

擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO19

宅地防災マニュアルに準拠した
「逆T式擁壁」の設計計算例

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 適用基準	1
1.3 形式	1
1.4 形状寸法	1
1.5 地盤条件	1
1.6 使用材料	2
1.7 土砂	2
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
1.12 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	4
1.12.1 安定計算の許容値	4
1.12.2 部材の許容応力度	4
2章 安定計算	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 地表面の載荷荷重，雪荷重	9
2.4 土圧・水圧	9
2.5 作用力の集計	13
2.6 安定計算結果	15
2.6.1 転倒に対する安定	15
2.6.2 滑動に対する安定	16
2.6.3 支持に対する照査	16
3章 豎壁の設計	18
3.1 豎壁基部の設計	18
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	18
3.1.2 躯体自重，その他荷重	18
3.1.3 土圧・水圧	18
3.1.4 断面力の集計	20
3.1.5 断面計算（許容応力度法）	21
4章 つま先版の設計	23
4.1 照査位置[1]の設計	23
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	23
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	24
4.1.3 地盤反力	24
4.1.4 断面力の集計	25
4.1.5 断面計算（許容応力度法）	25
4.2 照査位置[2]の設計	26
4.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	27
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	27
4.2.3 地盤反力	27
4.2.4 断面力の集計	28
4.2.5 断面計算（許容応力度法）	28
5章 かかと版の設計	30
5.1 照査位置[1]の設計	30
5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	30

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	31
5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	32
5.1.4 土圧	32
5.1.5 地盤反力	35
5.1.6 断面力の集計	36
5.1.7 断面計算（許容応力度法）	36
5.2 照査位置[2]の設計	37
5.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	38
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	39
5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	40
5.2.4 土圧	40
5.2.5 地盤反力	43
5.2.6 断面力の集計	43
5.2.7 断面計算（許容応力度法）	44

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名：MANUCHO19.f8r (コメント：宅地防災 逆T型)

タイトル：逆T型-A サンプルデータ

コメント：宅地防災 逆T型

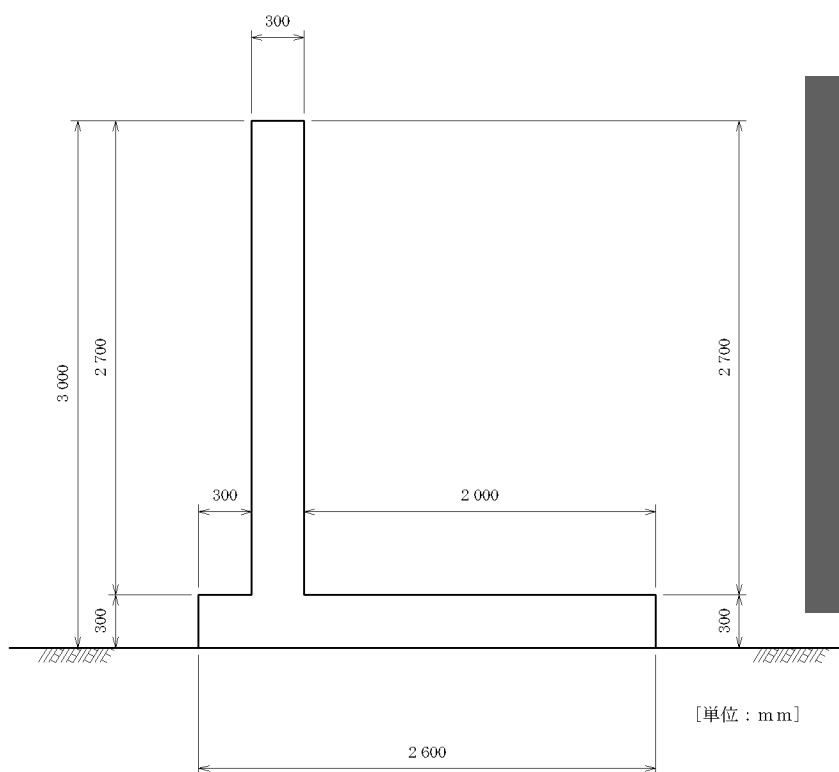
1.2 適用基準

ぎょうせい、宅地防災マニュアルの解説 平成10年5月

1.3 形式

『逆T型 - A (直接基礎)』

1.4 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) B = 5000(mm)

1.5 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

地盤種別の判定

$$T_G = 4 \sum \frac{H_i}{V_{s_i}} = 0.000 \quad (T_G < 0.2)$$

ここに、

- T_g : 地盤の特性値(s)
- H_i : i 番目の地層の厚さ(m)
- V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)
 粘性土の場合
 $V_{si}=100N_i^{1/3}$ (1 N_i 25)
 砂質土の場合
 $V_{si}=80N_i^{1/3}$ (1 N_i 50)
- N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均N値
 N値が0の場合は $V_{si}=50$ m/s, $V_{si} < 50$ m/sの時は $V_{si}=50$ m/s
- i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基礎面まで n 層に区分される
 ときの地表面から i 番目の地層の番号

地層番号	層種	層厚 H_i (m)	平均 N値	V_{si} (m/s)
1	砂質土	10.000	50.0	294.723

1.6 使用材料

- 【コンクリート】 縦壁（鉄筋コンクリート） : $c_k = 21$ (N/mm²)
 底版（鉄筋コンクリート） : $c_k = 21$ (N/mm²)

- 【鉄筋】 種類 : SDR235

- 【内部摩擦角】 背面土砂 : 24.00 (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	9.800	
	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】 中地震時 $K_h = 0.16$, 大地震時 $K_h = 0.20$

1.7 土砂

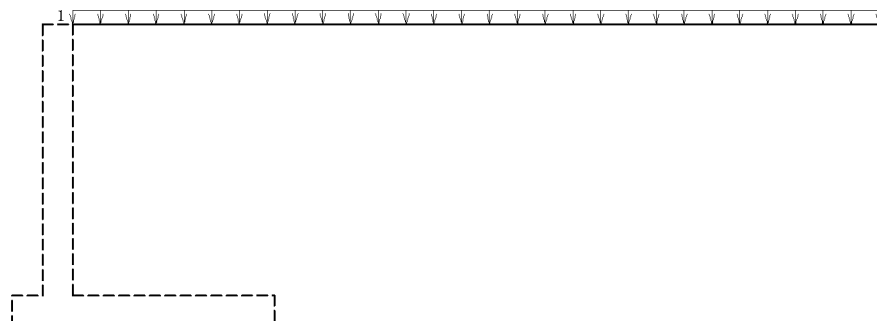
(1)背面土砂形状



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 ²)		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	0.000		5.000	5.000			

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	16.000	16.000	————	————
地震時	12.000	12.000	————	————

・安定計算時の土圧の仮想背面は、豎壁背面(実背面)

・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 0.000 (度)

1.11 基礎の条件

1.11.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底板幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 μ	0.500

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 _s / B (m)	転倒安全率	滑動安全率	許容 支持力度 (kN/m ²)
常時	1/6	1.500	1.500	300.000
中地震土圧	1/3	1.200	1.200	600.000
中地震慣性	1/3	1.200	1.200	600.000
大地震土圧	1/2	1.000	1.000	600.000
大地震慣性	1/2	1.000	1.000	600.000

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/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 c _a	鉄筋の 引張応力度 s _a	せん断 応力度	
			a ₁	a ₂
常時	7.000	155.000	0.700	1.600
中地震土圧	14.000	235.000	1.400	3.200
中地震慣性	14.000	235.000	1.400	3.200
大地震土圧	21.000	235.000	2.100	3.200
大地震慣性	21.000	235.000	2.100	3.200

2) 底板（一般部材）

(N/mm²)

荷 重 状 態	コンクリートの 圧縮応力度 c _a	鉄筋の 引張応力度 s _a	せん断 応力度	
			a ₁	a ₂
常時	7.000	155.000	0.700	1.600
中地震土圧	14.000	235.000	1.400	3.200
中地震慣性	14.000	235.000	1.400	3.200
大地震土圧	21.000	235.000	2.100	3.200
大地震慣性	21.000	235.000	2.100	3.200

ここに、

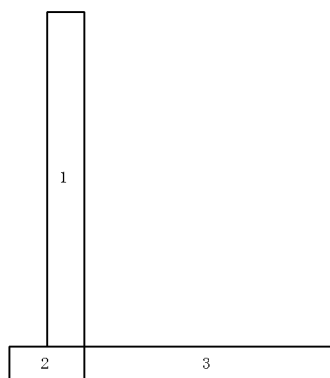
- a_1 : コンクリ - トのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度
- a_2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

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



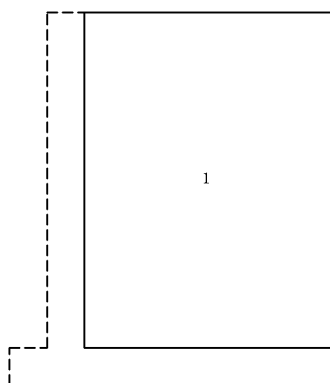
2) 自重・重心

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	0.300 × 2.700 × 1.000	0.810	0.450	1.650	0.364	1.336	
2	0.600 × 0.300 × 1.000	0.180	0.300	0.150	0.054	0.027	
3	2.000 × 0.300 × 1.000	0.600	1.600	0.150	0.960	0.090	
		1.590	———	———	1.378	1.453	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 1.378 / 1.590 = 0.867 \text{ (m)} \\ \text{重心位置 } YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 1.453 / 1.590 = 0.914 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(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	2.000 × 2.700 × 1.000	5.400	1.600	1.650	8.640	8.910	

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			
		5.400	—	—	8.640	8.910	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 8.640 / 5.400 = 1.600 \text{ (m)} \\ \text{重心位置 } YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 8.910 / 5.400 = 1.650 \text{ (m)} \end{aligned}$$

2.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力

(1) 自重による作用力

[1] 常時

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 1.590 = 38.955	0.867

[2] 中地震慣性

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 1.590 = 38.955	0.867

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	38.955 × 0.16 = 6.233	0.914

(2) 土砂重量，浮力

[1] 常時

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)	5.400	1.600	1.650	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)	5.400	1.600	1.650

水位より上の体積

$$Vu = V - VI$$

水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - VI \cdot XI) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - VI \cdot YI) / Vu$$

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)	$5.400 \times 18.000 = 97.200$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

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)	97.200	1.600

[2]中地震慣性

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)	5.400	1.600	1.650	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)	5.400	1.600	1.650

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)	$5.400 \times 18.000 = 97.200$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

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 $W \cdot k_h$ (kN)	作用位置 Y (m)
土砂(背面)	97.200	1.600	$97.200 \times 0.16 = 15.552$	1.650

(3)自重集計

[1]常時

	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
軀 体	38.955	0.000	0.867	0.000	33.773	0.000
背面土砂	97.200	0.000	1.600	0.000	155.520	0.000
合 計	136.155	0.000	———	———	189.293	0.000

[2]中地震慣性

	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
軀 体	38.955	6.233	0.867	0.914	33.773	5.698
背面土砂	97.200	15.552	1.600	1.650	155.520	25.661
合 計	136.155	21.785	———	———	189.293	31.359

2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

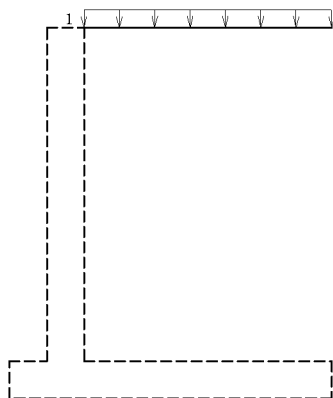
ここに、

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

[1]常時



番号	q1 (kN/m ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	5.000	5.000	2.000	10.000	1.600

2.4 土圧・水圧

[1]常時

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)	xp = 0.600 m
	yp = 0.000 m
仮想背面の高さ	H = 3.000 m
水位面より上の高さ	H1 = 3.000 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 0.000 °
土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m ³
土砂のせん断抵抗角	= 24.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 2 / 3 = 16.000 °
主働土圧係数は、	

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(24.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 16.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ + 16.000^\circ) \cdot \sin(24.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 16.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.3750
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.3750 = 1.875 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.3750 \times 18.000 \times 3.000 + 1.875 \\
 &= 22.127 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 22.127 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (1.875 + 22.127) \times 3.000 = 36.003 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (22.127 + 22.127) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 36.003 + 0.000 = 36.003 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 36.003 \times \cos(0.000^\circ + 16.000^\circ) = 34.608 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 36.003 \times \sin(0.000^\circ + 16.000^\circ) = 9.924 \text{ kN}$$

作用位置

$$M1 = P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right)$$

$$= 36.003 \times \left(\frac{2 \times 1.875 + 22.127}{1.875 + 22.127} \times \frac{3.000}{3} + 0.000 \right)$$

$$= 38.816 \text{ kN.m}$$

$$M2 = P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right)$$

$$= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 22.127 + 22.127}{22.127 + 22.127} \times \frac{0.000}{3} \right)$$

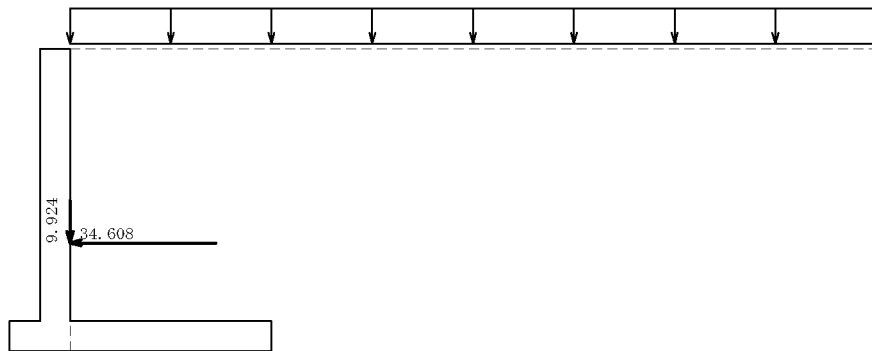
$$= 0.000 \text{ kN.m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{38.816 + 0.000}{36.003 + 0.000} = 1.078 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \theta = 0.600 - 1.078 \times \tan 0.000^\circ = 0.600 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.078 = 1.078 \text{ m}$$

・土圧図



[2] 中地震慣性

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)

$$xp = 0.600 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 3.000 \text{ m}$$

水位面より上の高さ

$$H1 = 3.000 \text{ m}$$

水位面より下の高さ

$$H2 = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面が鉛直面となす角度

$$= 0.000^\circ$$

土砂の単位体積重量

$$s = 18.000 \text{ kN/m}^3$$

土砂のせん断抵抗角

$$= 24.000^\circ$$

地表面が水平面となす角度

$$= 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$= 2/3 = 16.000^\circ$$

主働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(24.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 16.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ + 16.000^\circ) \cdot \sin(24.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 16.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.3750
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.3750 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.3750 \times 18.000 \times 3.000 + 0.000 \\
 &= 20.252 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 20.252 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 20.252) \times 3.000 = 30.377 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (20.252 + 20.252) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 30.377 + 0.000 = 30.377 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(\quad + \quad) = 30.377 \times \cos(0.000^\circ + 16.000^\circ) = 29.200 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\quad + \quad) = 30.377 \times \sin(0.000^\circ + 16.000^\circ) = 8.373 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\
 &= 30.377 \times \left(\frac{2 \times 0.000 + 20.252}{0.000 + 20.252} \times \frac{3.000}{3} + 0.000 \right) \\
 &= 30.377 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$M2 = P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right)$$

$$= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 20.252 + 20.252}{20.252 + 20.252} \times \frac{0.000}{3} \right)$$

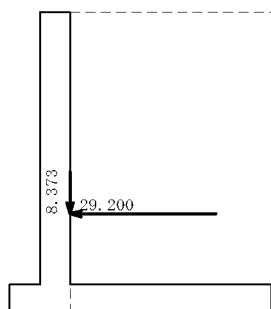
$$= 0.000 \text{ kN.m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{30.377 + 0.000}{30.377 + 0.000} = 1.000 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \theta = 0.600 - 1.000 \times \tan 0.000^\circ = 0.600 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 1.000 = 1.000 \text{ m}$$

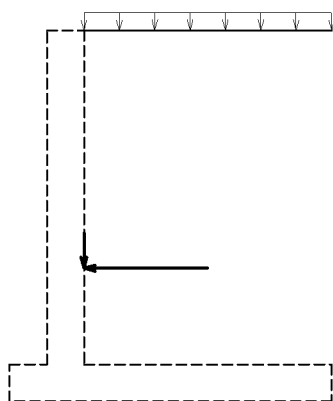
・土圧図



2.5 作用力の集計

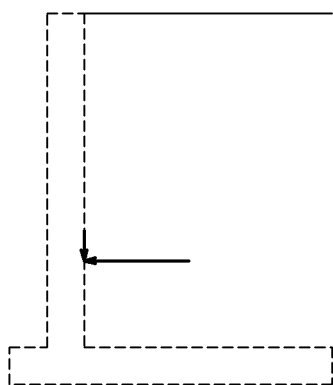
(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]常時



項目	鉛直力 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			Xi (m)	Yi (m)	Mxi = Ni · Xi	Myi = Hi · Yi
自重	136.155	0.000	1.390	0.000	189.293	0.000
載荷、雪	10.000	0.000	1.600	0.000	16.000	0.000
土圧	9.924	34.608	0.600	1.078	5.954	37.308
合計	156.079	34.608	———	———	211.247	37.308

[2]中地震慣性



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 · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i
自重	136.155	21.785	1.390	1.439	189.293	31.359
土圧	8.373	29.200	0.600	1.000	5.024	29.200
合計	144.528	50.985	—————	—————	194.317	60.559

荷重状態(水位)	N _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN.m)
常時	156.079	34.608	173.940
中地震慣性	144.528	50.985	133.758

(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 · B_j / 2.0 - M_o (kN.m)

ここに、

フーチング土圧方向幅 : B_j = 2.600 (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	N _c (kN)	H _c (kN)	M _c (kN.m)
常時	156.079	34.608	28.963
中地震慣性	144.528	50.985	54.128

全幅(5.000m)当り

荷重状態(水位)	N _c (kN)	H _c (kN)	M _c (kN.m)
常時	780.394	173.042	144.813
中地震慣性	722.640	254.925	270.642

2.6 安定計算結果

2.6.1 転倒に対する安定

(1)合力作用点及び偏心量の算出

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

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離 (m)

Mr : 底版つま先回りの抵抗モーメント (kN.m)

Mt : 底版つま先回りの転倒モーメント (kN.m)

V : 底版下面における全鉛直荷重 (kN)

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)

B : 底版幅 (m), B = 2.600

$$e_a = B / n$$

ここに、

e_a : 許容偏心距離 (m)

n : 安全率

荷重状態 (水 位)	Mr (kN.m)	Mt (kN.m)	V (kN)	d (m)	e (m)	e _a (m)
中地震慣性	194.317	60.559	144.528	0.925	0.375	0.867

(2)安全率の算出

$$F = \frac{|Mr|}{|Mo|} = \frac{|\sum V \cdot x_0 - \sum H \cdot y_0|}{|P_{AH} \cdot y_A - P_{AV} \cdot x_A|}$$

ここに、

Mr : 抵抗モーメント

Mo : 転倒モーメント

V : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計

x₀ : 土圧の鉛直成分を除いた鉛直力の合計の作用位置

H : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計

y₀ : 土圧の水平成分を除いた水平力の合計の作用位置

P_{AH} : 土圧の水平成分

y_A : 土圧の水平成分の作用位置

P_{AV} : 土圧の鉛直成分

x_A : 土圧の鉛直成分の作用位置

荷重状態 (水 位)	V · x ₀ (kN.m)	H · y ₀ (kN.m)	P _{AH} · y _A (kN.m)	P _{AV} · x _A (kN.m)
常時	205.293	0.000	37.308	5.954

荷重状態（水位）	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)	安全率	
			F = Mr/Mo	許容値
常時	205.293	31.353	6.548	1.500

2.6.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{R_v \cdot \mu + C_b \cdot B'}{R_H}$$

ここに、

R_v : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

R_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, $\mu = 0.500$

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

B' : 有効載荷幅(m), $B' = B - 2e$

B : 底版幅(m), $B = 2.600$

e : 偏心量(m)

荷重状態（水位）	偏心量 e(m)	有効載荷幅 B'(m)
中地震慣性	0.375	1.850

荷重状態（水位）	鉛直荷重 R_v (kN)	水平荷重 R_H (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}
中地震慣性	144.528	50.985	1.417	1.200

2.6.3 支持に対する照査

1) 合力作用点が底版中央の底版幅1/3（ミドルサード）の中にある場合

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

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

2) 合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

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

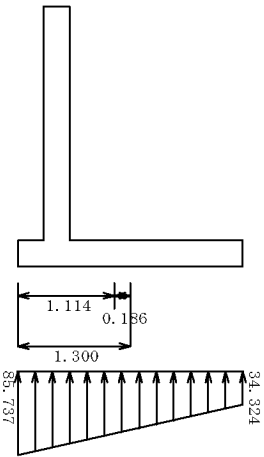
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), $B = 2.600$

e : 偏心量(m)

[1]常時



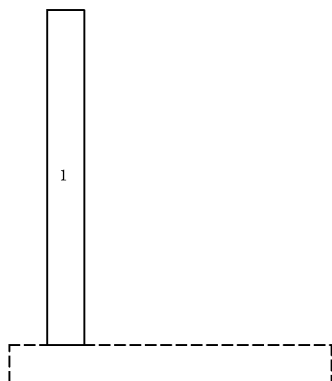
地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
2.600	台形	34.324	85.737	300.000

3章 豎壁の設計

3.1 豎壁基部の設計

3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

(1) ブロック割り



(2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.300 × 2.700 × 1.000	0.810	0.150	1.350	0.122	1.094	
		0.810	—	—	0.122	1.094	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.122 / 0.810 = 0.150 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 1.094 / 0.810 = 1.350 \text{ (m)}$$

3.1.2 躯体自重，その他荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 0.810 = 19.845$	0.000

3.1.3 土圧・水圧

[1] 常時

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置（断面中心からの距離） $x_p = 0.150 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 2.700 \text{ m}$

水位面より上の高さ $H_1 = 2.700 \text{ m}$

水位面より下の高さ $H_2 = 0.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度 $= 0.000^\circ$

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

背面土砂のせん断抵抗角 $= 24.000^\circ$

地表面が水平面となす角度 = 0.000 °
 壁面摩擦角 = 16.000 °

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(24.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 16.000^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ + 16.000^\circ) \cdot \sin(24.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 16.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.3750$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.3750 = 1.875 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p2 = K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1$$

$$= 0.3750 \times 18.000 \times 2.700 + 1.875$$

$$= 20.102 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 20.102 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (1.875 + 20.102) \times 2.700 = 29.669 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (20.102 + 20.102) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 29.669 + 0.000 = 29.669 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 29.669 \times \cos(0.000^\circ + 16.000^\circ) = 28.519 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 29.669 \times \sin(0.000^\circ + 16.000^\circ) = 8.178 \text{ kN}$$

作用位置

$$M1 = P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right)$$

$$= 29.669 \times \left(\frac{2 \times 1.875 + 20.102}{1.875 + 20.102} \times \frac{2.700}{3} + 0.000 \right)$$

$$= 28.980 \text{ kN.m}$$

$$M2 = P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right)$$

$$= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 20.102 + 20.102}{20.102 + 20.102} \times \frac{0.000}{3} \right)$$

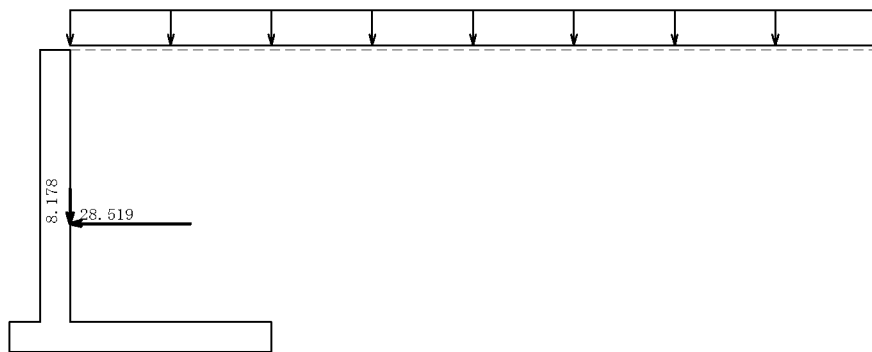
$$= 0.000 \text{ kN.m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{28.980 + 0.000}{29.669 + 0.000} = 0.977 \text{ m}$$

$$x = Ho \cdot \tan \theta - xp = 0.977 \times \tan 0.000^\circ - 0.150 = -0.150 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.977 = 0.977 \text{ m}$$

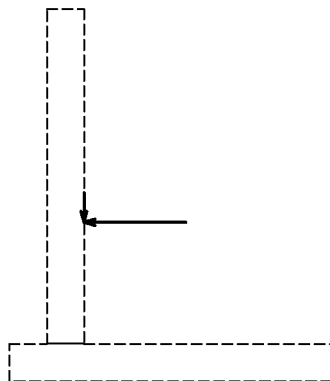
・土圧図



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

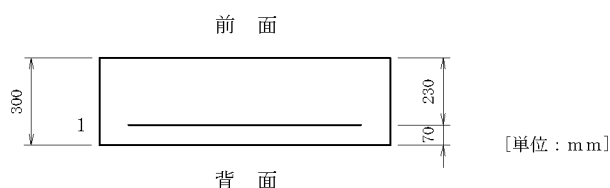


項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _{x,i} + M _{y,i} (kN.m)
自重	19.845	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	8.178	28.519	-0.150	0.977	27.857
合計	0.000	28.519	———	———	27.857

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	7.0	D13	1.267	8.00	10.136
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 8.632 (cm²)

(2)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- h : 部材断面の高さ (mm) , h = 300.000
- b : 部材断面幅 (mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- A_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 , n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	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	27.857	0.000	6.980	3.861	7.000	132.938	155.000

(3)せん断応力度の照査

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

ここに、

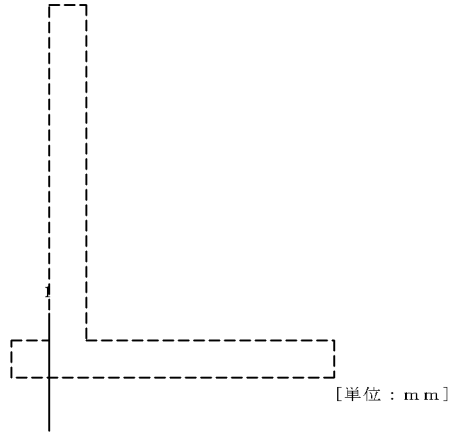
- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)

荷重状態(水位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	j	せん断応力度(N/mm ²)		
				計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}
常時	28.519	23.000	0.899	0.138	0.700	1.600

4章 つま先版の設計

4.1 照査位置[1]の設計

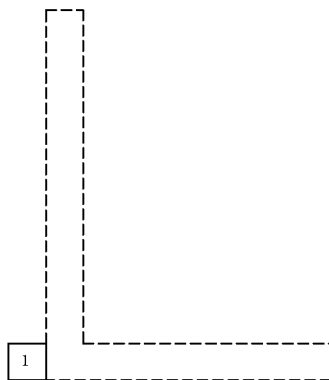
付け根からの距離 = 0.000 m



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	$0.300 \times 0.300 \times 1.000$	0.090	0.150	0.014	
		0.090	—	0.014	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.014 / 0.090 = 0.150 \text{ (m)}$$

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 $W = \text{ } \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.090 = 2.205$	0.150

4.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

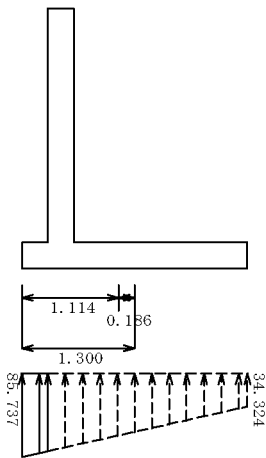
ここに、

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 = 0.300 (m)

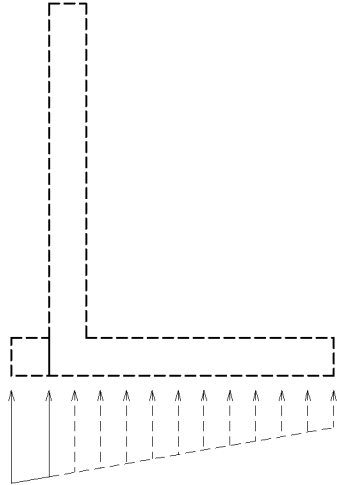
[1]常時



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
85.737	34.324	-24.831	0.152

4.1.4 断面力の集計

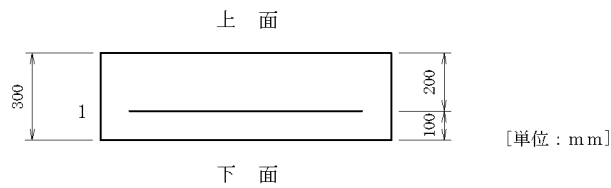
[1]常時



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN.m)
自重	-2.205	0.150	-0.331
地盤反力	24.831	0.152	3.769
合計	22.626	—	3.438

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	10.0	D6	0.317	8.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 1.157 (cm²)

(2)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

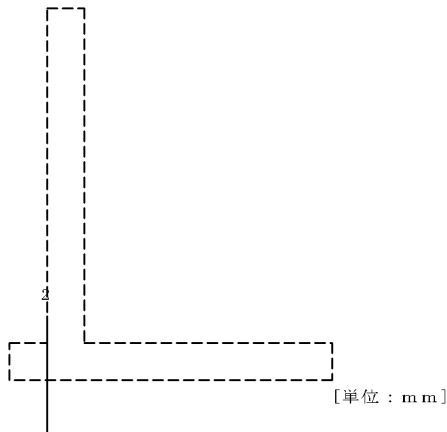
ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm) , h = 300.000
- 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(mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 , n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

荷重状態(水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時	3.438	3.538	1.033	7.000	72.106	155.000

4.2 照査位置[2]の設計

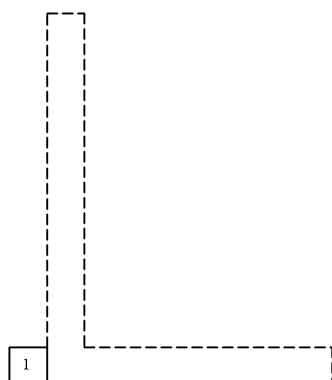
付け根からの距離 = 0.000 m



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	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m ³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	0.300 × 0.300 × 1.000	0.090	0.150	0.014	
		0.090	—	0.014	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.014 / 0.090 = 0.150 \text{ (m)}$$

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) 自重による作用力

[1] 常時

位置	鉛直力 $W = \quad \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 0.090 = 2.205	0.150

4.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

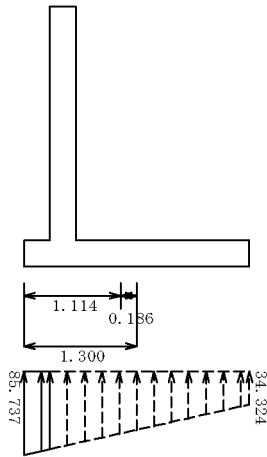
ここに、

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 = 0.300 (m)

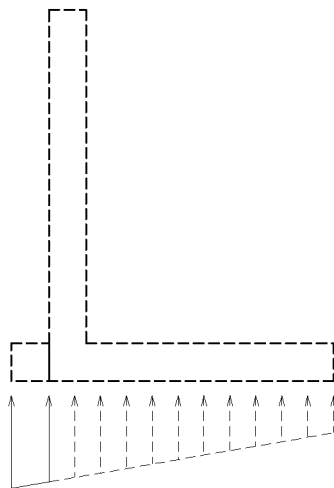
[1]常時



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
85.737	79.805	-24.831	0.152

4.2.4 断面力の集計

[1]常時



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自重	-2.205	0.150	-0.331
地盤反力	24.831	0.152	3.769
合計	22.626	—	3.438

4.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

ここに、

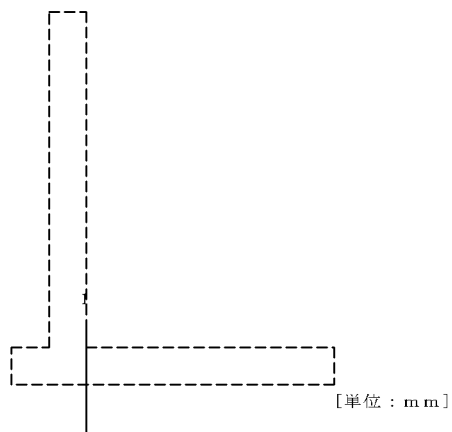
- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)

荷重状態 (水位)	せん断力 S_v (kN)	有効高 d (mm)	j	せん断応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値 σ_t
常時	22.626	200.000	0.941	0.120	0.700

5章 かかと版の設計

5.1 照査位置[1]の設計

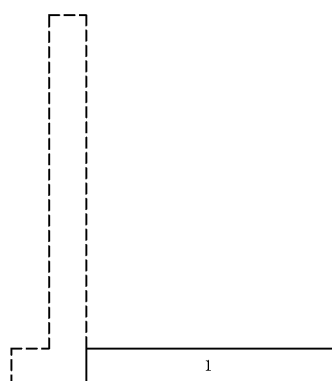
付け根からの距離 = 0.000 m



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



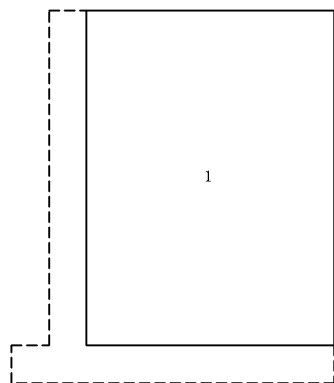
2) 自重・重心

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	2.000 × 0.300 × 1.000	0.600	1.000	0.600	
		0.600	—	0.600	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.600 / 0.600 = 1.000 \text{ (m)}$$

(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 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	2.000 × 2.700 × 1.000	5.400	1.000	5.400	
		5.400	—	5.400	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 5.400 / 5.400 = 1.000$ (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)自重による作用力

[1]常時

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.600 = 14.700$	1.000

(2)土砂重量，浮力

[1]常時

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 X (m)	体積 VI (m³)	重心位置 XI (m)
土砂(背面)	5.400	1.000	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 Xu (m)
土砂(背面)	5.400	1.000

水位より上の体積

$Vu = V - VI$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - VI \cdot XI) / Vu$

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)	$5.400 \times 18.000 = 97.200$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

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)	97.200	1.000

(3)自重集計

[1]常時

	重量 N_i (kN)	作用位置 X_i (m)	モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN.m)
躯体	14.700	1.000	14.700
背面土砂	97.200	1.000	97.200
合計	111.900	—	111.900

5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

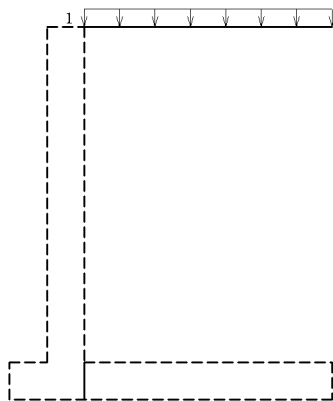
鉛直力

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

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	q_1 (kN/m ²)	q_2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	5.000	5.000	2.000	10.000	1.000

5.1.4 土圧

[1]常時

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)	xp = 0.600 m
	yp = 0.000 m
仮想背面の高さ	H = 3.000 m
水位面より上の高さ	H1 = 3.000 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
仮想背面が鉛直面となす角度	= 0.000 °
背面土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m ³
背面土砂のせん断抵抗角	= 24.00 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 2 / 3 = 16.000 °
主働土圧係数は、	

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(24.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 16.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ + 16.000^\circ) \cdot \sin(24.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 16.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.3750
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.3750 = 1.875 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.3750 \times 18.000 \times 3.000 + 1.875 \\
 &= 22.127 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 22.127 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (1.875 + 22.127) \times 3.000 = 36.003 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (22.127 + 22.127) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 36.003 + 0.000 = 36.003 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(+) = 36.003 \times \cos(0.000^\circ + 16.000^\circ) = 34.608 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(+) = 36.003 \times \sin(0.000^\circ + 16.000^\circ) = 9.924 \text{ kN}$$

作用位置

$$\begin{aligned}
 M1 &= P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right) \\
 &= 36.003 \times \left(\frac{2 \times 1.875 + 22.127}{1.875 + 22.127} \times \frac{3.000}{3} + 0.000 \right) \\
 &= 38.816 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M2 &= P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right) \\
 &= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 22.127 + 22.127}{22.127 + 22.127} \times \frac{0.000}{3} \right) \\
 &= 0.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$H_o = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{38.816 + 0.000}{36.003 + 0.000} = 1.078 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.078 = 1.078 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 9.924}{2.000} = 9.924 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重

P_v : 土圧の鉛直成分

L : かかと版の長さ

付け根から設計断面位置までの距離 $L1 = 0.000 \text{ m}$

設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L2 = 2.000 \text{ m}$

$$\text{設計断面位置の分布荷重強度 } p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L1 = \frac{9.924}{2.000} \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$$

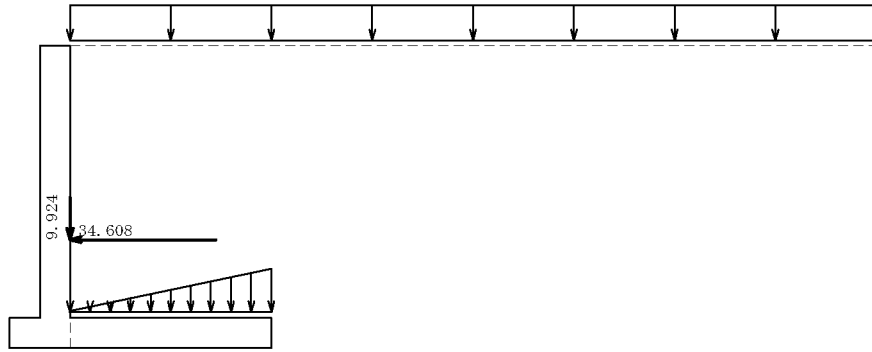
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (p_d + p_v) \cdot L2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 9.924) \times 2.000 = 9.924 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{p_d + 2 \cdot p_v}{p_d + p_v} \cdot \frac{L2}{3} = \frac{0.000 + 2 \times 9.924}{0.000 + 9.924} \times \frac{2.000}{3} = 1.333 \text{ m}$$

・土圧図



5.1.5 地盤反力

鉛直力

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

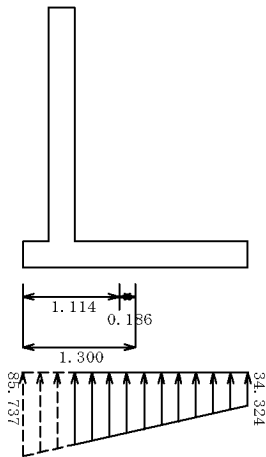
作用位置

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

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 : 地盤反力作用幅 L = 2.000 (m)

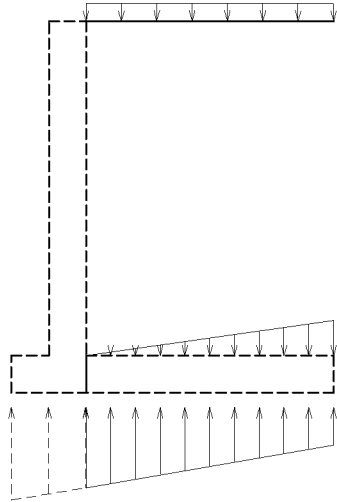
[1]常時



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
34.324	73.872	108.196	0.878

5.1.6 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	111.900	1.000	111.900
載荷、雪	10.000	1.000	10.000
土圧	9.924	1.333	13.232
地盤反力	-108.196	0.878	-95.014
合計	23.627	—	40.118

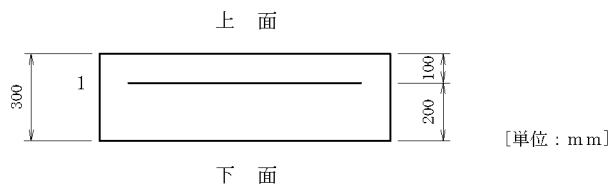
縦壁基部の断面力 $M1 = 27.857 \text{ kN.m}$

かかと版付け根の断面力 $M3 = 40.118 \text{ kN.m}$

$M3 > M1$ となったので、付け根の断面力として $M1$ を適用します。

5.1.7 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	D13	1.267	8.00	10.136
	2	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 $10.061 \text{ (cm}^2\text{)}$

(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

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

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

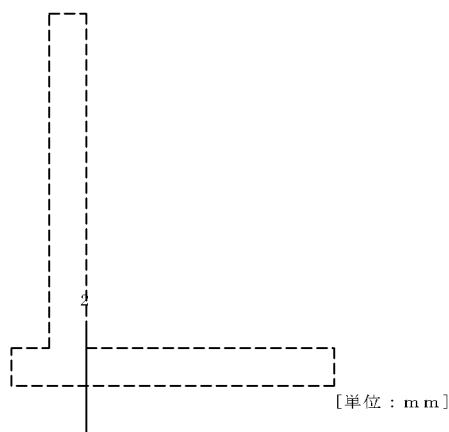
ここに、

- 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 = 300.000
- 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 (mm²)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 , n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

荷重状態 (水 位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時	27.857	6.423	4.855	7.000	153.915	155.000

5.2 照査位置[2]の設計

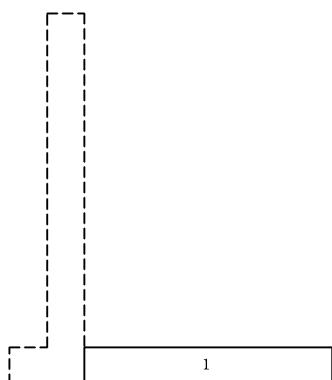
付け根からの距離 = 0.000 m



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



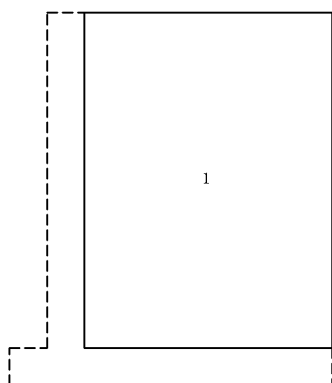
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	2.000 × 0.300 × 1.000	0.600	1.000	0.600	
		0.600	—	0.600	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.600 / 0.600 = 1.000$ (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 Xi (m)	Vi · Xi	備考
1	2.000 × 2.700 × 1.000	5.400	1.000	5.400	
		5.400	—	5.400	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 5.400 / 5.400 = 1.000$ (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)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	$24.500 \times 0.600 = 14.700$	1.000

(2)土砂重量，浮力

[1]常時

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 V_I (m^3)	重心位置 X_I (m)
土砂(背面)	5.400	1.000	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 X_u (m)
土砂(背面)	5.400	1.000

水位より上の体積

$$V_u = V - V_I$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_I \cdot X_I) / V_u$$

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 $W_I = V_I \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$5.400 \times 18.000 = 97.200$	$0.000 \times 19.000 = 0.000$

位 置	重量 W $W_u + W_I$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_I \cdot X_I) / W$ (m)
土砂(背面)	97.200	1.000

(3)自重集計

[1]常時

	重 量 N_i (kN)	作用位置 X_i (m)	モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN.m)
軀 体	14.700	1.000	14.700
背面土砂	97.200	1.000	97.200
合 計	111.900	—	111.900

5.2.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

鉛直力

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

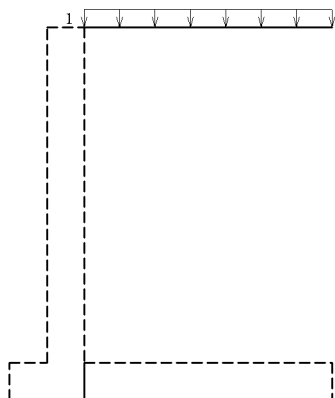
ここに、

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 ²)	q2 (kN/m ²)	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	5.000	5.000	2.000	10.000	1.000

5.2.4 土圧

[1]常時

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離）

$$x_p = 0.600 \text{ m}$$

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

仮想背面の高さ

$$H = 3.000 \text{ m}$$

水位面より上の高さ

$$H_1 = 3.000 \text{ m}$$

水位面より下の高さ

$$H_2 = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面が鉛直面となす角度

$$= 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$s = 18.000 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂のせん断抵抗角

$$= 24.00^\circ$$

地表面が水平面となす角度

$$= 0.000^\circ$$

壁面摩擦角

$$= 2/3 = 16.000^\circ$$

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(24.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ + 16.000^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24.00^\circ + 16.000^\circ) \cdot \sin(24.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ + 16.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.3750$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 5.000 \times 0.3750 = 1.875 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p2 = K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1$$

$$= 0.3750 \times 18.000 \times 3.000 + 1.875$$

$$= 22.127 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 22.127 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (1.875 + 22.127) \times 3.000 = 36.003 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (22.127 + 22.127) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 36.003 + 0.000 = 36.003 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha) = 36.003 \times \cos(0.000^\circ + 16.000^\circ) = 34.608 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha) = 36.003 \times \sin(0.000^\circ + 16.000^\circ) = 9.924 \text{ kN}$$

作用位置

$$M1 = P1 \cdot \left(\frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right)$$

$$= 36.003 \times \left(\frac{2 \times 1.875 + 22.127}{1.875 + 22.127} \times \frac{3.000}{3} + 0.000 \right)$$

$$= 38.816 \text{ kN.m}$$

$$M2 = P2 \cdot \left(\frac{2 \cdot p2 + p3}{p2 + p3} \cdot \frac{H2}{3} \right)$$

$$= 0.000 \times \left(\frac{2 \times 22.127 + 22.127}{22.127 + 22.127} \times \frac{0.000}{3} \right)$$

$$= 0.000 \text{ kN}$$

$$H_o = \frac{M1+M2}{P1+P2} = \frac{38.816+0.000}{36.003+0.000} = 1.078 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.078 = 1.078 \text{ m}$$

土圧の鉛直成分は、これと等価の三角形分布荷重とする。

$$p_v = \frac{2 \cdot P_v}{L} = \frac{2 \times 9.924}{2.000} = 9.924 \text{ kN/m}$$

ここに、

p_v : 等価の三角形分布荷重

P_v : 土圧の鉛直成分

L : かかと版の長さ

付け根から設計断面位置までの距離 $L1 = 0.000 \text{ m}$

設計断面位置より後方の分布荷重作用幅 $L2 = 2.000 \text{ m}$

設計断面位置の分布荷重強度 $p_d = \frac{p_v}{L} \cdot L1 = \frac{9.924}{2.000} \times 0.000 = 0.000 \text{ kN/m}$

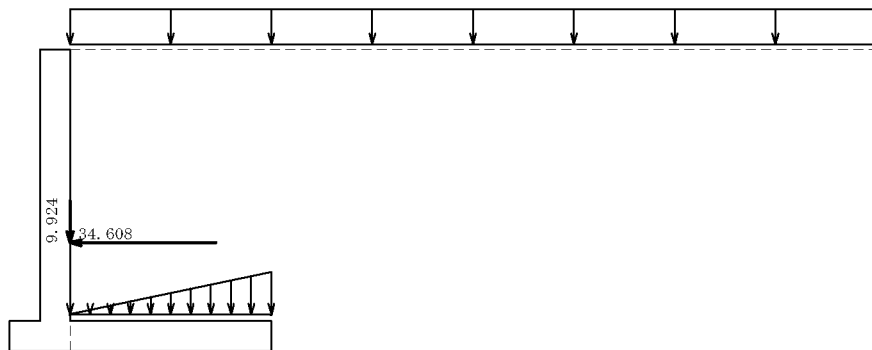
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (p_d + p_v) \cdot L2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 9.924) \times 2.000 = 9.924 \text{ kN}$$

作用位置

$$x = \frac{p_d + 2 \cdot p_v}{p_d + p_v} \cdot \frac{L2}{3} = \frac{0.000 + 2 \times 9.924}{0.000 + 9.924} \times \frac{2.000}{3} = 1.333 \text{ m}$$

・土圧図



5.2.5 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

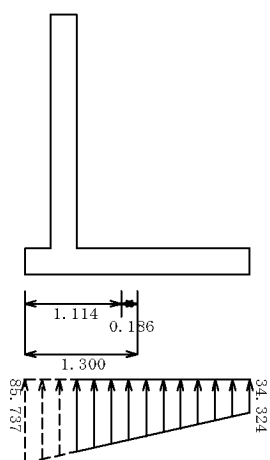
ここに、

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 : 地盤反力作用幅 L = 2.000 (m)

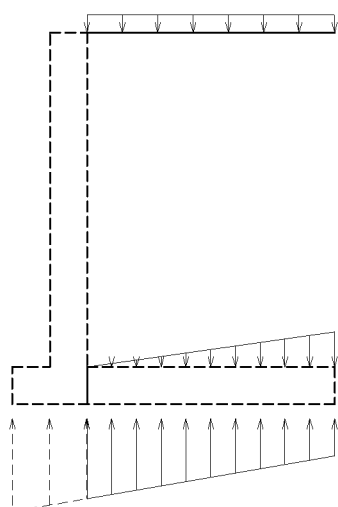
[1]常時



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
34.324	73.872	108.196	0.878

5.2.6 断面力の集計

[1]常時



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自重	111.900	1.000	111.900
載荷、雪	10.000	1.000	10.000

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
土 圧	9.924	1.333	13.232
地盤反力	-108.196	0.878	-95.014
合 計	23.627	—————	40.118

5.2.7 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : コンクリートの最大せん断応力度(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 _h (kN)	有効高 d(mm)	j	せん断応力度(N/mm ²)	
				計算値	許容値 τ _{a1}
常時	23.627	200.000	0.893	0.132	0.700