

1章 設計条件

1.1 適用基準

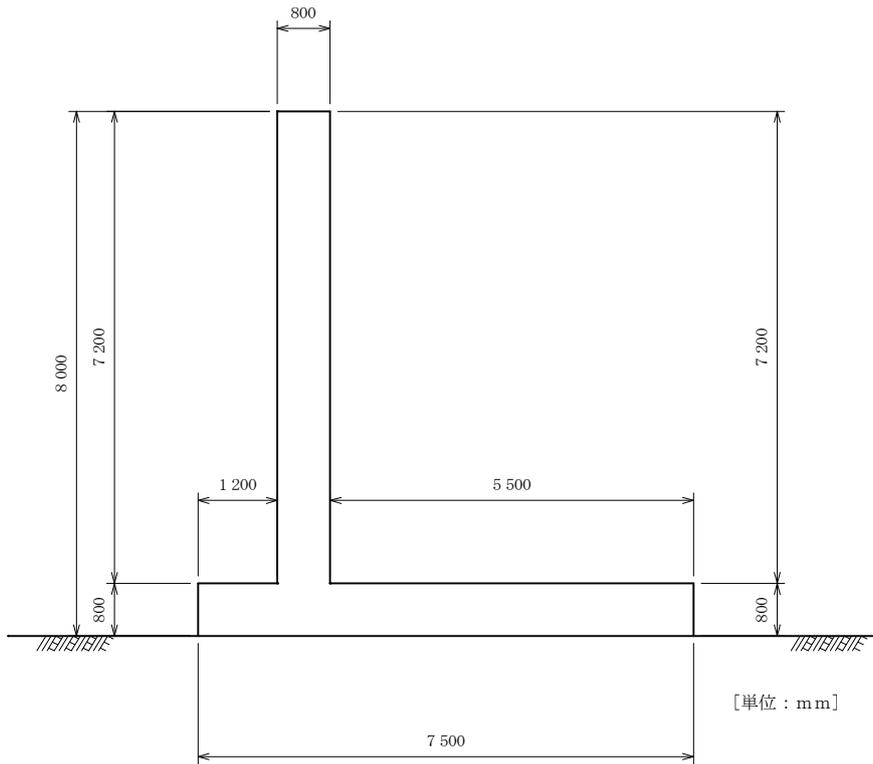
(社)全日本建設技術協会、土木構造物標準設計 第2巻 手引き(擁壁類) 平成11年9月

1.2 形式

『逆T型-A (直接基礎)』

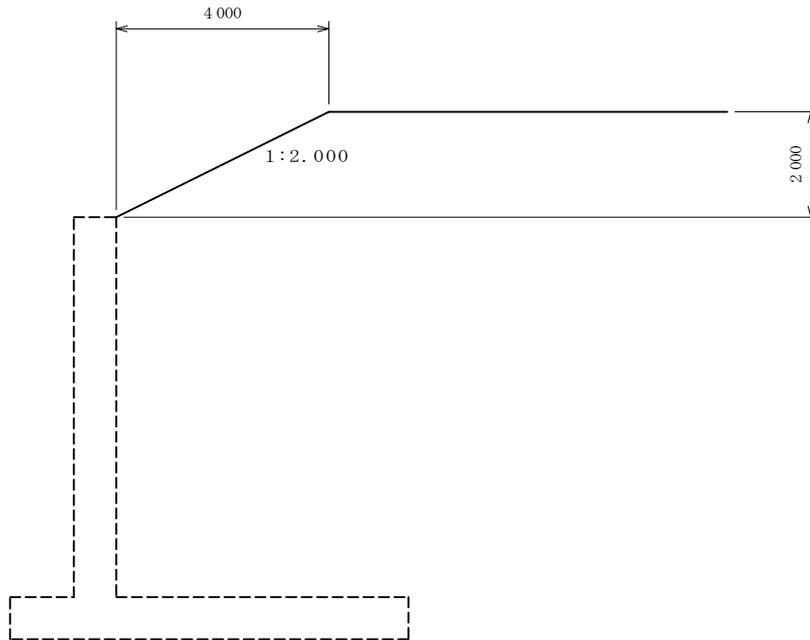
1.3 形状寸法

1.3.1 躯体形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) $B = 5000$ (mm)

1.3.2 背面土砂形状寸法



1.4 地盤条件

地震規模： 中規模

地域区分： A

地盤種別： I種

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁（鉄筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm²)
 底版（鉄筋コンクリート）： $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類： SD345

【内部摩擦角】 背面土砂： 25.00 (度)

【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	鉄筋コンクリート	24.500	
水	浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	背面	18.000	19.000
	前面	18.000	19.000

【設計水平震度】 躯体： $Kh = 0.15$
 土砂(前面)： $Kh = 0.15$
 (背面)： $Kh = 0.15$

1.6 載荷荷重

荷 重 状 態	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
常時1	4.000	∞	10.000	0.000	○	○	○
常時2	5.500	∞	10.000	0.000	○	○	○

1.7 その他荷重

考慮しない

1.8 土砂

・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		2.000
盛土高	(m)	2.000

1.9 水位

躯体底面からの高さ(m)

荷 重 状 態	水位1			水位2		
	水位名称	背 面	前 面	水位名称	背 面	前 面
常時1		0.000	0.000	————	————	————
常時2		0.000	0.000	————	————	————
地震時		0.000	0.000	————	————	————

1.10 浮力

・揚圧力として浮力相当分を考慮する

1.11 土圧

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切土	
常 時	0.000	16.667	————	————
地震時	0.000	16.667	————	————

・土圧を考慮しない下面からの高さ 0.000 (m)

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかとか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)

・ 堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・ 粘着力 (kN/m²)

荷 重 状 態	すべり面用	粘着高さ用
常 時	0.000	0.000
地震時	0.000	0.000

・ 水位以下の土圧算出時の地震時慣性力は設計水平震度を適用

1.12 水圧

・ 水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	無 視	無 視
地震時	無 視	無 視

1.13 基礎の条件

1.13.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	全 幅
基礎底面と地盤との間の付着力 C_B (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_B$	0.600

1.14 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.14.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 e_B / B (m)	滑動安全率	最 大 地盤反力度 (kN/m ²)
常時1	1/6	1.500	1000.000
常時2	1/6	1.500	1000.000
地震時	1/3	1.200	1500.000

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ーメント (kN・m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

1.14.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 堅壁（水中部材）

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度	
				τ_{a1}	τ_{a2}
常時1	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
常時2	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

2) 底版（水中部材）

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増 係数	コンクリート の圧縮応力度 σ_{ca}	鉄筋の 引張応力度 σ_{sa}	せん断 応力度	
				τ_{a1}	τ_{a2}
常時1	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
常時2	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

ここに、

τ_{a1} : 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

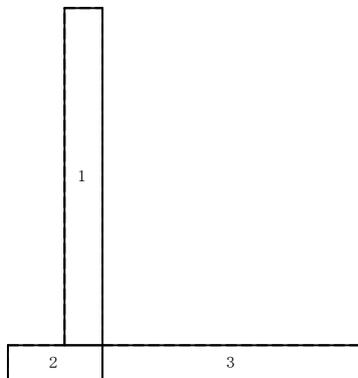
τ_{a2} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

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

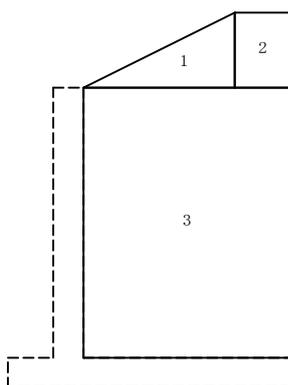
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	0.800 × 7.200 × 1.000	5.760	1.600	4.400	9.216	25.344	
2	2.000 × 0.800 × 1.000	1.600	1.000	0.400	1.600	0.640	
3	5.500 × 0.800 × 1.000	4.400	4.750	0.400	20.900	1.760	
Σ		11.760	—	—	31.716	27.744	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 31.716 / 11.760 = 2.697 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 27.744 / 11.760 = 2.359 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$1/2 \times 4.000 \times 2.000 \times 1.000$	4.000	4.667	8.667	18.667	34.667	
2	$1.500 \times 2.000 \times 1.000$	3.000	6.750	9.000	20.250	27.000	
3	$5.500 \times 7.200 \times 1.000$	39.600	4.750	4.400	188.100	174.240	

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			
Σ		46.600	—	—	227.017	235.907	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 227.017 / 46.600 = 4.872 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 235.907 / 46.600 = 5.062 \text{ (m)}$$

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) 躯体自重による作用力

[1] 常時1、常時2

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 11.760 = 288.120$	2.697

[2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 11.760 = 288.120$	2.697

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	$288.120 \times 0.15 = 43.218$	2.359

(2) 土砂重量，浮力

[1] 常時1、常時2

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 V1 (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		X1	Y1
土砂(背面)	46.600	4.872	5.062	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)	46.600	4.872	5.062

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - V1 \cdot Y1) / Vu$$

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)	$46.600 \times 18.000 = 838.800$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

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)
土砂(背面)	838.800	4.872

[2]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 $V(m^3)$	重心位置(m)		体積 $V_l(m^3)$	重心位置(m)	
		X	Y		X _l	Y _l
土砂(背面)	46.600	4.872	5.062	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 $V_u(m^3)$	重心位置(m)	
		X _u	Y _u
土砂(背面)	46.600	4.872	5.062

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

$$Y_u = (V \cdot Y - V_l \cdot Y_l) / V_u$$

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)	$46.600 \times 18.000 = 838.800$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

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 $W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y $(W_u \cdot Y_u + W_l \cdot Y_l) / W$ (m)
土砂(背面)	838.800	4.872	$838.800 \times 0.15 = 125.820$	5.062

(3) 自重集計

[1] 常時1

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			Xi	Yi	Ni・Xi	Hi・Yi
躯体	288.120	0.000	2.697	0.000	777.042	0.000
背面土砂	838.800	0.000	4.872	0.000	4086.303	0.000
合計	1126.920	0.000	——	——	4863.345	0.000

[2] 常時2

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			Xi	Yi	Ni・Xi	Hi・Yi
躯体	288.120	0.000	2.697	0.000	777.042	0.000
背面土砂	838.800	0.000	4.872	0.000	4086.303	0.000
合計	1126.920	0.000	——	——	4863.345	0.000

[3] 地震時

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			Xi	Yi	Ni・Xi	Hi・Yi
躯体	288.120	43.218	2.697	2.359	777.042	101.959
背面土砂	838.800	125.820	4.872	5.062	4086.303	636.948
合計	1126.920	169.038	——	——	4863.345	738.907

2.3 地表面の載荷荷重, 雪荷重

鉛直力

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

ここに、

q : 載荷荷重強度

L : 載荷荷重長さ

X : つま先位置から合力作用点までの距離

荷重状態	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
常時1	10.000	10.000	1.500	15.000	6.750

2.4 土圧・水圧

[1] 常時1、常時2

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)

$$x_p = 7.500 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 10.000 \text{ m}$$

仮想背面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
 背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 25.00^\circ$
 壁面摩擦角 $\delta = \beta = 0.000^\circ$
 すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角 (ω) 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 ω ($^\circ$)	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	
56.00	607.058	0.000	67.451	674.509	405.286
57.00	584.467	0.000	64.941	649.408	405.795
58.00	562.382	0.000	62.487	624.869	405.795

土圧力が最大となるのは、
 $\omega = 57.00^\circ$ のとき $P = 405.795 \text{ kN}$
 である。
 土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{649.408 \times \sin(57.00^\circ - 25.00^\circ)}{\cos(57.00^\circ - 25.00^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &= 405.795 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 405.795 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 405.795 \text{ kN}$$

鉛直成分

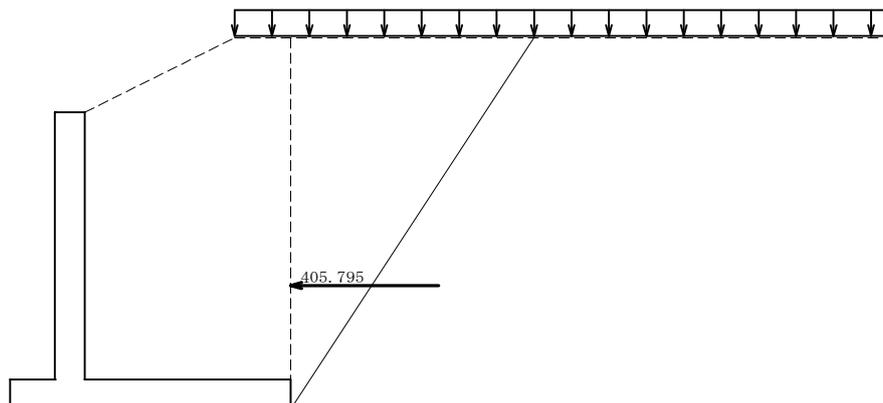
$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 405.795 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{10.000}{3} = 3.333 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 x &= x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 7.500 - 3.333 \times \tan 0.000^\circ = 7.500 \text{ m} \\
 y &= y_p + H_o = 0.000 + 3.333 = 3.333 \text{ m}
 \end{aligned}$$

• 土圧図



[2]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）	$x_p =$	7.500 m
	$y_p =$	0.000 m
仮想背面の高さ	$H =$	10.000 m
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha =$	0.000 °
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s =$	18.000 kN/m ³
背面土砂の内部摩擦角	$\phi =$	25.00 °
壁面摩擦角	$\delta = \beta =$	0.000 °
すべり角の変化範囲	$\omega_i =$	10.00 ° ~ 80.00 °

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

水位 $h_w = 0.000$ m

すべり角 ω (°)	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	
56.00	607.058	0.000	0.000	607.058	364.757
57.00	584.467	0.000	0.000	584.467	365.216
58.00	562.382	0.000	0.000	562.382	365.215

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 57.00^\circ \text{ のとき } P = 365.216 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{584.467 \times \sin(57.00^\circ - 25.00^\circ)}{\cos(57.00^\circ - 25.00^\circ - 0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &= 365.216 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 365.216 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 365.216 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 365.216 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

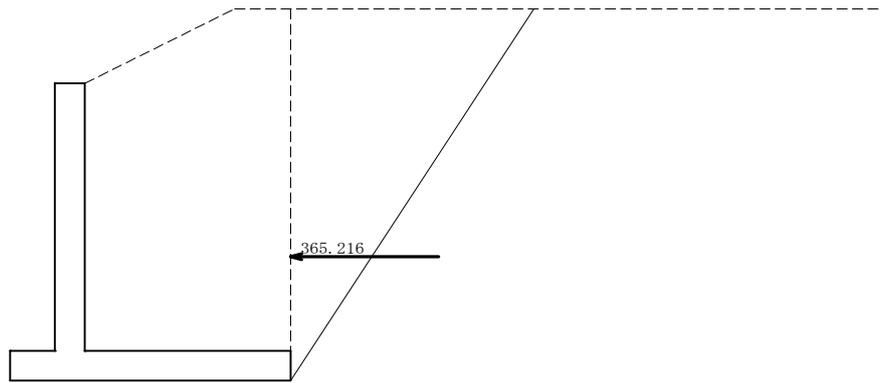
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{10.000}{3} = 3.333 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 7.500 - 3.333 \times \tan 0.000^\circ = 7.500 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 3.333 = 3.333 \text{ m}$$

・土圧図



2.5 作用力の集計

(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時1

項目	鉛直力 N_i (kN)	水平力 H_i (kN)	アーム長		回転モーメント (kN.m)	
			X_i (m)	Y_i (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	1126.920	0.000	4.316	0.000	4863.345	0.000
載荷、雪	15.000	0.000	6.750	0.000	101.250	0.000
土圧	0.000	405.795	7.500	3.333	0.000	1352.515
合計	1141.920	405.795	—————	—————	4964.595	1352.515

[2] 常時2

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	1126.920	0.000	4.316	0.000	4863.345	0.000
土圧	0.000	405.795	7.500	3.333	0.000	1352.515
合計	1126.920	405.795	—————	—————	4863.345	1352.515

[3] 地震時

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	1126.920	169.038	4.316	4.371	4863.345	738.907
土圧	0.000	365.216	7.500	3.333	0.000	1217.265
合計	1126.920	534.254	—————	—————	4863.345	1956.172

荷重状態 (水位)	N_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)
常時1	1141.920	405.795	3612.080
常時2	1126.920	405.795	3510.830
地震時	1126.920	534.254	2907.173

(2) フーチング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、

フーチング土圧方向幅 : $B_j = 7.500$ (m)

■ 単位幅当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN・m)
常時1	1141.920	405.795	670.120
常時2	1126.920	405.795	715.120
地震時	1126.920	534.254	1318.777

■ 全幅(5.000m)当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN・m)
常時1	5709.600	2028.975	3350.598
常時2	5634.600	2028.975	3575.598
地震時	5634.600	2671.270	6593.885

2.6 安定計算結果

2.6.1 転倒に対する安定

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離 (m)

ΣMr : 底版つま先回りの抵抗モーメント (kN・m)

ΣMt : 底版つま先回りの転倒モーメント (kN・m)

ΣV : 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 = 7.500

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a : 許容偏心距離 (m)

n : 安全率

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_a (m)
常時1	4964.595	1352.515	1141.920	3.163	0.587	≧ 1.250
常時2	4863.345	1352.515	1126.920	3.115	0.635	≧ 1.250
地震時	4863.345	1956.172	1126.920	2.580	1.170	≧ 2.500

2.6.2 滑動に対する安定

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

ここに、

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

ΣH : 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, $\mu = 0.600$

C_b : 底版と支持地盤の間の付着力 (kN/m²), $C_b = 0.000$

B : 底版幅 (m), B = 7.500

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}
常時1	1141.920	405.795	1.688	≧ 1.500
常時2	1126.920	405.795	1.666	≧ 1.500
地震時	1126.920	534.254	1.266	≧ 1.200

2.6.3 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

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

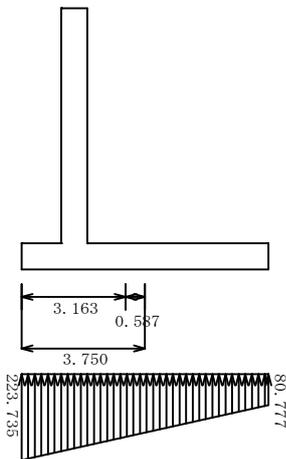
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), B = 7.500

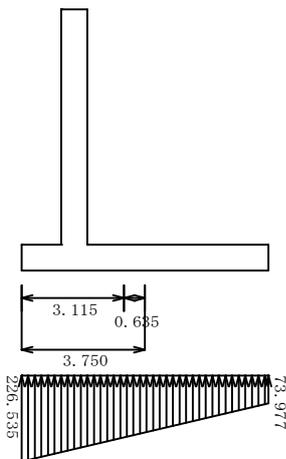
e : 偏心量 (m)

[1] 常時1



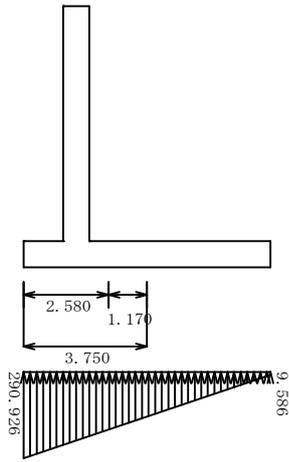
地盤反力の作用幅 (m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	最大値
7.500	台形	80.777	223.735	≤ 1000.000

[2] 常時2



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	最大値
7.500	台形	73.977	226.535	≤ 1000.000

[3]地震時



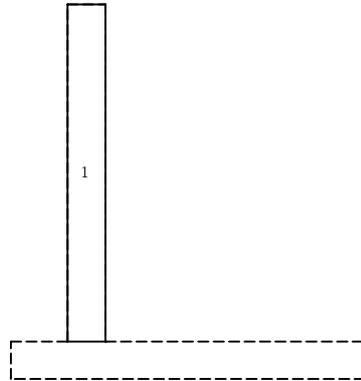
地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	最大值
7.500	台形	9.586	290.926	≤ 1500.000

3章 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 V_i (m ³)	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$0.800 \times 7.200 \times 1.000$	5.760	0.400	3.600	2.304	20.736	
Σ		5.760	—	—	2.304	20.736	

$$\text{重心 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 2.304 / 5.760 = 0.400 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 20.736 / 5.760 = 3.600 \text{ (m)}$$

3.1.2 躯体自重, その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時1、常時2

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 5.760 = 141.120$	0.400

[2] 地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 5.760 = 141.120$	0.400

位置	$H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$141.120 \times 0.150 = 21.168$	3.600

3.1.3 土圧・水圧

[1]常時1

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）	$x_p =$	0.400 m
	$y_p =$	0.000 m
仮想背面の高さ	$H =$	7.200 m
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha =$	0.000 °
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s =$	18.000 kN/m ³
背面土砂の内部摩擦角	$\phi =$	25.000 °
壁面摩擦角	$\delta = 2/3 \phi =$	16.667 °
すべり角の変化範囲	$\omega_i =$	10.00 ° ~ 80.00 °

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

水位 $h_w = 0.000$ m

すべり角 ω (°)	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	
48.00	613.892	0.000	42.837	656.729	258.180
49.00	590.188	0.000	39.974	630.162	258.424
50.00	567.192	0.000	37.197	604.389	258.151

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 49.00^\circ \text{ のとき } P = 258.424 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{630.162 \times \sin(49.00^\circ - 25.00^\circ)}{\cos(49.00^\circ - 25.00^\circ - 0.000^\circ - 16.667^\circ)} \\
 &= 258.424 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 258.424 \times \cos(0.000^\circ + 16.667^\circ) = 247.567 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 258.424 \times \sin(0.000^\circ + 16.667^\circ) = 74.117 \text{ kN}$$

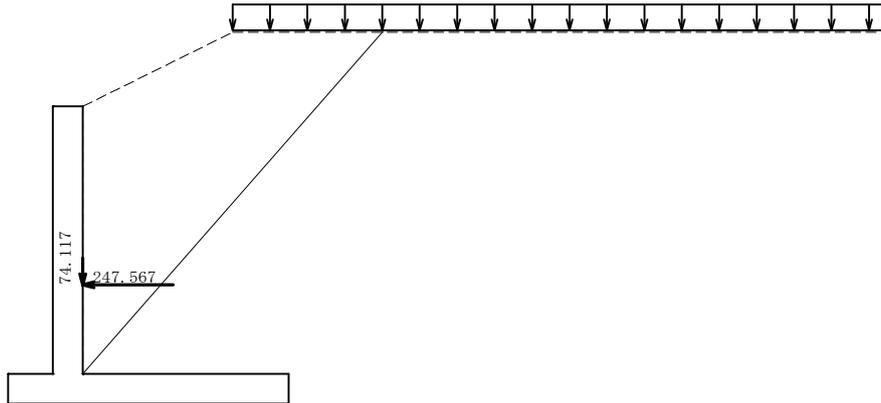
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{7.200}{3} = 2.400 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 2.400 \times \tan 0.000^\circ - 0.400 = -0.400 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.400 = 2.400 \text{ m}$$

・土圧図



[2]常時2

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離）	$x_p = 0.400 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 7.200 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.000^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 25.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 2/3\phi = 16.667^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)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 ω ($^\circ$)	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	
47.00	638.353	0.000	30.791	669.144	251.756
48.00	613.892	0.000	27.837	641.729	252.283
49.00	590.188	0.000	24.974	615.162	252.272

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 48.00^\circ \text{ のとき } P = 252.283 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{641.729 \times \sin(48.00^\circ - 25.00^\circ)}{\cos(48.00^\circ - 25.00^\circ - 0.000^\circ - 16.667^\circ)} \\
 &= 252.283 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 252.283 \times \cos(0.000^\circ + 16.667^\circ) = 241.684 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 252.283 \times \sin(0.000^\circ + 16.667^\circ) = 72.356 \text{ kN}$$

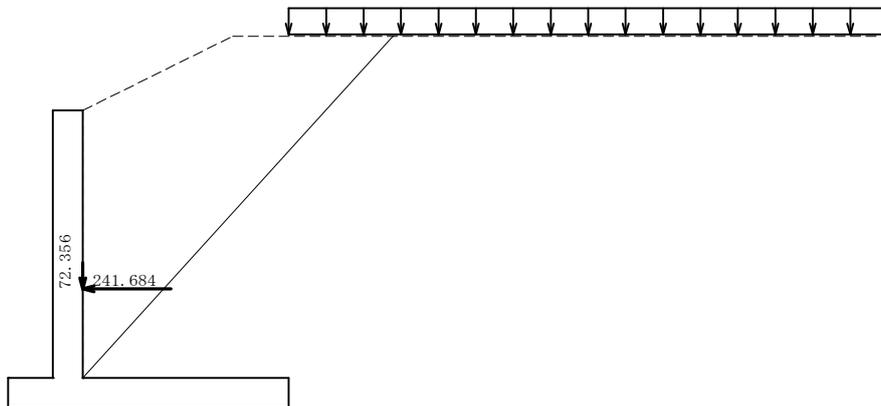
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{7.200}{3} = 2.400 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 2.400 \times \tan 0.000^\circ - 0.400 = -0.400 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.400 = 2.400 \text{ m}$$

・土圧図



[3]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（断面中心からの距離） $x_p = 0.400 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 7.200 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $\alpha = 0.000^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 18.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 25.000^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 2/3 \phi = 16.667^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角 (ω) 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 ω ($^\circ$)	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	
49.00	590.188	0.000	0.000	590.188	242.031
50.00	567.192	0.000	0.000	567.192	242.264
51.00	544.861	0.000	0.000	544.861	242.056

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 50.00^\circ \text{ のとき } P = 242.264 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{567.192 \times \sin(50.00^\circ - 25.00^\circ)}{\cos(50.00^\circ - 25.00^\circ - 0.000^\circ - 16.667^\circ)} \\
 &= 242.264 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 242.264 \times \cos(0.000^\circ + 16.667^\circ) = 232.086 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 242.264 \times \sin(0.000^\circ + 16.667^\circ) = 69.482 \text{ kN}$$

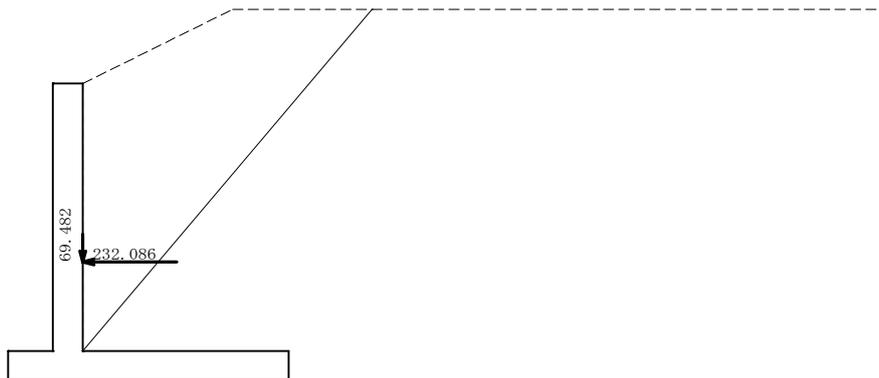
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{7.200}{3} = 2.400 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 2.400 \times \tan 0.000^\circ - 0.400 = -0.400 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 2.400 = 2.400 \text{ m}$$

・土圧図



3.1.4 断面力の集計

(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1

項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{s_i} + M_{r_i}$ (kN.m)
自重	141.120	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	74.117	247.567	-0.400	2.400	594.161
合計	0.000	247.567	—————	—————	594.161

※ 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

[2]常時2

項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{s_i} + M_{r_i}$ (kN.m)
自重	141.120	0.000	0.000	0.000	0.000

[2] 常時2

項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _x +M _y (kN・m)
土 圧	72.356	241.684	-0.400	2.400	580.042
合 計	0.000	241.684	—————	—————	580.042

※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

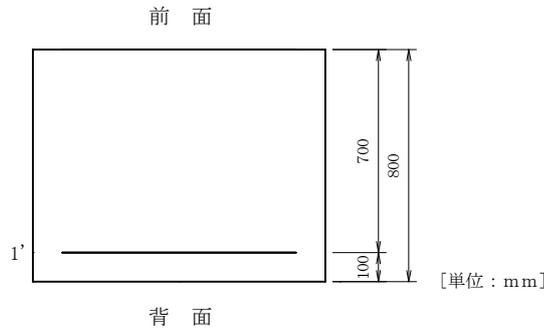
[3] 地震時

項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _x +M _y (kN・m)
自 重	141.120	21.168	0.000	3.600	76.205
土 圧	69.482	232.086	-0.400	2.400	557.006
合 計	0.000	253.254	—————	—————	633.211

※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) 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	—	—	—	—
	2	—	—	—	—
背面	1'	10.0	D32	7.942	8.00
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 61.162 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 800.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- A_{s'} : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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)	N (kN)	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1	594.161	0.000	28.223	6.950 ≤	8.000	154.323 ≤	160.000
常時2	580.042	0.000	28.223	6.785 ≤	8.000	150.656 ≤	160.000
地震時	633.211	0.000	28.223	7.407 ≤	12.000	164.466 ≤	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、

- τ_m : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (kN)
- d' : 部材断面の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- S : 部材断面に作用するせん断力 (kN)

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 ²)		
			計算値 τ	許容値 τ _{a1}	許容値 τ _{a2}
常時1	247.567	70.000	0.354 ≤	0.390	1.700
常時2	241.684	70.000	0.345 ≤	0.390	1.700
地震時	253.254	70.000	0.362 ≤	0.585	2.550

4章 つま先版の設計

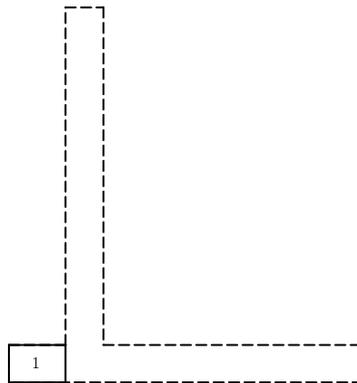
4.1 照査位置[1]の設計

付け根からの距離 = 0.000 m

4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.200 \times 0.800 \times 1.000$	0.960	0.600	0.576	
Σ		0.960	—	0.576	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.576 / 0.960 = 0.600 \text{ (m)}$$

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) 躯体自重による作用力

[1] 常時1、常時2、地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.960 = 23.520$	0.600

4.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

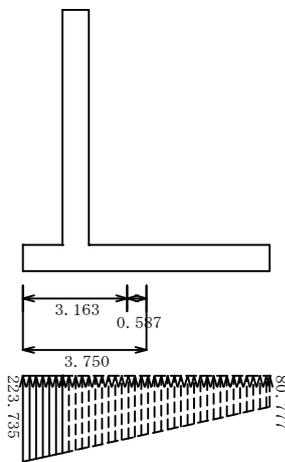
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度

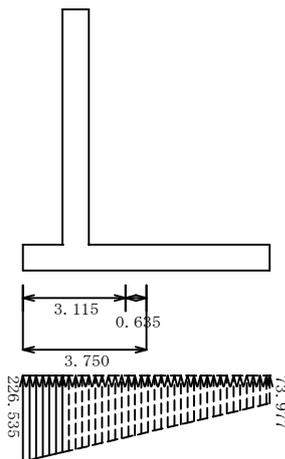
L : つま先版設計張出長 L = 1.200 (m)

[1] 常時1



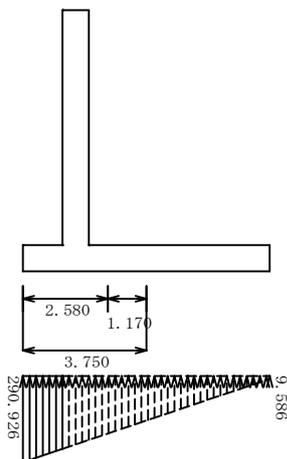
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
223.735	200.862	-254.758	0.611

[2] 常時2



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
226.535	202.126	-257.196	0.611

[3]地震時



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
290.926	245.912	-322.103	0.617

4.1.4 断面力の集計

[1]常時1

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	-23.520	0.600	-14.112
地盤反力	254.758	0.611	155.600
合計	231.238	—————	141.488

[2]常時2

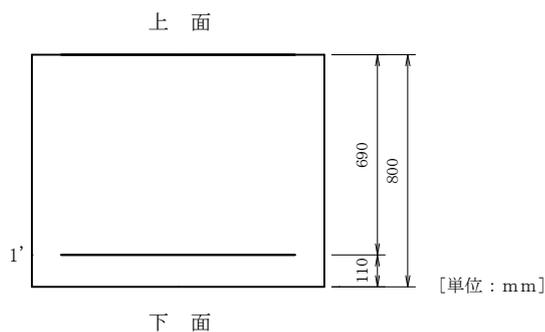
項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	-23.520	0.600	-14.112
地盤反力	257.196	0.611	157.247
合計	233.676	—————	143.135

[3]地震時

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	-23.520	0.600	-14.112
地盤反力	322.103	0.617	198.663
合計	298.583	—————	184.551

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 ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	11.0	D22	3.871	4.00	15.484
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 13.983 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 800.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_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1	141.488	15.732	2.822	≦ 8.000	143.316	≦ 160.000
常時2	143.135	15.732	2.855	≦ 8.000	144.985	≦ 160.000
地震時	184.551	15.732	3.681	≦ 12.000	186.936	≦ 300.000

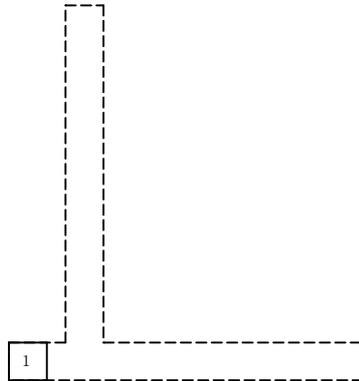
4.2 照査位置[2]の設計

付け根からの距離 = 0.400 m

4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) 躯体自重

1) ブロック割り



2) 自重・重心

区分	幅 × 高さ × 奥行 計算式	体積 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.800 \times 0.800 \times 1.000$	0.640	0.400	0.256	
Σ		0.640	—	0.256	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.256 / 0.640 = 0.400 \text{ (m)}$$

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) 躯体自重による作用力

[1] 常時1、常時2、地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.640 = 15.680$	0.400

4.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

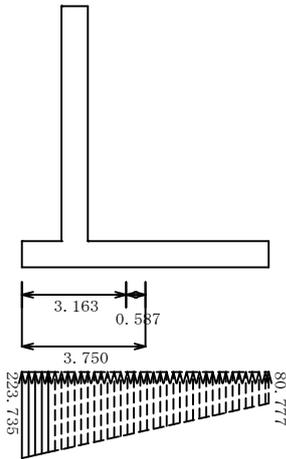
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度

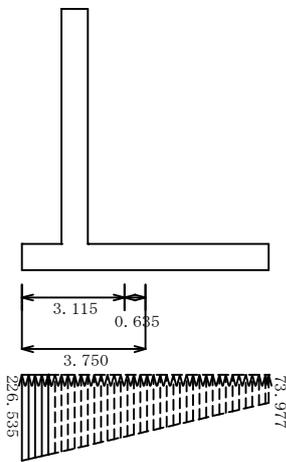
L : つま先版設計張出長 $L = 0.800$ (m)

[1] 常時1



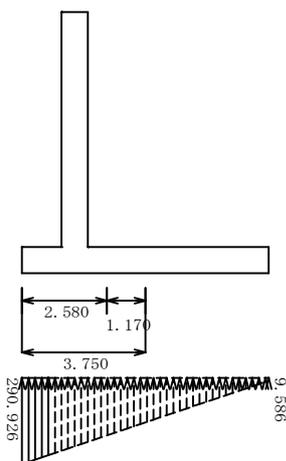
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
223.735	208.486	-172.888	0.405

[2] 常時2



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
226.535	210.262	-174.719	0.405

[3] 地震時



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
290.926	260.916	-220.737	0.407

4.2.4 断面力の集計

[1] 常時1

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	-15.680	0.400	-6.272

[1] 常時1

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
地盤反力	172.888	0.405	69.969
合計	157.208	—————	63.697

[2] 常時2

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	-15.680	0.400	-6.272
地盤反力	174.719	0.405	70.755
合計	159.039	—————	64.483

[3] 地震時

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	-15.680	0.400	-6.272
地盤反力	220.737	0.407	89.895
合計	205.057	—————	83.623

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、

τ_m : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

d : 部材の有効高 (mm)

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)

荷重状態 (水位)	せん断力 S _i (kN)	有効高 d (mm)	せん断応力度 (N/mm ²)	
			計算値 τ	許容値 τ_{a1}
常時1	157.208	690.000	0.228	≤ 0.390
常時2	159.039	690.000	0.230	≤ 0.390
地震時	205.057	690.000	0.297	≤ 0.585

5章 かかと版の設計

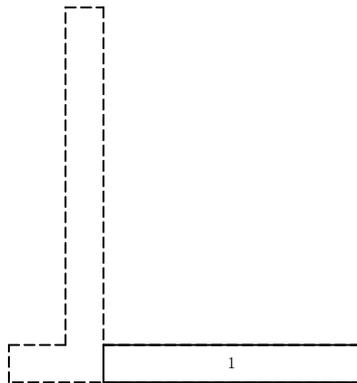
5.1 照査位置[1]の設計

付け根からの距離 = 0.000 m

5.1.1 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



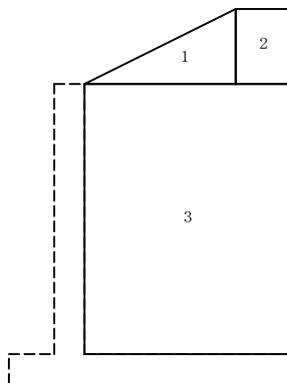
2) 自重・重心

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	$5.500 \times 0.800 \times 1.000$	4.400	2.750	12.100	
Σ		4.400	—	12.100	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 12.100 / 4.400 = 2.750 \text{ (m)}$$

(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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1/2 \times 4.000 \times 2.000 \times 1.000$	4.000	2.667	10.667	
2	$1.500 \times 2.000 \times 1.000$	3.000	4.750	14.250	
3	$5.500 \times 7.200 \times 1.000$	39.600	2.750	108.900	
Σ		46.600	—	133.817	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 133.817 / 46.600 = 2.872 \text{ (m)}$$

5.1.2 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) 躯体自重による作用力

[1] 常時1、常時2、地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 4.400 = 107.800$	2.750

(2) 土砂重量，浮力

[1] 常時1、常時2、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 (m^3)	重心位置 X (m)	体積 $V1$ (m^3)	重心位置 $X1$ (m)
土砂(背面)	46.600	2.872	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 V_u (m^3)	重心位置 X_u (m)
土砂(背面)	46.600	2.872

水位より上の体積

$$V_u = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / V_u$$

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 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$46.600 \times 18.000 = 838.800$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W1$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	838.800	2.872

(3) 自重集計

[1] 常時1

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント Ni・Xi (kN・m)
躯体	107.800	2.750	296.450
背面土砂	838.800	2.872	2409.034
合計	946.600	——	2705.483

[2] 常時2

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント Ni・Xi (kN・m)
躯体	107.800	2.750	296.450
背面土砂	838.800	2.872	2409.034
合計	946.600	——	2705.483

[3] 地震時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント Ni・Xi (kN・m)
躯体	107.800	2.750	296.450
背面土砂	838.800	2.872	2409.034
合計	946.600	——	2705.483

5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

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

荷重状態	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
常時1	10.000	10.000	1.500	15.000	4.750

5.1.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

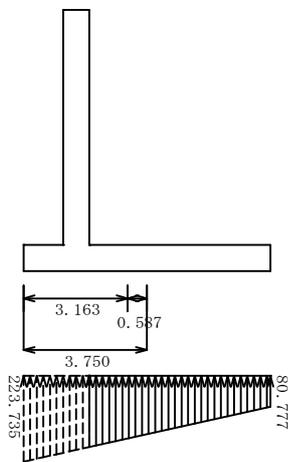
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

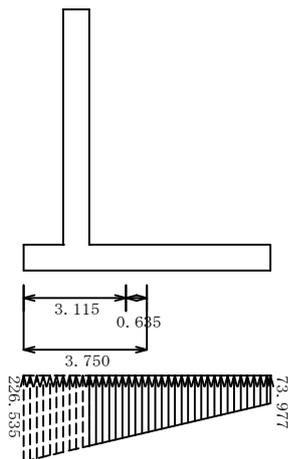
L : かかと版設計張出長 L = 5.500 (m)

[1] 常時1



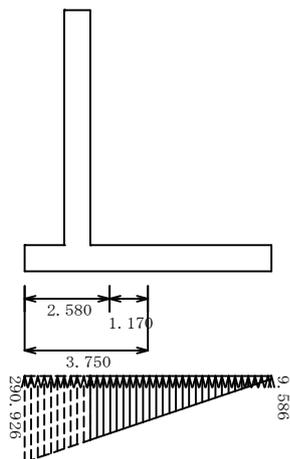
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
80.777	185.613	732.572	2.389

[2] 常時2



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
73.977	185.853	714.532	2.355

[3]地震時



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
9.586	215.902	620.092	1.911

5.1.5 断面力の集計

[1]常時1

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	946.600	2.858	2705.483
載荷、雪	15.000	4.750	71.250
地盤反力	-732.572	2.389	-1750.300
合計	229.028	————	1026.433

縦壁基部の断面力 M1 = 594.161 kN · m

かかと版付け根の断面力 M3 = 1026.433 kN · m

M3 > M1 となったので、付け根の断面力として M1 を適用します。

[2]常時2

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	946.600	2.858	2705.483
地盤反力	-714.532	2.355	-1682.943
合計	232.068	————	1022.540

縦壁基部の断面力 M1 = 580.042 kN · m

かかと版付け根の断面力 M3 = 1022.540 kN · m

M3 > M1 となったので、付け根の断面力として M1 を適用します。

[3]地震時

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	946.600	2.858	2705.483
地盤反力	-620.092	1.911	-1185.165
合計	326.508	————	1520.318

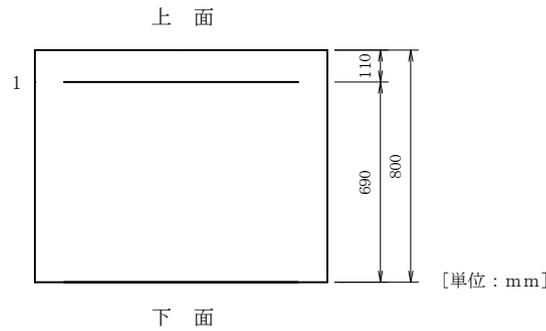
縦壁基部の断面力 M1 = 633.211 kN · m

かかと版付け根の断面力 M3 = 1520.318 kN · m

M3 > M1 となったので、付け根の断面力として M1 を適用します。

5.1.6 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)	
上面	1	11.0	D32	7.942	8.00	63.536
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 62.151 (cm²)

(2) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 800.000

b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000

d : 部材の有効高 (mm)

d' : 鉄筋のかぶり (mm)

As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)

As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_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1	594.161	27.969	7.121	≦ 8.000	156.693	≦ 160.000
常時2	580.042	27.969	6.951	≦ 8.000	152.969	≦ 160.000
地震時	633.211	27.969	7.589	≦ 12.000	166.991	≦ 300.000

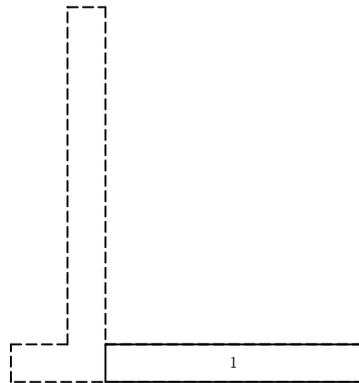
5.2 照査位置[2]の設計

付け根からの距離 = 0.000 m

5.2.1 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



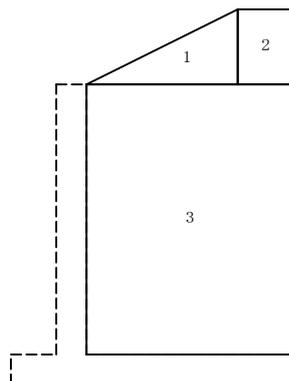
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	5.500 × 0.800 × 1.000	4.400	2.750	12.100	
Σ		4.400	—	12.100	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 12.100 / 4.400 = 2.750 \text{ (m)}$$

(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 (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1/2 × 4.000 × 2.000 × 1.000	4.000	2.667	10.667	
2	1.500 × 2.000 × 1.000	3.000	4.750	14.250	
3	5.500 × 7.200 × 1.000	39.600	2.750	108.900	
Σ		46.600	—	133.817	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 133.817 / 46.600 = 2.872 \text{ (m)}$$

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

(1) 躯体自重による作用力

[1] 常時1、常時2、地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 4.400 = 107.800$	2.750

(2) 土砂重量，浮力

[1] 常時1、常時2、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 (m ³)	重心位置 X (m)	体積 V1 (m ³)	重心位置 X1 (m)
土砂(背面)	46.600	2.872	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m ³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	46.600	2.872

水位より上の体積

$$Vu = V - V1$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - V1 \cdot X1) / Vu$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $Wu = Vu \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W1 = V1 \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$46.600 \times 18.000 = 838.800$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

位置	重量 W $Wu + W1$ (kN)	作用位置 X $(Wu \cdot Xu + W1 \cdot X1) / W$ (m)
土砂(背面)	838.800	2.872

(3) 自重集計

[1] 常時1

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント Ni・Xi (kN・m)
躯体	107.800	2.750	296.450
背面土砂	838.800	2.872	2409.034
合計	946.600	——	2705.483

[2] 常時2

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント Ni・Xi (kN・m)
躯体	107.800	2.750	296.450
背面土砂	838.800	2.872	2409.034
合計	946.600	——	2705.483

[3] 地震時

	重量 Ni (kN)	作用位置 Xi (m)	モーメント Ni・Xi (kN・m)
躯体	107.800	2.750	296.450
背面土砂	838.800	2.872	2409.034
合計	946.600	——	2705.483

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

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

荷重状態	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
常時1	10.000	10.000	1.500	15.000	4.750

5.2.4 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

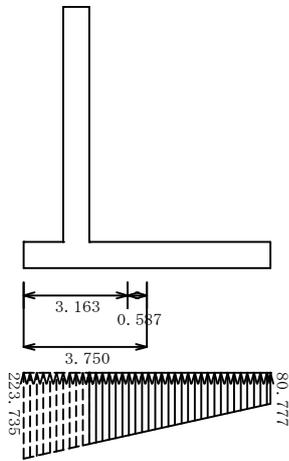
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

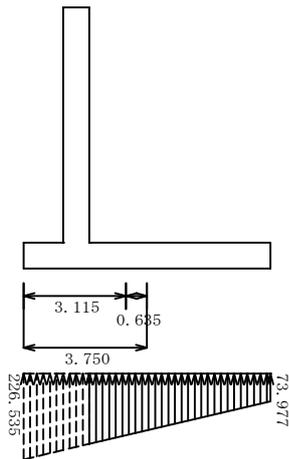
L : かかと版設計張出長 L = 5.500 (m)

[1] 常時1



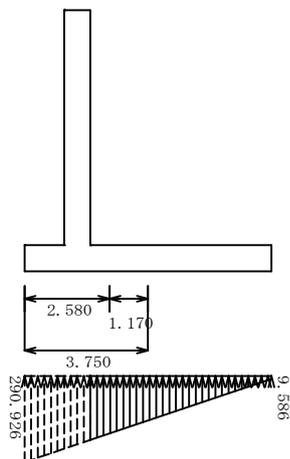
地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
80.777	185.613	732.572	2.389

[2] 常時2



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
73.977	185.853	714.532	2.355

[3]地震時



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
9.586	215.902	620.092	1.911

5.2.5 断面力の集計

[1]常時1

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	946.600	2.858	2705.483
載荷、雪	15.000	4.750	71.250
地盤反力	-732.572	2.389	-1750.300
合計	229.028	————	1026.433

[2]常時2

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	946.600	2.858	2705.483
地盤反力	-714.532	2.355	-1682.943
合計	232.068	————	1022.540

[3]地震時

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	946.600	2.858	2705.483
地盤反力	-620.092	1.911	-1185.165
合計	326.508	————	1520.318

5.2.6 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

ここに、

τ_m : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

S_h : 作用せん断力 (N)

d : 部材の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

τ_{al} : 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)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S _v (kN)	有効高 d (mm)	せん断応力度 (N/mm ²)	
			計算値 τ	許容値 τ _{al}
常時1	229.028	690.000	0.332	≦ 0.390
常時2	232.068	690.000	0.336	≦ 0.390
地震時	326.508	690.000	0.473	≦ 0.585