \times 19.000 \times 8.300 = 38.893(\text{kN/m}^2)$

・土圧図



・付け根から控え壁高までの作用力



i	開始位置 y (m)	分布高さ l <sub>i</sub> (m)	上端強度 P1' (kN/m <sup>2</sup> )	下端強度 P2' (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	7.800	2.343	38.893

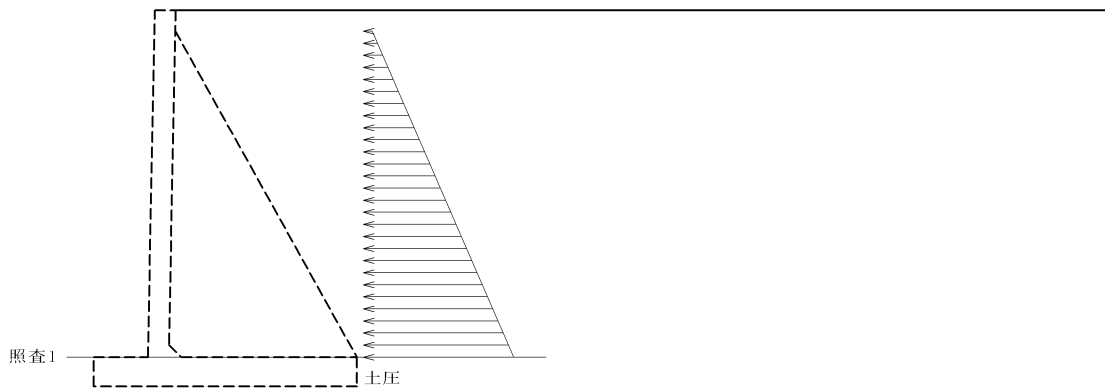
土圧による作用力

土圧力  $P_2 = 160.822 \text{ (kN)}$

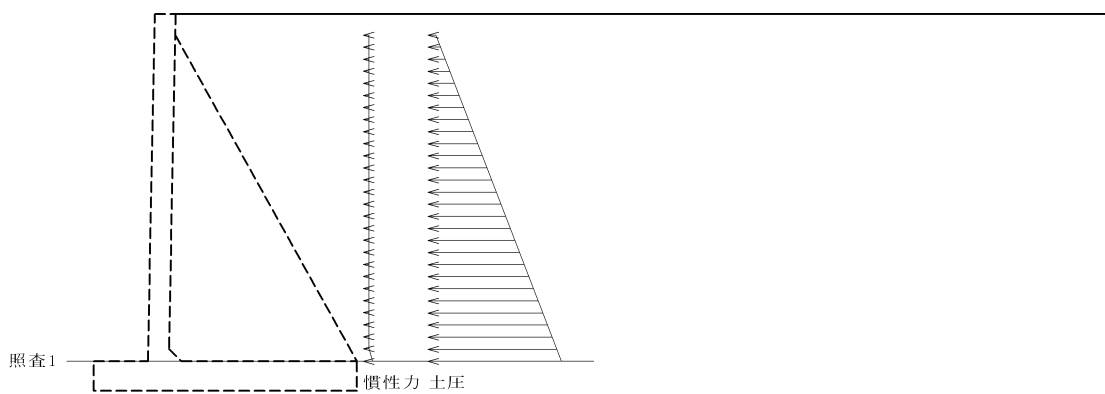
### 3.2 作用力の集計

荷重強度図

[1]常時



[2]地震時



作用荷重強度(平均)

$$w = \frac{\sum P_i}{h} \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、

w : 作用荷重強度(kN/m<sup>2</sup>)

P<sub>i</sub> : 作用力(kN)

h : 控え壁高(m), h = 7.800

荷重状態(水位)	慣性力 (kN)	土 圧 (kN)	荷重強度 (平均) (kN/m <sup>2</sup> )
常時	0.000	160.822	20.618
地震時	11.601	142.722	19.785

### 3.3 断面力の算出

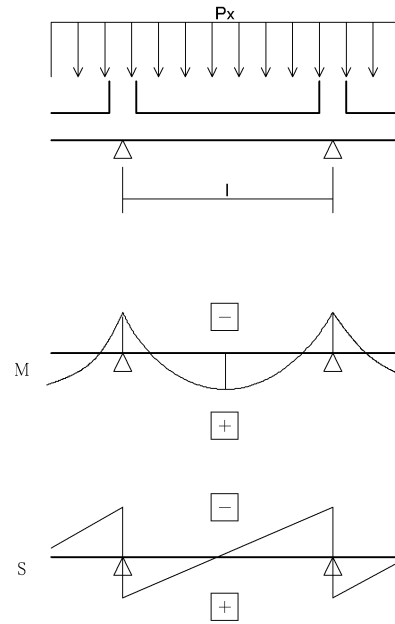
連続ばり

$$M = \pm \frac{P \cdot l^2}{K}$$

$$S = \frac{P \cdot l}{2}$$

ここに、

- M : 曲げモーメント(kN.m)  
 正の支間曲げモーメント: スパン中央  
 負の支間曲げモーメント: 控え壁位置
- S : せん断力(kN)
- Px : 任意の高さにおける荷重強度(kN/m<sup>2</sup>)
- l : スパン長(m), l=3.850
- K : 係数  
 壁の下端から壁高×0.100まで : K=12  
 上記より上 : K=10



(1)照査位置1 : 基部からの距離 0.000

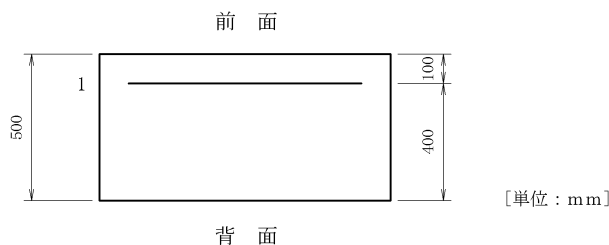
荷重状態(水位)	荷重強度 Px (kN/m <sup>2</sup> )	中央部		支点	
		M(kN.m)	S(kN)	M(kN.m)	S(kN)
常時	20.618	25.468	0.000	-25.468	39.690
地震時	19.785	24.439	0.000	-24.439	38.086

### 3.4 断面計算

#### 3.4.1 照査位置[1]の設計

基部からの距離 = 0.000 m

- (1)中央部
- 1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	
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 3.729 (cm<sup>2</sup>)

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

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

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

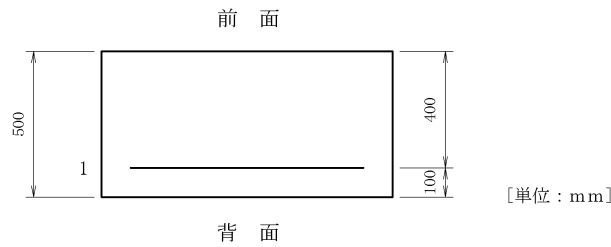
ここに、

- 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<sub>s</sub> : 引張側鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- 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/mm<sup>2</sup>)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	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	25.468	0.000	7.074	1.912	8.000	133.507	180.000

(2) 支点

1) 鉄筋配置



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

引張側必要鉄筋量 3.729 (cm<sup>2</sup>)

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<sub>s</sub> : 引張側鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- 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/mm<sup>2</sup>)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

荷重状態(水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	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	-25.468	0.000	7.074	1.912	8.000	133.507	180.000

(3)せん断応力度の照査

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

ここに、

- $\tau_m$  : コンクリートのせん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- $S_h$  : 作用せん断力(N)
- $d$  : 部材断面の有効高(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)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )		
			計算値	許容値 $a_1$	許容値 $a_2$
常時	39.690	40.000	0.099	0.390	1.700

3.5 接合部の照査

$$A_s = \frac{H}{\sigma_{sa}}$$

$$H = p \cdot (L - b)$$

ここに、

- $A_s$  : 接合鉄筋量
- $H$  : 引張力 (kN)
- $p$  : 壁に作用する荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $L$  : 控え壁間の中心間隔 (m)
- $b$  : 控え壁厚さ (m)

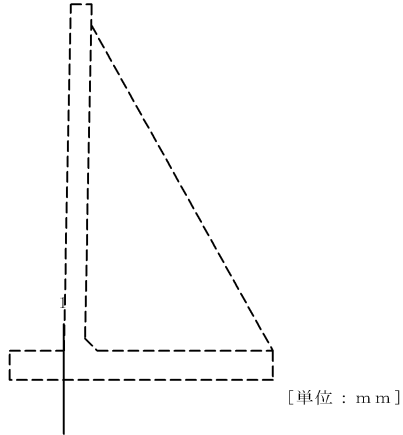
(1)照査位置1 : 基部からの距離 0.000

荷重状態(水位)	水平荷重 $p$ (kN/m <sup>2</sup> )	控え壁 間隔 $L$ (m)	控え壁 厚さ $d$ (m)	引張力 $H$ (kN)	鉄筋の引張 応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	所要鉄筋量 $A_s$ (cm <sup>2</sup> )	使用鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
常時	20.618	4.000	0.600	70.102	180.000	3.895	10.136
地震時	19.785	4.000	0.600	67.269	300.000	2.242	10.136

## 4章 つま先版の設計

### 4.1 照査位置[1]の設計

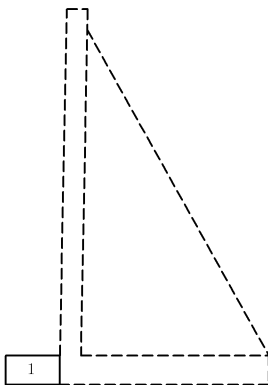
付け根からの距離 = 0.000 m



#### 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	$1.300 \times 0.700 \times 1.000$	0.910	0.650	0.591	
		0.910	—	0.591	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.591 / 0.910 = 0.650 \text{ (m)}$$



4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時

位置	鉛直力 $W = \text{ (kN) } \cdot V$	作用位置 $X$ (m)
躯体	24.500 × 0.910 = 22.295	0.650

4.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q1 + q2) \cdot L$$

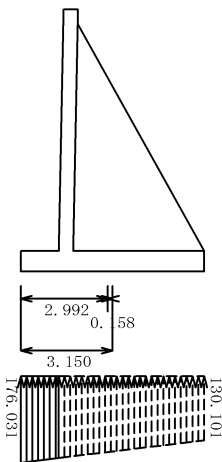
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

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 = 1.300 (m)

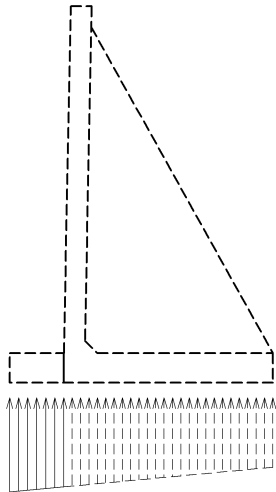
[1]常時



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
176.031	166.553	-222.680	0.656

4.1.4 断面力の集計

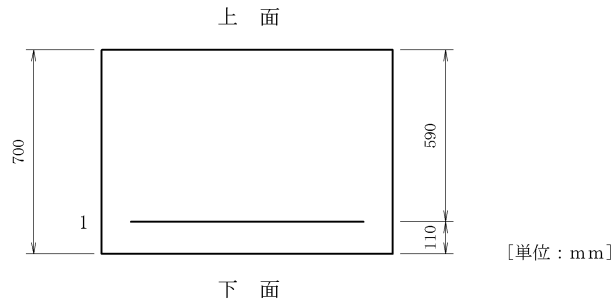
[1]常時



項目	$N_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自重	-22.295	0.650	-14.492
地盤反力	222.680	0.656	146.077
合計	200.385	—	131.585

4.1.5 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 <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
上面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
下面	1	11.0	D22	3.871	4.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 13.417 (cm<sup>2</sup>)

(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

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

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

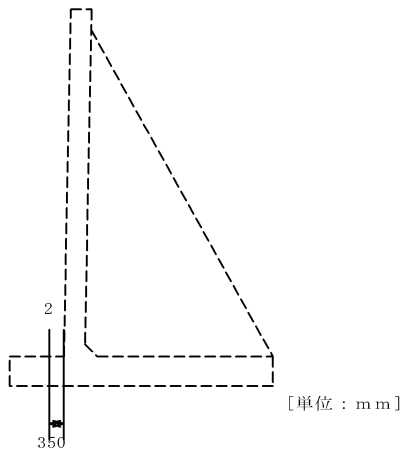
ここに、

- 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 = 700.000
- b : 部材断面幅 (mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- A<sub>s</sub> : 引張側鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- 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/mm<sup>2</sup>)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- 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 <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	131.585	14.390	3.372	8.000	156.804	180.000

4.2 照査位置[2]の設計

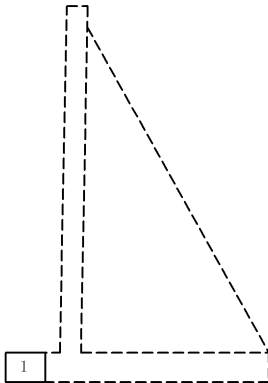
付け根からの距離 = 0.350 m



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 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	0.950 × 0.700 × 1.000	0.665	0.475	0.316	
		0.665	—	0.316	

重心位置  $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.316 / 0.665 = 0.475$  (m)

4.2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.665 = 16.292$	0.475

4.2.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q1 + q2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1 + q2}{3 \cdot (q1 + q2)} \cdot L$$

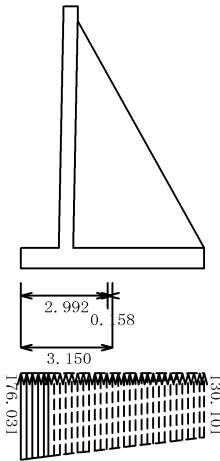
ここに、

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 = 0.950 (m)

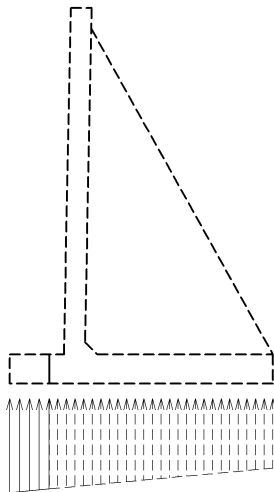
[1]常時



地盤反力度(kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
176.031	169.105	-163.940	0.478

4.2.4 断面力の集計

[1]常時



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	-16.292	0.475	-7.739
地盤反力	163.940	0.478	78.392
合計	147.647	—	70.653

4.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

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)

$b$  : 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>)

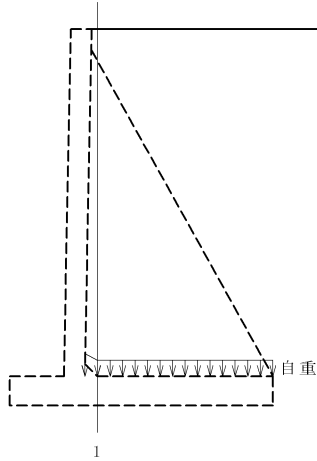
荷重状態 (水 位)	せん断力 S <sub>v</sub> (kN)	有効高 d (mm)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			計算値	許容値 <sup>at</sup>
常時	147.647	590.000	0.250	0.390

## 5章 かかと版の設計

かかと版照査位置1については、かかと版と控え壁で支えられた連続版とみなして設計を行う。

### 5.1 躯体重量

[1]常時



付け根から控え壁幅までの作用力

$$P_i = \gamma \cdot (hf_i + hr_i) / 2 \cdot B_i \text{ (kN)}$$

hf <sub>i</sub> (m)	hr <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	P <sub>i</sub> (kN)
0.700	1.000	0.006	0.125
1.000	0.700	0.300	6.247
0.700	0.700	4.194	71.927
合計 P <sub>i</sub>			78.300

P<sub>i</sub> : i番目のかかと版自重(kN)

: 単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>), = 24.50

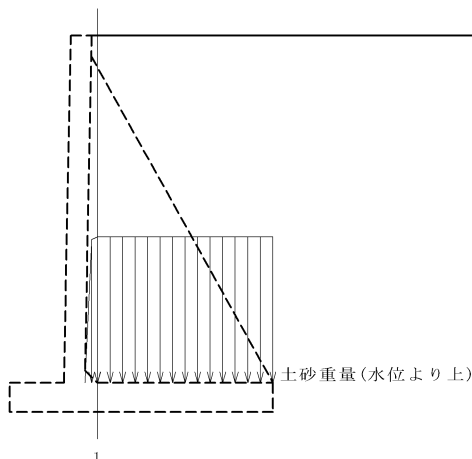
hf<sub>i</sub>, hr<sub>i</sub> : i番目の断面高(m)

B<sub>i</sub> : i番目の部材高さ(m)

B : 控え壁幅(m), B = 4.500

### 5.2 土砂重量

[1]常時



付け根から控え壁幅までの作用力

- ・ 水位より上の土砂重量

$$P_{ui} = \gamma_t \cdot (hf_i + hr_i) / 2 \cdot B_i \quad (\text{kN})$$

hf <sub>i</sub> (m)	hr <sub>i</sub> (m)	X <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> (m)	P <sub>ui</sub> (kN)
0.000	8.160	0.006	0.160	12.403
8.160	8.300	0.166	0.140	21.892
8.300	8.300	0.306	4.194	661.394
合計 Pu				695.689

P<sub>ui</sub> : i番目の水位より上の背面土砂重量(kN)

γ<sub>t</sub> : 背面土砂の湿潤重量(kN/m<sup>3</sup>), γ<sub>t</sub> = 19.00

h : 断面高(m)

hf<sub>i</sub>, hr<sub>i</sub> : i番目の土砂高(m)

X<sub>i</sub> : かかと付け根からの位置(m)

B : 控え壁幅(m), B = 4.500

5.3 浮力(揚圧力)

[1]常時

5.4 地表面の載荷荷重

鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q1 + q2) \cdot L$$

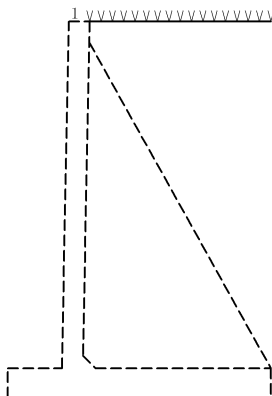
ここに、

q : 地表面載荷荷重強度

L : 地表面載荷荷重長さ

X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

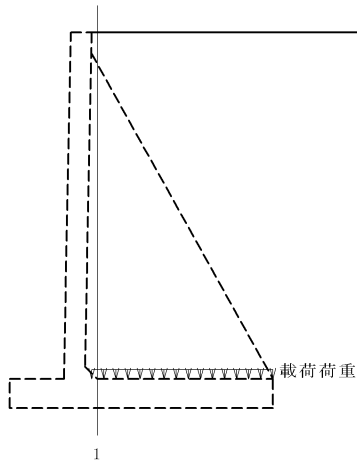
[1]常時



番号	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q2 (kN/m <sup>2</sup> )	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	4.334	43.340	2.333

- ・ 付け根から控え壁幅までの作用力





i	開始位置 x (m)	分布幅 b <sub>i</sub> (m)	始端強度 q1' (kN/m <sup>2</sup> )	終端強度 q2' (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.166	4.334	10.000	10.000

載荷荷重による作用力

載荷荷重 P<sub>s</sub> = 43.340 (kN)

### 5.5 地盤反力

鉛直力

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

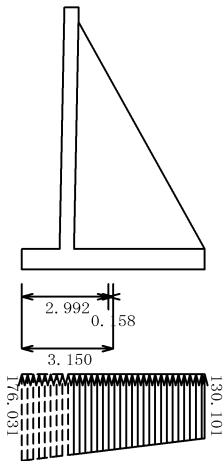
作用位置

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

ここに、

- q<sub>1</sub> : かかと版前面位置の地盤反力度
- q<sub>2</sub> : かかと版設計位置の地盤反力度
- L : 地盤反力作用幅 L = 4.500 (m)

[1]常時



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q <sub>1</sub>	q <sub>2</sub>		
130.101	176.031	659.271	2.166

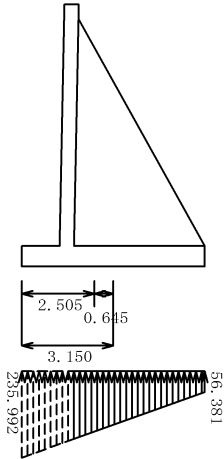
・ 付け根から控え壁幅までの作用力

i	開始位置 x (m)	分布幅 b <sub>i</sub> (m)	始端強度 q1' (kN/m <sup>2</sup> )	終端強度 q2' (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	4.500	162.908	130.101

地盤反力による作用力

地盤反力P<sub>7</sub> = 659.271 (kN)

[2]地震時



地盤反力度(kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
56.381	184.675	542.375	1.851

・ 付け根から控え壁幅までの作用力

i	開始位置 x (m)	分布幅 b <sub>i</sub> (m)	始端強度 q1' (kN/m <sup>2</sup> )	終端強度 q2' (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	4.500	184.675	56.381

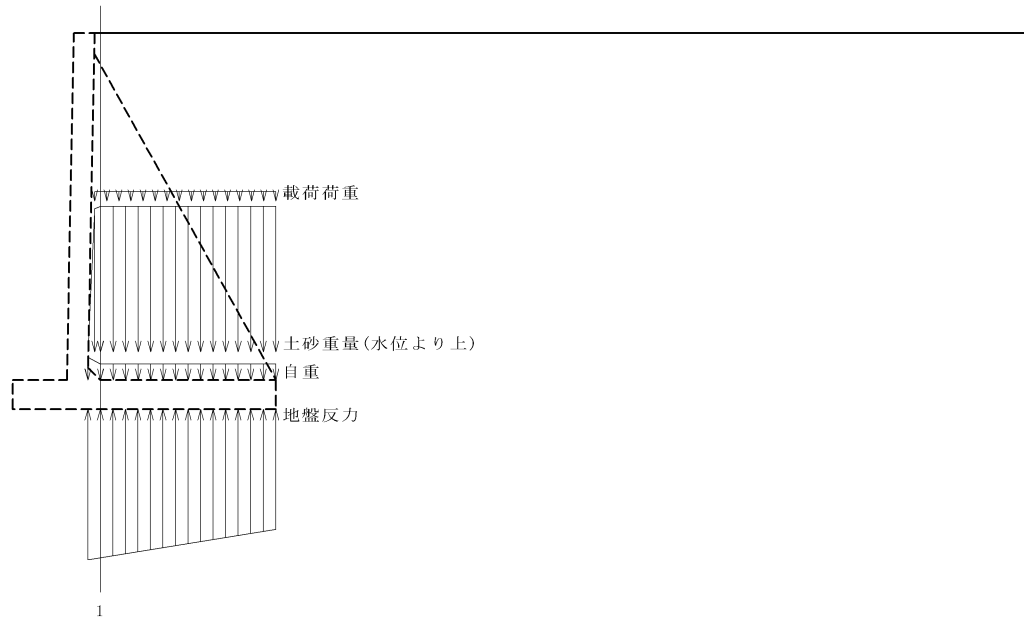
地盤反力による作用力

地盤反力P<sub>7</sub> = 542.375 (kN)

### 5.6 作用力の集計

荷重強度図

[1]常時



作用荷重強度(平均)

$$w = \frac{\sum P_i}{B} \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、

w : 作用荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

P<sub>i</sub> : 作用力 (kN)

B : 控え壁幅 (m), B = 4.500

荷重状態 (水 位)	自重 (kN)	土砂重量 (水下) (kN)	載荷荷重 (kN)	地盤反力 (kN)	荷重強度 (平均) (kN/m <sup>2</sup> )
常時	78.300	695.689	43.340	-659.271	35.124

## 5.7 断面力の算出

連続ばり

$$M = \pm \frac{P \cdot l^2}{K}$$

$$S = \frac{P \cdot l}{2}$$

ここに、

M : 曲げモーメント(kN.m)

正の支間曲げモーメント: スパン中央

負の支間曲げモーメント: 控え壁位置

S : せん断力(kN)

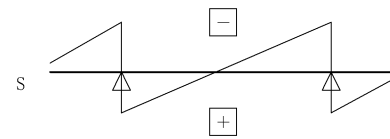
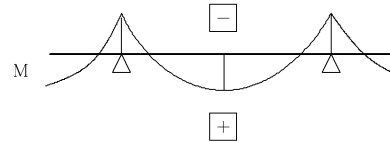
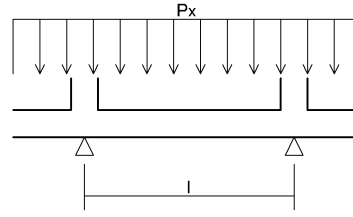
Px : 任意の高さにおける荷重強度(kN/m<sup>2</sup>)

l : スパン長(m), l=3.850

K : 係数

かかと付根からかかと幅×0.100まで : K=12

上記より後方 : K=10



(1)照査位置1: 付根からの距離 0.306

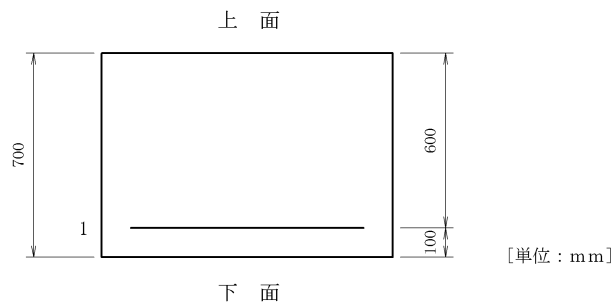
荷重状態(水位)	荷重強度 Px(kN/m <sup>2</sup> )	中央部		支点	
		M(kN.m)	S(kN)	M(kN.m)	S(kN)
常時	35.124	43.385	0.000	-43.385	67.614
地震時	51.470	63.576	0.000	-63.576	99.079

## 5.8 断面計算

### 5.8.1 照査位置[1]の設計

(1)中央部

1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
上面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
下面	1	10.0	D22	3.871	4.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 4.207 (cm<sup>2</sup>)

2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

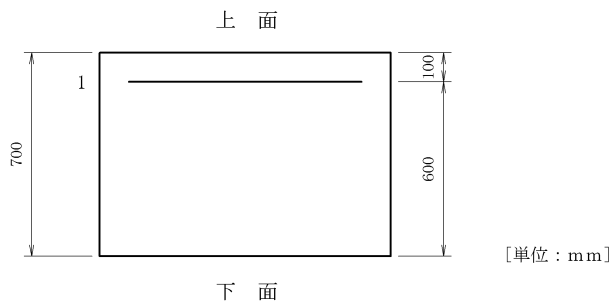
ここに、

- 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 = 700.000
- b : 部材断面幅 (mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- 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/mm<sup>2</sup>)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- 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 <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	43.385	14.535	1.083	8.000	50.799	180.000
地震時	63.576	14.535	1.587	12.000	74.439	300.000

(2) 支点

1) 鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	
上面	1	10.0	D22	3.871	4.00	15.484
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 4.207 (cm<sup>2</sup>)

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 = 700.000
- b : 部材断面幅(mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- A<sub>s</sub> : 引張側鉄筋の全断面積(mm<sup>2</sup>)
- 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/mm<sup>2</sup>)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- 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 <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	-43.385	14.535	1.083	8.000	50.799	180.000
地震時	-63.576	14.535	1.587	12.000	74.439	300.000

3)せん断応力度の照査

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

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)

$b$  : 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)	有効高 $d$ (mm)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
			計算値	許容値 $\tau_{a1}$
常時	67.614	600.000	0.113	0.390
地震時	99.079	600.000	0.165	0.585

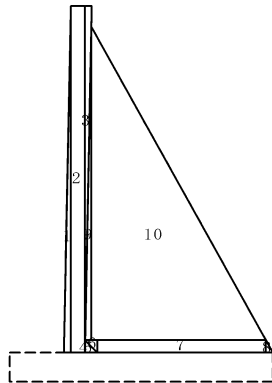
## 6章 控え壁の設計

### 6.1 豎壁照査位置[1]の設計

基部からの距離 = 0.000 m

#### 6.1.1 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 × 0.166 × 8.300 × 8.000	5.512	0.111	2.767	0.612	15.252	
2	0.334 × 8.300 × 8.000	22.176	0.333	4.150	7.385	92.030	
3	1/2 × 0.166 × 8.300 × 8.000	5.512	0.555	5.533	3.059	30.498	
4	1/2 × 0.006 × 0.300 × 8.000	0.008	0.504	0.100	0.004	0.001	
5	1/2 × 0.300 × 0.300 × 8.000	0.360	0.606	0.100	0.218	0.036	
6	1/2 × 0.300 × 0.300 × 1.200	0.054	0.706	0.200	0.038	0.011	
7	4.027 × 0.300 × 1.200	1.450	2.820	0.150	4.088	0.217	
8	1/2 × 0.167 × 0.300 × 1.200	0.030	4.889	0.100	0.147	0.003	
9	1/2 × 0.150 × 7.500 × 1.200	0.676	0.606	2.800	0.409	1.892	
10	1/2 × 4.177 × 7.500 × 1.200	18.797	2.048	2.800	38.496	52.631	
		54.574	—	—	54.456	192.571	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 54.456 / 54.574 = 0.998 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 192.571 / 54.574 = 3.529 \text{ (m)}$$

#### 6.1.2 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(鉄筋)	24.500 × 54.574 = 1337.063	-0.748





全幅 ( 8.000 m ) 当りの作用力は次のようになる。

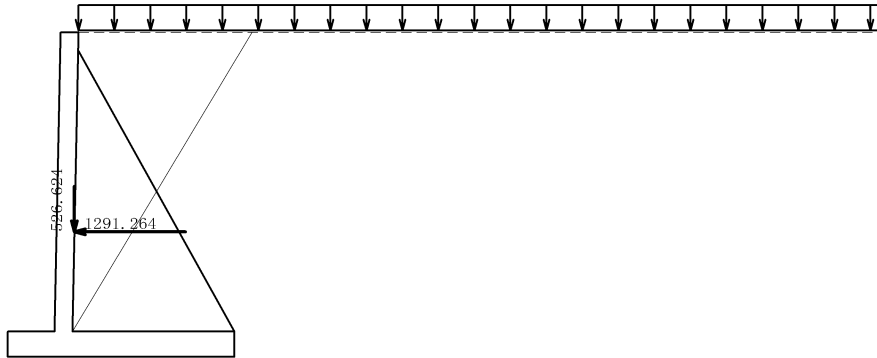
水平成分

$$Ph_a = Ph \times 8.000 = 161.408 \times 8.000 = 1291.262 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv_h = Pv \times 8.000 = 65.828 \times 8.000 = 526.621 \text{ kN}$$

・土圧図

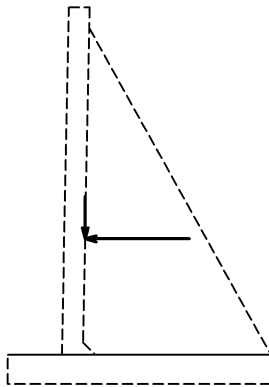


#### 6.1.4 断面力の集計

(1)全幅当りの集計

( 偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません )

[1]常時



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	1337.063	0.000	-0.748	0.000	0.000
土圧	526.624	1291.264	-0.305	2.767	3572.927
合計	0.000	1291.264	————	————	3572.927

$X_i$  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  
T形ばりの照査では軸力と軸力による偏心モーメントは考慮しない

(2)分担幅当りの集計

1)中央部

分担幅 : 4.000(m)

荷重状態 (水 位)	N <sub>i</sub> (kN)	H <sub>i</sub> (kN)	M <sub>i</sub> (kN.m)
常時	0.000	645.632	1786.464

2)端部

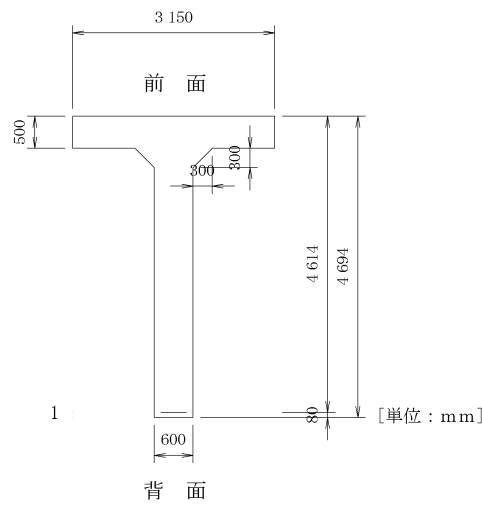
分担幅 : 2.000(m)

荷重状態 (水 位)	N <sub>i</sub> (kN)	H <sub>i</sub> (kN)	M <sub>i</sub> (kN.m)
常時	0.000	322.816	893.232

6.1.5 断面計算

(1)中央部

1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	8.0	D22	3.382	8.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 21.989 (cm<sup>2</sup>)

2)曲げ応力度の照査

荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	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	1786.464	0.000	33.205	0.758	8.000	146.635	180.000

3)せん断応力度の照査

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

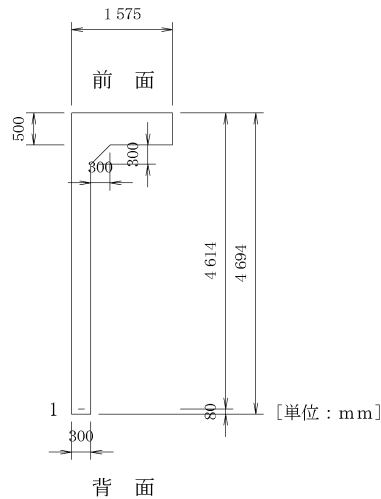
ここに、

- $\tau_m$  : コンクリートのせん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- $S_h$  : 作用せん断力(N)
- $d$  : 部材断面の有効高(mm)
- $b$  : 部材断面幅(mm)

荷重状態(水位)	せん断力 S <sub>h</sub> (kN)	有効高 d(cm)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )		
			計算値	許容値 <sub>a1</sub>	許容値 <sub>a2</sub>
常時	645.632	461.388	0.233	0.390	1.700

(2)端部

1)鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本 数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	8.0	D22	3.382	4.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 10.995 (cm<sup>2</sup>)

2)曲げ応力度の照査

荷重状態(水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	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	893.232	0.000	33.205	0.758	8.000	146.635	180.000

### 3)せん断応力度の照査

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

ここに、

- $\tau_m$  : コンクリートのせん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- $S_h$  : 作用せん断力(N)
- $d$  : 部材断面の有効高(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)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )		
			計算値	許容値 <sub>a1</sub>	許容値 <sub>a2</sub>
常時	322.816	461.388	0.233	0.390	1.700